

7º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

Anais do Sétimo Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2016
20 a 22 de Setembro

Eduardo de Moraes Barreto Campello (Org.)

Associação Brasileira da Construção Metálica
São Paulo

CONGRESSO LATINO-AMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

**CONSTRU
METAL**
2016



ABCEM
Associação Brasileira da
Construção Metálica

Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-68391-01-3



9 788568 391013

7º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

Construmetal 2016

www.construmetal.com.br

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)

C749a Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (7. : 2016 : São Paulo)
Anais do 7º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (Construmetal) / VII Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 20-22 setembro 2016, São Paulo, Brasil; organizador Eduardo de Moraes Barreto Campello. – São Paulo: ABCEM, 2016.
1.260 p.; PDF

ISBN 978-85-68391-01-3

1. Aço - Estruturas - Congressos. 2. Construção metálica - Congressos. I. Campello, Eduardo de Moraes Barreto. II. Título.
CDD-624.1821

Publicação:

ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Programação e Editoração: Sidnei Palatnik

ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Av. Brig. Faria Lima, 1931 - 9º andar - CEP 01452-001 - São Paulo, SP - Brasil
Tel: (11) 3816.6597 | E-mail: abcem@abcem.org.br | www.abcem.org

CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRU METAL 2016

REALIZAÇÃO:



APOIO:



7º Congresso Latino-Americano da
Construção Metálica

**ANAIS DO SÉTIMO
CONGRESSO LATINO-
AMERICANO DA
CONSTRUÇÃO METÁLICA
(CONSTRUMETAL 2016)**

EDUARDO DE MORAIS BARRETO CAMPELLO (Org.)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

**SÃO PAULO
2016**

7º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica - CONSTRUMETAL 2016

São Paulo, 20 a 22 de setembro de 2016

Realização

ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica)

Diretoria

César Bilibio (Presidente)
Marino Garofani (Vice Presidente Estruturas)
Ulisses Nunes (Vice Presidente Galvanização)
Fulvio Zajakoff (Vice Presidente Coberturas)
Raul Quiroga (Vice Presidente Torres)
Vinicius Rodrigues Moraes Junior (Vice Presidente Desenvolvimento de Mercado)
Ronaldo do Carmo Soares (Diretor Executivo)

Comissão Organizadora

Eduardo M. B. Campello (Escola Politécnica da USP) (Presidente)
Catia Mac Cord Simões Coelho (Consultora ABCEM)
Sidnei Palatnik (MOBIUS Tecnologia Educacional)

Comitê Científico

Acir Mércio Loredó Souza (UFRGS)
Alberto Borges Vieira Jr (UFBA)
Alexandre Landesmann (UFRJ)
Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)
Bernardo Horowitz (UFPE)
Cilmar Donizeti Basaglia (UNICAMP)
Eduardo Batista (UFRJ)
Eduardo M. B. Campello (USP)
Fabio Domingos Pannoni (Gerdau)
Francisco Carlos Rodrigues (UFMG)
Gustavo de Souza Veríssimo (UFV)
Jairo Fruchtengarten (KF Engenheiros Associados)
Jorge Munaiar Neto (USP/São Carlos)
Julio Fruchtengarten (USP)
Leandro Fleck Fadel Miguel (UFSC)
Leandro Palermo (UNICAMP)
Luciano Mendes Bezerra (UnB)
Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior (UNICAMP)
Maximiliano Malite (USP/São Carlos)
Pedro Colmar G. S. Vellasco (UERJ)
Pedro Wellington G. N. Teixeira (USP)
Ricardo A. M. Silveira (UFOP)
Ricardo Hallal Fakury (UFMG)
Rosaria Ono (USP)
Valdir Pignatta e Silva (USP)
Yopanan Rebello (YCON Formação Continuada)
Walnório Graça Ferreira (UFES)
Zacarias Chamberlain (UPF)

Apresentação

Realizado bianualmente pela **ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica)** desde 2004, e contando com o apoio do CBCA (Centro Brasileiro da Construção do Aço), do Instituto Aço Brasil, do AISC (American Institute of Steel Construction), da Alacero (Asociación Latino Americana del Acero), do INDA (Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço), da AARS (Associação do Aço do Rio Grande do Sul), e, mais recentemente, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, o **Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (CONSTRUMETAL)** tem a finalidade de promover e divulgar os principais avanços tecnológicos da construção em aço e também a sua importância e potencialidade como solução de alta qualidade no contexto moderno da engenharia industrializada e sustentável.

Já consagrado como o maior evento da construção metálica na América Latina, nesta sua sétima edição o Construmetal contou novamente com a ajuda de um Comitê Científico para organizar as Sessões Tecnocientíficas. O objetivo foi consolidar e ampliar o viés técnico e científico conferido às Sessões desde a sua sexta edição, e com isso prover à comunidade latino-americana um fórum específico de alto nível para a discussão e disseminação de novas tecnologias relacionadas ao uso do aço na construção civil. O Comitê contou com a participação de renomados acadêmicos e pesquisadores de todo o país, além do apoio institucional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Temos a certeza de estar dando mais um passo firme na direção de consolidar o Construmetal como “o” congresso do aço (relacionado à construção civil) no Brasil e na América Latina, incorporando em definitivo a comunidade acadêmica e desenvolvedora de novas tecnologias em seu público alvo.

Parabenizo a ABCEM por esta importantíssima realização. Agradeço ao Sidnei Palatnik por todo o suporte e dedicação na organização do congresso. Agradeço também à Catia Mac Cord pela iniciativa com relação às Sessões, e ao Ronaldo do Carmo Soares pelo apoio incondicional. E agradeço em especial o valiosíssimo esforço de todos os membros do Comitê Científico, sem os quais a organização desses Anais – e também das próprias Sessões – teria sido impossível.

São Paulo, setembro de 2016.

Eduardo M. B. Campello

Presidente da Comissão Organizadora e do Comitê Científico do Construmetal 2016. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Construmetal 2016

ÍNDICE

Parte 1. Ação de vento em Edificações

AÇÃO DO VENTO SOBRE O MUSEU DO AMANHÃ

ABORDAGEM DIDÁTICA E PRÁTICA DA AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES

COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA DO VENTO EM TORRE METÁLICA AUTOPORTANTE

AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO SOBRE A COBERTURA DO PARQUE MADUREIRA

ANÁLISE NUMÉRICA DOS EFEITOS DAS AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS METÁLICOS

Parte 2. Coberturas

SISTEMA GENERATIVO E FLAMBAGEM DE SEÇÕES TRAPEZOIDAIS ENRIJECIDAS: APLICAÇÃO EM SISTEMA ORTOTRÓPICO DE COBERTURA EM AÇO

SISTEMA DE COBERTURA METÁLICA CONTRAVENTADO POR DIAFRAGMAS

ESTUDO DE APLICAÇÃO DE PROTENSÃO EXTERNA PARA MONTAGEM DE COBERTURA METÁLICA COM ESTRUTURA EM ARCO E SEÇÃO DE PAREDES DELGADAS

ANÁLISE DE INSTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE COBERTURA DEVIDO AO EFEITO DE EMPOÇAMENTO

DIMENSIONAMENTO DE ABERTURA ZENITAL EM GALPÃO CONSIDERANDO ASPECTOS DE DESEMPENHO TÉRMICO E LUMÍNICO

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS EM COBERTURA METÁLICA

Parte 3. Dimensionamento de Estruturas de Aço

INFLUÊNCIA DA DISTORÇÃO DA ALMA NA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE PERFIS I SUBMETIDOS A MOMENTO CONSTANTE E CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE ESTRUTURAL PARA UMA TRELIÇA METÁLICA IÇADORA DE ADUELAS DE CONCRETO PARA PONTES

O EFEITO DA DEFORMAÇÃO POR CORTANTE NAS CARGAS DE FLAMBAGEM DE PLACAS

FORMULAÇÃO DO MODO DE FLAMBAGEM DISTORCIONAL EM PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO DE SEÇÃO 'U ENRIJECIDO' SOB COMPRESSÃO AXIAL

ANÁLISE NÃO-LINEAR ELASTOPLÁSTICA DE ESTRUTURAS DE AÇO COM PERFIS DE SEÇÃO TRANSVERSAL COMPACTA

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO OTIMIZADOS DE ESTRUTURAS PLANAS DE AÇO

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS ALVEOLARES DE EIXO CURVO CONSIDERANDO EFEITOS DO PROCESSO DE FABRICAÇÃO

ANÁLISE DA ESTABILIDADE HORIZONTAL DE EDIFÍCIOS DE AÇO COM MÚLTIPLOS ANDARES

PRÉ-DIMENSIONAMENTO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS DE AÇO EM PERFIS CONFORMADOS A QUENTE DE ABAS PARALELAS

TORRE DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA: UM NOVO OLHAR E POSSIBILIDADES PARA O CENÁRIO DE TRANSMISSÃO BRASILEIRO

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LIGAÇÕES TUBULARES TIPO "K"

MODELAGEM DE ELEMENTOS E LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE AÇO COMBINANDO ELEMENTOS FINITOS DE VIGA E CASCA

INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE E INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE PONTE METÁLICA. – “PONTE SECA” – 1920

UMA REVISÃO SOBRE VIBRAÇÕES DEVIDO A ATIVIDADES RÍTMICAS HUMANAS EM SISTEMAS DE PISO DE ESTRUTURAS DE AÇO

DIMENSIONAMENTO DE BASE DE PILARES METÁLICOS EM SEÇÕES RETANGULARES E CIRCULARES

PLACAS DE BASE – CÁLCULO DE TENSÕES ATRAVÉS DE MÉTODO NUMÉRICO

COLAPSO DE JANSSEN - PRINCÍPIOS MATEMÁTICOS DO CÁLCULO DE SILOS CILÍNDRICOS PARA GRÃOS

A RIGIDEZ DE LIGAÇÃO VIGA-COLUNA COM CANTONEIRAS DUPLAS NA ALMA

Parte 4. Estruturas Leves

ANÁLISE QUALITATIVA E COMPARATIVA ENTRE OS PRINCIPAIS CÓDIGOS NORMATIVOS COM ABORDAGEM A SEÇÕES COMPOSTAS POR DUPLA CANTONEIRA

ESPECIFICAÇÃO PARA PERFIS DE DRYWALL E LIGHT STEEL FRAMING

JUNTAS INVISÍVEIS EM PLACAS CIMENTÍCIAS NO FECHAMENTO DE SISTEMAS LIGHT STEEL FRAMING

TERÇA PRONTA HIPERESTÁTICA, CAIBRO E RIPA GALVANIZADOS

ENSAIO DE CARGA DE PERFIL FORMADO A FRIO DE SEÇÃO CARTOLA

Parte 5. Estruturas mistas Aço e Concreto

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS ESBELTAS

ANÁLISE EXPERIMENTAL SOBRE A ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E O CONCRETO DE PERFIS TUBULARES MISTOS PREENCHIDOS

CONECTORES PARAFUSOS INSTALADOS EM DOIS NÍVEIS EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS COM CONCRETO AUTOADENSÁVEL

INFLUÊNCIA DO CONECTOR CRESTBOND NA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS EM PILARES MISTOS TUBULARES

MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS TUBULARES CIRCULARES PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

ESTUDO EXPERIMENTAL DAS LIGAÇÕES MISTAS SEMIRRÍGIDAS EM REGIÕES DE MOMENTO NEGATIVO – COMPONENTE CONECTORES DE CISLHAMENTO

PERFIS TUBULARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO: COMPARATIVO PRELIMINAR PARA O DIMENSIONAMENTO ENTRE AS NORMAS NBR 8800:2008, NBR 16239:2013 E EUROCODE4:2007

AValiação DE SEGURANÇA DE UM PILAR MISTO PARCIALMENTE REVESTIDO VIA MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO COM CONTROLE DE CARGA

CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS HÍBRIDAS E MISTAS: ESTUDO DE CASOS

Parte 6. Execução de Estruturas / Estruturas tubulares

ANÁLISIS DE MONTAJE NO CONVENCIONAL PARA CAMPANA DE EXTRACCIÓN DE HUMOS, DE 235 T DE PESO

COMPORTAMENTO E PROJETO DE BARRAS COMPOSTAS COMPRIMIDAS FORMADAS POR PERFIS TUBULARES CIRCULARES CONCÊNTRICOS LAMINADOS DE AÇO

CONSTRUÇÃO MODULAR EM CAMPO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DE PRODUÇÃO DE VIGAS ALVEOLARES DE AÇO EM DIFERENTES PADRÕES

APLICAÇÃO DO PMBOK® NO GERENCIAMENTO DA MONTAGEM DE PROJETOS EM ESTRUTURA METÁLICA

Parte 7. Patologias

INVESTIGAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE AÇO DO PARQUE DO POVO

Parte 8. Projeto

APLICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS: ESTUDO DE CASO

UTILIZAÇÃO DE PILARES EXISTENTES PARA CRIAÇÃO DE PASSARELA EM SHOPPING DE BRASÍLIA

ESTUDO DE CASO: O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SHOPPING CENTERS

PROPOSTA DE EDIFÍCIO GARAGEM MODULAR DE MÚLTIPLOS ANDARES EM ESTRUTURA METÁLICA PARA A UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

Parte 9. Proteção contra Incêndio

SOBRE A ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

AValiação DO USO DE REVESTIMENTO CONTRA FOGO NA FACE INFERIOR DE LAJES MISTAS COM FÔRMA DE AÇO INCORPORADA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES METÁLICAS SUBMETIDAS A ESFORÇO CISALHANTE SOB ALTAS TEMPERATURAS

Parte 10. Proteção de Estruturas

COMO A SELEÇÃO DE TINTAS CONTRIBUI NA PRODUTIVIDADE E PROCESSAMENTO DE CHAPAS DE AÇO

ANÁLISE DE DESEMPENHO DA PROTEÇÃO SUPERFICIAL PARA DIFERENTES ESPESSURAS DE CAMADA DE PELÍCULA SECA EM SUBSTRATOS METÁLICOS COM E SEM PREPARAÇÃO DE SUPERFÍCIE ATRAVÉS DO JATEAMENTO ABRASIVO SA 2 ½

UTILIZAÇÃO DA GALVANIZAÇÃO POR IMERSÃO A QUENTE EM ESTRUTURAS DE WIND FENCE

SELEÇÃO CORRETA DE TINTAS INTUMESCENTES PARA PROTEÇÃO CONTRA FOGO CELULÓSICO EM PROJETOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL EM AÇO

Parte 11. Recuperação de estruturas / Retrofit

DESAFIOS DA REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS ANTIGAS: A PONTE HERCÍLIO LUZ

VIGAS VAGONADAS E A RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

RETROFIT DA ESTRUTURA DE COBERTA DO ESPAÇO CULTURAL JOSÉ LINS DO REGO

Parte 12. Sustentabilidade

INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE PARA COMPARAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM AÇO E CONCRETO ARMADO

EDIFICAÇÕES SUSTENTÁVEIS: SISTEMAS CONSTRUTIVOS MODULARES EM AÇO – UTILIZAÇÃO DE CONTAINERS PARA CONSTRUÇÃO DE PÓLOS EDUCACIONAIS UNIVERSITÁRIOS



AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

AÇÃO DO VENTO SOBRE O MUSEU DO AMANHÃ*

Acir Mércio Loredo-Souza¹
Marcelo Maia Rocha¹
Mario Gustavo Klaus Oliveira²
Maria Cristina Dolz Bênia²
Matthew Bruce Vallis¹
Marcelo Zanfelice Cavalcante²
José Luíz Costa Souza³
Agnagildo Machado³

Resumo

Este trabalho apresenta a descrição do estudo em túnel de vento do Museu do Amanhã, tanto em termos de efeitos estáticos quanto à análise dos efeitos dinâmicos. Maiores níveis de segurança e confiabilidade são atingidos quando a consideração criteriosa dos efeitos do vento é feita a partir da etapa de concepção, podendo inclusive levar a alterações arquitetônicas na forma externa da construção. Este processo preventivo é, geralmente, o de menor custo e o de maior eficiência. Além do estudo em túnel de vento, são discutidas as soluções estruturais adotadas para fazer frente às solicitações devidas ao vento. O trabalho apresenta a análise dos principais resultados do estudo, bem como evidencia os benefícios da utilização do túnel de vento como ferramenta de projeto para estruturas, coberturas e fechamentos, viabilizando a construção de edificações com arrojados projetos arquitetônicos.

Palavras-chave: Vento; Estruturas Metálicas; Túnel de Vento.

WIND ACTION ON MUSEU DO AMANHÃ

Abstract

This paper describes the wind tunnel study performed on Museu do Amanhã, both in terms of the static effects and the dynamics analysis. Higher levels of safety and reliability are reached when the precise consideration of the wind loads is taken at the design stage, even leading to architectural changes, if necessary. This process is generally the less costly and the most efficient. Besides the wind tunnel testing, the structural solutions to withstand the wind loads are also discussed. The paper presents the main results from the study, as well highlights the benefits of Wind tunnel testing as a design tool for the design of structures and cladding, allowing the construction of advance and challenging architectural shapes.

Keywords: Wind; Steel Structures; Wind Tunnel.

¹ Laboratório de Aerodinâmica das Construções, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

² Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda, Porto Alegre, RS, Brasil.

³ Enpro Engenharia e Projetos, Salvador, BA, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A primeira parte deste estudo consiste na determinação através de ensaios em túnel de vento, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre o Museu do Amanhã (figura 1), construído na cidade do Rio de Janeiro, RJ. A segunda parte deste trabalho apresenta a descrição do estudo da ação dinâmica do vento. Esta análise foi realizada a partir de registros dinâmicos de pressão, integrados em alta frequência, com o método HFPI (*high frequency pressure integration method*). Este método de análise permite a estimativa das amplitudes de deslocamentos, velocidades e acelerações que ocorrerão devido às flutuações das pressões aerodinâmicas através da combinação de pressões dinâmicas, medidas experimentalmente em túnel de vento, com um modelo dinâmico teórico-numérico da estrutura. Possíveis amplificações dinâmicas decorrentes de efeitos ressonantes, associados tanto à turbulência atmosférica quanto ao desprendimento de vórtices são contemplados pelo método. Efeitos ressonantes podem produzir esforços maiores do que aqueles estimados em uma análise estática convencional.

Maiores níveis de segurança e confiabilidade são atingidos quando a consideração criteriosa dos efeitos do vento é feita a partir da etapa de concepção, podendo inclusive levar a alterações arquitetônicas na forma externa da construção. Este processo preventivo é, geralmente, o de menor custo e o de maior eficiência. O ensaio em túnel de vento do modelo do Museu do Amanhã foi realizado na fase de verificação do projeto da referida estrutura. O solicitante foi Consórcio Porto Rio, sendo que a construção e instrumentação dos modelos, bem como o processamento e análise dos resultados ficaram a cargo da Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., e os ensaios em túnel de vento foram realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul [1, 2].



Figura 1 – Perspectiva artística do Museu do Amanhã.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para realização de ensaios em túnel de vento foi construído um modelo reduzido em escala 1/200. Estes ensaios determinaram as pressões na superfície externa da edificação. O modelo foi instrumentado com 1.861 tomadas de pressão, sendo 1.763 tomadas posicionadas no corpo principal e 98 tomadas posicionadas nas “asas”. A figura 2 mostra o modelo no interior do túnel de vento.

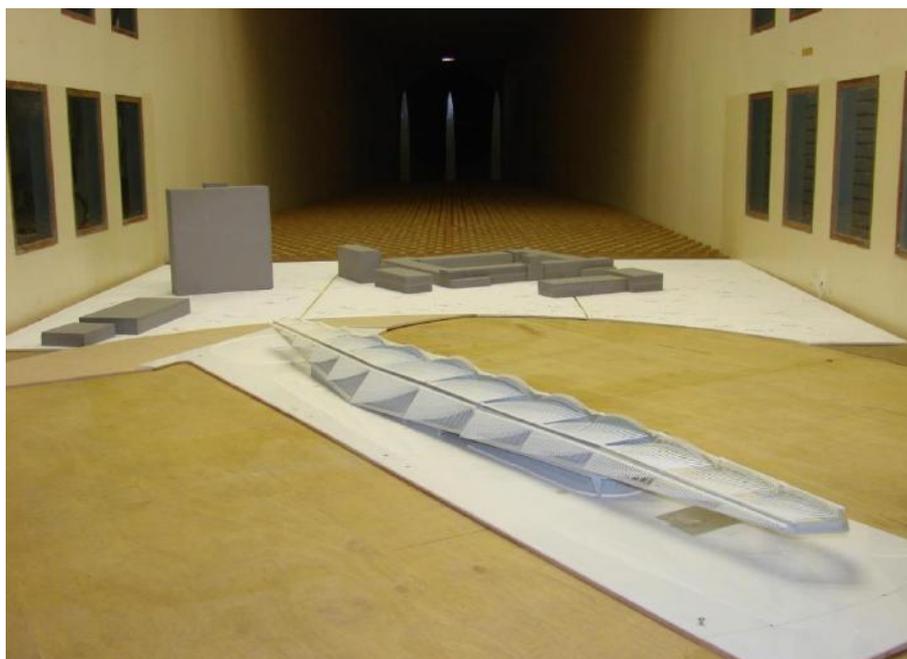


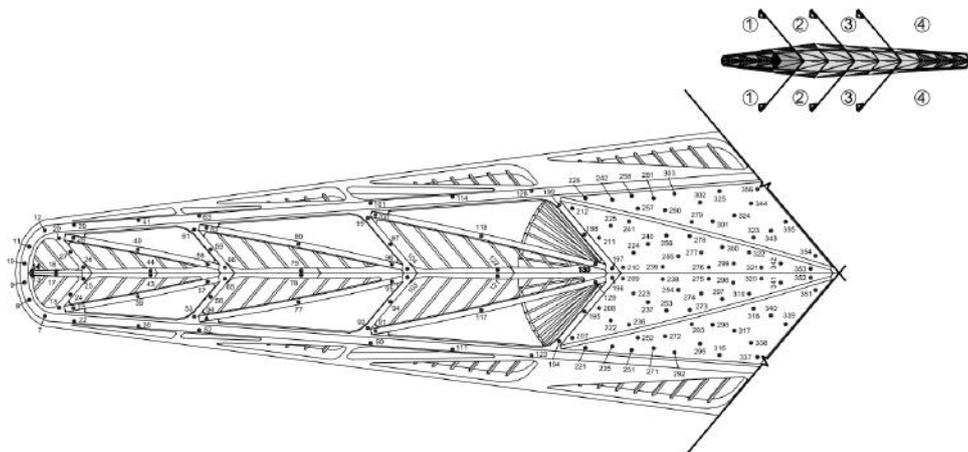
Figura 2 – Modelo reduzido do Museu do Amanhã no interior do túnel de vento.

As tomadas foram posicionadas de modo a possibilitar um levantamento da distribuição das pressões sobre toda a edificação. A figura 3 indica a localização das tomadas de pressão do modelo. As pressões instantâneas foram medidas a cada 15° de incidência do vento, perfazendo um total de 89.328 medidas de séries temporais de pressão, para as três configurações de ensaio:

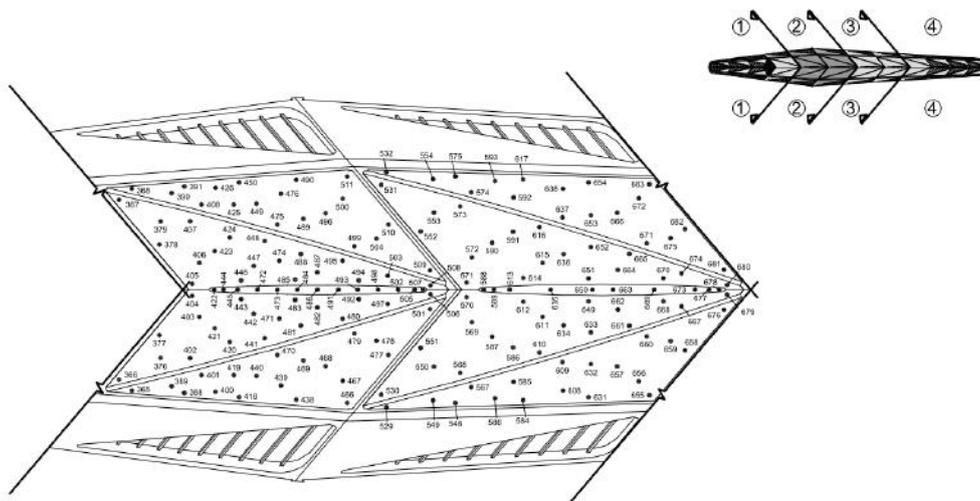
- Configuração I: asas fechadas;
- Configuração II: asas superiores parcialmente abertas (lado leste totalmente aberto na posição vertical e lado oeste fechado, e vice-versa);
- Configuração III: asas superiores fechadas e asas laterais abertas.

Foram simulados todos os detalhes significativos da edificação real para que as condições de semelhança geométrica fossem preservadas. Algumas simplificações foram realizadas no modelo para que certos detalhes arquitetônicos não afetassem localmente as medidas em determinadas tomadas de pressão, principalmente devido aos efeitos do número de Reynolds (Re) na distribuição de pressões sobre superfícies curvas.

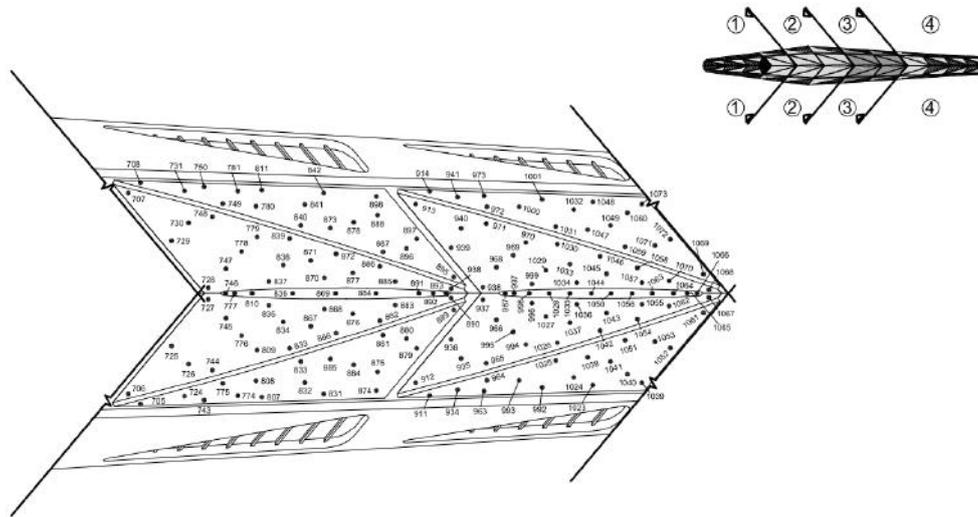
As pressões externas em superfícies curvas dependem da localização dos pontos de separação do escoamento, os quais variam com a velocidade do vento, características de sua turbulência, dimensões e relação entre as dimensões da edificação, curvatura da superfície externa da cobertura e sua rugosidade. A distribuição das pressões adimensionais sobre modelos reduzidos é garantida, portanto, pela preservação de Re nos ensaios, além da colocação, no caso de superfícies curvas, de um determinado tipo de rugosidade na superfície da cobertura do modelo que provoque transição no regime de escoamento para um Re equivalente. Um aumento da turbulência do escoamento provoca efeito semelhante ao de um aumento na rugosidade superficial. O efeito da variação do coeficiente de arrasto C_a com Re para um cilindro de secção circular é indicado de forma qualitativa na figura 4 [3], a qual também mostra a diferença entre os valores de C_a para corpos com arestas vivas e com superfícies curvas.



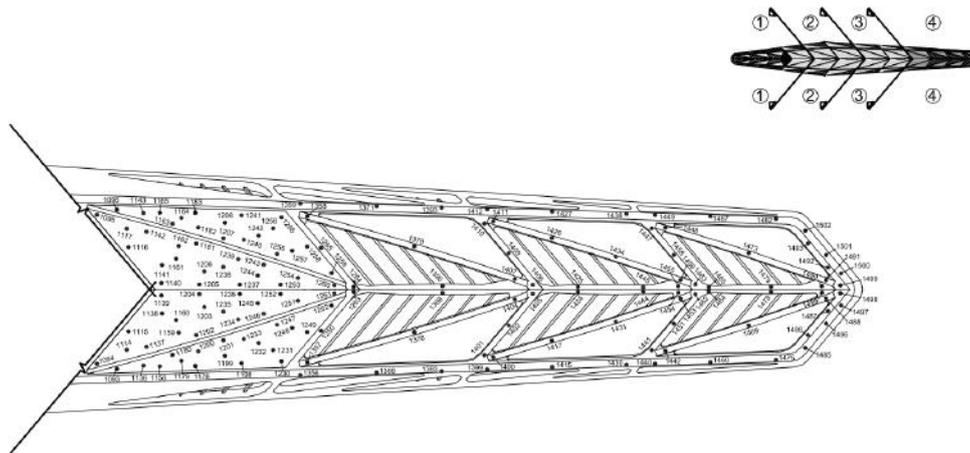
Parte 1



Parte 2



Parte 3



Parte 4

Figura 3 – Localização das tomadas de pressão do modelo reduzido do Museu do Amanhã.

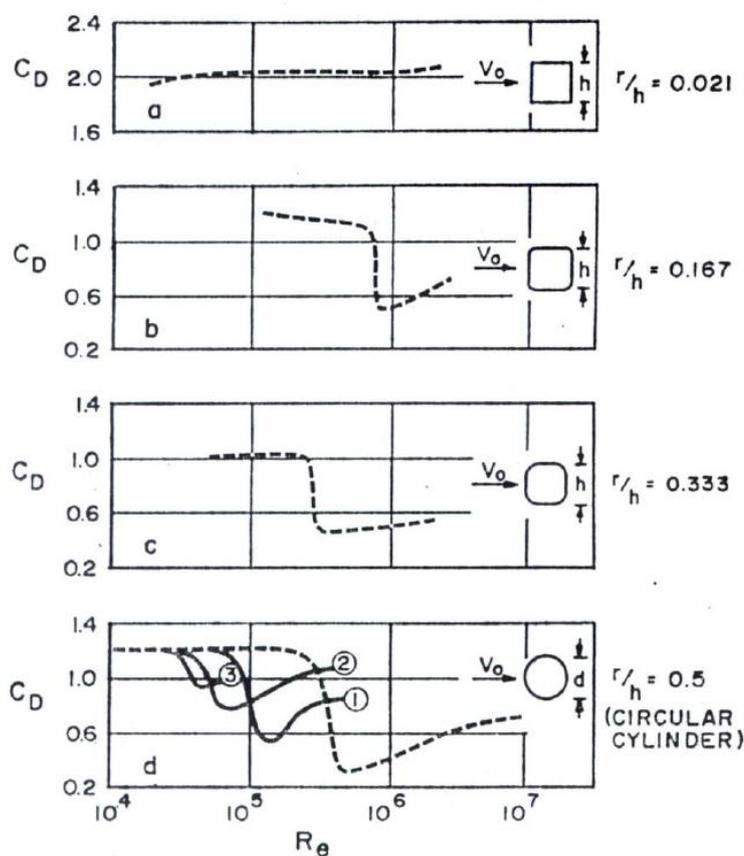


Figura 4 - Influência da variação do número de Reynolds sobre o coeficiente de arrasto de acordo com a forma da seção transversal. Os números 1, 2 e 3 na última figura representam rugosidades diferentes da superfície da seção circular e têm efeito semelhante ao de uma variação da turbulência no escoamento incidente [3].

O número de Reynolds influencia a forma do escoamento e, conseqüentemente, a distribuição de pressões e a força exercida sobre o sólido imerso no escoamento. O número de Reynolds é definido como $Re = V l / \nu$, sendo V a velocidade do vento, l uma dimensão característica e ν a viscosidade cinemática do ar, a qual pode ser considerada aproximadamente constante para pequenas variações de temperatura. Então, para uma determinada dimensão característica l , Re depende fundamentalmente da velocidade, ou seja, quando se varia a velocidade, Re sofre uma variação equivalente. É interessante ressaltar que em certos casos forças maiores podem resultar de velocidades menores conforme o valor de Ca . Além disso, tanto a rugosidade da superfície do corpo em estudo quanto a turbulência do escoamento incidente, causam alterações na referida curva $Ca \times Re$. Desta forma, extrapolações de dados obtidos para superfícies curvas específicas, sejam chaminés, tubos, torres ou coberturas, não são recomendadas.

Os ensaios foram realizados no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann da Universidade Federal do Rio Grande do Sul [1, 2], mostrado na figura 5. Trata-se de um túnel de vento de camada limite de circuito fechado, projetado especificamente para ensaios estáticos e

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dinâmicos de modelos de construções civis. Este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais. Tem relação “comprimento / altura” da câmara de ensaios superior a 10. A velocidade do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e sem modelos, ultrapassa 160 km/h. A simulação correta das principais características do vento natural em túneis de vento é requisito básico para aplicações em Engenharia Civil [4], sem a qual os resultados obtidos podem se afastar consideravelmente da realidade.

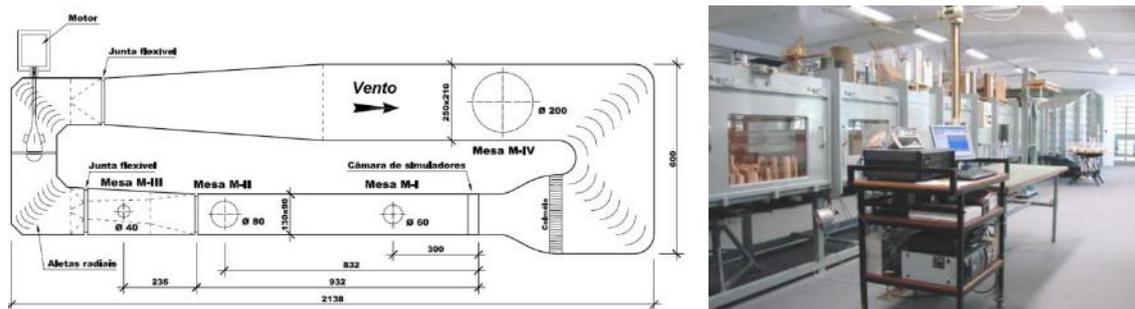


Figura 5 – Túnel de Vento Professor Joaquim Blessmann do LAC/UFRGS.

De acordo com as características da rugosidade do terreno em torno do empreendimento, foram simulados dois tipos de vento com perfis potenciais de velocidades médias de expoentes p iguais a 0,11 (rugosidade representativa da Categoria I - NBR 6123 [5]) e 0,23 (rugosidade entre as Categorias III e IV - NBR 6123). As características das rugosidades dos terrenos simulados são as seguintes:

Categoria I – superfície lisa de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Exemplos:

- mar calmo*;
- lagos e rios;
- pântanos sem vegetação;

*Para mar agitado o valor do expoente p para uma hora pode chegar a 0,15, em ventos violentos. Em geral, $p = 0,12$.

Categoria III – terreno plano ou ondulado com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0m.

Categoria IV – terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Esta categoria inclui também zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na Categoria V.

O vento simulado engloba a gama de rugosidades existentes nas proximidades da edificação em estudo. Considerando-se as características do local em estudo e dos terrenos próximos ao empreendimento, optou-se por testar o modelo para ventos incidentes com estas características. Em torno do modelo instrumentado foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala do modelo, para que as condições de escoamento correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais a edificação testada estará sujeita depois de concluída. Com o correr dos anos há tendência de aumento da rugosidade das zonas construídas devido a prováveis futuras urbanizações, o que poderá causar alguma redução nos esforços estáticos em algumas zonas da edificação. Por outro lado, possíveis efeitos nocivos de vizinhança, pela construção futura de outras edificações nas cercanias imediatas da edificação em estudo, podem ocorrer.

As principais características dos ventos simulados: perfil vertical das velocidades médias, em porcentagem da velocidade média no eixo longitudinal do túnel (pontos experimentais e curva potencial teórica), intensidade (I1) e macro-escala (L1) da componente longitudinal da turbulência [6], podem ser encontrados em [7].

O perfil de velocidades médias é expresso, aproximadamente, pela lei potencial (Equação 1):

$$\bar{V}(x_3)/\bar{V}_{ref} = (x_3/x_{ref})^p \quad (1)$$

Sendo:

$\bar{V}(x_3)$ – velocidade média na altura x_3 ;

\bar{V}_{ref} – velocidade média em uma altura de referência (no túnel, $x_{ref} = 450\text{mm}$);

$p = 0,11$ e $0,23$.

3 RESULTADOS

3.1 Coeficientes aerodinâmicos

As pressões no modelo foram registradas por meio de transdutores elétricos de pressão. Um exemplo de registro das pressões obtidas através dos transdutores elétricos de pressão é mostrado na figura 6. Foram registradas as pressões para cada ponto de medição, sendo determinados os valores mínimos, médios, máximos e rms dos coeficientes de pressão.

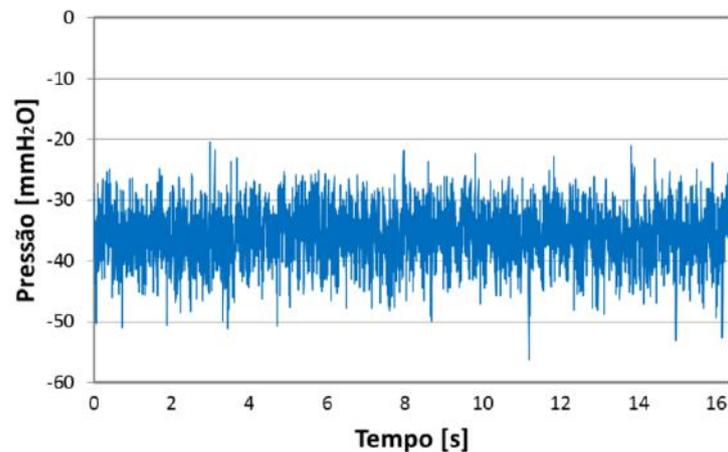


Figura 6 – Registro da variação de pressão ao longo do tempo para a tomada 300 e ângulo de incidência do vento a 330° (vento com expoente p=0,11).

Os coeficientes de pressão externa nas faces da cobertura são definidos pelas Equações 2 a 5. Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos a pressão dinâmica de referência, q , foi determinada a partir da velocidade média do vento a uma altura correspondente a 25m (vinte e cinco metros) acima do nível do terreno, em escala real.

$$\bar{c}_p = \frac{\frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt}{q} \quad (2)$$

$$\tilde{c}_p = \frac{\sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (p(t) - \bar{p})^2 dt}}{q} \quad (3)$$

$$\hat{c}_p = \frac{p_{max}}{q} \quad (4)$$

$$\check{c}_p = \frac{p_{min}}{q} \quad (5)$$

Sendo:

\bar{c}_p	coeficiente de pressão médio;
\tilde{c}_p	coeficiente de pressão rms;
\hat{c}_p	coeficiente de pressão máximo;
\check{c}_p	coeficiente de pressão mínimo;
$p(t)$	pressão instantânea, na superfície da edificação, medida em relação à pressão estática de referência;
\bar{p}	valor médio de $p(t)$ para o período de amostragem T;
p_{max}	valor máximo de $p(t)$ para o período de amostragem T;
p_{min}	valor mínimo de $p(t)$ para o período de amostragem T;
t	tempo;

T	período de amostragem;
$q = 1/2\rho\bar{V}^2$	pressão dinâmica de referência;
ρ	massa específica do ar;
\bar{V}	velocidade média de referência, medida a uma altura equivalente a 25m acima do nível do solo, em escala real.

Foi adotada a seguinte convenção de sinais:

coeficientes positivos: sobrepressão (+)
coeficientes negativos: sucção (-)



Embora as pressões de pico não ajam simultaneamente sobre toda a estrutura, as pressões médias podem ser integradas para fornecerem valores médios das forças cortantes e momentos fletores e de torção atuantes na edificação. Estes valores podem ser usados em combinação com fatores de rajada, tais como os da NBR-6123(1988) [5], para fornecerem as cargas totais equivalentes atuantes na edificação.

Os coeficientes de pressão médios calculados permitem a determinação de coeficientes de forma externos (C – Equação 6), aplicáveis a uma superfície plana de área A.

$$C = F / (qA) \quad (6)$$

Sendo F a resultante das pressões externas sobre a superfície plana (é uma força perpendicular a esta superfície), como descrito pela Equação 7.

$$F = \int_A \bar{p} \, dA = \int_A \bar{c}_p q \, dA \quad (7)$$

E, portanto, substituindo na Equação 6, obtém-se a Equação 8 que permite determinar C a partir dos coeficientes de pressão médios por integração numérica.

$$C = \frac{1}{A} \int_A \bar{c}_p \, dA \quad (8)$$

3.2 Forças devidas ao vento

As forças externas devidas ao vento são determinadas pelas Equações 9, 10 e 11.

$$F = CqA \quad (9)$$

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (10)$$

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (11)$$

Sendo:

C	coeficiente aerodinâmico;
q	pressão dinâmica na altura de 25m [N/m ²];
A	área da zona em estudo (ou de sua projeção) para a qual está sendo determinada a força F do vento [m ²];
V _k	velocidade característica do vento [m/s].

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tendo sido reproduzido no túnel de vento o perfil vertical de velocidades médias do vento natural no local da obra, e tendo sido adotada a velocidade do vento a 25m de altura para o cálculo dos coeficientes, S_2 deve ser sempre o correspondente a esta altura, na respectiva Classe (a Classe a considerar depende da finalidade do cálculo --- Ver item 5.3.2 da NBR-6123/88) e Categoria do terreno. Pode ser adotado um valor para a velocidade básica do vento para a cidade do Rio de Janeiro, RJ, correspondente a 35m/s, de acordo com a figura das isopletas da velocidade básica do vento indicada na NBR-6123(1988) [5].

O valor de V_k assim obtido aplica-se a toda edificação, independentemente da zona ou região em estudo, mas dependendo da finalidade de cálculo, que fará variar S_2 conforme comentado no parágrafo anterior. A composição das diversas forças (vento, cargas acidentais, permanentes, etc.) não é discutida neste trabalho.

A figura 9 apresenta exemplos de quatro carregamentos resultantes para o ângulo 150° . Os carregamentos são apresentados em termos de pressões resultantes, oriundas de distintas combinações de coeficientes aerodinâmicos. Para estes carregamentos foi utilizada uma pressão dinâmica calculada sobre 5 segundos (CLASSE B – NBR-6123). Maiores detalhes são fornecidos em [7].

3.3 Técnica experimental HFPI

A principal diferença da abordagem dinâmica em relação à abordagem estática, descrita nos itens 3.1 e 3.2, diz respeito à consideração da flutuação das pressões que o vento exerce sobre a superfície da estrutura. Estas flutuações são decorrentes da turbulência atmosférica apresentada pelo vento natural, usualmente descrita por espectros de velocidade tais como o espectro de Von Kármán, e também da turbulência gerada por edificações, ou partes da própria edificação, presentes a barlavento do ponto de medição de pressões. Essas formas de turbulência são simuladas no túnel de vento e estão associadas a uma escala de tempo, que deve ser ajustada para que o conteúdo e frequências das flutuações de pressão estejam devidamente relacionados às frequências naturais de vibração livre da estrutura.

Ao contrário da abordagem estática, a abordagem dinâmica considera a flutuação de pressões sobre a estrutura e tem por objetivo prever eventuais efeitos ressonantes da ação dinâmica sobre a resposta estrutural. A estrutura do Museu do Amanhã apresenta frequências fundamentais estimadas em 0,61Hz para a Asa Norte e 0,88Hz para a Asa Sul e, portanto, está sujeita a efeitos ressonantes. A abordagem dinâmica apresenta vantagens em relação à abordagem estática, já que incorpora a devida (falta de) correlação espacial e temporal da flutuação do campo de pressões, minimizando incertezas com relação às pressões de pico resultantes.

No presente estudo foram analisados os dois balanços nas extremidades da estrutura, já que as formas modais estimadas pelo projetista compreendem deslocamentos independentes desses balanços. Na figura 10, observa-se que os modos 1, 2 e 5 compreendem o balanço Norte, e os modos 3, 4 e 6 compreendem o balanço Sul da estrutura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

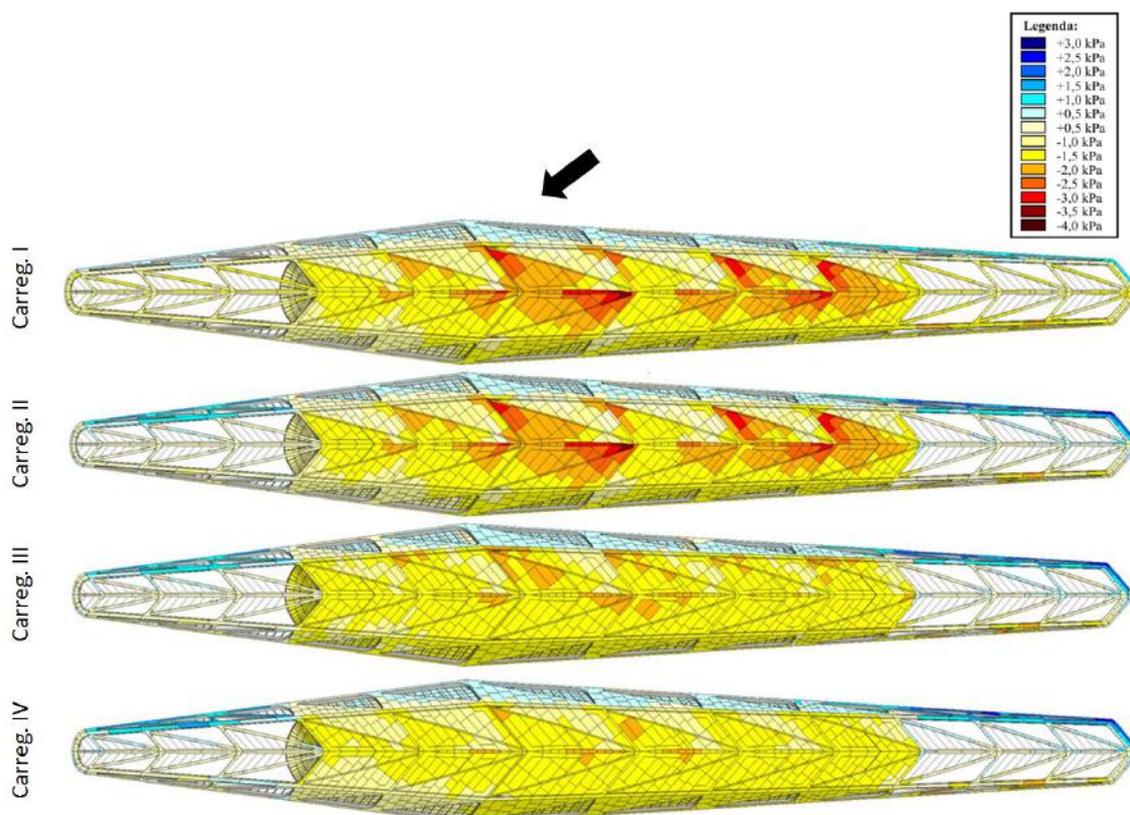


Figura 9 – Carregamentos I a IV para ângulo 150°.

Diferentemente de uma simples análise de pressões médias, no método de integração de pressões em alta frequência (High Frequency Pressure Integration - HFPI) são diretamente utilizadas as pressões medidas através de sensores eletrônicos e registradas através de um sistema de aquisição de dados. Os registros de pressões consistem, portanto, em um grande número de séries temporais correlacionadas, que incorporam as densidades espectrais e funções de coerência corretas para o vento natural simulado. As pressões aerodinâmicas no modelo do Museu do Amanhã foram registradas por meio destes transdutores elétricos.

Resulta, portanto, que a admitância aerodinâmica, uma função dependente da frequência que transforma a flutuação da velocidade do vento em uma flutuação de força aerodinâmica, está automaticamente considerada na integração. Esta função de admitância reflete, entre outros aspectos, as correlações da flutuação de pressões para a região da edificação onde estas pressões estão sendo integradas. Por exemplo, para uma região de integração correspondente a um pavimento de edifício alto, a admitância aerodinâmica incorpora as correlações entre as flutuações de pressão a barlavento e sotavento, que não seriam consideradas se fossem utilizados coeficientes de pressão média aplicados a uma velocidade de rajada.

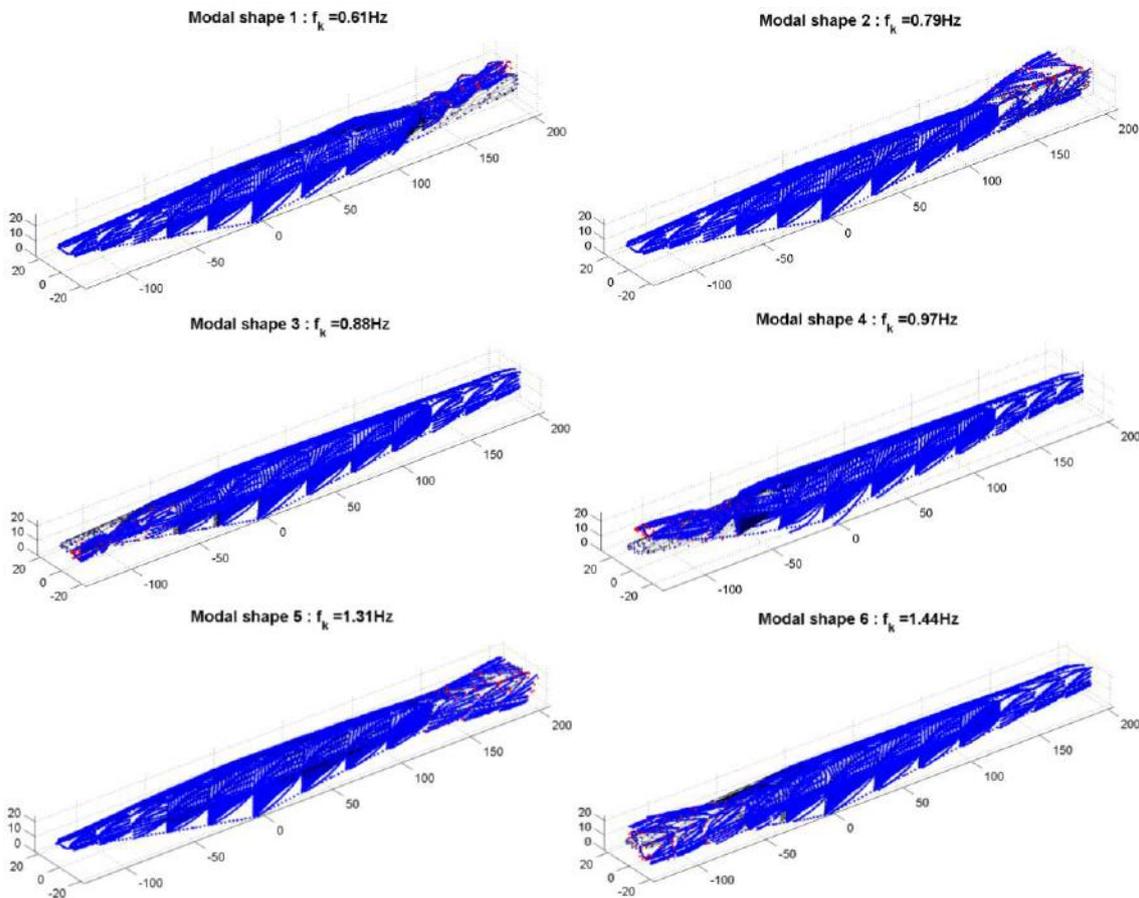


Figura 10 – Formas modais e frequências naturais de vibração livre.

Para este tipo de estrutura é suficiente o cálculo das séries temporais de força aerodinâmica, integradas a partir das pressões, que por sua vez entrarão no cálculo da resposta dinâmica com as equações matriciais de equilíbrio dinâmico.

Ressalta-se que o esforço computacional é muito grande, dado o grande número de tomadas convertidas em três componentes de força atuando em um grande número de nós estruturais. Estas pressões são descritas como séries temporais com 8.192 pontos e, portanto, levarão a respostas estruturais (em deslocamentos) também em 8.192 instantes de tempo, sobre os quais serão estimadas estatísticas tais como deslocamentos médios, r.m.s, picos máximos e mínimos.

O cálculo da resposta dinâmica é feito através do método de *Superposição Modal*, que faz uso da distribuição de massa e das formas modais e frequências naturais de vibração livre fornecidas pelo projetista. Para tanto as forças são convertidas em *forças modais*, através de uma projeção algébrica que utiliza as formas modais fornecidas. Esta projeção resulta em equações diferenciais de equilíbrio dinâmico escalares desacopladas, uma para cada modo de vibração, cujas soluções são obtidas por um método numérico, como por exemplo a integração no domínio da frequência por transformadas direta e inversa de Fourier, e posteriormente superpostas para compor a solução final.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As propriedades dinâmicas fornecidas pelo projetista encontram-se ilustradas na figura 10. Consideram-se relevantes os modos que podem ser excitados pela flutuação das forças e momentos resultantes da integração de pressões. A NBR-6123 [5] recomenda que sejam analisadas dinamicamente todas as estruturas com frequência fundamental de vibração livre inferior a 1Hz. Isto se justifica pelo baixo conteúdo de energia apresentado pela turbulência atmosférica acima desta frequência. A partir deste critério, pode-se concluir que são relevantes todos os modos de vibração associados a frequências próximas ou inferiores a 1Hz. São, portanto, considerados os modos de vibração 1 e 2 (Asa Norte) e 3 e 4 (Asa Sul). Estes modos correspondem a uma flexão vertical e uma torção nas respectivas asas.

4 CONCLUSÕES

Em relação ao estudo da ação estática do vento, os valores dos coeficientes de pressão para o *Museu do Amanhã*, obtidos nos ensaios em túnel de vento, são coerentes do ponto de vista aerodinâmico com relação à forma da edificação estudada e de sua vizinhança. Os resultados deste estudo são válidos somente para as configurações arquitetônicas solicitadas, com duas configurações de aberturas das asas, e para ventos EPS. O estudo específico da ação do vento na edificação para etapas construtivas e construção parcial da mesma, bem como outros tipos de escoamento, não foi realizado. Configurações distintas da edificação estudada, incluindo a construção parcial da mesma, podem alterar significativamente os padrões de carregamento apresentados.

Do ponto de vista do estudo da ação dinâmica do vento, em virtude da grande quantidade de dados que representam os resultados, foi necessária sua apresentação de forma sintetizada por estatísticas de deslocamentos modais e deslocamentos resultantes (superpostos). A chamada "combinação positiva" resulta na maior deformação correspondente a um deslocamento para baixo da extremidade do balanço, e a chamada "combinação negativa" corresponde ao maior deslocamento para cima da extremidade do balanço. Têm-se assim dois casos de carga, em geral com reversão de esforços nos elementos estruturais, que devem ser considerados pelo projetista para o dimensionamento da estrutura. Verifica-se que os máximos deslocamentos verticais decorrentes da ação do vento (superposição da resposta média com o pico da resposta flutuante) foram de aproximadamente 160mm para uma das asas.

REFERÊNCIAS

- 1 Blessmann, J. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1982; volume 10: 231-248.
- 2 Cook, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static Structures. London, UK: Building Research Establishment, 1990.
- 3 Scruton, C. et al. Steady and Unsteady Wind Loading of Building and Structures. Philosophical Transactions of the Royal Society. London, UK: The Royal Society Publishing; 1971; volume A269, issue 1199: 353-383.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 4 Davenport, A. G.; Isyumov, N. The Application of The Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading. Proceedings of the International Research Seminar: Wind Effects on Buildings and Structures. Ottawa, Canada: 1967; volume 1: 201-230.
- 5 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.
- 6 Engineering Sciences Data Unit “Strong winds in the atmospheric boundary layer, Part 1: mean hourly wind speeds. Data item 82026”. London, UK: ESDU, 1982.
- 7 Loredou-Souza, A. M., Rocha, M. M. e Oliveira, M. G. K. Ação Estática do Vento sobre o Museu do Amanhã, Rio de Janeiro, RJ. Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda. e Laboratório de Aerodinâmica das Construções – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: 2014.

Tema: Abordagem pedagógica e conceitual em edificações de aço

ABORDAGEM DIDÁTICA E PRÁTICA DA AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES*

Breno Matias do Nascimento¹
Dalmon Guzzo Moratti²
Jairo Lopes de Oliveira Junior³
Nadia Maria Drago Scotá⁴
Raiza Borçato Broetto⁵
Ricardo Gottardi Ventura Sagrilo⁶
Walnório Graça Ferreira⁷

Resumo

O estudo dos esforços provocados pelo vento nas edificações é pouco disseminado no meio acadêmico. Devido a isso, e a importância do mesmo no dimensionamento de estruturas, em especial das estruturas de aço, por sua leveza, este trabalho aborda de forma didática e prática a ação do vento nas edificações, e destina-se principalmente a estudantes de graduação em Engenharia Civil, Engenharia Mecânica e Arquitetura e Urbanismo, tendo por base as prescrições da norma brasileira, ABNT NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações. Inicialmente apresentam-se alguns acidentes causados pela ação do vento e, em seguida, os conceitos, por meio de parâmetros meteorológicos, topográficos, de rugosidade, dimensão e ocupação utilizados na obtenção da velocidade básica e característica do vento, assim como os coeficientes de pressão, internos e externos, e de arrasto utilizados para a determinação da ação estática do vento, além de aspectos complementares. Para melhor compreensão da teoria é realizada uma abordagem prática em que se analisa um exemplo de uma edificação sob a ação do vento. Para isso, utiliza-se o programa VisualVentos aplicado a um galpão de base retangular e telhados com duas águas.

Palavras-chave: Forças devidas ao vento; Abordagem didática; Software VisualVentos.

A DIDACTIC AND PRACTICAL APPROACH ABOUT EFFECT OF WIND ON BUILDINGS

Abstract

The academic studies of effect of wind on buildings are still very incipient. Due to importance of structures dimensioning, specially about steel structure for being light, the present study proposes a didactic and practical approach of effect of wind on buildings, for students of Civil and Mechanical Engineering, Architecture and Urbanism. The document used as theoretical basis for the study is the ABNT NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações (Wind Forces on Buildings). First, it presents some accidents caused by wind load, then are introduced concepts through meteorological and topographic parameters, roughness, dimension and occupation used to obtain basic and regular speed of wind, as well as coefficients of internal and external pressure and dragging coefficient used to determine the wind-static action among other complementary aspects. By the end, it was utilized an example of a construction under the influence of the wind to apply the theory we propose by using the software VisualVentos in a rectangular hangar with gable roof.

Keywords: Wind load; Didactical approach; VisualVentos software

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

¹Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

² Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

³ Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

⁴ Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

⁵ Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

⁶ Engenharia Civil, Estudante, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

⁷ Engenheiro Civil, Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Com o passar dos anos, a Engenharia Civil vem sendo solicitada cada vez mais. O foco da sociedade no fator econômico e com o mundo globalizado, as obras e projetos estão sendo otimizados e adaptados para uma rápida execução, tendo como objetivo o baixo custo e o alto lucro.

A preocupação com prazos e custos faz com que projetos sejam realizados de maneira rápida, mas sem uma análise adequada de todos os pontos que regem a segurança da edificação, e assim, em um momento futuro, possam vir a falhar em certos fatores cruciais para a estabilidade do edifício. Um projeto tem que ser elaborado de modo a resguardar a edificação de todas as maneiras, tendo como principal critério a segurança. Todas as etapas de um projeto devem ser realizadas atentamente para evitar qualquer falha quanto aos fatores que solicitam a estrutura.

Um ponto importante na elaboração de um projeto é a ação do vento na estrutura. Em determinadas ocasiões o vento é um dos principais fatores para a análise estrutural da construção, como em: edifícios altos, pontes, coberturas, galpões, dentre outros.

Visando a segurança estrutural, realizar-se-á um estudo que tem por objetivo obter informações técnicas e acadêmicas sobre a ação do vento em estruturas, para que assim seja possível obter o conhecimento sobre o assunto e assim utilizá-lo na vida profissional.

Com isso, aplicaremos conhecimentos da Engenharia Civil juntamente com a análise física do fluido (vento), e fazendo os devidos estudos ao decorrer do artigo obteremos informações para a apresentação dos resultados.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Este artigo tem como objeto de estudo a influência do vento em edificações metálicas, de forma a dar embasamento teórico para futuros trabalhos nessa área. Para seu desenvolvimento, foi realizada uma pesquisa para o levantamento teórico e dos principais pontos a serem abordados.

De uma forma geral, o método utilizado neste estudo baseou-se em uma revisão bibliográfica, tendo como referência principal os estudos realizados por Blessmann [1978] e Gonçalves et al. [2007], de forma a obter o embasamento teórico necessário para a elaboração de um material expositivo didático sobre a influência de ventos em estruturas metálicas.

Foi elaborada uma simulação de um galpão em estrutura metálica sob a influência do vento, utilizando o software VisualVentos. Esse aspecto permitiu aplicar alguns conceitos expostos ao longo do estudo para uma situação mais próxima da realidade.

3. ABORDAGEM TEÓRICA

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1. IMPACTOS E ACIDENTES PROVOCADOS PELO VENTO

Conhecer a natureza em seu todo e dominar suas ações são desejos que toda a humanidade busca desde o passado até os dias atuais. Acoplar esses conhecimentos juntamente com recursos técnicos seria um avanço sem igual para a sociedade. Para a engenharia esse fato se torna cada dia mais cobiçado.

Tendo como foco a Engenharia Civil, poderíamos notar que a natureza afeta de forma considerável as edificações projetadas. Fatores como solo, sol, chuva, maresia, vento estão diretamente ligados à edificação. Com o conhecimento necessário em mãos, por exemplo, acidentes causados pelo vento não seriam tão devastadores.

Em Washington nos Estados Unidos, por exemplo, a Ponte de Tacoma Narrows (em inglês, Tacoma Narrows Bridge), uma ponte pênsil com 1600m de comprimento, entrou em colapso no dia 7 de novembro de 1940. O colapso iniciou-se na madrugada, depois de um forte vento chegando a 70 km/h, atingindo a estrutura e fazendo-a oscilar inicialmente com leves movimentos longitudinais (ao decorrer do seu comprimento). Mas depois de alguns momentos os esforços de torção começaram a agir e a estrutura não aguentou e entrou em colapso. Provavelmente a ponte foi projetada para suportar o peso dos automóveis que nela trafegavam e também uma pequena ação aceitável do vento sobre a estrutura, mas, o que os projetistas não esperavam é que ocorreria um vento de 70km/h e que causaria um desastre como aquele.

Elementos da natureza, neste caso o vento, quando em ocasiões catastróficas chegam de repente, de modo que dificilmente temos reações rápidas o bastante para nos protegermos ou evitarmos que os bens possam ser danificados pela ação natural.

As ações do vento podem ser causadas por alguns elementos naturais, como: tornados e furacões. Mesmo que as previsões climáticas, divulgadas pelos veículos de comunicações, trabalhem para antecipar o alerta, há casos excepcionais que nem sempre conseguem. Os tornados e os furacões são muito perigosos, sua força devastadora é gigante, podem acabar com estados e cidades em minutos. Como já citado no parágrafo anterior, não há o que fazer contra tamanha destruição.

No Brasil em março de 2004 o furacão Catarina formado no Atlântico atingiu a região sul do litoral de Santa Catarina e norte do litoral do Rio Grande do Sul matando pelo menos 3 pessoas causando estragos nos arredores.

Porém, nem sempre os desastres causados pela ação do vento são de fato originados apenas por esse fator. Algumas vezes o real motivo causador dos acidentes, que não são acidentes e sim falhas humanas associadas à ação do vento, podem ser causados por falta de atenção na execução ou elaboração do projeto de:

- Ancoragens de terças;
- Contraventamento de estruturas de cobertura;
- Fundações inadequadas;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Paredes inadequadas;
- Deformidade excessiva da edificação;

O vento não deixa de ser um critério importante para a realização do projeto, mesmo em áreas onde não há ação relevante, por não atuar de forma visível no objeto projetado, a ação do mesmo está presente diariamente de forma contínua afetando a estrutura e deformando-a.

3.2. ORIGEM DO VENTO

Conforme o Serviço de Meteorologia dos Estados Unidos, o vento tem sua origem fundamentalmente na diferença de pressão gerada na atmosfera, frequentemente influenciada pela mudança de temperatura e pela saturação de vapor d'água. O vento pode ser definido como o ar em movimento e geralmente as previsões do tempo apresentam a velocidade do vento em sua direção horizontal. Embora os efeitos do vento na direção vertical são tipicamente pequenos quando comparados com os efeitos na direção horizontal, há situações em que seus efeitos são bastante significativos podendo causar sobrepressão ou subpressão em estruturas levando uma estrutura ao colapso, em caso de mau dimensionamento.

Gonçalves et al. [2007], afirmam que a formação do vento pode ocorrer por circulação global, onde o aquecimento diferenciado entre os polos desloca as massas mais densas para o equador. Podendo se originar na frente fria, na frente quente ou ainda em tempestades tropicais, onde as velocidades são bastante altas e podem causar danos às construções.

3.3. EFEITOS DO VENTO

Edificações estão sujeitas a cargas horizontais provocadas pelo vento sendo que as edificações altas e esbeltas tendem a sofrer mais com esse tipo de esforço, pois eles são capazes de impor grandes momentos fletores sobre a estrutura e causar o deslocamento lateral da mesma, conforme Figura 1.

Ching [2014] afirma que, os principais efeitos que o vento pode causar a uma estrutura são as solicitações laterais. Esses efeitos são a combinação de pressão direta, pressão negativa ou sucção e esforços de fricção. A pressão direta ocorre quando a superfície está perpendicular à direção do vento. Já a sucção acontece quando a superfície é "puxada", o que pode levar a danos principalmente em coberturas e fachadas. Fricção ocorre quando o ar em movimento não para quando atinge a edificação, o fluxo se distribui em torno dela. As forças de fricção longitudinal são provocadas pela força de atrito.

O vento provoca menores solicitações em edificações com superfícies aerodinâmicas do que em edifícios com superfícies retas. Edificações muito altas devem apresentar redução gradual nas áreas dos pavimentos para combater as velocidades e as pressões do vento, que se apresentam maiores em grandes alturas, vide Figura 1.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

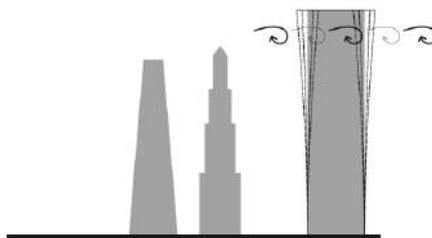


Figura 1. Redução da área dos pavimentos com a altura. Fonte: Ching (2014)

3.4. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DO VENTO

Para se determinar a velocidade com a qual o vento irá incidir em uma determinada edificação é preciso ter em mente algumas considerações, a primeira é bastante intuitiva, deve-se levar em consideração que diferentes regiões do planeta Terra estão submetidas a diferentes velocidades do vento. Outra importante consideração é que a velocidade do vento é obtida por meio de medições (anemômetros ou anemógrafos), para uma dada região.

O Objetivo da determinação da velocidade do vento na engenharia estrutural é definir a velocidade máxima que uma determinada edificação estará submetida ao longo de sua vida útil (50 anos) e de acordo com as informações obtidas dimensionar devidamente a estrutura, segundo Gonçalves et al. [2007].

3.4.1. Determinação da velocidade básica do vento

Com base na Norma Brasileira NBR-6123:1988, a velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A Norma coloca à disposição valores de velocidades básicas, da região brasileira, na forma de "Isopletas", conforme Figura 2.

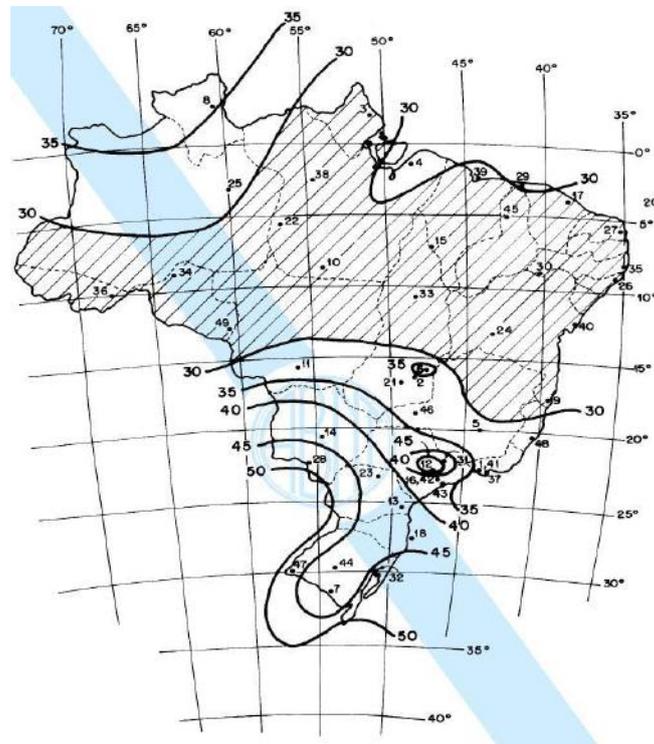


Figura 2. Isopletas, isto é, curvas de igual velocidade básica V_0 , em m/s. Fonte: NBR-6123.

3.4.2. Determinação da velocidade característica

A NBR-6123:1988 propõe para determinação da velocidade característica a seguinte equação:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

Onde, V_0 é a velocidade básica do vento, definida anteriormente.

S_1 , S_2 e S_3 são fatores utilizados para corrigir a velocidade básica para condições reais de acordo com a edificação que o vento estará atuando.

S_1 – Fator topográfico

Este fator leva em consideração o aumento ou a diminuição da velocidade básica de acordo com a topografia do terreno.

A NBR-6123:1988 considera as três seguintes situações:

A	Terreno plano ou pouco ondulado	$S_1 = 1,0$
----------	---------------------------------	-------------

B	Taludes e morros	$S_1 =$ depende do ângulo de inclinação do talude
C	Vales profundo protegidos do vento	$S_1 = 0,9$

S₂ – Fator rugosidade do terreno

Para determinação do fator S_2 são consideradas a rugosidade média geral do terreno e a dimensão da edificação.

A NBR-6123:1988 estabelece cinco categorias (I a V), em função da rugosidade do terreno:

CATEGORIA	TIPO DE SUPERFÍCIE DO TERRENO
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Obstáculos com altura média abaixo de 1,0 metros.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 metros.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 metros.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Além das características de rugosidade do terreno, deve-se levar em consideração as dimensões do edifício.

CLASSE	DIMENSÕES DO EDIFÍCIO
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros.

B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Relacionando a categoria do terreno com a classe do edifício, encontramos o valor de S_2 na tabela presente na norma.

S₃ - Fator Estatístico

De acordo com a NBR-6123, o Fator Estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

GRUPO	DESCRIÇÃO	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Tendo assim definido os parâmetros V_0 , S_1 , S_2 , S_3 é possível determinar a velocidade característica V_k .

3.5. AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

De acordo com Blessmann [1978], a ação do vento nas edificações pode ser compreendida a partir do Teorema de Conservação da Massa e do Teorema de Bernoulli aplicados ao vento, considerado por hipótese, um fluido incompressível em fluxo permanente, admitindo-se também a pressão ou carga de posição desprezível. A partir dessas considerações determina-

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

se a Pressão de Obstrução - parâmetro q . Define-se como Pressão de Obstrução a pressão obtida no Ponto de Estagnação (ponto em que a velocidade do fluido é nula) onde só existe a pressão estática, sendo essa perpendicular à superfície da estrutura.

A pressão de obstrução apresenta grande relevância por ser utilizada como referência na determinação da pressão estática total dos demais pontos da edificação e é determinada por:

$$q = \frac{1}{2} \rho v_k^2$$

Sendo ρ a massa específica do ar e v_k a velocidade característica do vento.

3.5.1. Coeficientes de pressão externa (C_{pe}) e de forma (C_e)

O coeficiente de pressão externa a uma edificação (C_{pe}) pode ser definido a partir do Teorema de Bernoulli, como:

$$C_{pe} = 1 - \frac{v^2}{v_k^2}$$

Dessa forma medindo-se a velocidade no ponto em estudo e a velocidade característica do vento determina-se o C_{pe} . De maneira realista a forma da edificação o C_{pe} pode ser obtido por meio de ensaios com modelos reduzidos em túnel de vento, que medem pressões e essas são associadas às respectivas velocidades necessárias para a obtenção do coeficiente. O método que utiliza o túnel de vento, como mostra o exemplo da figura 3, permite a obtenção do C_{pe} a cada ponto para qualquer forma de edificação, resultando em projetos mais precisos (Loturco, 2010).



Figura 3. Simulação com modelo reduzido em túnel de vento. Fonte: techne.pini.com.br

A fim de simplificar o dimensionamento das estruturas a NBR 6123:1988 indica a utilização dos coeficientes de forma (C_e) que são valores médios do coeficiente de pressão para respectiva superfície da edificação. No entanto, em posições que apresentam elevados valores de C_{pe} , principalmente onde há a formação de vórtices, esses ainda devem ser adotados.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A determinação dos C_{pe} e C_e consideram as características aerodinâmicas da edificação, dessa forma podem surgir sobrepressão (pressão efetiva acima da pressão atmosférica) e sucção (pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica) a barlavento e sotavento respectivamente, como apresentado na figura 4 por Leão e Aragão [2013]. O barlavento pode ser definido como a face da edificação em que ocorre a incidência do vento e sotavento como a face oposta à que ocorre a incidência do vento.

Recomendações de valores de C_{pe} e C_e são apresentados no anexo 1 da NBR 6123:1988.



Figura 4 – Ação externa do vento em edificações. Fonte: *aquarius.ime.eb.br*

3.5.2. Coeficientes de pressão interna (C_{pi})

O coeficiente de pressão interna está relacionado ao fato de que as paredes e/ou a cobertura de edificações em condições normais de serviço ou como consequência de danos, podem possuir aberturas (portas, janelas, bacias, frestas, entre outros) por onde o ar pode entrar ou sair, modificando-se as condições ideais supostas nos ensaios (Blessmann, 1978).

O C_{pi} é obtido por meio da permeabilidade de cada face da edificação - função das dimensões - e dos valores de sobrepressão e sucção externas que atuam na parte interna da edificação - função da localização das aberturas e da direção do vento. Por exemplo: aberturas a barlavento geram sobrepressão interna (+) enquanto aberturas a sotavento geram sucção interna (-).

Por essas várias influências não seria fácil e prático o cálculo de C_{pi} por equações. Com isso a NBR 6123:1988 apresenta valores de C_{pi} para várias situações de abertura e índice de permeabilidade (relação entre área das aberturas e a área total da superfície).

3.5.3. Força resultante (F)

Com os coeficientes de pressão externa e interna definidos pode-se, então, calcular a força de vento resultante que atua em uma superfície (F). Segundo Blessmann [1978], como a força resultante depende diretamente da diferença da pressão nas faces interna e externa, define-se o coeficiente de pressão (C_p):

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A partir disso a força resultante é determinada pelo produto entre o coeficiente de pressão (C_p - soma vetorial de C_{pe} e C_{pi}), a pressão de obstrução (q) e a área da superfície estudada (A):

$$F = C_p \cdot q \cdot A$$

Vale ressaltar a importância e necessidade se obter as condições críticas do C_p para cada superfície que compõe a edificação de modo a dimensionar sua estrutura adequadamente as situações mais solicitantes.

3.5.4. Coeficientes de Arrasto

Para obtermos os valores de C_{pi} (coeficiente de pressão interna) os métodos vistos anteriormente podem nos conduzir a várias hipóteses. Quando a altura da edificação a ser implantada superar em muito as dimensões em planta ou quando possuem aberturas dominantes à barlavento e à sotavento os procedimentos adotados podem perder o significado.

Pitta [1987] diz que a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela é obtida pela soma vetorial das forças devidas ao vento que atuam em todas suas partes, vide Figura 5. Pode-se obter uma componente da força global numa direção pré-estabelecida e determinar-se o coeficiente de força para essa direção.

$$C = \frac{F_x g}{q_x A}$$

Onde:

C: Coeficiente de força

F_g : Resultante das forças sobre a edificação

g: Gravidade

q: Pressão de obstrução

A: Área da superfície de referência (exemplo: fachada principal de uma edificação paralelepípedica)

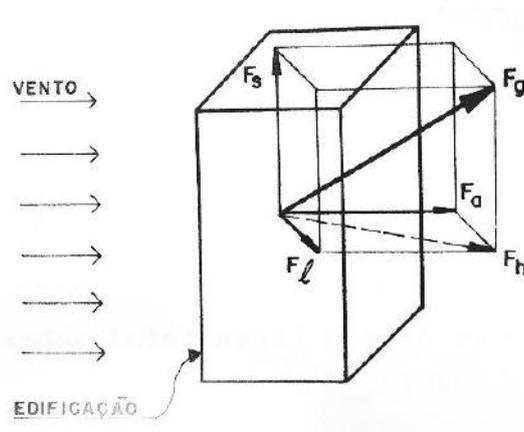


Figura 5 - Forças aerodinâmicas sobre uma edificação. Pitta [1987].

Segundo Blessmann [1978], a força de arrasto é a componente de força global na direção do vento. É fundamental para o calculista, pois permite determinar ações que serão aplicadas em toda estrutura.

De maneira semelhante as demais forças, a força de arrasto será obtida pela equação:

$$F_a = C_a \times q \times A$$

Onde:

C_a : Coeficiente de arrasto

q : Pressão de obstrução

A : Área da superfície de referência para cada caso

Na prática é comum aplicar a força de arrasto na determinação da ação do vento em edifício de andares múltiplos, torres e estruturas isoladas.

A NBR 6123 recomenda diversos valores de coeficiente de arrasto (C_a) por meio de gráficos e tabelas, devemos observar o tipo de estrutura que estamos projetando e considerar principalmente as condições de turbulência ou não turbulência do vento que incide sobre a edificação.

A Norma define, de maneira genérica, as condições mínimas para que se possa admitir vento de alta turbulência e afirma que uma edificação pode ser considerada em zona de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas. Além disso, a norma fornece a relação entre distâncias e altura para consideração de edificações vizinhas.

A NBR 6123 leva em consideração a atuação de forças de arrasto com excentricidades em relação ao centro de torção da seção transversal da edificação e prescreve que, quando for o caso, o efeito da força de arrasto deve ser considerado em função do tipo de estrutura a ser calculada, suas características e modelo de cálculo.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.6. A AÇÃO DO VENTO E AS INFLUÊNCIAS ENTRE EDIFICAÇÕES

Cada edificação tem seu próprio campo aerodinâmico, dependente de fatores como forma geométrica, posição geográfica e direção que se dá a incidência dos ventos. Segundo Blessmann[1978], esse campo também é afetado pela presença de obstáculos próximos ao local, principalmente os de grande porte, como outras edificações. Dessa forma, tem-se que edificações próximas exercem influência direta no campo aerodinâmico umas das outras, e portanto são capazes de mudar a forma como incide o vento em cada uma.

O vento, enquanto elemento dinâmico, possui direção, sentido e velocidade. A mudança do campo aerodinâmico pode promover mudanças na sua direção, aumentos consideráveis na sua velocidade e, conseqüentemente, diferentes coeficientes de pressão externa.

Apesar da dinâmica do vento e sua alta variabilidade tornarem difícil a elaboração de padrões e normas para influências entre edificações, é necessário o conhecimento destas para a elaboração de um projeto que atenda às normas de segurança e forneça conforto para usuários e transeuntes próximos.

3.6.1. Afunilamento (Efeito Venturi)

De acordo com Gonçalves et al. [2007], o afunilamento ocorre quando a presença de duas ou mais edificações torna o canal natural de escoamento do vento mais estreito, formando um “corredor” de vento, Figura 6. A massa de ar aumenta sua aceleração nessa região, ganha velocidade ao longo do percurso e tornam os coeficientes de pressão maiores nas paredes desse “corredor”.

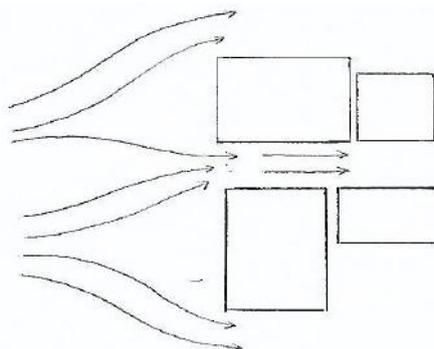


Figura 6 – Representação do efeito Venturi. Fonte: Arquivo pessoal

3.6.2. Deflexão vertical

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A deflexão vertical do vento ocorre quando há uma edificação de menor porte na região a barlavento de uma outra edificação maior, Figura 7. Conforme Gonçalves et al. [2007] é formada uma área com altas velocidades entre as duas estruturas, com maiores coeficientes de pressão externa, podendo trazer desconforto a transeuntes e danos aos pavimentos inferiores das edificações.

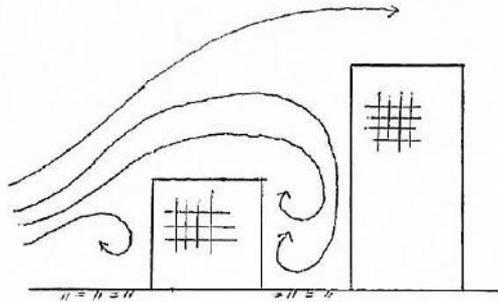


Figura 7 – Representação da deflexão vertical. Fonte: Arquivo pessoal

3.6.3. Turbulência de esteira

A turbulência de esteira ocorre quando há uma edificação de maior porte na região a barlavento de uma outra edificação menor, segundo Gonçalves et al. [2007], como pode ser observado na Figura 8. Após o vento atingir a primeira, há uma movimentação turbulenta à sotavento que causa efeitos dinâmicos e mudanças nos coeficientes de pressão externa na área entre as duas. As consequências mais comuns são danos em vedações e desconforto aos transeuntes.

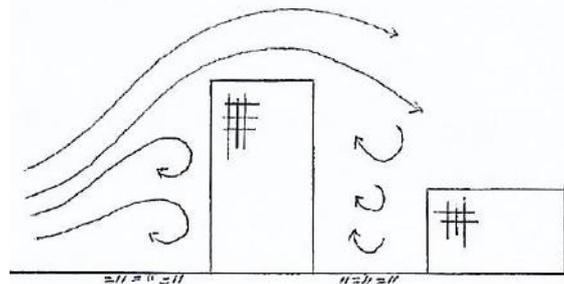


Figura 8 – Representação da turbulência de esteira. Fonte: Arquivo pessoal

3.6.4. Conforto de usuários e transeuntes

Conforme os estudos de Gonçalves et al. [2007], o conforto de usuários e transeuntes está diretamente ligado à velocidade do vento. Em todos os casos onde há deflexão vertical,

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

turbulência de esteira e afunilamento do vento, a consequência é o aumento da velocidade. Para transeuntes, o desconforto é a movimentação de pó, folhas, areia e chuva no entorno da edificação. E para usuários das edificações são ruídos em janelas, entrada de água e pó através das vedações e oscilações perceptíveis.

Alguns aspectos próprios da edificação, como a altura, influenciam diretamente no fluxo de ar descendente e conseqüente aumento da velocidade na região a barlavento. Tais características, associadas às influências por outras edificações, constituem um quadro de alta variabilidade que demanda soluções inteligentes.

No campo arquitetônico, algumas soluções existentes são a concepção de pavimentos inferiores de maiores dimensões, projeção de marquises e projetos de edificações circulares, visando o conforto dos transeuntes.

No campo da Engenharia Civil, o principal aspecto a ser considerado é a esbeltez da edificação. Procura-se evitar uma maior esbeltez devido às oscilações causadas pelo vento nos pavimentos mais altos, que geram desconforto aos usuários.

3.7. ANÁLISE DE CASO

A edificação hipotética em estudo é um galpão de armazenamento com 45m de largura, 135m de comprimento e 12m de pé direito. Possui duas portas de 6m de altura e 7m de largura, situadas uma à frente, na face de barlavento, e outra aos fundos, na face de sotavento. O galpão está localizado em zona industrial na região metropolitana de Vitória – ES, próximo ao centro urbano. O relevo da região é fracamente acidentado com edificações baixas e esparsas.

De acordo com dados da edificação considerada e com base na NBR 6123/1988, calculou-se os coeficientes necessários para análise do vento no galpão de armazenamento.

Dados Geométricos

$b = 45,00 \text{ m}$

$a = 135,00 \text{ m}$

$h = 12,00 \text{ m}$

$h_1 = 3,97 \text{ m}$

$\beta = 10,00^\circ$

$d = 15,00 \text{ m}$

Área de abertura móvel face C1 - 21m^2

Área de abertura móvel face C2 - 21m^2

Área de abertura móvel face D1 - 21m^2

Área de abertura móvel face D2 - 21m^2

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

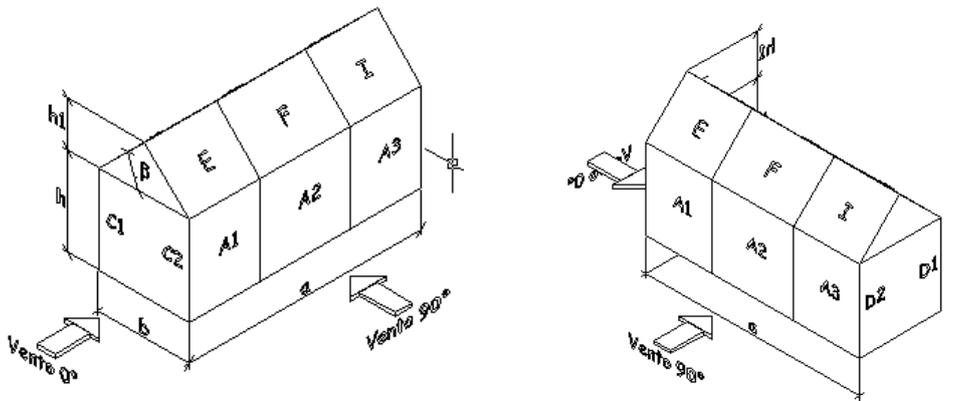


Figura 9 – Representação da edificação analisada. Fonte: VisualVentos

Velocidade básica do vento

$V_0 = 32,00 \text{ m/s}$

Fator Topográfico (S1)

Terreno plano ou fracamente acidentado

$S_1 = 1,00$

Fator de Rugosidade (S2)

Categoria III

Classe C

$S_2 = 0,93$

Fator Estático (S3)

Grupo 3

$S_3 = 0,95$

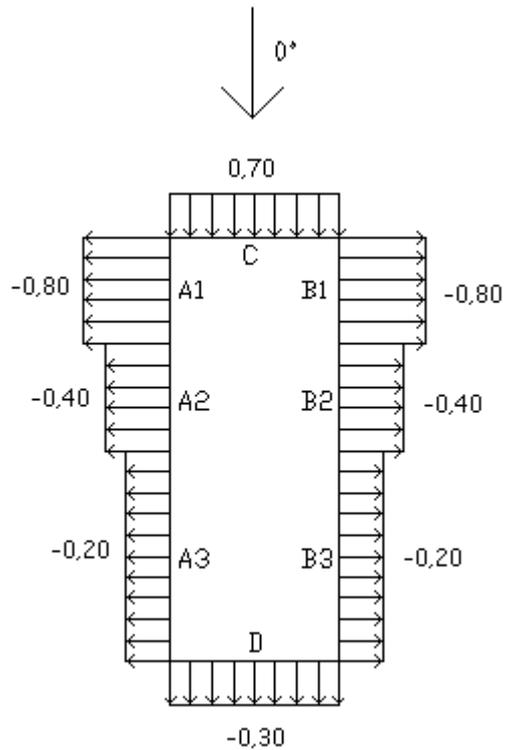


Figura 10 - Coeficiente de pressão externa nas paredes com vento a 0°. Fonte: VisualVentos

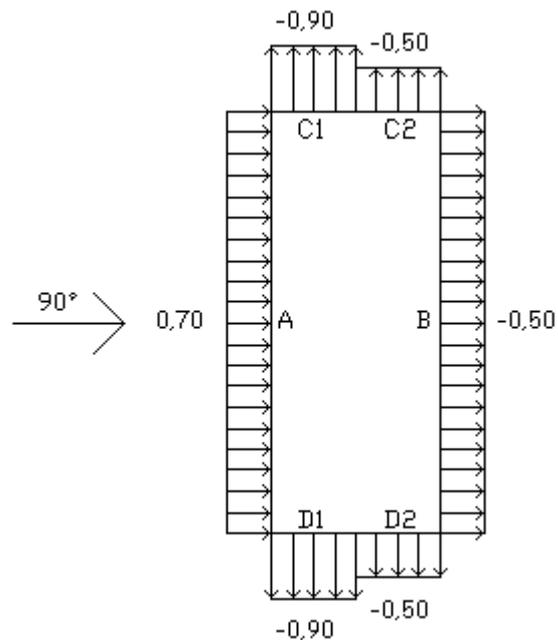


Figura 11 - Coeficiente de pressão externa nas paredes com vento a 90°. Fonte: VisualVentos

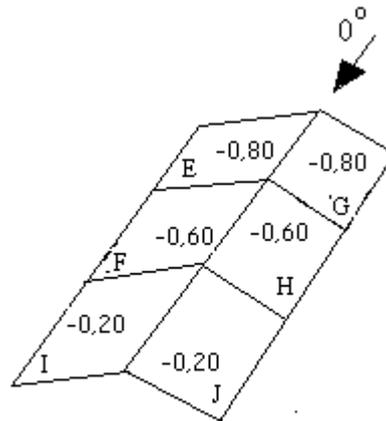


Figura 12 - Coeficiente de pressão externa no telhado com vento a 0°. Fonte: VisualVentos

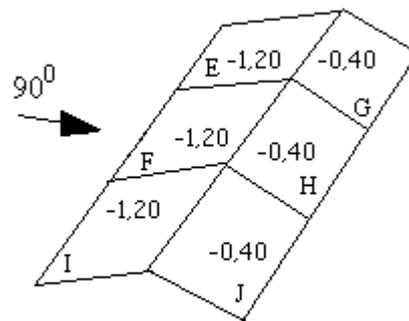


Figura 13 - Coeficiente de pressão externa no telhado com vento a 90°. Fonte: VisualVentos

Coeficiente de Pressão Externa

C_{pe} médio = -1,00

Coeficiente de Pressão Interna

C_{pi1} = 0,20

C_{pi2} = -0,30

Velocidade Característica de Vento

$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$

$V_k = 32,00 * 1,00 * 0,93 * 0,95$

$V_k = 28,34$ m/s

Pressão Dinâmica

$q = 0,613 * V_k^2$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$q = 0,613 * 28,34^2$$

$$q = 0,49 \text{ kN/m}^2$$

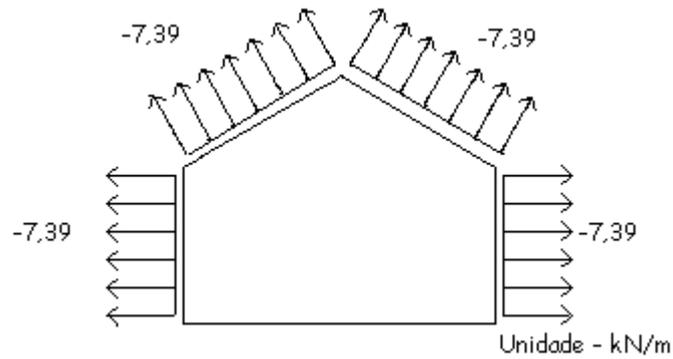


Figura 14 – Esforços resultantes com vento a 0° e $C_{pi} = 0,20$. Fonte: VisualVentos

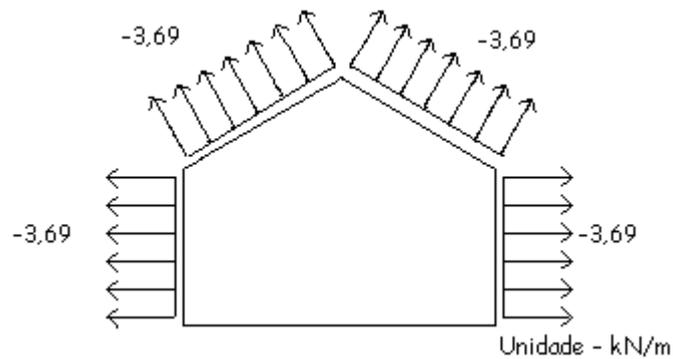


Figura 15 – Esforços resultantes com vento a 0° e $C_{pi} = -0,30$. Fonte: VisualVentos

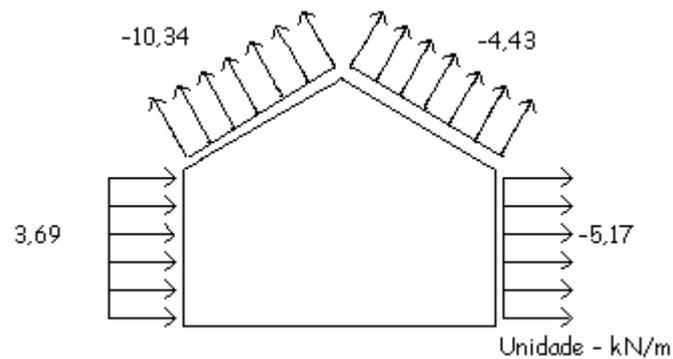


Figura 16 – Esforços resultantes com vento a 90° e $C_{pi} = 0,20$. Fonte: VisualVentos

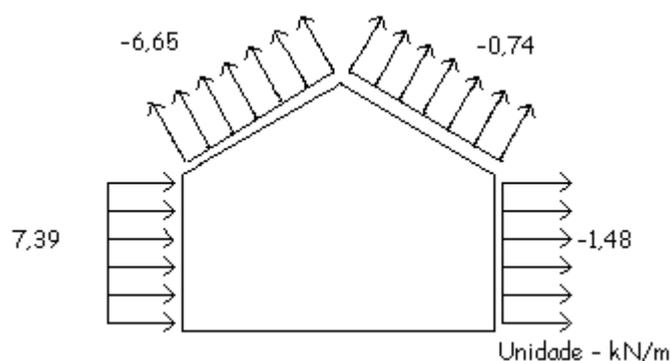


Figura 17 – Esforços resultantes com vento a 90º e $C_{pi} = -0,30$. Fonte: VisualVentos

4. CONCLUSÃO

Ao desenvolver do artigo foi observada a grande relevância da ação dos ventos nas edificações, noções do quanto é um fator importante foram adquiridas, sendo o vento a principal carga acidental que age sobre as construções, e que ao se negligenciar esse fator danos catastróficos podem ocorrer. Portanto foi concluído que o seu efeito em edifícios deve ser sempre considerado, devendo o mesmo ser avaliado desde o início da concepção da estrutura.

A análise dos valores de cargas obtidas é melhor compreendida por profissionais já experientes no ramo. Devido a isso não foi colocado neste artigo uma análise quantitativa dos valores obtidos. Ficando assim como sugestão para futuras pesquisas nessa área.

Agradecimentos

Ao professor orientador Walnório Graça Ferreira, pela orientação e incentivo que tornou possível a conclusão deste artigo.

Aos desenvolvedores do software VISUALVENTOS, Zacarias Martin Chamberlain Pravia e Juliana Ana Chiarello, que, por meio desse, possibilitou melhor compreensão e aprendizagem, enriquecendo o nosso trabalho

REFERÊNCIAS

1. ABNT **NBR 6123:1988** - Forças devidas ao vento em edificações
2. BLESSMANN, J. **Efeito do vento em edificações**. Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, (Série Engenharia Estrutural 7), 63p.
3. CHING, Francis D. K., ONOUYE, Barry S., ZUBERBULER, Douglas. **Sistemas Estruturais Ilustrados: Padrões, Sistemas e Projeto**. 2ª Ed. 2014. Bookman. Porto Alegre - RS
4. GONÇALVES, R. M.; Malite, M.; Sales, J.; Munaiar Neto, J. **Ação Do Vento Nas Edificações: Teoria e Exemplos**. 2ª Ed, São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo, 2007.
5. LEÃO, M.; ARAGÃO, M. **Apresentação para a disciplina de Estruturas Metálicas**, 2013. Disponível em:
http://aquarius.ime.eb.br/~moniz/metallca/estruturas_metallcas_2013_3.pdf. Acesso em 28/10/2015.
6. PITTA, J. A. A. **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim**. Escola de Engenharia de São Paulo. USP, São Carlos, 1987
7. LOTURCO, B. **Projetos – Engenharia do vento**, 2010. Disponível em:
<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/156/engenharia-do-vento-alem-das-reacoes-da-estrutura-dos-286688-1.aspx>. Acesso em 30/10/15.
8. Software VisualVentos. Disponível em: <http://www.ertools.upf.br>

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA DO VENTO EM TORRE METÁLICA AUTOPORTANTE

Eduarda Lauck Machado¹

Eduardo Lourenço Pinto²

Resumo

Com o desenvolvimento constante dos sistemas de telecomunicações há uma intensa utilização de torres metálicas e, faz-se necessário garantir seu bom funcionamento, pois falhas neste serviço podem resultar em prejuízos para as empresas e para seus clientes. Para este tipo de estrutura, o vento é o fator determinante do projeto, e a ABNT NBR 6123 (1988) estabelece dois métodos para a análise da resposta de uma estrutura aos esforços de vento: um estático e outro dinâmico. Este trabalho tem o propósito de apresentar uma comparação entre a análise dos esforços de vento, pelos dois métodos estabelecidos pela norma, em uma torre já existente. A consideração do vento como carga dinâmica revelou uma menor capacidade resistente da estrutura, fornecendo resultados mais precisos que a consideração como carga estática. Por meio da análise modal determinou-se as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura.

Palavras-chave: Torre metálica; Análise estática do vento; Análise dinâmica do vento; ABNT NBR 6123 (1988).

COMPARISON BETWEEN STATIC ANALYSES AND WIND DYNAMIC TOWER IN METALLIC

Abstract

With the constant development of the telecommunication system, there is an intense use of metal towers, and it is necessary to ensure its smooth operation, since failures in this service can result in losses for companies and their customers. For this type of structure, wind is the determining factor of the project and the ABNT NBR 6123 (1988) sets out two methods for analysis a structure to wind response efforts: a static and a dynamic method. This paper aims to present a comparison between the analysis of wind efforts by the two methods set by the regulation, over an existing tower. The consideration of wind as a dynamic loading revealed a lower behavior capacity of the structure, giving results that are more accurate than the consideration as static loading. By modal analysis, the natural frequencies and mode shapes of the structure were determined.

Keywords: Metallic Tower; Wind static analysis; Wind dynamic analysis; ABNT NBR 6123 (1988).

¹ Engenheira Civil, Graduada, Instituto de Ciência e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales e Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

² Mestre/ Engenheiro Civil, Professor Auxiliar, Instituto de Ciência e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales e Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação

Segundo Carrera e Bertolino Júnior [1] o desenvolvimento constante dos sistemas de telecomunicações e a necessidade de sua ampliação são as causas da atual e intensa utilização de torres metálicas. São muitos os tipos de estruturas para telecomunicações, que variam quanto a sua geometria e ao material utilizado, no entanto as torres metálicas são as mais utilizadas.

Para estruturas de baixo peso próprio, como são as torres metálicas, localizadas em terreno de baixa ocorrência de terremotos, o cálculo dos esforços de vento se torna determinante no projeto estrutural.

A ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), por meio da NBR 6123 (1988) [2], estabelece dois métodos para a análise da resposta da estrutura aos esforços de vento: um método estático e outro dinâmico.

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é, a partir destes métodos propostos pela norma brasileira, apresentar os resultados da comparação entre as análises dos esforços de vento, em uma torre metálica autoportante já existente.

1.3 Referencial teórico

Os ventos fortes são os de maior importância na engenharia estrutural, pois estes são responsáveis por provocar danos, como ruína parcial ou total, em edificações. Portanto, a velocidade e a aleatoriedade são dois aspectos importantes na consideração da ação do vento.

De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) [2], a ação do vento é considerada como uma ação estática e dinâmica. Por um lado, o efeito estático da ação do vento leva em consideração apenas o coeficiente de arrasto e a pressão de obstrução, e por outro, o efeito dinâmico do vento se deve à turbulência atmosférica. Sendo os valores do segundo superiores aos dos primeiros.

1.3.1 Força estática

O método que a ABNT NBR 6123 (1988) [2] propõe para a determinação da ação estática equivalente do vento, é baseado no método de vibração aleatória proposto por Davenport apud Blessmann [3], porém difere dele na determinação dos parâmetros que definem essa ação. A norma também destaca que a vibração da estrutura em seus modos naturais dá-se em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento, isto é, pela velocidade média.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) [2], para se determinar a força estática do vento é necessário definir os parâmetros meteorológicos e os de coeficientes de arrasto.

O primeiro parâmetro meteorológico a ser determinado é a velocidade característica do vento (V_k), dada pela equação:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

onde S_1 é fator topográfico, S_2 é fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, e S_3 é fator estatístico, que para torres de telecomunicações se considera igual a 1,1. A velocidade básica do vento (V_o), que é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do solo em campo aberto e plano. Esta velocidade pode ser determinada pelas isopletras de vento encontradas na ABNT NBR 6123 (1988) [2].

Definidos esses parâmetros ainda é necessário determinar a pressão dinâmica (q), que é dada pela fórmula:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (2)$$

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. E ainda de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) [2], tem-se que a componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a , pode ser obtida por:

$$F_a = C_a q A_e \quad (3)$$

onde: C_a é coeficiente de arrasto, determinado pelos gráficos encontrados na norma brasileira e A_e é a área frontal efetiva ("área de sombra").

Para o caso de torres reticuladas de seção triangular equilátera, a força do vento pode ser admitida constante para qualquer ângulo de incidência do vento conforme. Quando a torre for reticulada constituída por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de seção circular de um ou mais diâmetros diferentes, os respectivos coeficientes são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras. Também devem ser consideradas as forças de vento atuantes em estruturas adicionais como cabos e fios.

1.3.2 Efeitos dinâmicos

O cálculo do efeito dinâmico do vento de natureza aleatória, sobre estruturas esbeltas, incluindo as torres de telecomunicações possui três estágios básicos: a descrição do vento, a descrição das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura e a combinação desses fatores na determinação da resposta da estrutura segundo CARRIL JÚNIOR [4].

Para a determinação da resposta dinâmica da estrutura, o primeiro parâmetro a ser determinado é a velocidade de projeto, que corresponde à velocidade média por 10 minutos a 10 metros de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, e pode ser obtida por:

$$V_p = 0,69 V_o S_1 S_3 \quad (4)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Em que, 0,69 se trata do fator de rajada, V_0 é a velocidade básica do vento, S_1 é o fator topográfico e S_3 é o fator probabilístico.

Pode-se definir as características da estrutura por dois modelos: modelo contínuo simplificado, adotado quando a edificação possuir seção constante e distribuição uniforme de massa; ou modelo discreto, adotado quando a edificação possuir propriedades variáveis com a altura. A torre em questão neste trabalho será analisada pelo modelo discreto.

Os demais parâmetros e equações de ambos os métodos podem ser consultados na ABNT NBR 6123 (1988) [2].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para modelagem numérica e solução dos problemas dinâmicos foi utilizado o programa SAP2000, que é baseado no método dos elementos finitos. As respostas estática e dinâmica da estrutura, devidas aos esforços de vento, serão obtidas segundo as orientações da ABNT NBR 6123 (1988) [2], para tanto serão utilizadas planilhas eletrônicas, desenvolvidas no Excel.

A estrutura a ser analisada neste trabalho é uma torre existente na cidade de Araguari, Minas Gerais e possui 102 metros de altura, para suporte de antenas de telecomunicações. Trata-se de uma torre metálica treliçada, autoportante, de seção transversal triangular, com 10,94 metros de abertura de base e 2,11 metros de abertura no topo, composta por perfis tubulares e ligações parafusadas.

Para fins de cálculo, a torre foi subdivida em 17 módulos de 6 metros de altura cada. Estão dispostas 19 antenas de telecomunicação na parte superior da torre, se considera instalar mais 3 antenas, e também será previsto uma reserva para a instalação de novas antenas.

2.1 Análise estática

Para o cálculo destes esforços estáticos, foram considerados:

$$V_0 = 33 \text{ m/s}$$

$$\text{Fator topográfico } S_1 = 1,00$$

$$\text{Fator de rugosidade do terreno } (S_2):$$

$$\text{Categoria III; Classe: C; } b = 0,93; Fr = 0,95; p = 0,115.$$

$$\text{Fator estatístico } S_3 = 1,10$$

Na Tabela 1, tem-se a força de arrasto em cada módulo da estrutura, e nas tabelas 2, 3 a força de arrasto nas antenas.

Tabela 1 - Força de arrasto sobre a estrutura - análise estática.

Módulo	z	Estrutura		Cabos e Escada		ΣFa (N)
		Ae (cm ²)	Fa (N)	Ae (m ² /m)	Fa (N)	
1	102	19408	3131	0,40	3098	6229
2	96	19723	3138	0,40	3055	6193
3	90	24099	3778	0,40	3010	6788
4	84	31836	4912	0,40	2963	7875
5	78	34490	5232	0,40	2912	8144
6	72	36945	5502	0,40	2859	8361
7	66	38092	5560	0,40	2803	8363
8	60	39288	5611	0,40	2742	8353
9	54	53111	7403	0,40	2676	10079
10	48	44838	6083	0,40	2605	8688
11	42	48649	6400	0,40	2526	8926
12	36	52216	6630	0,40	2438	9068
13	30	56462	6875	0,40	2338	9213
14	24	60518	7000	0,40	2221	9221
15	18	59154	6404	0,40	2079	8483
16	12	62275	6142	0,40	1894	8036
17	6	61918	5207	0,40	1615	6821

Tabela 2 – Força de arrasto nas antenas existentes.

Nº	Altura (m)	Tipo	Ca	Qtd.	CA*Ae (m ²)	Fa (kN)
1	102	RF	1,2	3	2,79	3,00
2	102	RF	1,2	3	1,95	2,10
3	102	RRU	1,2	3	0,45	0,49
4	92	RF	1,2	3	2,34	2,46
5	92	RF	1,2	3	0,70	0,74
6	72	MW	1,6	1	1,81	1,80
7	72	MW	1,6	1	0,62	0,61
8	44	RRU	1,2	1	0,24	0,21
9	44	MW	1,6	1	0,62	0,55

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 3 - Força de arrasto nas antenas a instalar.

Nº	Altura (m)	Tipo	Qtd.	CA*Ae (m ²)	Fa (kN)
1	102	RRU	3	0,48	0,52
2	50	RF	3	1,15	1,05

Como reserva da torre, foi considerada uma força de arrasto de 3,00 kN e na plataforma superior, uma força de arrasto de 5,73 kN.

2.2 Análise dinâmica

Para se calcular a força de arrasto na estrutura, pelo método dinâmico obteve-se os seguintes parâmetros:

$$V_p = 25 \text{ m/s}$$

$$q_0 = 384 \text{ N/m}^2$$

Com o programa SAP2000, determinaram-se os modos de vibração da estrutura e a partir das frequências obtidas, determinou-se o coeficiente de amplificação dinâmica, variável com o ângulo de incidência do vento (vento 0: $\xi = 1,6285$; vento 90: $\xi = 1,6337$; vento-90: $\xi = 0,7229$), utilizando os valores para terreno de categoria III, expoente $p = 0,185$ e parâmetro $b = 0,86$. A área de referência (A_0) utilizada foi 1 m^2 e a massa de referência (m_0) foi 1000 kg .

Na Tabela 4, apresenta-se a força de arrasto sobre a estrutura e seus componentes, pelo método dinâmico, aplicada em cada módulo da estrutura.

Tabela 4 - Força de arrasto sobre a estrutura, cabos e antenas - análise dinâmica.

i	z (m)	x _i (cm)	A (m ²)	M (kg)	V 0	V 90	V -90
					X _i (N)	X _i (N)	X _i (N)
1	102	0,09447	14,92	1451,33	35490	29671	20232
2	96	0,07616	2,17	499,50	4857	5917	3660
3	90	0,06054	5,34	1083,46	6847	8678	5348
4	84	0,04914	3,58	1154,45	7357	9136	6125
5	78	0,03976	3,85	1110,87	8539	9993	7683
6	72	0,03177	5,61	1208,68	8286	9462	7731
7	66	0,02514	4,21	1410,20	6062	7113	5606
8	60	0,01976	4,33	1452,78	5483	6361	5386
9	54	0,01553	5,71	1955,77	6639	7530	6401
10	48	0,01209	5,84	1713,55	5738	6480	5870
11	42	0,00889	5,85	1871,14	5388	5873	5292
12	36	0,00661	5,62	1823,34	4828	4934	4624
13	30	0,00433	6,05	1988,58	4452	4709	4426
14	24	0,00288	6,45	2099,97	4167	4378	4241
15	18	0,00143	6,32	2153,03	3538	3633	3541
16	12	0,00073	6,63	2152,60	3232	3062	3186
17	6	0,00003	6,59	2461,55	2308	2314	2312

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As combinações das cargas foram feitas baseadas nas normas americanas, consultadas em Rodrigues [5], AISC ASD 89, que utiliza o Método das Tensões Admissíveis (método pelo qual a torre foi projetada), e AISC 360-05/IBC2006, que utiliza o Método dos Estados Limites e se aproxima bastante da norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) [6], uma vez que o software utilizado se baseia nessas normas.

3.1 Análise Modal

Através do software SAP 2000, foi obtido o período e, conseqüentemente a frequência natural (em Hz) de cinco modos de vibração da estrutura, mas como sugere a ABNT NBR 6123 (1988) [2], apenas um modo de vibração é considerado suficiente para uma precisão adequada dos resultados. É importante destacar que a norma sugere que toda estrutura com período superior a um segundo deverá ser submetida a análise com carregamento dinâmico.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Na Tabela 5 são apresentados as frequências e os períodos fundamentais do primeiro modo de vibração da estrutura, obtidos pelo SAP2000, para cada tipo de incidência do vento.

Tabela 5 - Valores do período e da frequência dos diferentes modos de vibração.

	V 0	V 90	V -90
T (s)	2,50081	2,52079	0,89253
f (Hz)	0,39987	0,39670	1,12041

3.2 Comparação entre análise estática e dinâmica: critério resistência

Após a determinação dos esforços e inserção no SAP2000, obteve-se as solicitações na estrutura, que podem ser observadas nas Figuras 1 e 2.

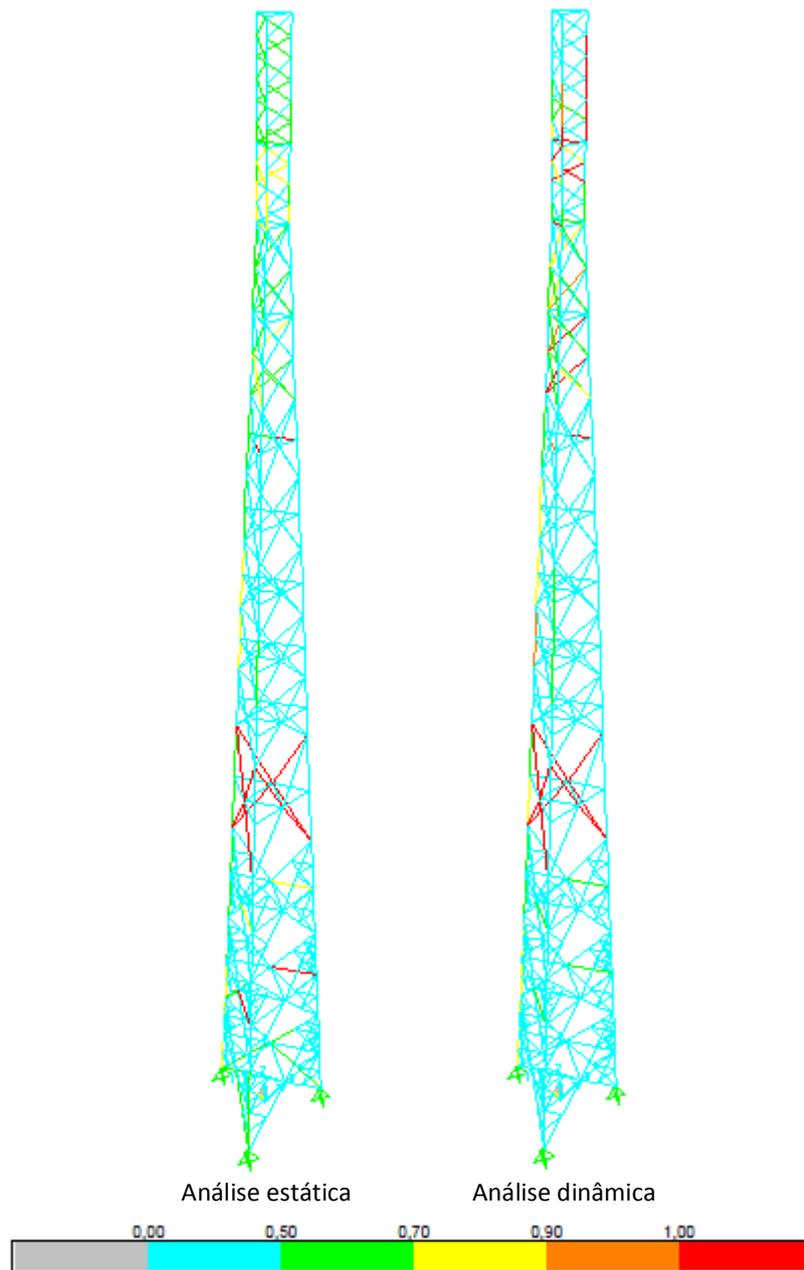


Figura 1 – Comparação entre as análises estática e dinâmica pelo Método das Tensões Admissíveis.

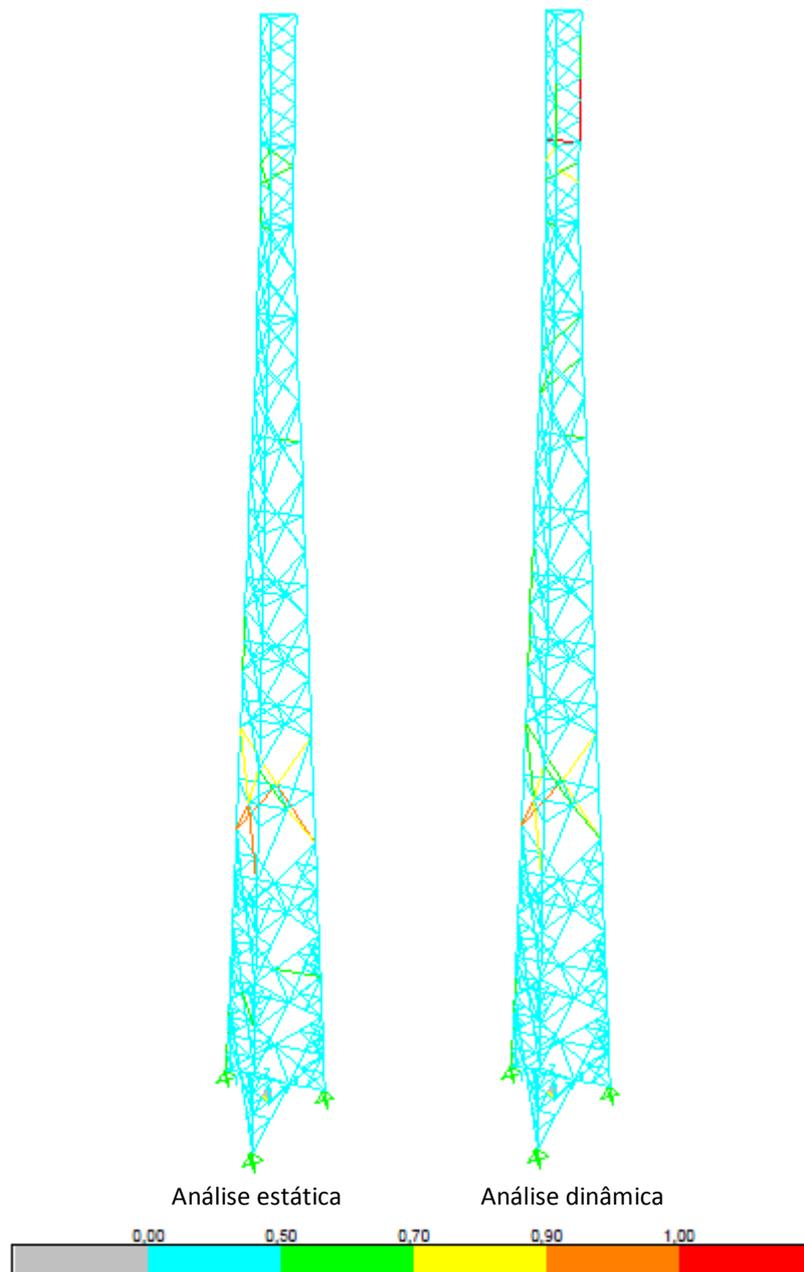


Figura 2 – Comparação entre as análises estática e dinâmica pelo Método dos Estados Limites.

O diagrama de cores das Figuras 1 e 2, representa a razão entre os esforços solicitantes, Sd , e a capacidade resistente, Rd , da estrutura.

Nas Tabelas 6 e 7, tem-se os números de barras que não são capazes de suportar aos esforços na estrutura, pelos Método das Tensões Admissíveis e pelo Método dos Estados Limites.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 6 - Barras que não resistiram aos esforços pelo Método das Tensões Admissíveis

Análise	nº de barras que não resistiram aos esforços
estático	14
dinâmico	22

Tabela 7 - Barras que não resistiram aos esforços pelo Método dos Estados Limites

Análise	nº de barras que não resistiram aos esforços
estático	-
dinâmico	4

Observa-se, que pelo Método das Tensões Admissíveis, a análise dinâmica apresentou um número maior de componentes da estrutura que não foram capazes de suportar aos esforços, representados em vermelho na região de concentração das antenas, enquanto que pela análise estática estes mesmos componentes são capazes de suportá-los comprometendo menos de 90% de sua resistência.

Já pelo Método dos Estados Limites, tem-se uma melhor resposta da estrutura com relação a resistência aos esforços, por ambos métodos estático e dinâmico, uma vez que, apenas a análise dinâmica apresenta componentes da estrutura, na região superior da torre, que é a de maior concentração de antenas, que não são capazes de suportar aos esforços. Em ambas análises, os elementos na parte central da torre, identificados pela cor laranja, estão com esbeltez acima do limite, e carecem de reforços.

Essa diferença considerável de resultados entre os Métodos das Tensões Admissíveis e dos Estados Limites, se deve ao fato de que este último considera as incertezas de forma mais racional do que o primeiro, que se utiliza de um único coeficiente de segurança para expressar as incertezas relacionadas às origens dos esforços solicitantes.

Logo, considerando o Método das Tensões Admissíveis, método pelo qual a torre foi projetada, um número maior de elementos da estrutura necessitaria de reforços para suportar aos esforços de vento sobre as antenas existentes, aquelas que estão para instalar e as que podem ser instaladas no futuro. Por último, considerando o Método dos Estados Limites, algumas barras da estrutura também precisariam de reforços para suportar a estes esforços.

3.3 Comparação entre análise estática e dinâmica: critério deslocamentos máximos

Foram analisados os deslocamentos pelo Método das Tensões Admissíveis e pelo Método dos Estados Limites, e neste último foram consideradas as combinações frequentes e raras de serviço conforme a ABNT NBR 8800 (2008) [6].

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Esta norma, porém, não especifica o valor deslocamento máximo que se pode ter no topo de uma torre. Sendo assim, observou-se o que está determinado para a estrutura que mais se assemelha à estrutura de estudo deste trabalho, adotando-se, então, o valor de $H/400$, utilizado como referência para o deslocamento máximo horizontal, do topo dos pilares em relação à base, para edifícios. Logo, com um total de 102 metros de altura, a torre poderia ter um deslocamento máximo de 255 mm no topo.

Nas Tabelas 8 e 9, tem-se os valores dos deslocamentos máximos obtidos no topo da torre.

Tabela 8 - Deslocamentos pelo Método das Tensões Admissíveis

Análise	Deslocamentos (mm)	Deslocamento limite (mm)
estática	715	255
dinâmica	742	255

Tabela 9 - Deslocamentos pelo Método dos Estados Limites

Combinação	Análise	Deslocamentos (mm)	Deslocamento limite (mm)
frequente de serviço	estática	215	255
	dinâmica	222	255
rara de serviço	estática	715	255
	dinâmica	742	255

Analisando primeiramente o Método dos Estados Limites, conforme as combinações frequentes de serviço, os valores não foram considerados preocupantes, uma vez que os valores de deslocamentos obtidos, em ambas análises, estática e dinâmica, não ultrapassam o valor máximo assumido a partir da ABNT NBR 6123.

Por outro lado, já pelas combinações raras de serviço, os deslocamentos tanto pelo método estático quanto pelo método dinâmico, superam em quase 3 vezes o valor máximo permitido adotado, (valores máximos obtidos das análises: 715 mm pelo método estático e 742 mm pelo método dinâmico).

Estes valores obtidos pelas combinações raras de serviço, são os mesmos valores dos deslocamentos máximos obtidos pelo Método das Tensões Admissíveis (valores obtidos das análises: 715 mm pelo método estático e 742 mm pelo método dinâmico).

Cabe ressaltar que o Método das Tensões Admissíveis considera coeficientes de segurança muito conservadores com relação aos esforços solicitantes, chegando, portanto, a se assemelhar a uma situação rara de serviço.

Pode-se dizer, então, que em uma situação rara de serviço, como a ocorrência de um tornado na cidade de Xanxerê em Santa Catarina no dia 20 de abril deste ano, em que os ventos podem

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

ter chegado a 330 km/h, conforme reportagem do G1 de 21 de abril de 2015, a torre poderia apresentar problemas por deslocamento excessivo.

4 CONCLUSÃO

O presente estudo, como já apontava Bertolino et al., evidenciou a importância de se submeter a estrutura aos efeitos dinâmicos da ação do vento a fim de obter uma análise estrutural mais próxima da realidade, uma vez que os valores dos esforços solicitantes devido ao efeito dinâmico da ação do vento são superiores aos valores dos efeitos estáticos, sendo necessária esta consideração sempre que o período de vibração da estrutura for maior que 1, como recomendado pela ABNT NBR 6123 (1988) [2].

A análise dinâmica forneceu resultados mais precisos do comportamento da estrutura com relação aos esforços a que esta é submetida, revelando uma menor resistência da estrutura a estes esforços, porém por ambos métodos, estático e dinâmico, seria necessário o reforço de alguns elementos (barras) da estrutura.

Com relação aos deslocamentos obtidos no topo da torre, em uma situação frequente de serviço, os valores não são considerados preocupantes, pois não excedem o valor máximo assumido a partir da ABNT NBR 6123 (1988) [2], sendo o valor máximo obtido da análise igual a 222 mm, enquanto que em uma situação rara, a torre poderia entrar em colapso devido aos deslocamentos excessivos.

Para trabalhos futuros, sugere-se uma nova análise da capacidade resistente apresentando uma proposta de substituição dos componentes que não resistiram aos esforços apresentados neste estudo, como também a análise das ligações das barras da torre, verificando se estas são capazes de resistir a estes esforços.

REFERÊNCIAS

- 1 CARRERA, F. H., BERTOLINO JÚNIOR, R. Estudo numérico para a determinação das pressões devidas a ação do vento em torres metálicas de seção circular. Revista Construção Metálica. 2008; ed.88: p. 23-35, 2008. Disponível em: <<http://www.abcem.com.br/revista-construcao-metalica/edicao88/RCM88.pdf>> Acesso em 10 abril 2015.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- 3 BLESSMANN, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS; 2005.
- 4 CARRIL JÚNIOR, C. F. Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo; 2000. Disponível em:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-18022002-154920/pt-br.php>> Acesso em 10 abril 2015.

5 RODRIGUES, I. L. Especificação para estruturas de aço de edifícios. São Paulo: PINI; 2013.

6 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO SOBRE A COBERTURA DO PARQUE MADUREIRA*

Acir Mércio Loredo-Souza¹
Mario Gustavo Klaus Oliveira²
Maria Cristina Dolz Bênia²
Matthew Bruce Vallis¹
Marcelo Zanfelize Cavalcante²
João Luis Casagrande³

Resumo

Este trabalho apresenta a descrição do estudo experimental, em túnel de vento, da ação estática do vento sobre a nova cobertura atualmente em construção no Parque Madureira, na cidade do Rio de Janeiro, RJ. Maiores níveis de segurança e confiabilidade são atingidos quando a consideração criteriosa dos efeitos do vento é feita a partir da etapa de concepção, podendo inclusive levar a alterações arquitetônicas na forma externa da construção. Este processo preventivo é, geralmente, o de menor custo e o de maior eficiência. Além do estudo em túnel de vento, são discutidas as soluções estruturais adotadas para fazer frente às solicitações devidas ao vento. O trabalho apresenta a análise dos principais resultados do estudo, bem como evidencia os benefícios da utilização do túnel de vento como ferramenta de projeto para estruturas, coberturas e fechamentos, viabilizando a construção de edificações com arrojados projetos arquitetônicos.

Palavras-chave: Vento; Coberturas; Estruturas Metálicas; Túnel de Vento.

STATIC WIND ACTION ON THE PARQUE MADUREIRA LONG SPAN ROOF

Abstract

This paper describes the experimental wind tunnel study performed on a long span roof, currently being built in Parque Madureira, in the city of Rio de Janeiro, RJ. Higher levels of safety and reliability are reached when the precise consideration of the wind loads is taken at the design stage, even leading to architectural changes, if necessary. This process is generally the less costly and the most efficient. Besides the wind tunnel testing, the structural solutions to withstand the wind loads are also discussed. The paper presents the main results from the study, as well highlights the benefits of Wind tunnel testing as a design tool for the design of structures and cladding, allowing the construction of advance and challenging architectural shapes.

Keywords: Wind; Roofs; Steel Structures; Wind Tunnel.

¹ Laboratório de Aerodinâmica das Construções, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

² Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda, Porto Alegre, RS, Brasil.

³ Casagrande Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta os resultados do estudo, em modelo reduzido, da ação estática do vento sobre a cobertura da pista de *half pipe* do Parque Madureira em construção no Rio de Janeiro, RJ (figura 1).

A estrutura da cobertura tem características que a classificam como cobertura isolada e, portanto, está sujeita aos fenômenos aerodinâmicos inerentes a este tipo de construção. Para coberturas isoladas o vetor velocidade do vento, em um dado instante, pode ter uma direção inclinada no plano vertical, pela composição da velocidade média (horizontal) com a componente vertical da turbulência. Assim, para intervalos de tempo de alguns segundos, o vento pode soprar com uma inclinação que se situa entre $+10^\circ$ e -10° . Em casos de temporais com turbulência muito elevada, estes limites podem inclusive ser ultrapassados [1]. Do ponto de vista aerodinâmico, para coberturas isoladas, pode-se considerar o vento soprando horizontalmente e a cobertura girando de $+10^\circ$ e -10° (isto não é válido para coberturas sobre paredes). Como consequência deste fenômeno, para a mesma direção do vento médio incidente, diferentes padrões de carregamento são fisicamente possíveis de ocorrer na mesma estrutura. Para este estudo são apresentados três padrões de carregamento para ventos oriundos de tormentas EPS, tomando como base fatores de pico medidos nos ensaios em túnel de vento bem como encontrados na literatura, e coeficientes de correlação admitindo correlações distintas entre as pressões medidas na face externa e interna. Estes coeficientes de correlação foram aplicados aos coeficientes medidos nos ensaios.



Figura 1 – Perspectiva artística da cobertura.

Maiores níveis de segurança e confiabilidade são atingidos quando a consideração criteriosa dos efeitos do vento é feita a partir da etapa de concepção. Este processo preventivo é, geralmente, o de menor custo e o de maior eficiência. Por estas razões e por não existirem coeficientes aerodinâmicos específicos para a configuração arquitetônica do referido prédio em normas de vento, foi realizado o ensaio em túnel de vento. A solicitante foi Dimensional Engenharia Ltda., sendo o projeto estrutural realizado por Casagrande Engenharia e o projeto arquitetônico por Ruy Rezende Arquitetura. A construção e instrumentação dos modelos, bem como o processamento e análise dos resultados ficaram a cargo da Vento-S Consultoria em

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Engenharia do Vento Ltda., sendo os ensaios em túnel de vento realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul [2, 3].

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para realização dos ensaios em túnel de vento foi construído um modelo reduzido em escala 1/100. O modelo foi instrumentado com um total de 685 tomadas de pressão, distribuídas de modo a permitir um levantamento representativo das pressões em toda a edificação. As pressões foram medidas para 24 ângulos de incidência do vento (a cada 15°) e para duas simulações distintas de vento, totalizando 32.880 registros de séries temporais de pressões (16.440 registros de séries temporais para cada tipo de vento simulado). A figura 2 mostra o modelo reduzido no interior do túnel de vento.



Figura 2 – Modelo da cobertura no interior do túnel de vento.

Nas figuras 3 e 4 são indicadas as posições das tomadas de pressão nas faces superior e inferior do modelo reduzido, respectivamente, bem como a referência para ângulo de incidência do vento. Na face externa da cobertura foram colocadas 311 tomadas, na face interna da cobertura foram colocadas 168 tomadas, nas abas da cobertura foram colocadas 78 tomadas e nos apoios foram colocadas 128 tomadas de pressão estática.

Foram simulados todos os detalhes significativos da edificação real para que as condições de semelhança geométrica fossem preservadas. Algumas simplificações foram realizadas no modelo para que certos detalhes arquitetônicos não afetassem localmente as medidas em determinadas tomadas de pressão, principalmente devido aos efeitos do número de Reynolds (Re) na distribuição de pressões sobre superfícies curvas.

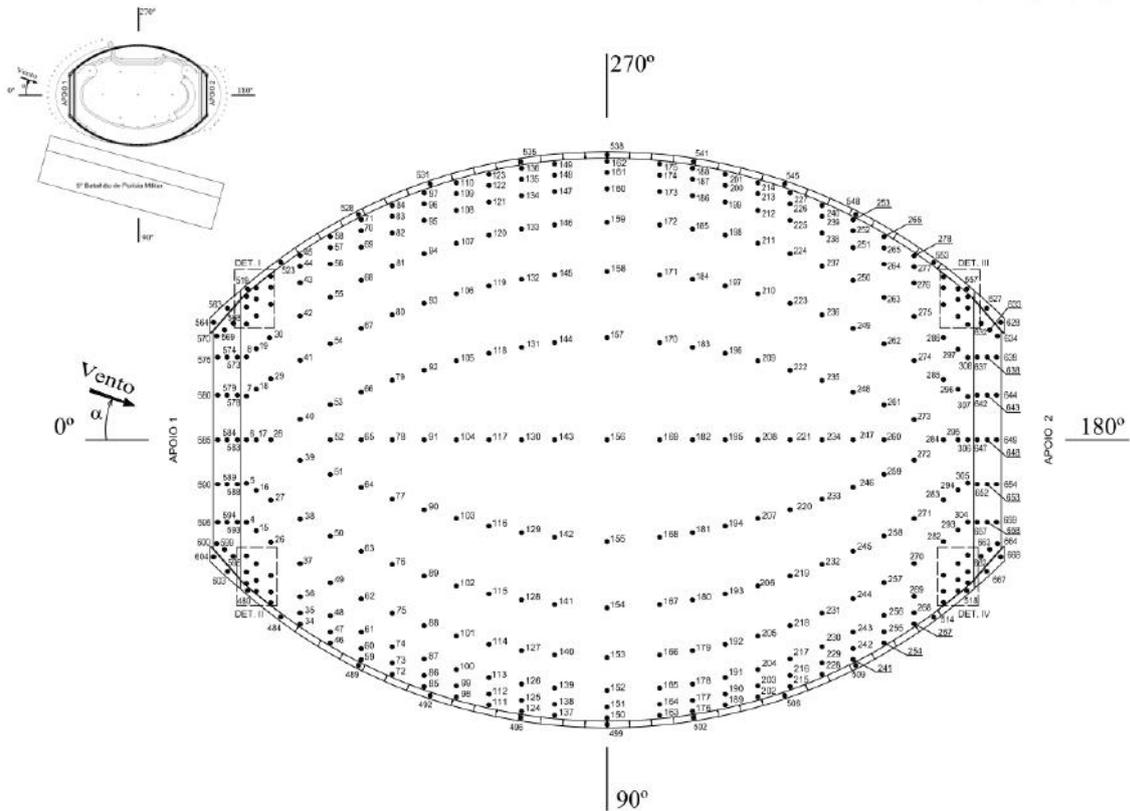


Figura 3 – Distribuição das tomadas de pressão na face superior da cobertura.

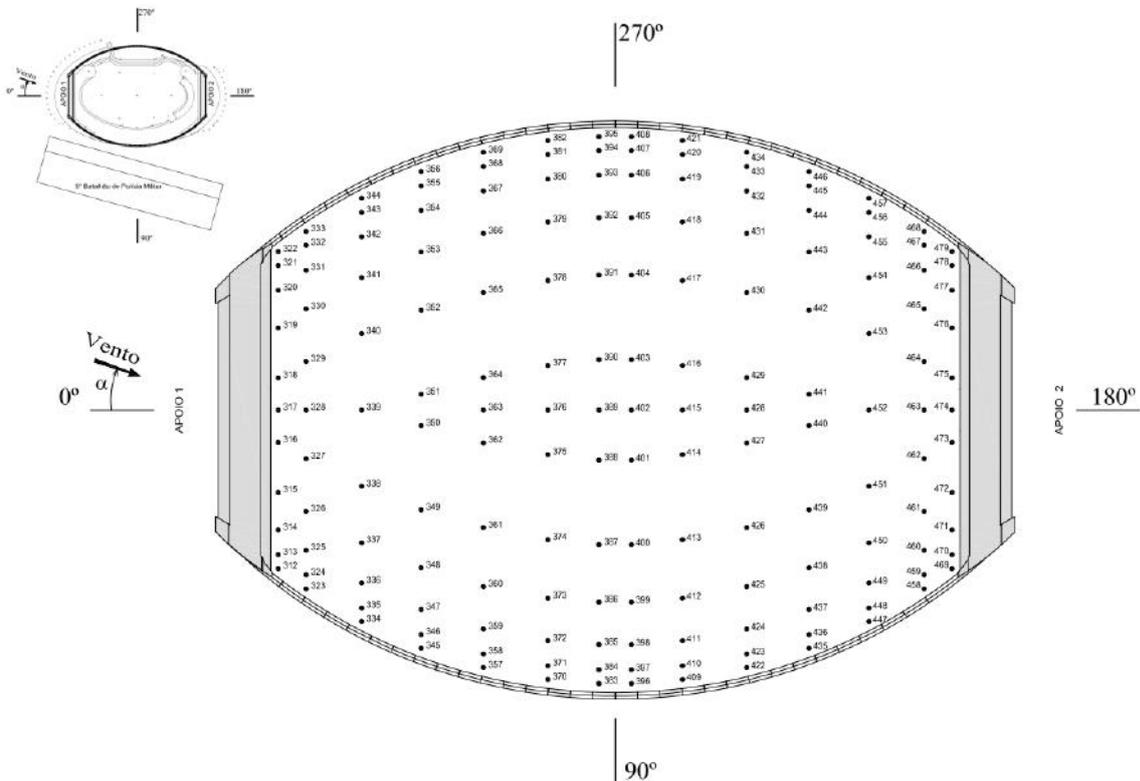


Figura 4 – Distribuição das tomadas de pressão na face inferior da cobertura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As pressões externas em superfícies curvas dependem da localização dos pontos de separação do escoamento, os quais variam com a velocidade do vento, características de sua turbulência, dimensões e relação entre as dimensões da edificação, curvatura da superfície externa da cobertura e sua rugosidade. Logo, a distribuição das pressões adimensionais sobre modelos reduzidos é garantida pela preservação de Re nos ensaios, além da colocação de um determinado tipo de rugosidade na superfície da cobertura do modelo (no caso de superfícies curvas) que provoque transição no regime de escoamento para um Re equivalente. Um aumento da turbulência do escoamento provoca efeito semelhante ao de um aumento na rugosidade superficial, procedimento adotado neste estudo.

O número de Reynolds influencia a forma do escoamento e, portanto, a distribuição de pressões e a força exercida sobre o sólido imerso no escoamento. O número de Reynolds é definido como $Re = V l / \nu$, sendo V a velocidade do vento, l uma dimensão característica e ν a viscosidade cinemática do ar, a qual pode ser considerada aproximadamente constante para pequenas variações de temperatura. Então, para uma determinada dimensão característica l , Re depende fundamentalmente da velocidade, ou seja, quando se varia a velocidade, Re sofre uma variação equivalente. O efeito da variação do coeficiente de arrasto C_a com Re para um cilindro de seção circular é indicado de forma qualitativa na figura 5 [4], a qual também mostra a diferença entre os valores de C_a para corpos com arestas vivas e com superfícies curvas. É interessante ressaltar que em certos casos forças maiores podem resultar de velocidades menores conforme o valor de C_a . Além disso, tanto a rugosidade da superfície do corpo em estudo, bem como a turbulência do escoamento incidente, causam alterações na referida curva $C_a \times Re$. Desta forma, extrapolações de dados obtidos para superfícies curvas específicas, sejam chaminés, tubos, torres ou coberturas, não são recomendadas.

Os ensaios foram realizados no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann da Universidade Federal do Rio Grande do Sul [2, 3], mostrado na figura 6. Trata-se de um túnel de vento de camada limite de circuito fechado, projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis. Este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais. Tem relação “comprimento / altura” da câmara de ensaios superior a 10. A velocidade do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e sem modelos, ultrapassa 160 km/h. A simulação correta das principais características do vento natural em túneis de vento é requisito básico para aplicações em Engenharia Civil [5], sem a qual os resultados obtidos podem se afastar consideravelmente da realidade.

De acordo com as características da rugosidade do terreno em torno do empreendimento foi simulado um vento com perfil potencial de velocidades médias de expoente p igual a 0,23, o qual corresponde a terreno com rugosidade entre as Categorias III e IV da NBR 6123(1988) [6]. Além deste, a cobertura também foi ensaiada com um vento simulado contendo níveis de turbulência maiores, com perfil potencial de velocidades médias de expoente p igual a 0,34, para satisfazer os requisitos de número de Reynolds descritos no item anterior. As características da rugosidade do terreno simulado são as seguintes:

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

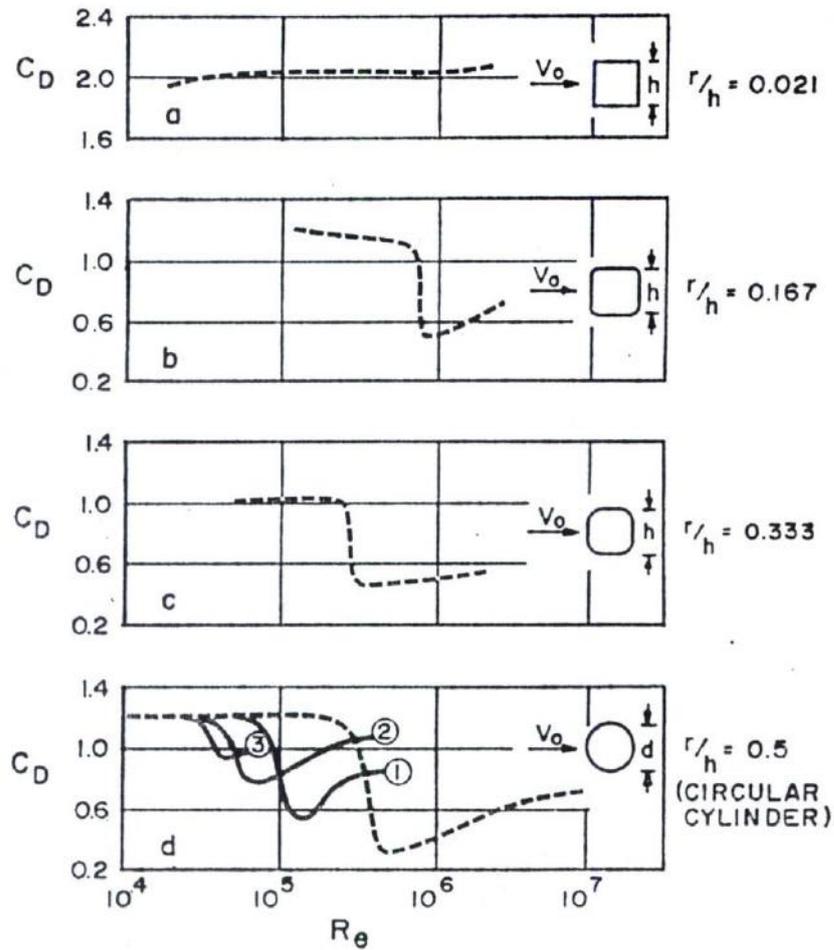


Figura 5 - Influência da variação do número de Reynolds sobre o coeficiente de arrasto de acordo com a forma da seção transversal. Os números 1, 2 e 3 na última figura representam rugosidades diferentes da superfície da seção circular e têm efeito semelhante ao de uma variação da turbulência no escoamento incidente [4].

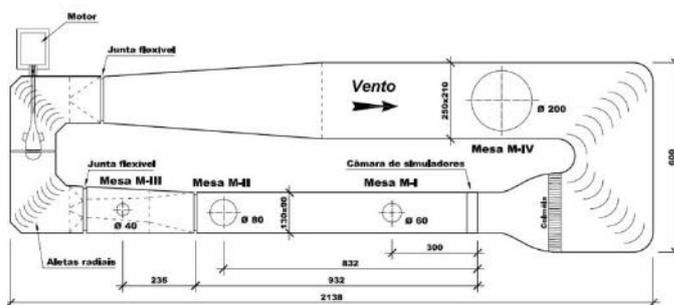


Figura 6 – Túnel de Vento Professor Joaquim Blessmann do LAC/UFRGS.

Categoria III – terreno plano ou ondulado com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0m.

Categoria IV – terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Esta categoria inclui também zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na Categoria V.

Os ventos simulados englobam a gama de rugosidades existentes nas proximidades da edificação em estudo. Considerando-se as características do local em estudo e dos terrenos próximos ao empreendimento, optou-se por testar o modelo para ventos incidentes com estas características. Em torno do modelo instrumentado foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala do modelo, para que as condições de escoamento correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais a edificação testada estará sujeita depois de concluída. Com o correr dos anos há tendência de aumento da rugosidade das zonas construídas devido a prováveis futuras urbanizações, o que poderá causar alguma redução nos esforços estáticos em algumas zonas da edificação. Por outro lado, possíveis efeitos nocivos de vizinhança, pela construção futura de outras edificações nas cercanias imediatas da edificação em estudo, podem ocorrer.

Na recomposição do carregamento é permitida a utilização de rugosidades distintas, desde que devidamente justificadas através de um estudo específico. Este estudo deve considerar a possibilidade de transições nas rugosidades dos terrenos mais afastados.

A figura 7 apresenta as principais características dos ventos simulados: perfil vertical das velocidades médias, em porcentagem da velocidade média no eixo longitudinal do túnel (pontos experimentais e curva potencial teórica), intensidade (I1) e macro-escala (L1) da componente longitudinal da turbulência [7].

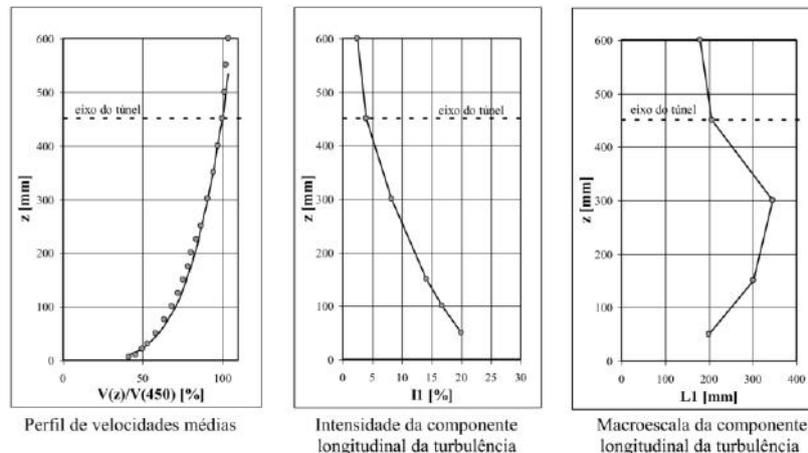


Figura 7 – Características do vento deslizante e turbulento simulado com expoente $p=0,23$.

O perfil de velocidades médias mostrado na figura 7 é expresso, aproximadamente, pela lei potencial (Equação 1):

$$\bar{V}(x_3)/\bar{V}_{ref} = (x_3/x_{ref})^p \quad (1)$$

Sendo:

$\bar{V}(x_3)$ – velocidade média na altura x_3 ;

\bar{V}_{ref} – velocidade média em uma altura de referência (no túnel, $x_{ref} = 450\text{mm}$);

$p = 0,23$.

3 RESULTADOS

3.1 Coeficientes aerodinâmicos

As pressões no modelo foram registradas por meio de transdutores elétricos de pressão. Um exemplo de registro das pressões obtidas através dos transdutores elétricos de pressão é mostrado na figura 8. Foram registradas as pressões para cada ponto de medição, sendo determinados os valores mínimos, médios, máximos e rms dos coeficientes de pressão.

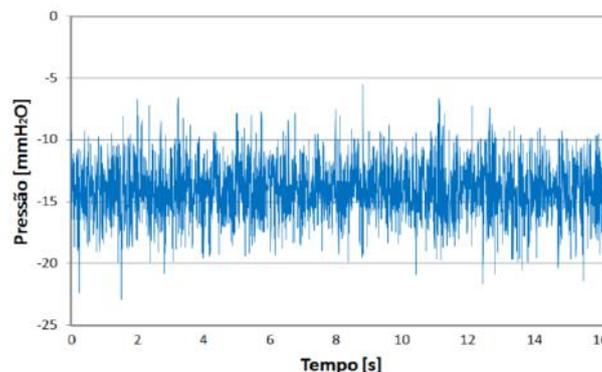


Figura 8 – Registro da variação de pressão ao longo do tempo para a tomada 269 e ângulo de incidência do vento a 75° (vento com expoente $p=0,23$).

Os coeficientes de pressão externa nas faces da cobertura são definidos pelas Equações 2 a 5. Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos a pressão dinâmica de referência, q , foi determinada a partir da velocidade média do vento a uma altura correspondente a 15m (quinze metros) acima do nível do terreno, em escala real.

$$\bar{c}_p = \frac{\frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt}{q} \quad (2)$$

$$\tilde{c}_p = \frac{\sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (p(t) - \bar{p})^2 dt}}{q} \quad (3)$$

$$\hat{c}_p = \frac{p_{max}}{q} \quad (4)$$

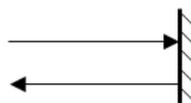
$$\check{c}_p = \frac{p_{min}}{q} \quad (5)$$

Sendo:

\bar{c}_p	coeficiente de pressão médio;
\tilde{c}_p	coeficiente de pressão rms;
\hat{c}_p	coeficiente de pressão máximo;
\check{c}_p	coeficiente de pressão mínimo;
$p(t)$	pressão instantânea, na superfície da edificação, medida em relação à pressão estática de referência;
\bar{p}	valor médio de $p(t)$ para o período de amostragem T ;
p_{max}	valor máximo de $p(t)$ para o período de amostragem T ;
p_{min}	valor mínimo de $p(t)$ para o período de amostragem T ;
t	tempo;
T	período de amostragem;
$q = 1/2\rho\bar{V}^2$	pressão dinâmica de referência;
ρ	massa específica do ar;
\bar{V}	velocidade média de referência, medida a uma altura equivalente a 15m acima do nível do solo, em escala real.

Foi adotada a seguinte convenção de sinais:

coeficientes positivos: sobrepressão (+)
coeficientes negativos: sucção (-)



Embora as pressões de pico não ajam simultaneamente sobre toda a estrutura, as pressões médias podem ser integradas para fornecerem valores médios das forças cortantes e momentos fletores e de torção atuantes na edificação. Estes valores podem ser usados em combinação com fatores de rajada, tais como os da NBR-6123(1988) [6], para fornecerem as cargas totais equivalentes atuantes na edificação.

Os coeficientes de pressão médios calculados permitem a determinação de coeficientes de forma externos (C – Equação 6), aplicáveis a uma superfície plana de área A .

$$C = F / (qA) \quad (6)$$

Sendo F a resultante das pressões externas sobre a superfície plana (é uma força perpendicular a esta superfície), como descrito pela Equação 7.

$$F = \int_A \bar{p} \, dA = \int_A \bar{c}_p q \, dA \quad (7)$$

E, portanto, substituindo na Equação 6, obtém-se a Equação 8 que permite determinar C a partir dos coeficientes de pressão médios por integração numérica.

$$C = \frac{1}{A} \int_A \bar{c}_p \, dA \quad (8)$$

3.2 Forças devidas ao vento

As forças externas devidas ao vento são determinadas pelas Equações 9, 10 e 11.

$$F = CqA \quad (9)$$

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (10)$$

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (11)$$

Sendo:

- C coeficiente aerodinâmico;
- q pressão dinâmica na altura de 15m [N/m^2];
- A área da zona em estudo (ou de sua projeção) para a qual está sendo determinada a força F do vento [m];
- V_k velocidade característica do vento [m/s].

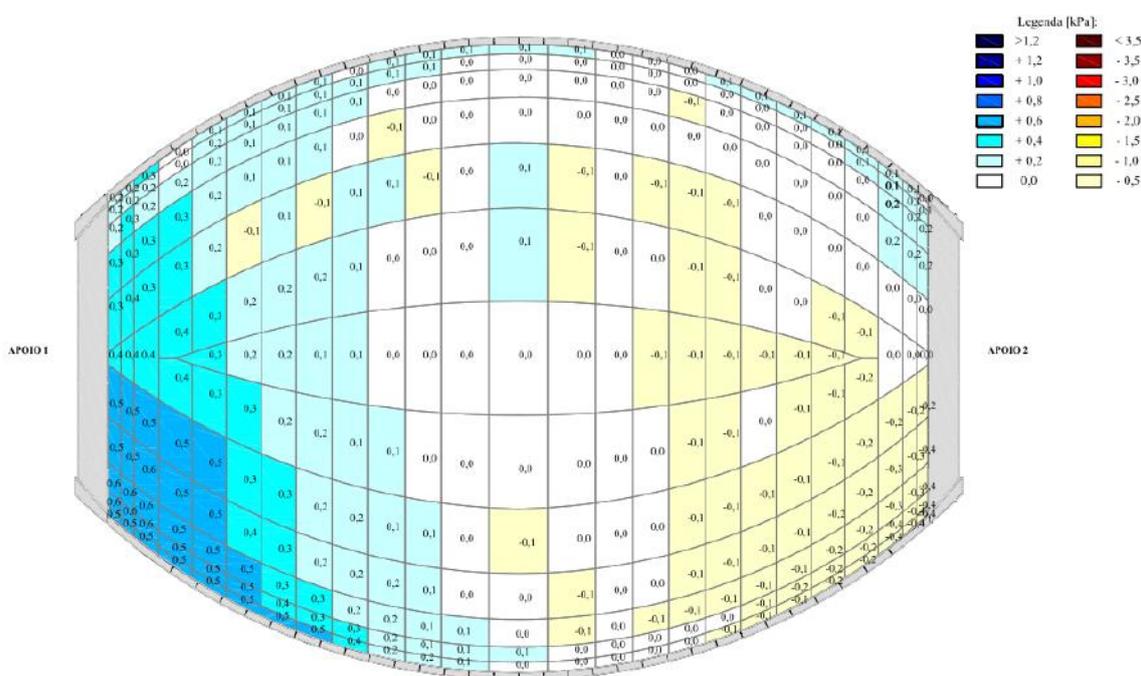
Tendo sido reproduzido no túnel de vento o perfil vertical de velocidades médias do vento natural no local da obra, e tendo sido adotada a velocidade do vento a 15m de altura para o cálculo dos coeficientes, S_2 deve ser sempre o correspondente a esta altura, na respectiva Classe (a Classe a considerar depende da finalidade do cálculo --- Ver item 5.3.2 da NBR-6123/88) e Categoria do terreno. Pode ser adotado um valor para a velocidade básica do vento para a cidade do Rio de Janeiro, RJ, correspondente a 35m/s, de acordo com a figura das isopletas da velocidade básica do vento indicada na NBR-6123(1988) [6]. Para esta cobertura foi realizado um no estudo específico para determinação desta velocidade, considerado mais adequado e adotado neste estudo, equivalente a 35,5 m/s [8].

O valor de V_k assim obtido aplica-se a toda edificação, independentemente da zona ou região em estudo, mas dependendo da finalidade de cálculo, que fará variar S_2 conforme comentado no parágrafo anterior. A composição das diversas forças (vento, cargas acidentais, permanentes, etc.) não é discutida neste trabalho.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

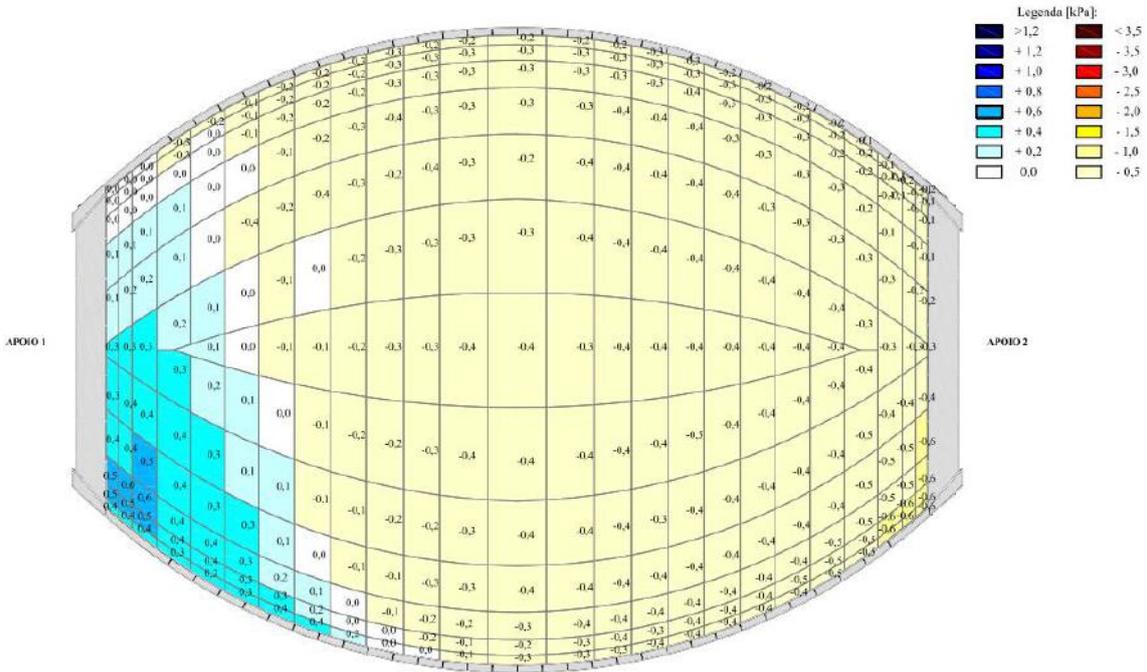
As figuras 9, 10 e 11 apresentam exemplos de três carregamentos resultantes para o ângulo 45°. Os carregamentos são apresentados em termos de pressões resultantes, oriundas dos coeficientes de forma resultantes C_r , aplicáveis às áreas de influência das tomadas indicadas na vista da face superior (excluídas as tomadas nas regiões dos Apoios 1 e 2), e correspondem a distintas combinações dos coeficientes aerodinâmicos medidos nas faces superior e inferior, admitindo-se distintas correlações entre os coeficientes de pico. Para os Carregamentos I, II e III (pressões médias) foi utilizada uma pressão dinâmica calculada sobre 10 segundos (CLASSE C – NBR-6123).

- Carregamento I: $C_r = C$ médio face superior – C médio face inferior
- Carregamento II: $C_r = 0,7 [2 (C$ médio face superior) – (C médio face inferior)]
- Carregamento III: $C_r = 0,7 [(C$ médio face superior) – 2 (C médio face inferior)]



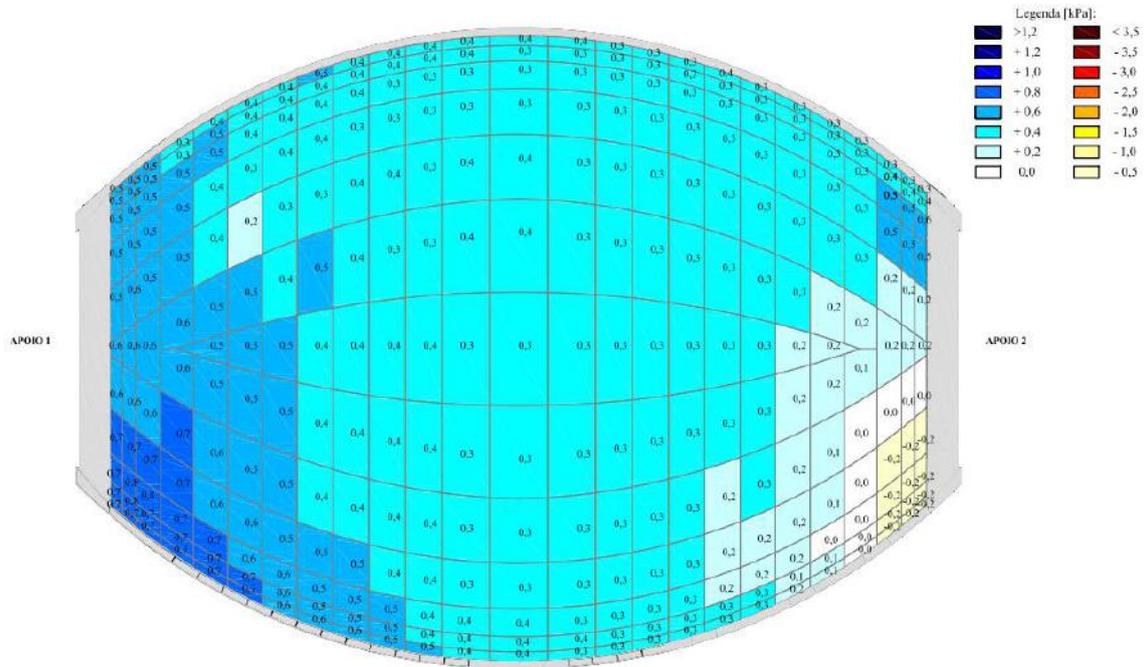
Vista Superior
Pressões Médias Resultantes [kPa]
Carregamento I: $C_r = C_{sup} - C_{inf}$

Figura 9 – Carregamento I para ângulo 45°.



Vista Superior
Pressões Médias Resultantes [kPa]
Carregamento II: $C_r = 0,7 [2 (C_{sup}) - (C_{inf})]$

Figura 10 – Carregamento II para ângulo 45°.



Vista Superior
Pressões Médias Resultantes [kPa]
Carregamento III: $C_r = 0,7 [(C_{sup}) - 2 (C_{inf})]$

Figura 11 – Carregamento III para p ângulo 45°.

3.3 Pressões locais na cobertura

3.3.1 Considerações gerais

As flutuações das pressões atuantes nas faces das edificações são devidas tanto às rajadas presentes no vento natural (turbulência atmosférica), como ao caráter flutuante da esteira gerada pelo prédio. Normalmente, sucções ou sobrepressões de pico, sobre um período de uma hora, podem ter valores consideravelmente maiores do que as correspondentes pressões médias para aquela mesma hora.

As pressões locais esperadas, relevantes ao projeto dos elementos de revestimento, podem ser determinadas através da combinação dos coeficientes aerodinâmicos medidos em ensaios em túnel de vento, com a estatística do vento na região de construção da edificação.

Não há total consenso, dentro do atual estado da arte da Engenharia do Vento, quanto a qual procedimento para determinação das pressões locais é o mais significativo para o projeto dos elementos de revestimento. Entretanto, três alternativas são possíveis:

a) O primeiro utiliza o conceito de fator de pico, g . A pressão de projeto, p_0 , é dada pela Equação 12:

$$p_0 = \bar{p} + g \tilde{p} \quad (12)$$

Sendo:

\bar{p} carga causada pelo vento médio (média sobre uma hora, usualmente);

\tilde{p} média quadrática das flutuações em torno da pressão média;

g fator de pico equivalente. O valor de g a ser adotado pode ser escolhido simplesmente como representativo de valores experimentais conservativos, ou ser baseado em propriedades de resistência dos materiais, quando disponíveis.

b) A segunda alternativa é utilizar diretamente os valores de pico medidos em túnel de vento, embora estes estejam sujeitos a uma dispersão estatística consideravelmente maior do que valores dos coeficientes rms ou valores médios de g . A pressão de projeto é dada pela Equação 13:

$$p_0 = \bar{q} \check{c}_p \quad (13)$$

Sendo:

\bar{q} pressão dinâmica de referência, correspondente à velocidade média de referência, medida sobre um intervalo de aproximadamente uma hora, medida a uma altura equivalente a 15m, em escala real, para o caso da Cobertura do Parque Madureira;

\check{c}_p coeficiente de pressão de pico (mínimo ou máximo, medido no túnel de vento).

c) A terceira alternativa consiste em utilizar valores médios dos coeficientes de pressão combinados com pressões dinâmicas de pico. A pressão de projeto é dada pela Equação 14:

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$p_0 = \bar{q} \bar{c}_p \quad (14)$$

Sendo:

\bar{q} pressão dinâmica de referência, correspondente à velocidade média de referência, medida sobre um intervalo de aproximadamente três segundos, medida a uma altura equivalente a 15m, em escala real, para o caso Cobertura do Parque Madureira;

\bar{c}_p coeficiente de pressão médio (média temporal, medido no túnel de vento).

As pressões de projeto indicadas acima devem considerar os efeitos das pressões internas, de acordo com as observações descritas no item 3.3.2 deste trabalho.

3.3.2 Pressões internas

Estimativas das pressões internas são necessárias para a determinação dos carregamentos resultantes devidos ao vento em elementos de vedação e suas fixações. São também importantes com respeito à conservação de energia, pois o escoamento de ar através da edificação será proporcional à diferença entre as pressões externas e internas.

Embora de grande importância, a pressão interna apresenta dificuldades quanto à sua exata determinação. Pressões internas são influenciadas por diversos fatores os quais também apresentam grandes incertezas em sua determinação, tais como o caráter da permeabilidade da edificação, ou se as janelas ou outras aberturas externas serão deixadas abertas ou serão quebradas durante tempestades. A complexa distribuição espacial das pressões externas e a influência das variações temporais das pressões externas na determinação das pressões internas também devem ser consideradas.

Apesar das dificuldades existentes, estimativas razoáveis da pressão interna podem ser obtidas. Para o projeto dos elementos de vedação e suas fixações é de interesse a diferença entre as pressões externas e internas. Esta diferença representa o carregamento ao qual o elemento estará sujeito. No presente estudo, as pressões externas e internas, correspondendo às pressões nas faces superior e inferior, respectivamente, são medidas diretamente no túnel de vento. As pressões internas na região entre as faces superior e inferior podem ser determinadas a partir das pressões externas [9, 10] utilizando-se, por exemplo, a metodologia indicada na NBR-6123 (1988). As pressões internas podem então ser subtraídas das pressões externas para formar as pressões resultantes.

No caso de permeabilidade uniforme do envelope da edificação e não havendo repartições estanques, a pressão interna tenderá a um valor negativo ou próximo de zero. Isto significa que nas zonas sujeitas a pressões externas negativas (zonas de sucção) as pressões resultantes terão seus valores máximos equivalentes às pressões externas nas zonas correspondentes. Para as zonas em sobrepressão externa, espera-se um acréscimo nos valores resultantes das pressões, porém menores em valor absoluto do que as pressões de sucção. Valores mais nocivos das pressões resultantes podem ocorrer caso aberturas sejam formadas, intencional ou acidentalmente, em zonas de alta sucção externa.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4 CONCLUSÃO

Observa-se que os valores dos coeficientes de pressão para a cobertura da pista de *half pipe* do Parque Madureira, obtidos nos ensaios em túnel de vento, são coerentes do ponto de vista aerodinâmico com relação à forma da edificação estudada e de sua vizinhança. Contudo, os resultados apresentados neste estudo são válidos somente para as configurações arquitetônicas finais solicitadas para o estudo e para ventos EPS. O estudo específico da ação do vento na cobertura para etapas construtivas e construção parcial da mesma, fechamentos laterais, bem como outros tipos de escoamento, não foram contemplados. Configurações distintas da cobertura estudada, incluindo a construção parcial da cobertura, podem alterar significativamente os padrões de carregamento apresentados.

O estudo evidencia os benefícios da utilização do túnel de vento como ferramenta de projeto para estruturas, coberturas e fechamentos, viabilizando a construção de edificações com arrojados projetos arquitetônicos.

REFERÊNCIAS

- 1 Blessmann, J. Tópicos de normas de vento. 2ªed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1990.
- 2 Blessmann, J. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1982; volume 10: 231-248.
- 3 Cook, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static Structures. London, UK: Building Research Establishment, 1990.
- 4 Scruton, C. et al. Steady and Unsteady Wind Loading of Building and Structures. Philosophical Transactions of the Royal Society. London, UK: The Royal Society Publishing; 1971; volume A269, issue 1199: 353-383.
- 5 Davenport, A. G.; Isyumov, N. The Application of The Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading. Proceedings of the International Research Seminar: Wind Effects on Buildings and Structures. Ottawa, Canada: 1967; volume 1: 201-230.
- 6 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.
- 7 Engineering Sciences Data Unit "Strong winds in the atmospheric boundary layer, Part 1: mean hourly wind speeds. Data item 82026". London, UK: ESDU, 1982.
- 8 Loredou-Souza, A. M., Rocha, M. M. e Oliveira, M. G. K. Estudo do comportamento aerodinâmico da Cobertura do Parque Madureira – Rio de Janeiro. Etapa I – Determinação da velocidade básica do vento. Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda. e Laboratório de Aerodinâmica das Construções – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Relatório Técnico VS-013/10-15-01. Porto Alegre: 2015.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

9 Blessmann, J. Pressão interna. 3ªed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.

10 Loredou-Souza, A. M. Influence of opening type on mean internal pressures in low buildings. Proceedings of the Ninth International Conference on Wind Engineering. New Delhi, India: 1995; volume 3, 1151-1161.



Tema: Construção Leves Estruturadas em Aço

ANÁLISE NUMÉRICA DOS EFEITOS DAS AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS METÁLICOS

Jennifer Gonçalves¹

Cilmar Baságlia²

João A. Requena³

Resumo

Para uma rigorosa avaliação da ação do vento em um edifício industrial metálico é necessário obter informações sobre a distribuição das pressões do vento em toda a edificação e considerar as interferências aerodinâmicas dos efeitos do espaçamento de outros edifícios na vizinhança. No entanto, é possível obter informações sobre a velocidade do vento e coeficientes de pressão por meio de análises numéricas. O objetivo deste trabalho é determinar e avaliar os valores dos coeficientes de pressão nas paredes e coberturas de edifícios industriais metálicos exibindo diversas condições de vizinhança – em particular, o espaçamento entre galpões. As análises são realizadas por meio do programa comercial ANSYS, considerando a interação fluido-estrutura, e alguns dos resultados obtidos são comparados com os valores fornecidos pela NBR 6123:1988.

Palavras-chave: Ações do vento; Coeficientes de pressão; Edifícios industriais metálicos; Análise numérica da dinâmica dos fluidos.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE EFFECTS OF WIND ACTIONS ON INDUSTRIAL STEEL BUILDINGS

Abstract

For the assessment of wind effects on an industrial steel building, it is necessary to obtain information about the wind pressure distributions on the whole building and consider the aerodynamic interferences of the spacing effects of other buildings in the vicinity. However, it is possible to find the wind velocities, pressures and, therefore, force coefficients by means of numerical analyses. The objective of this work is to assess the pressure and force coefficient values due the wind action in the walls and roofs of steel industrial buildings exhibiting several vicinity conditions – in particular, spacing between buildings. The analyses are carried out using commercial ANSYS software, considering the interaction fluid-structure, and the some results are compared with values provided by NBR 6123:1988.

Keywords: Wind actions; Wind force coefficients; Industrial steel buildings; Computational fluid dynamics.

¹ Engenheira Civil, Mestranda, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor Doutor, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A maioria dos galpões metálicos são utilizados para fins comerciais e industriais, como: centro de distribuições, depósitos, fábricas, estacionamentos, hangares entre outros – então, devido a sua utilização, exige-se que esse tipo de edifício seja projetado para vencer grandes vãos. Para suprir a necessidade de vencer esses vãos, a maioria desses galpões são projetados com estrutura metálica leve (geralmente com perfis de paredes finas) e localizados em zonas industriais (com baixo fator de ocupação). Esses fatores fazem com que muitas vezes a ação do vento seja um fator determinante no dimensionamento.

No Brasil, a norma que estabelece os critérios para determinar as ações do vento é a NBR 6123 (ABNT NBR 6123:1988) [1], Forças Devidas ao Vento em Edificações. Essa norma estabelece os critérios de acordo com o tipo de estrutura a ser analisada – em particular, como sua forma geométrica, localização, aberturas de janelas e dimensões. Um dos principais fatores para a determinação da ação do vento é a localização do edifício, tanto para determinar a velocidade básica que a estrutura estará exposta, como para estabelecer os critérios de rugosidade do terreno, onde a existência ou não, bem como, a altura de obstáculos (*e.g.*, outros edifícios) influenciam na velocidade característica de impacto.

Considerando que a maioria dos galpões industriais são construídos em zonas industriais e que na maioria dos casos outros galpões são construídos ao redor, o objetivo desse trabalho é determinar os coeficientes de pressão de um galpão industrial levando em consideração os efeitos de vizinhança, para isso será realizada uma simulação numérica utilizando o software ANSYS-CFX [2] para simular um túnel de vento para os galpões em questão. Como resultado, pretende-se fornecer subsídios para profissionais da área de Engenharia de Estruturas sobre o comportamento da ação do vento e dos coeficientes de pressão, em particular, avaliando os efeitos de vizinhança entre galpões.

1.1 Coeficientes de Pressão

Considerando o objeto da Figura 1, mergulhado em um fluido em movimento uniforme com velocidade V_0 , observa-se que o objeto desvia as linhas de fluxo do fluido. Em alguns pontos do objeto, algumas linhas de fluxo incidem perpendicularmente no objeto e se estagnam, nesses pontos temos a pressão de obstrução q . Assim, considerando um ponto p na superfície do objeto e aplicando o Princípio de Bernoulli é possível determinar a pressão efetiva (ΔP_p), como:

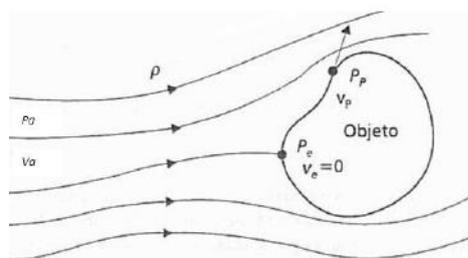


Figura 1 - Linhas de fluxo no entorno de um objeto
Fonte: Pitta [3]

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$\Delta P_p = P_p - P_0 = \frac{1}{2} \rho (V_0^2 - V_p^2) \quad (1)$$

$$\Delta P_p = \frac{1}{2} \rho V_0^2 \left(1 - \frac{V_p^2}{V_0^2}\right) \quad (2)$$

$$\Delta P_p = q \left(1 - \frac{V_p^2}{V_0^2}\right) \quad (3)$$

$$C_p = \left(1 - \frac{V_p^2}{V_0^2}\right) \quad (4)$$

$$\Delta P_p = C_p q \quad (5)$$

Denominando C_p como coeficiente de pressão, quando $C_p > 0$ ocorre sobrepressão, e quando $C_p < 0$ tem-se sucção. O valor máximo que pode ocorrer de sobrepressão em uma estrutura é igual ao valor de obstrução, ou seja, $C_p = 1$. Já no caso de sucções, em certas regiões, ela pode ser muito elevada, chegando a atingir 6 a 8 vezes a pressão de obstrução (e.g, Manfrim [4]).

Se o objeto analisado não for totalmente fechado (assim como ocorre em uma edificação), independentemente da posição da abertura, em todas as superfícies que compõe o objeto ocorrerá pressões do lado externo e interno.

Para o ponto e , ilustrado na Figura 2, situado na face externa do objeto e para o ponto i , situado na face interna, têm-se respectivamente:

$$C_{pe} = \frac{\Delta P_e}{q} \quad (6)$$

$$C_{pi} = \frac{\Delta P_i}{q} \quad (7)$$

Assim, a diferença de pressão total é dada por

$$\Delta P_p = (C_{pe} - C_{pi})q \quad (8)$$

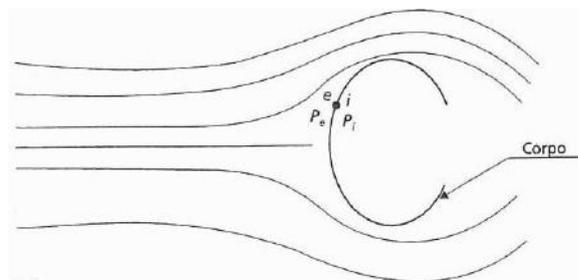


Figura 2 - Linhas de fluxo no entorno de um objeto com abertura
Fonte: Pitta [3]

Para os efeitos aerodinâmicos, a ABNT NBR 6123:1988 estabelece no item 6 os valores dos coeficientes de pressão aerodinâmicos. Os coeficientes de pressão externos (C_{pe}) são determinados em função da geometria do edifício analisado, já os coeficientes de pressão internos (C_{pi}), os quais são causados devido a permeabilidade das edificações, são determinados através de valores pré-estabelecidos, também é possível determinar os coeficientes de pressão interna através do Anexo D da referida norma.

1.2 Efeitos de Vizinhança

Segundo BLESSMAN [5], os coeficientes aerodinâmicos variam muito com as condições de vizinhança. Um obstáculo natural ou artificial existente nas proximidades de uma edificação ou elemento estrutural pode afetar consideravelmente o campo aerodinâmico e, conseqüentemente, os esforços exercidos pelo vento. Algumas vezes esta alteração é benéfica, outras vezes não.

As alterações causadas pelos efeitos de vizinhança podem causar aumento das forças do vento por efeito Venturi, por deflexão do vento na direção vertical e por turbulência da esteira. O efeito Venturi acontece quando as edificações vizinhas causam o afunilamento do vento, conseqüentemente há um aumento da aceleração do fluxo de ar, geralmente ocorre em edificações muito próximas. A alteração da força do vento se dá por deflexão do vento na direção vertical, quando edificações altas defletem para baixo parte do vento incidente a barlavento, dessa maneira há um aumento da velocidade em zonas próximas ao solo, o que pode prejudicar as edificações mais baixas. No caso da alteração da força de vento por turbulência da esteira, uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada devido a turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento, podendo gerar efeitos dinâmicos (como o efeito de golpe) [1].

Apesar da ABNT NBR 6123:1988 indicar alguns fatores de majoração para considerar o efeito de vizinhança no anexo G, em muitas situações é necessário que sejam realizados ensaios em túnel de vento para avaliar as condições de vizinhança e as características do vento natural – porém, um ensaio que pode ser bastante oneroso.

1.3 Análise numérica – simulação de um túnel de vento utilizando o software Ansys

Através da aplicação da fluidodinâmica computacional é possível analisar a interação fluido estrutura por meio de equações diferenciais. Dessa maneira é possível simular um túnel de vento e analisar qual o efeito da ação do vento na estrutura em questão. No presente trabalho propõe-se a utilização da ferramenta CFX do software ANSYS [2].

O ANSYS-CFX utiliza a técnica de volumes finitos aplicada à fluidodinâmica computacional (Computational Fluid Dynamics – CFD), com a qual é possível encontrar uma solução numérica para as equações diferenciais de Navier-Stokes (*e.g.*, Ferreira [6]).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Ferreira [6] analisou por meio do CFD, utilizando a técnica de volumes finitos, a ação do vento em uma estrutura de casca de forma livre. Uma das maneiras de validar os resultados obtidos por esse autor foi simular uma cúpula conforme descrição do item E.2.1 – Cúpulas Sobre o Terreno da ABNT NBR 6123:1988, onde pode-se considerar que os resultados obtidos são bastantes satisfatórios. A Figura 5 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos através da análise via ANSYS-CFX e os valores apresentados pela ABNT NBR 6123:1988.

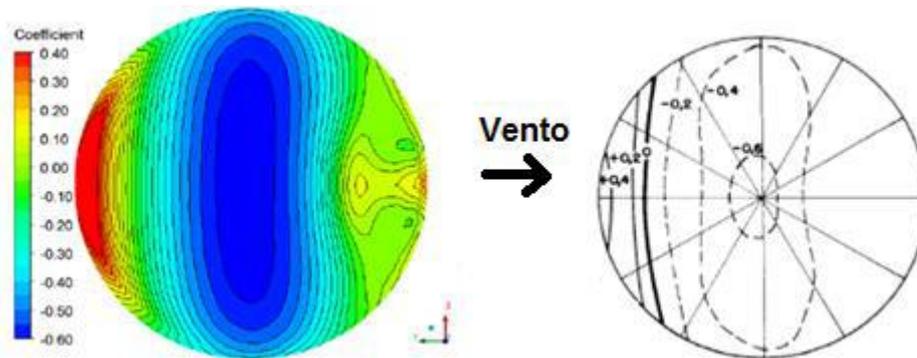


Figura 3 - Testes de convergência: linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa da cúpula ($f/d = 1/4$), regime laminar (Ansys versus ABNT:NBR 6123:1988)
Fonte: Ferreira [6]

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a análise dos efeitos de vizinhança em edifício industrial, foram considerados os modelos descritos na Tabela 1. A Figura 4 apresenta as dimensões consideradas para o edifício em estudo.

Tabela 1 – Modelos Utilizados para análise

VARIÁVEIS	MODELO 01	MODELO 02	MODELO 03	MODELO 04	MODELO 05	MODELO 06	MODELO 07	MODELO 08
DISTÂNCIA ENTRE GALPÕES	-	-	5m	5m	10m	10m	15m	15m
INCIDÊNCIA DO VENTO	0º	90º	0º	90º	0º	90º	0º	90º

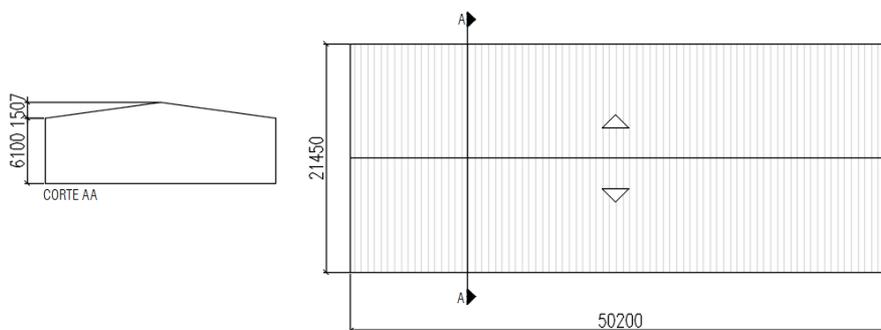


Figura 4 – Dimensões (mm) do edifício analisado

Após determinar a geometria do edifício, estabeleceram-se os critérios para a análise dos efeitos de vizinhança, no total foram considerados oito modelos, as Figuras 5 e 6 apresentam o modelo para um e dois edifícios industriais.

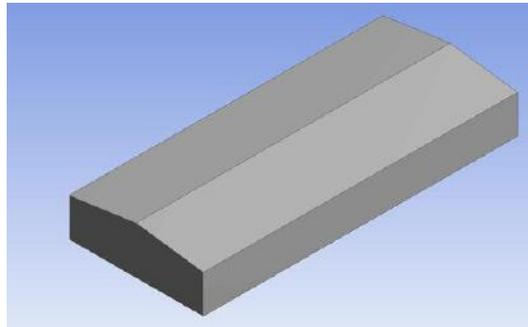


Figura 5 – Modelo com um edifício industrial

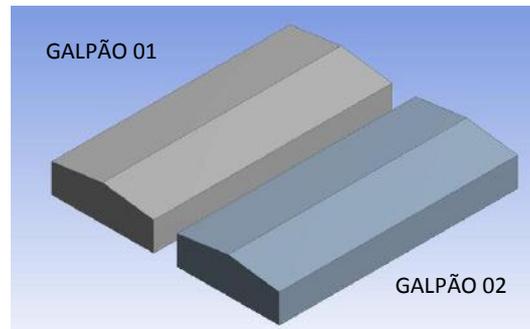


Figura 6 – Modelo com dois edifícios industriais para análise do efeito de vizinhança

Para simular o túnel de vento por meio do ANSYS-CFX foram consideradas as seguintes hipóteses a respeito do fluido e do escoamento:

- existência de apenas uma fase;
- fluido incompressível;
- escoamento laminar.

Ao iniciar a análise numérica no CFX, a primeira tarefa é definir a geometria e o túnel de vento. Para definir a geometria pode-se importar uma geometria feita em outro software, como o Autocad, ou desenhar a geometria no ANSYS, nesse caso, por se tratar de uma estrutura com geometria simples, optou-se por desenhar os edifícios no próprio software. Após essa modelagem, é preciso definir o túnel de vento – neste ponto, é importante destacar que Irwin [7] propõe que a obstrução máxima da área de projeção do modelo em relação à área transversal do túnel de vento não ultrapasse 10% para se evitar a interferência do fluxo entre o modelo e as paredes do túnel de vento. Para os modelos analisados, a maior área de obstrução em relação à área transversal do túnel é de aproximadamente 5%. Refere-se ainda que no módulo de geometria é preciso encapsular os elementos para se obter um volume por onde o ar será escoado. A Figura 7 ilustra o volume gerado no módulo de geometria dos modelos analisados.

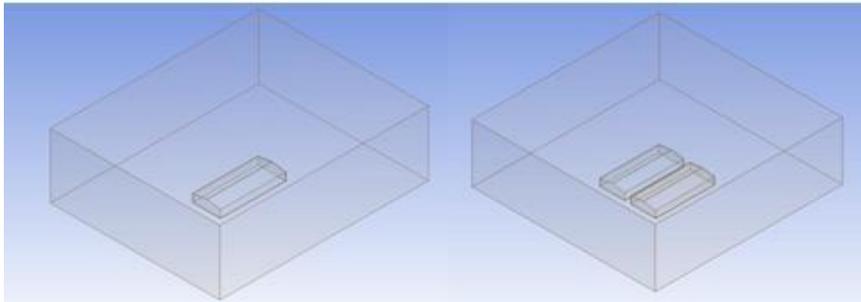


Figura 7 – Volume de contorno para os modelos analisados

Após definir a geometria, deve-se definir a malha para a aplicação do método dos volumes finitos. O elemento escolhido para gerar a malha foi o elemento tetraédrico, que segundo Galter [8] proporciona uma solução mais automatizada, com capacidade de adição de controles ou parametrizações para melhoramento em regiões críticas da análise. O refinamento da malha nas regiões críticas foi realizado por meio do controle FaceSizing e a camada limite foi definida utilizando o controle Infation. Para determinar os parâmetros da camada limite Galter [8] utilizou as seguintes equações:

$$\delta = 0,035 * Dh * Re^{-1/7} \quad (9)$$

Onde:

δ - Tamanho da camada limite;

Dh - Raio hidráulico;

Re – Número de Reynolds;

$$Dh = \frac{4 * A}{(2 * a) + (2 * b)} \quad (10)$$

$$Re = \frac{V * Dh}{\nu} \quad (11)$$

Onde:

A – Área Transversal do túnel de vento ao escoamento de ar;

a - Dimensão Horizontal da seção transversal do túnel de vento ao escoamento de ar;

b - Dimensão Vertical da seção transversal do túnel de vento ao escoamento de ar;

V – Velocidade de escoamento em m/s;

ν - Viscosidade cinemática do ar, considerada igual a 0,0000156m²/s.

A taxa de expansão é definida pela Equação 12 e o valor mínimo para o espaçamento da primeira subcamada é dada pela Equação 13:

$$\text{Taxa de expansão} = \left(\frac{\delta}{\Delta y}\right)^{1/14} \quad (12)$$

$$\Delta y = Dh * \sqrt{74} * (Re)^{-13/14} \quad (13)$$

A Tabela 2 mostra os valores das camadas limite para os modelos analisados e na Figura 8 é possível visualizar a malha resultante.

Tabela 2 – Cálculo da camada limite

CÁLCULO DA CAMADA LIMITE (Vento a 0º)					CÁLCULO DA CAMADA LIMITE (Vento a 90º)	
PARÂMETROS	MODELO 01	MODELO 03	MODELO 05	MODELO 07	PARÂMETROS	MODELO 02, 04, 06 e 08
a (m)	130	156,45	161,45	166,45	a (m)	160
b (m)	50	50	50	50	b (m)	50
A (m ²)	6500	7822,5	8072,5	8322,5	A (m ²)	8000
Dh (m)	72,22	75,78	76,35	76,90	Dh (m)	76,19
Re	92592592,59	97155206,14	97889420,42	98589713,97	Re	97680097,68
δ (m)	0,18	0,19	0,19	0,19	δ (m)	0,19
Δy (m)	0,0000249	0,0000250	0,0000250	0,0000250	Δy (m)	0,0000250
Taxa (Grow rate)	1,89	1,89	1,90	1,90	Taxa (Grow rate)	1,90

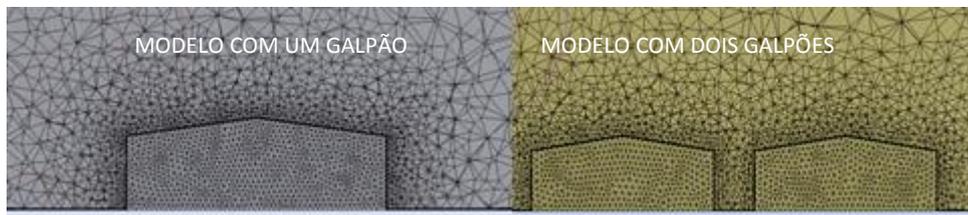


Figura 8 – Malha resultante.

No módulo Setup são configuradas as condições de contorno para a análise em questão. Para o presente trabalho foi considerado o regime laminar e utilizou o modelo SST (Shear Stress Transport) a um regime isotérmico de temperatura de 25 °C e a pressão ambiente de 1atm. As superfícies foram divididas nos seguintes elementos galpão, piso, parede, entrada e saída, para os elementos galpão, piso e parede as configurações aplicadas foi de “Wall” e as contenções de fluxo definidas com “No slip Wall”. Para o elemento entrada, a configuração aplicada foi de entrada de fluido “Inlet” e a velocidade utilizada foi de 20m/s, para o elemento saída, a configuração aplicada foi de “outlet” e a pressão relativa foi considerada nula. A Figura 9 ilustra as condições citadas para o modelo com três galpões. Após atribuir as condições de contorno o modelo é processado e assim é possível se obter os coeficientes de pressão.

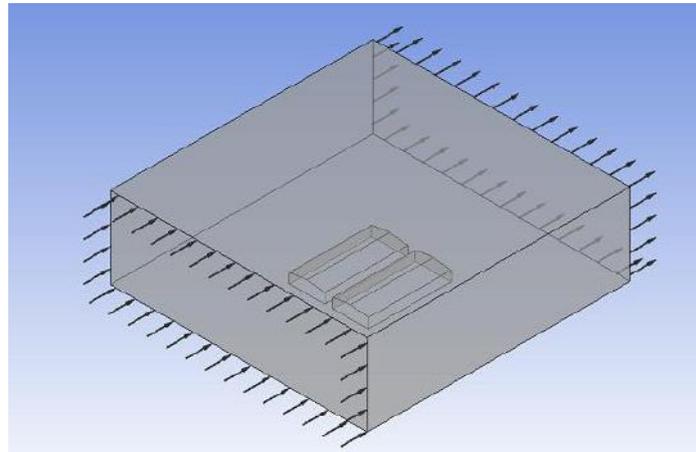


Figura 9 – Condições de contorno definidas no Setup

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Modelo 01: 1 Galpão – Vento 0º

O Modelo 01 é composto de apenas 1 galpão e com o vento incidindo a 0º (longitudinal), com esse modelo foi possível comparar os valores de coeficiente de pressão externo C_{pe} obtidos através do ANSYS com os apresentados pela ABNT NBR 6123:1988 – enquanto que a Figura 10 apresenta as linhas de fluxo do escoamento do vento, as Figuras 11 e 12 mostram os valores de C_{pe} fornecidos pelo ANSYS e pela ABNT NBR 6123:1988. No que diz respeito à Figura 13, ela apresenta a velocidade do fluido.

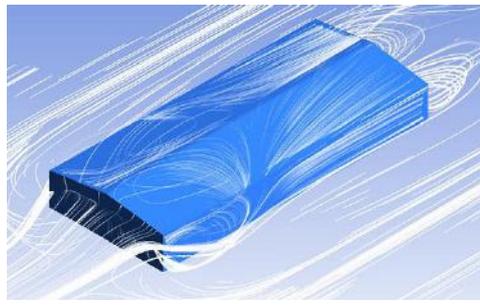


Figura 10 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 01

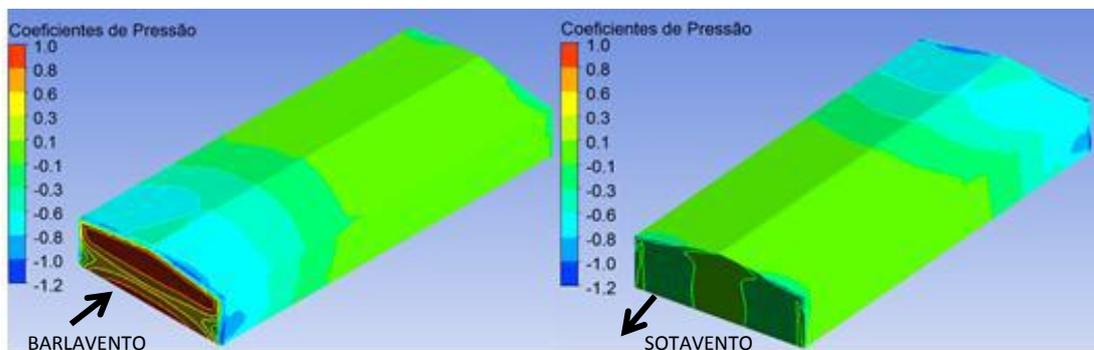


Figura 11 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 01

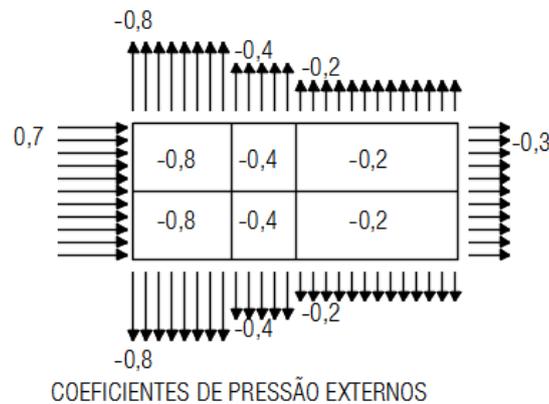


Figura 12 – Coeficientes de Pressão apresentados pela ABNT NBR 6123:1988 para o vento a 0º

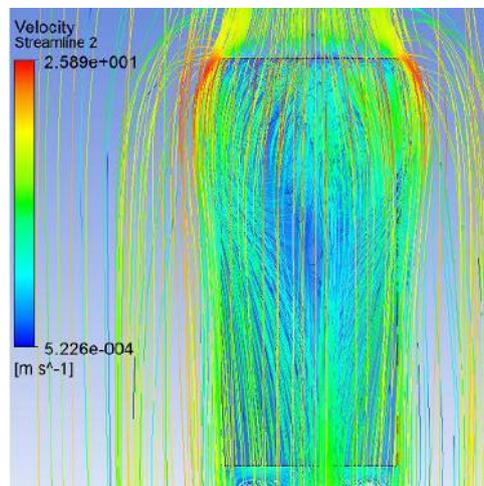


Figura 13 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido para o Modelo 01

A observação dos resultados apresentados nas Figuras 10 a 13 mostram que:

- (i) É possível identificar na Figura 10 a formação de vórtices na região de sotavento;
- (ii) Comparando os resultados da análise numérica com os resultados obtidos pela ABNT NBR 6123:1988, observa-se que os coeficientes de pressão são similares;
- (iii) É possível visualizar as divisões das superfícies onde ocorre uma variação considerável entre os coeficientes de pressão, além de observar a similaridade com as superfícies apontadas pela ABNT NBR 6123:1988;
- (iv) Na Figura 11 é possível visualizar as zonas com altas sucções nas arestas dos edifícios, conforme descrição da ABNT NBR 6123:1988, ainda nessas regiões nota-se através da Figura 13 os maiores valores de velocidade.

3.2 Modelo 02: 1 Galpão – Vento 90º

O Modelo 02 é composto de apenas 1 galpão e com o vento incidindo a 90º (transversal), com esse modelo também foi possível comparar os valores de C_{pe} obtidos com o proposto pela ABNT NBR 6123:1988. Enquanto que a Figura 16 apresenta os valores apresentados pela ABNT NBR 6123:1988, as Figuras 14, 15 e 17 mostram os valores fornecidos pelo ANSYS-CFX.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

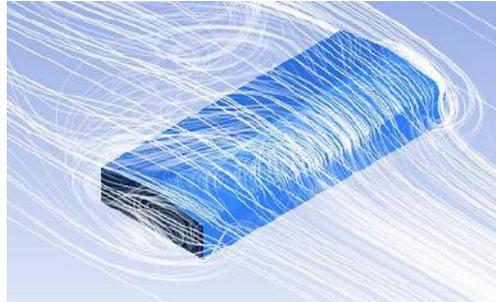


Figura 14 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 02

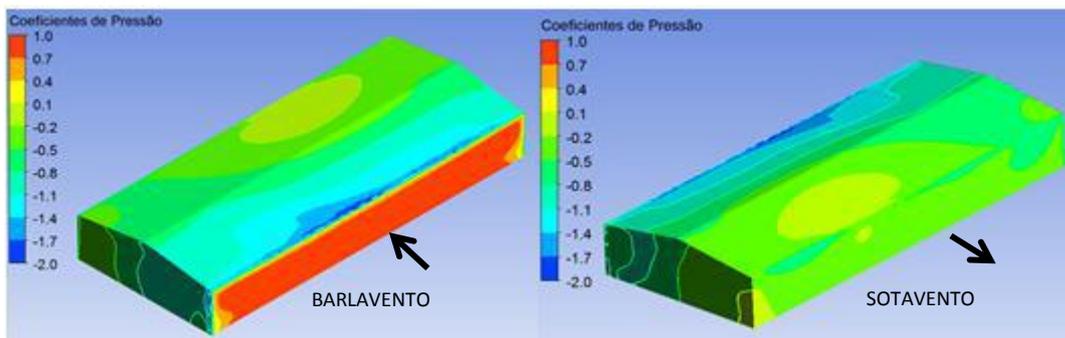


Figura 15 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 02

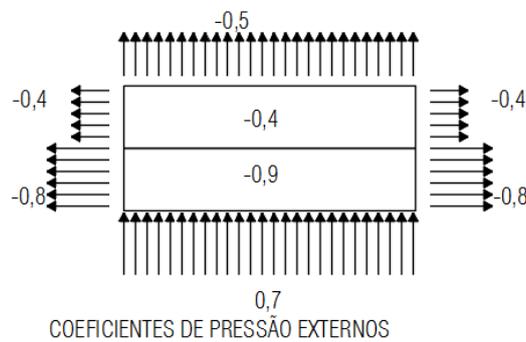


Figura 16 – Coeficientes de Pressão obtidos pela ABNT NBR 6123:1988 para o vento a 90º

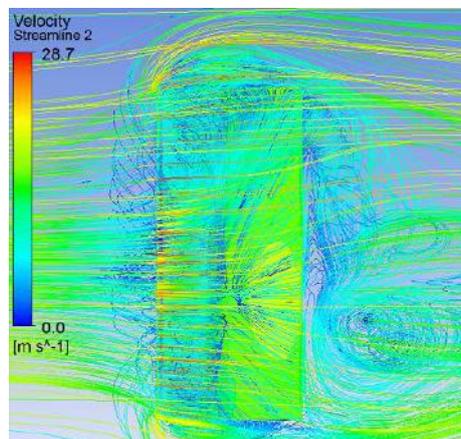


Figura 17 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido para o Modelo 02

Por meio da análise dos resultados apresentados nas Figuras 14 a 17 é possível tecer os seguintes comentários:

- (i) Os resultados da análise numérica mostrados na Figura 15 e os resultados obtidos pela ABNT NBR 6123:1988 (Figura 16) apresentam valores similares para os coeficientes de pressão;
- (ii) É possível visualizar as divisões das superfícies onde ocorre uma variação considerável entre os coeficientes de pressão, além de observar a similaridade com as superfícies apontadas pela ABNT NBR 6123:1988;
- (iii) Na Figura 15 é possível visualizar as zonas com altas sucções nas arestas dos edifícios conforme descrição da ABNT NBR 6123:1988;
- (iv) A Figura 17 mostra a variação da velocidade do vento ao longo do edifício analisado, nota-se que os valores da velocidade são maiores na face de sotavento.

3.3 Modelo 03: 2 Galpões – Vento 0º – Espaçamento 5m

O Modelo 03 é composto de dois galpões com espaçamento entre si de 5m e com o vento incidindo a 0º. As Figuras 18 a 22 apresentam os resultados obtidos para o modelo em questão.

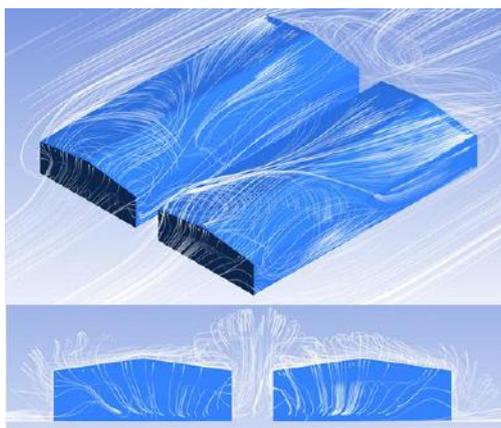


Figura 18 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 03

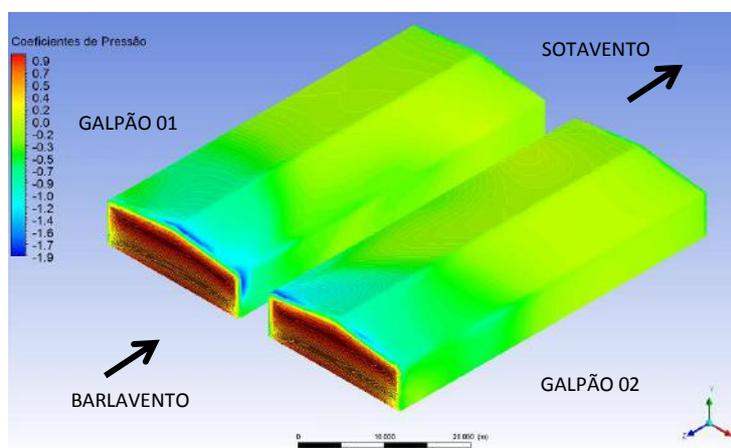


Figura 19 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 03

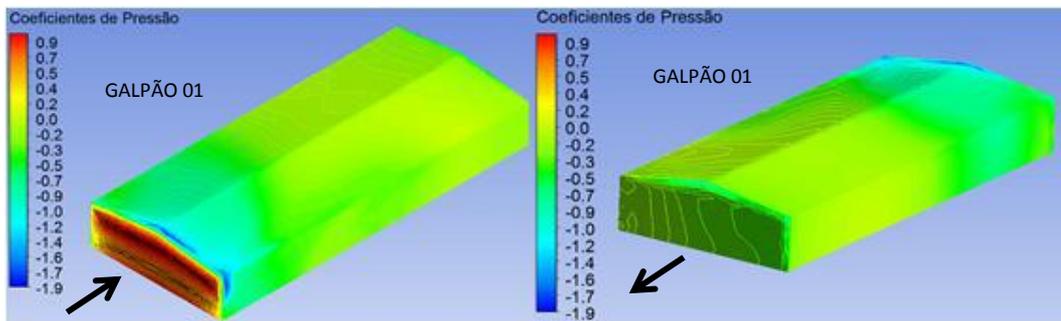


Figura 20 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 03

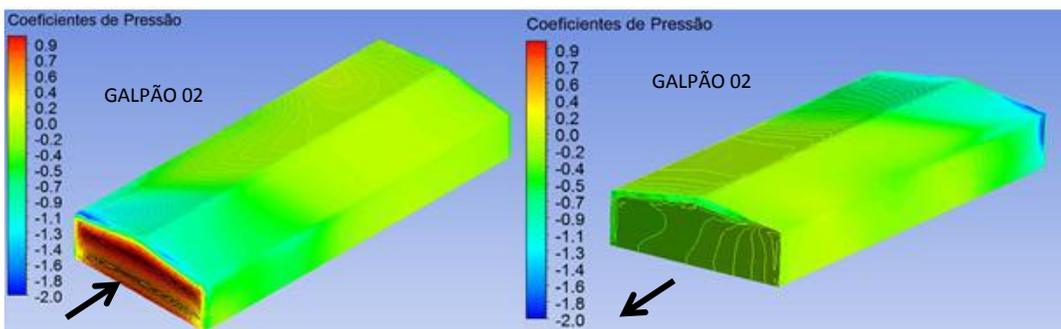


Figura 21 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 03

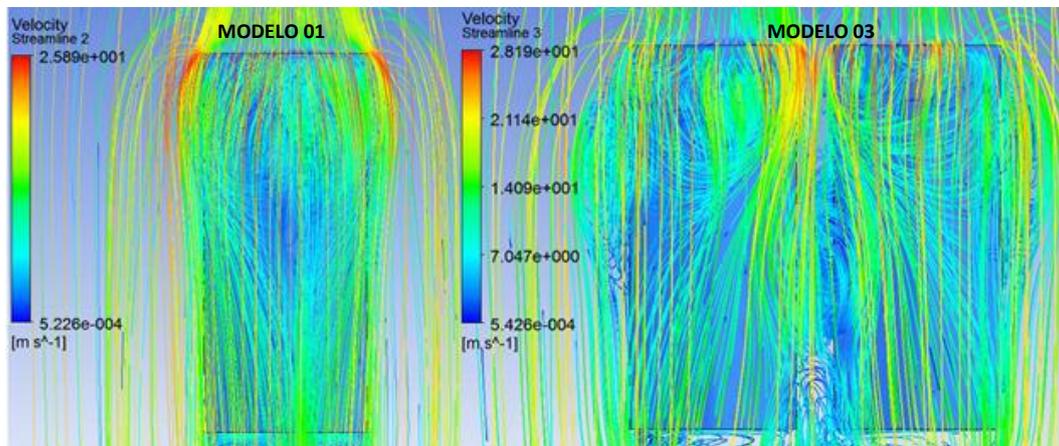


Figura 22 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Observando-se os resultados apresentados nas Figuras 20 a 22 pode-se concluir que:

- (i) Há alteração nos coeficientes de pressão, quando comparamos os resultados apresentados nas Figuras 20 e 21 com os resultados apresentados na Figura 11 (modelo com um galpão isolado);
- (ii) Nota-se que as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis entre os coeficientes de pressão não são bem definidas, além de não haver similaridade com as superfícies propostas ABNT NBR 6123:1988;
- (iii) Na Figura 22 nota-se uma diferença no comportamento do escoamento do fluido em relação ao Modelo 01. Para além disso, é possível observar um aumento na velocidade do vento e formação de vórtices no espaço entre os dois galpões.

3.4 Modelo 04: 2 Galpões – Vento 90º – Espaçamento 5m

Para o Modelo 04, utiliza-se a composição de dois galpões com espaçamento entre si de 5m e com o vento incidindo a 90º. As Figuras 23 a 27 apresentam os resultados fornecidos pelo ANSYS-CFX.

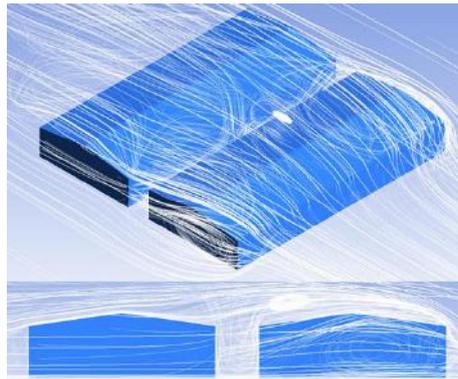


Figura 23 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 04

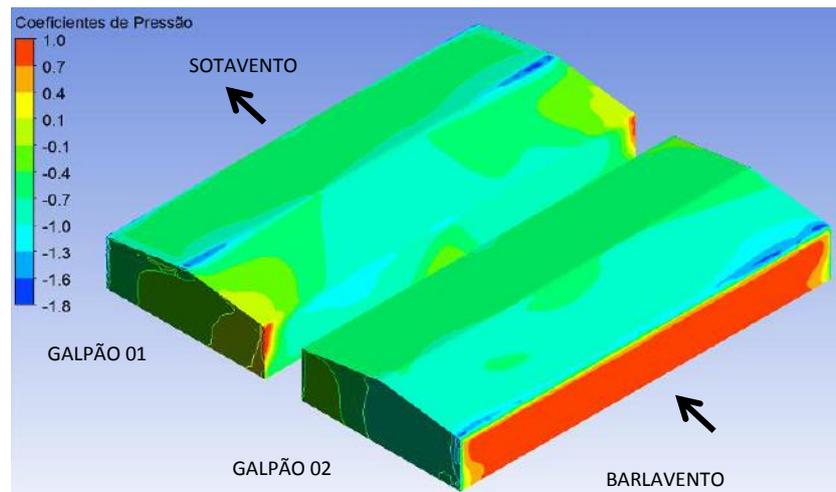


Figura 24 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 04

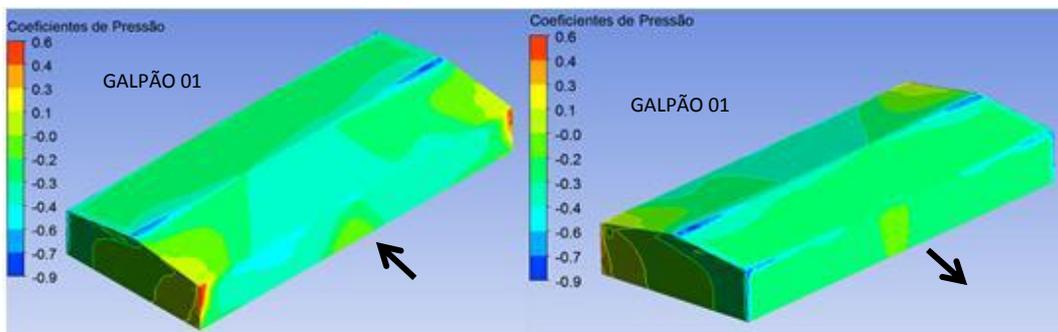


Figura 25 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 04

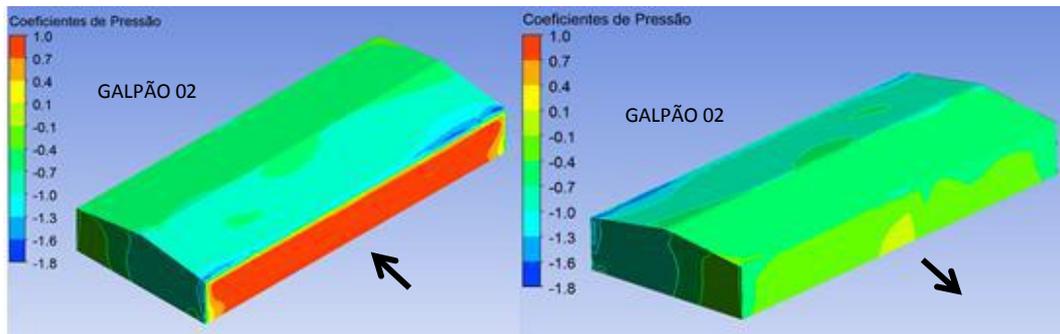


Figura 26 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 04

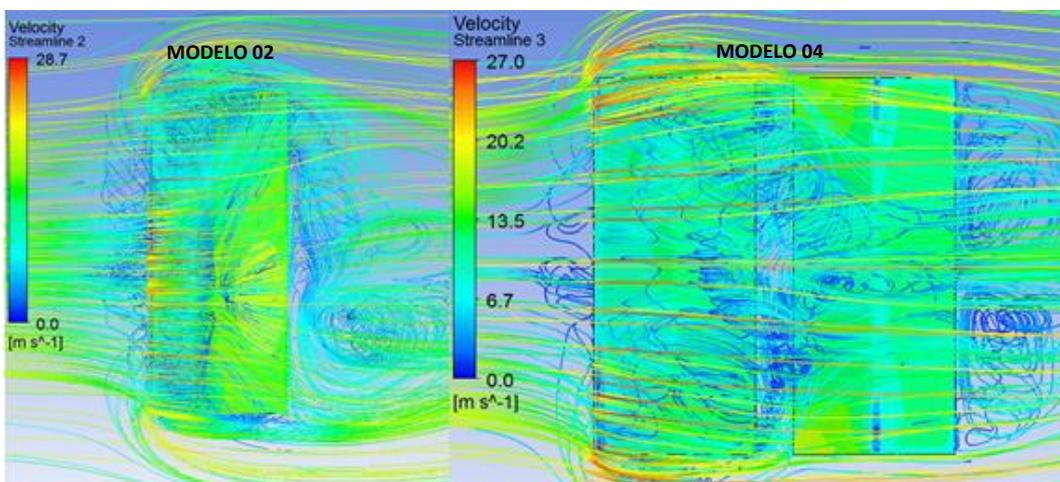


Figura 27 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Com os resultados apresentados nas Figuras 25 a 27 constata-se que:

- (i) Na Figura 25 nota-se alteração nos coeficientes de pressão para o Galpão 01, quando comparado com os resultados apresentados no Modelo 02;
- (ii) Na Figura 26 são apresentados os coeficientes de pressão para o Galpão 02 (edifício com a face de barlavento), é possível observar que os coeficientes de pressão se mantêm similares com os coeficientes apresentados no Modelo 02;
- (iii) Ainda na Figura 26 é possível notar as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis entre os coeficientes de pressão para o Galpão 02, conforme propõe a ABNT NBR 6123:1988;
- (iv) Na Figura 27 é possível visualizar a formação de vórtices entre os edifícios, com isso, na face perpendicular a incidência do vento do Galpão 01 ocorre coeficientes de pressão de sucção.

3.5 Modelo 05: 2 Galpões – Vento 0º – Espaçamento 10m

O Modelo 05 é o modelo composto de dois galpões com espaçamento entre si de 10m e com o vento incidindo a 0º. As Figuras 28 a 32 apresentam os resultados fornecidos pelo ANSYS-CFX.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 28 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 05

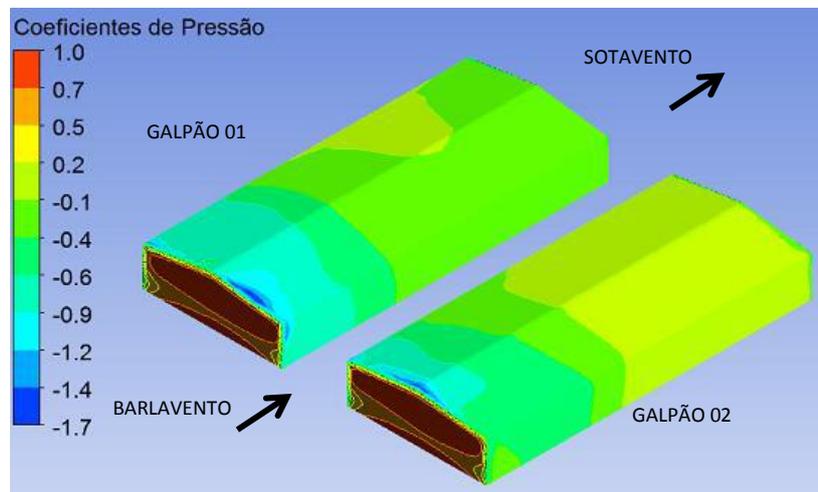


Figura 29 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 05

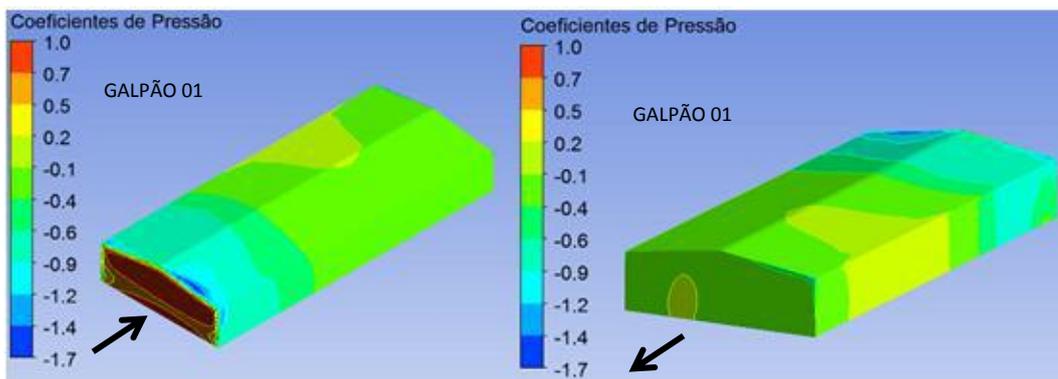


Figura 30 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 05

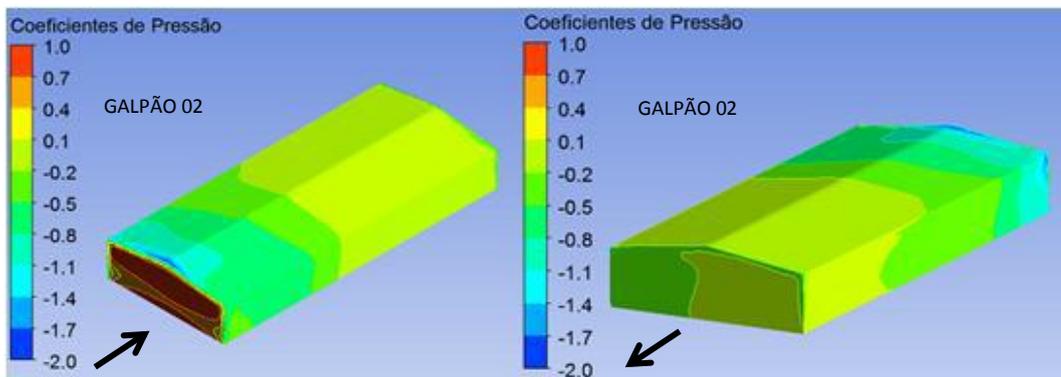


Figura 31 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 05

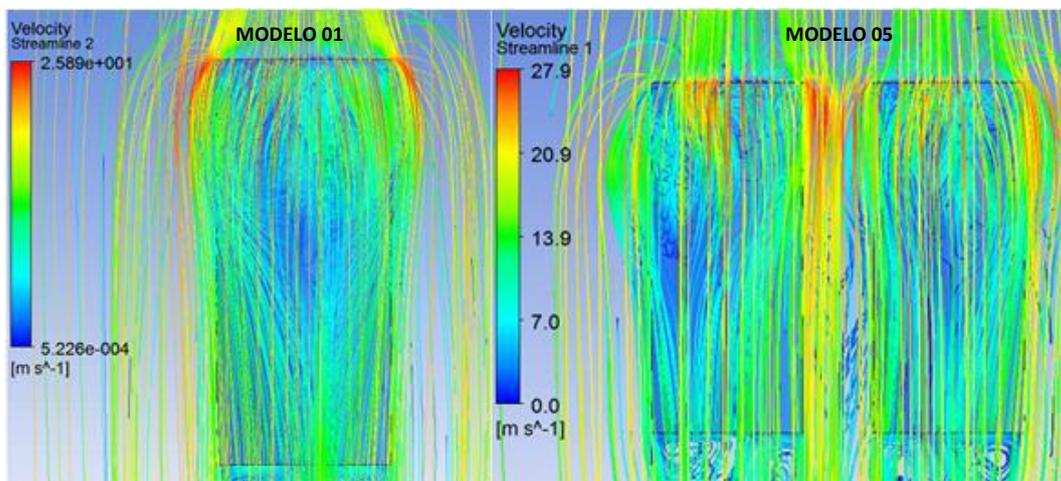


Figura 32 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 28 a 32 pode-se dizer que:

- (i) É possível identificar alteração nos coeficientes de pressão, quando comparamos os resultados apresentados nas Figuras 31 e 32 com os resultados apresentados na Figura 11, no entanto observa-se que essa diferença não é tão significativa como as diferenças apresentadas no Modelo 03;
- (ii) Nota-se que as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis entre os coeficientes de pressão voltam a ficar definidas conforme o Modelo 03 e similar com ABNT NBR 6123:1988;
- (iii) Na Figura 31 é possível identificar um trecho com sobrepressão na cobertura;
- (iv) Na Figura 32 nota-se uma diferença no comportamento do escoamento do fluido em relação ao Modelo 01, aparentemente há um aumento na velocidade do vento no espaço entre os dois galpões.

3.6 Modelo 06: 2 Galpões – Vento 90º – Espaçamento 10m

Para o Modelo 06 foi considerado dois galpões com espaçamento entre si de 10m e com o vento incidindo a 90º. As Figuras 33 a 37 apresentam os resultados fornecidos pelo ANSYS-CFX.

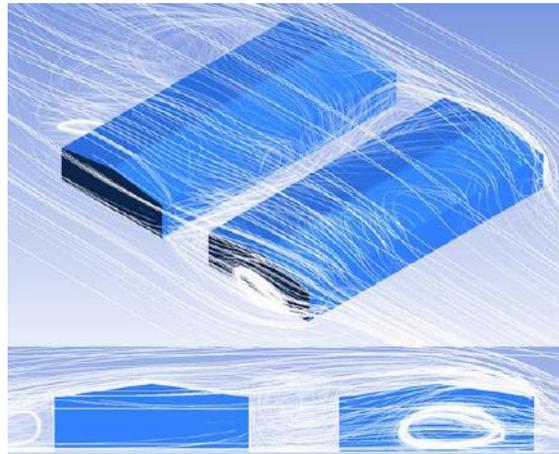


Figura 33 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 06

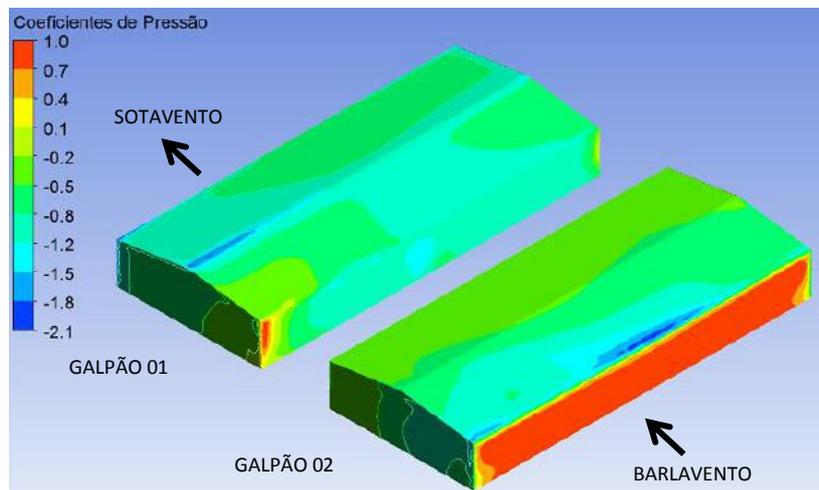


Figura 34 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 06

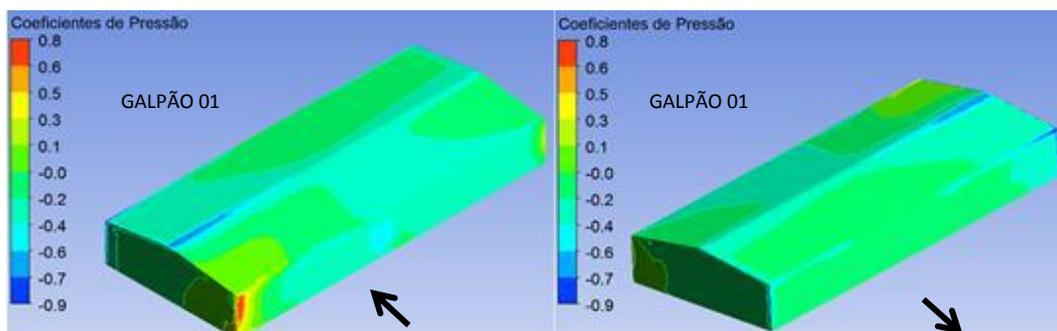


Figura 35 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 06

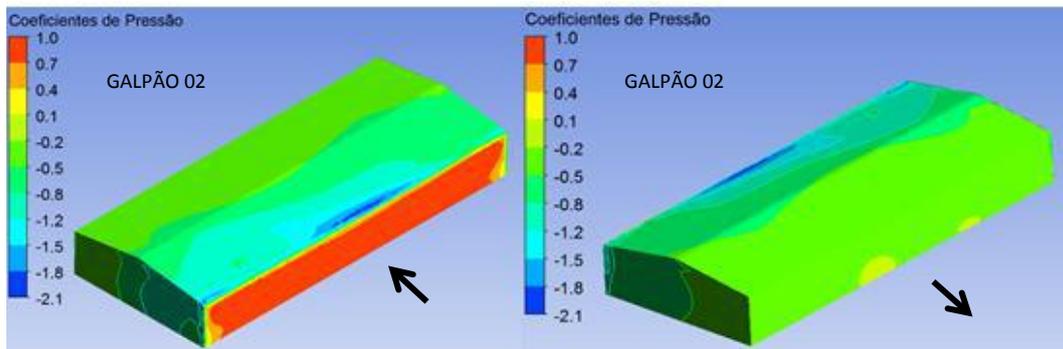


Figura 36 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 06

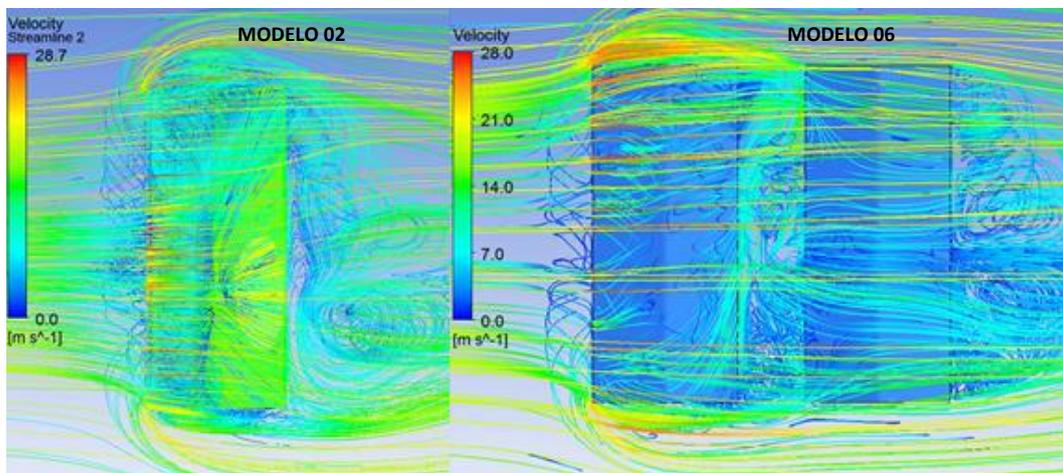


Figura 37 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Com os resultados apresentados nas Figuras 33 a 37 pode-se fazer os seguintes comentários:

- (i) É possível identificar alteração nos coeficientes de pressão, quando comparamos os resultados apresentados nas Figuras 35 com os resultados apresentados no Modelo 02;
- (ii) Para os coeficientes de pressão do Galpão 02 apresentados na Figura 36 é possível observar que os coeficientes de pressão são similares aos coeficientes apresentados no Modelo 02;
- (iii) Ainda na Figura 36 nota-se as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis para os coeficientes de pressão para conforme indicado pela ABNT NBR 6123:1988;
- (iv) Na Figura 37 é possível identificar a formação de vórtices entre os edifícios – diante disso, na face perpendicular a incidência do vento do Galpão 01 ocorre os coeficientes de pressão de sucção;
- (v) Comparando os resultados da Figura 35 com os resultados apresentados na Figura 25 nota-se a similaridade entre os coeficientes de pressão, dessa forma conclui-se que a alteração da distância de 5m para 10m entre os edifícios não causam alterações significativas nos coeficientes de pressão quando a incidência do vento se dá a 90°.

3.7 Modelo 07: 2 Galpões – Vento 0º – Espaçamento 15m

O Modelo 07 trata-se de um modelo composto de dois galpões com espaçamento entre si de 15m e com o vento incidindo a 0º. As Figuras 38 a 42 apresentam os resultados fornecidos pelo ANSYS-CFX.

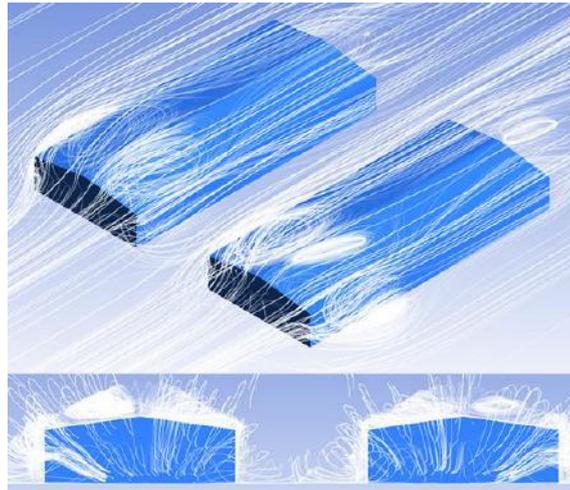


Figura 38 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 07

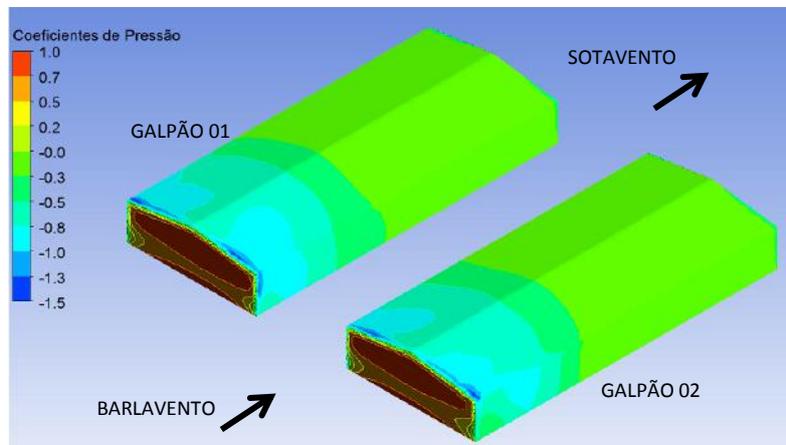


Figura 39 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 07

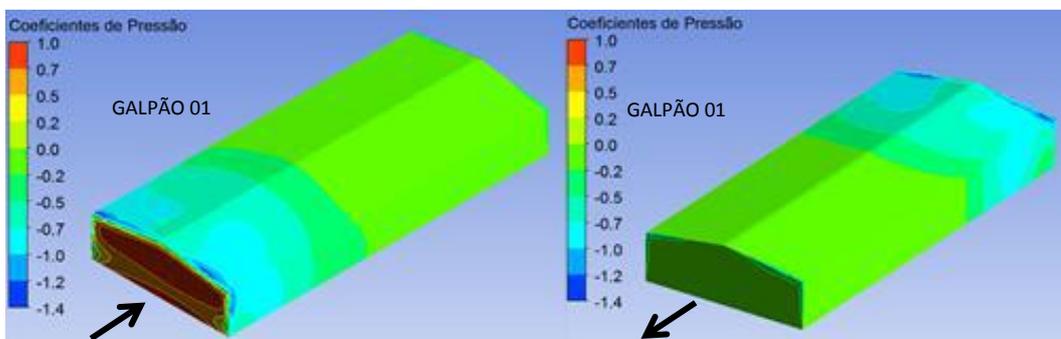


Figura 40 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 07

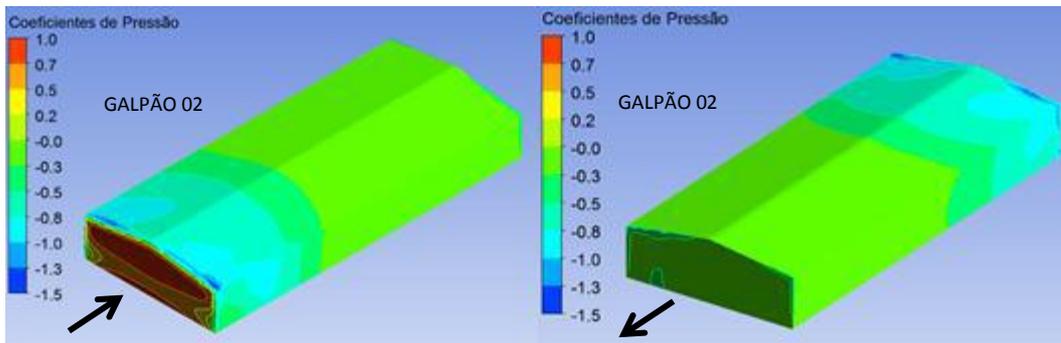


Figura 41 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 07

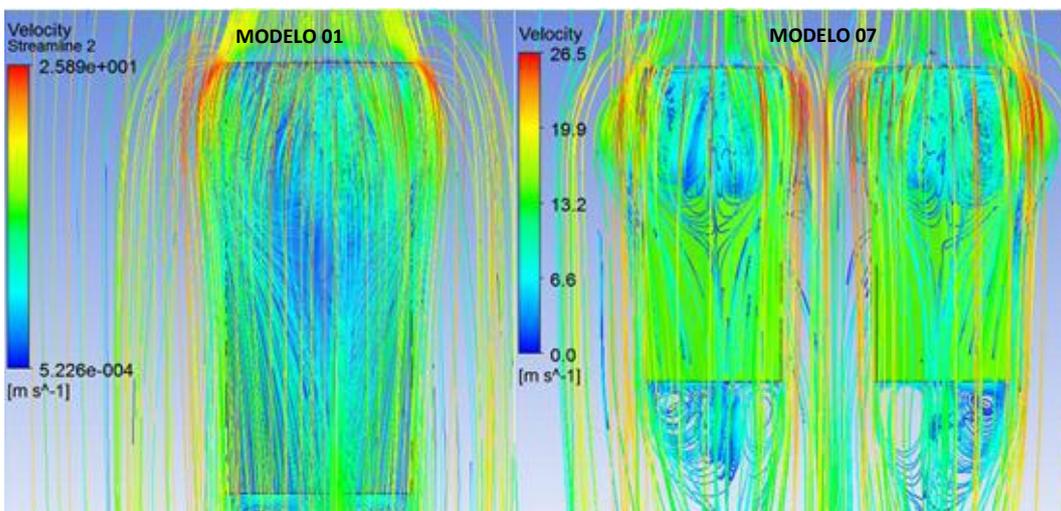


Figura 42 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 38 a 42 pode-se dizer que:

- (i) É possível identificar que não há alteração nos coeficientes de pressão, quando comparamos os resultados apresentados nas Figuras 40 e 41 com os resultados apresentados na Figura 11 (Modelo 01 – galpão isolado);
- (ii) Nota-se que as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis entre os coeficientes de pressão voltam a ficar definidas conforme o Modelo 03 e similar com ABNT NBR 6123:1988;
- (iii) Na Figura 42 nota-se que o escoamento do fluido do Modelo 07 se comporta de maneira similar ao escoamento do fluido do Modelo 01;
- (iv) Devido à similaridade dos resultados entre os Modelos 01 e 07 conclui-se que a distância de 15m entre os edifícios se torna insignificante quando o vento incide a 0°, dessa maneira os modelos podem ser considerados como isolados.

3.8 Modelo 08: 2 Galpões – Vento 90° – Espaçamento 15m

Para o Modelo 08 foram considerados dois galpões com espaçamento entre si de 15m e com o vento incidindo a 90°. As Figuras 43 a 47 apresentam os resultados fornecidos pelo ANSYS-CFX.

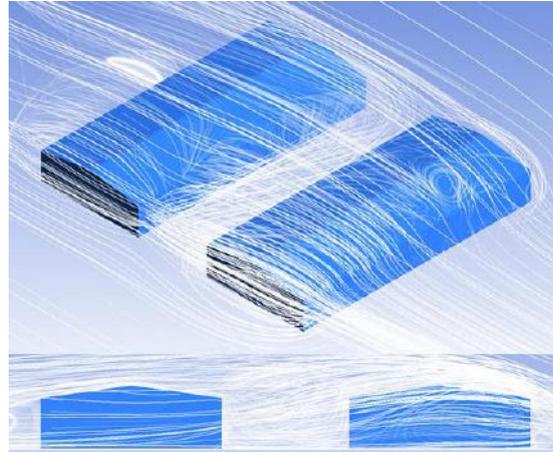


Figura 43 – Visualização das linhas de fluxo do escoamento para o Modelo 08

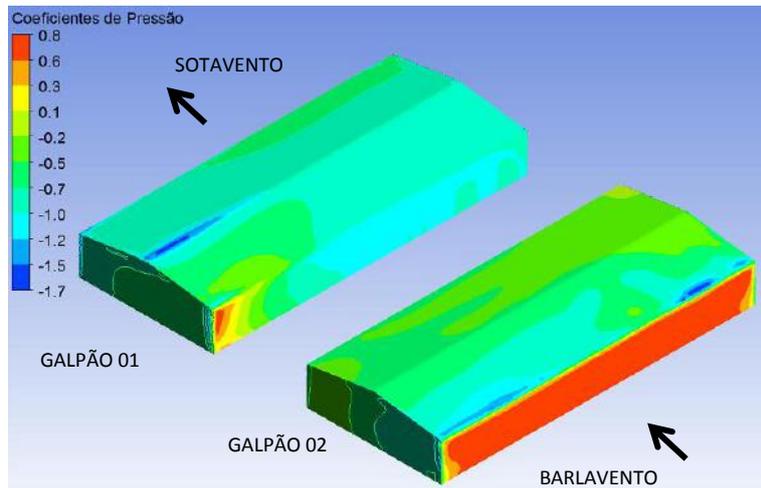


Figura 44 – Coeficientes de Pressão obtidos pela análise numérica para o Modelo 08

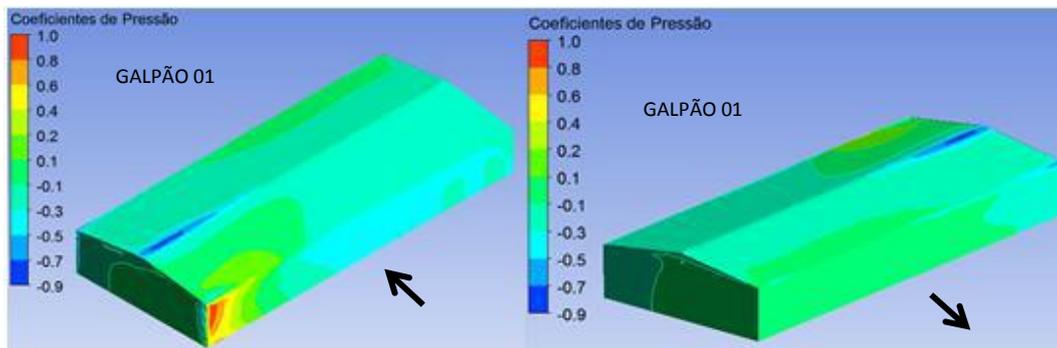


Figura 45 – Coeficientes de Pressão do Galpão 01 obtidos pela análise numérica para o Modelo 08

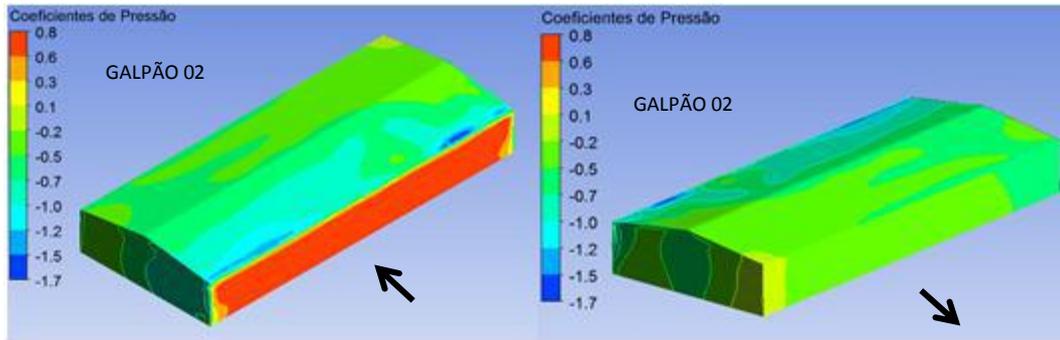


Figura 46 – Coeficientes de Pressão do Galpão 02 obtidos pela análise numérica para o Modelo 08

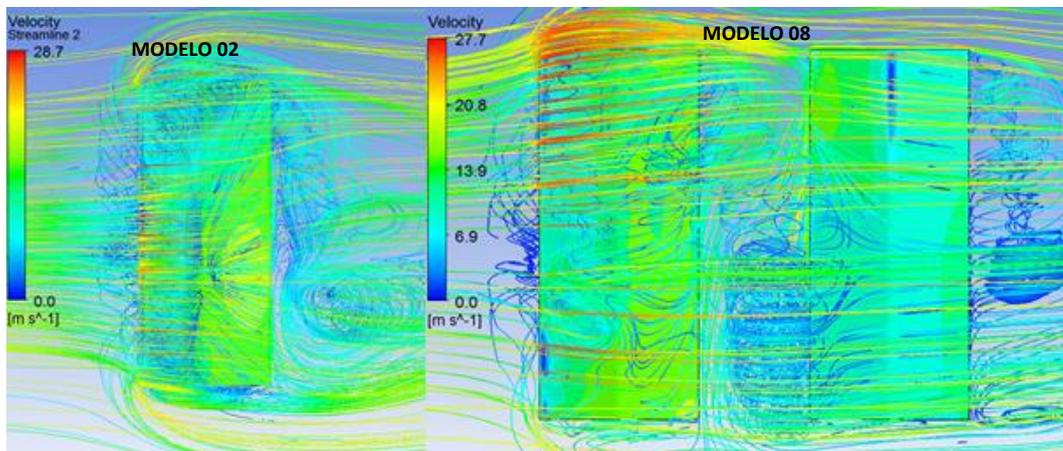


Figura 47 – Linhas de fluxo do escoamento – Velocidade do fluido

Com os resultados apresentados nas Figuras 45 a 47 pode-se fazer os seguintes comentários:

- (i) Nota-se uma alteração nos coeficientes de pressão, quando comparamos os resultados apresentados na Figura 45 (Galpão 01) com os resultados apresentados no Modelo 02;
- (ii) Os coeficientes de pressão do Galpão 02, apresentados na Figura 46, são similares aos coeficientes apresentados no Modelo 02;
- (iii) É possível visualizar na Figura 46 as divisões das superfícies onde ocorrem as variações consideráveis para os coeficientes de pressão para conforme indicado pela ABNT NBR 6123:1988;
- (iv) Na Figura 37 é possível identificar a formação de vórtices entre os galpões, observa-se que na face perpendicular a incidência do vento do Galpão 01 ocorre a formação de coeficientes de pressão de sucção;
- (v) Comparando os resultados da Figura 45 com os resultados apresentados na Figura 25 nota-se uma similaridade entre os coeficientes de pressão, dessa forma conclui-se que a alteração da distância de 5m para 15m entre os edifícios não causam alterações significativas nos coeficientes de pressão quando a incidência do vento se dá a 90°.

4 CONCLUSÃO

Os coeficientes de pressão externos obtidos por meio do modelo numérico para um galpão isolado apresentaram resultados similares aos valores apresentados pela ABNT NBR 6123:1988, é possível visualizar as zonas de alteração significativas dos coeficientes de pressão e as zonas de altas sucções nas arestas dos edifícios.

Por meio da análise das linhas de escoamento do fluxo é possível observar a formação de vórtices que em alguns casos fazem com que os coeficientes sejam alterados de pressão para sucção.

Por fim, conclui-se que existem diferenças nos coeficientes de pressão externo quando levamos em consideração o efeito de vizinhança. Para os resultados obtidos com o vento incidente a 0º, observa-se que com 5m de espaçamento entre os edifícios essa diferença é muito considerável. Quando a distância do espaçamento aumenta para 10m ainda existem algumas diferenças, contudo de menor significado em relação aos 5m. Por outro lado, com o espaçamento entre galpões igual a 15m é possível observar que praticamente não existem diferenças, dessa maneira os galpões podem ser considerados como isolados. Para os resultados do vento incidentes a 90º, observa-se que os coeficientes de pressão se mantêm parecidos independentes da distância do espaçamento entre os edifícios.

REFERÊNCIAS

1. ABNT NBR 6123:1988. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988.
2. Swanson Analysis Systems Inc. (2013). *ANSYS Reference Manual* (version 15).
3. PITTA, J.A.A. **Ações Devidas ao Vento em Edificações**. São Carlos: UfSCar, 2002.(Série Apontamentos).
4. TORRES MANFRIM, S. **Estudo numérico para a determinação das pressões devidas a ação do vento em edifícios industriais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.
5. BLESSMANN, J. **Ação do Vento em Edifícios**. 2ª ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 1978.
6. FERREIRA, A. M. **Análise de Estruturas em Cascas de Formas Livres sob a Ação do Vento**. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2013.
7. IRWIN, P., DENOON, R., SCOTT, D. **Wind Tunnel Testing of High-Rise Buildings**. Illinois Institute of Technology, Routledge, New York, 2013.
8. GALTER, M. D. **Ação do vento em casca de forma livre de planta pentagonal apoiada nos vértices**. 2015. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas, 2015.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



COBERTURAS

Tema: oficial de submissão

SISTEMA GENERATIVO E FLAMBAGEM DE SEÇÕES TRAPEZOIDAIS ENRIJECIDAS: APLICAÇÃO EM SISTEMA ORTOTRÓPICO DE COBERTURA EM AÇO *

Jonathan M.S. de Melo¹
Juarez M. S. Franco²
Eduardo de Miranda Batista³³

Resumo

O sistema de cobertura objeto deste estudo é uma especialização do *tipo* geral “perfis abertos de aço formados a frio”. Como elemento executado com chapa fina, seus critérios de verificação incluem análise de estabilidade elástica para determinação de cargas críticas e modos de flambagem local (L) e distorcional (D); como produto destinado à instalação em regiões tropicais, está sujeito a pressão negativa por ação de vento. Seu desempenho é relacionado (i) à adequação entre a geometria de sua seção transversal e a tecnologia de conformação a frio disponível, (ii) à maximização da área de cobertura e (iii) à maximização da resistência à momentos fletores positivos e negativos. Sabe-se que nenhuma solução pode extremizar simultaneamente estes três objetivos e que fornecedores oferecem catálogos finitos de perfis. Este artigo demonstra que pequenos ajustes na geometria destes elementos podem alterar significativamente seus momentos críticos e indica sugestões para o aprimoramento de perfis usuais. O estudo foi possível graças ao acoplamento de sistemas generativos para vigas-calha com propriedades pré-determinadas e de um *solver* para análise de estabilidade elástica linear baseado no Método das Faixas Finitas.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; vigas-calha; estabilidade elástica; gramática de forma.

Generative systems and buckling behavior of thin-walled stiffened deep channel CFS: applications for orthotropic roofing system

Abstract

This study is addressed to a specialized type of "cold formed open steel section". As example of thin sheet member, its verification criteria include elastic stability analysis to determine critical loads, local (L) and distortional (D) buckling modes; as a product intended for installation in tropical regions, it is subject to negative pressure wind action. Its performance is related to (i) the match between cross section geometries and the available cold forming technology, (ii) maximizing the coverage area and (iii) maximizing resistance to positive and negative bending moments. It is known that no solution can maximize simultaneously these three objectives and that which sellers offer finite catalog profiles. This article demonstrates that small adjustments to the geometry of these elements can significantly alter their critical moments and makes suggestions for the improvement of the usual profiles. The study was possible thanks to the coupling of generative systems for orthotropic roofings with predetermined properties and a solver for linear buckling analysis based on Finite Strip Method.

Keywords: Cold-formed steel member; stiffened trapezoid channel; buckling analysis; shape grammar.

¹ Estudante de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro / RJ, Brasil.

² Pesquisador de Pós-doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro / RJ, Brasil.

³ Professor Titular, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro / RJ, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Estima-se que estruturas metálicas respondam por 20% do mercado de coberturas de grandes vãos no Brasil. Entre os produtos padronizados que se estabeleceram nas últimas décadas, os executados em perfis formados a frio (PFF) com chapas finas se destacam pela variedade potencialmente infinita de seções transversais. Esta flexibilidade beneficia fabricantes de estruturas metálicas, arquitetos e projetistas de estruturas. A tipologia de PFF conhecida como viga-calha, objeto deste estudo, é opção competitiva para o projeto de coberturas com vãos entre 15 e 20m.

Como elemento executado com chapa fina, seus critérios de verificação incluem análise de estabilidade elástica para determinação de momentos fletores críticos e modos de flambagem local (L) e distorcional (D); como componente de sistemas de cobertura instalados em regiões tropicais, estão sujeitas a múltiplas condições de carregamento, inclusive pressão negativa por ação de vento. Este artigo demonstra como pequenas alterações de geometria afetam significativamente seus momentos críticos.

O desempenho destes componentes de cobertura é relacionado (i) à adequação entre a geometria dos perfis e a tecnologia de conformação a frio disponível, (ii) à maximização da relação entre área de chapa metálica e a projeção horizontal de cada viga (L_b/L_s na Fig. 1) e (iii) à maximização da resistência à momentos fletores positivos e negativos. Sabe-se que nenhuma solução pode extremizar simultaneamente estas três funções e que fornecedores oferecem catálogos finitos de perfis. Portanto, a otimização de vigas-calha é um compromisso entre estes três objetivos conflitantes, a variedade potencialmente infinita de seções transversais tecnicamente viáveis e a padronização requerida pela produção em larga escala.

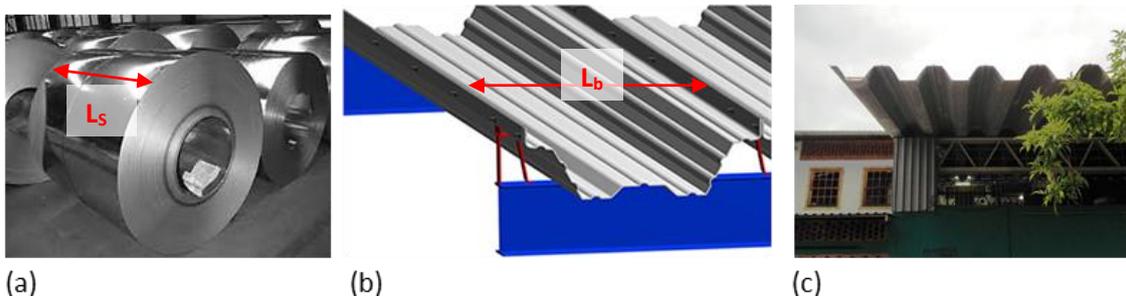


Figura 1: (a) Bobinas de aço, (b) vigas-calha em aço conformadas a frio e (c) sistema estrutural para coberturas de grandes vãos

Este artigo trata de procedimentos semiautomáticos para a especificação da seção transversal de vigas-calha, apresentados em três subseções: (i) caracterização geométrica de vigas-calha, (ii) definição das funções-objetivo e (iii) estudo de interação entre variáveis geométricas e desempenho mecânico, avaliado com base em momentos críticos de flambagem elástica. O método é dito semiautomático porque as soluções mais adequadas são obtidas pela geração computacional de centenas de modelos, intercalada por etapas intermediárias que dependem de análise racional e decisões do engenheiro projetista.

Estes estudos estão embasados nos procedimentos normativos para estimativa da resistência pelos princípios do Método da Resistência Direta (MRD), o que significa que a análise de estabilidade elástica dos perfis trapezoidais com paredes enrijecidas deve ser efetuada com apoio de análise numérica (Método das Faixas Finitas - MFF). Não foram considerados os métodos aproximativos, baseados na combinação de elementos de placa e elementos de

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

mola, tal como proposto pelo Método da Largura Efetiva, encontrados em normas brasileiras e europeias para dimensionamento de elementos trapezoidais (PFF) com enrijecedores intermediários [1,2].

2. SISTEMA ESTRUTURAL E MÉTODOS DE ANÁLISE

Todos os perfis abertos de aço formados a frio (PFF) partilham certas características que os identificam como tal. Em ciência da computação, o estabelecimento destes atributos define o **tipo** PFF, dotado de (i) propriedades constantes ou essenciais, (ii) propriedades variáveis ou acidentais⁴ e (iii) métodos para avaliar seu desempenho. Define-se como “instanciamento” o processo pelo qual são atribuídos valores às propriedades acidentais de um tipo.

A definição de um tipo genérico de PFF, baseado em suas operações de fabricação, foi estabelecido por Franco *et al* [3]. Os perfis “cantoneira”, “U enrijecido”, “Z” e “cartola” são exemplos de subtipos bem conhecidos do tipo “PFF”. Define-se um subtipo pela “herança” das características de outro, quando parte das propriedades acidentais do tipo geral são convertidas em essenciais.

O objeto de estudo deste trabalho é o subtipo de PFF conhecido como “viga-calha”. Suas propriedades essenciais e acidentais serão definidas na subseção 2.1; métodos de avaliação de seu desempenho (momentos críticos, modos de flambagem e taxa de cobrimento) serão discutidos na subseção 2.2; o cerne deste trabalho é explicitar a relação entre a variação das características acidentais das vigas-calha e o seu desempenho através de gráficos de tendência e desenvolver técnicas para o aprimoramento dos perfis disponíveis no mercado, tal como apresentado nas subseções 3.1 e 3.2.

2.1 Definição geométrica da seção transversal de vigas-calha

As propriedades essenciais e acidentais de viga-calha são definidas nesta seção. Note-se que estas especificações estão voltadas para os objetivos desta investigação e podem ser adaptadas conforme a necessidade para uso em outros estudos. São consideradas propriedades essenciais das vigas-calha: (i) seção transversal simétrica, conforme Figura 2, (ii) duas mesas superiores, (iii) uma mesa inferior, (iv) duas almas inclinadas, (v) dois enrijecedores de aba verticais com 25 mm de largura de parede e (vi) geração por operações de dobra sobre uma chapa com largura $L_s = 1200$ mm. São consideradas características acidentais desta viga-calha: (i) o ângulo θ entre alma e mesas, (ii) a largura das mesas e das almas, (iii) quantidade, distribuição e conformação dos enrijecedores intermediários e (iv) a espessura t da parede da chapa.

⁴ Propriedades “essenciais” ou “acidentais” são termos usuais na definição de tipos, tanto na literatura relativa à ciência da computação quanto à gramática da forma (https://en.wikipedia.org/wiki/Ontology_%28information_science%29)

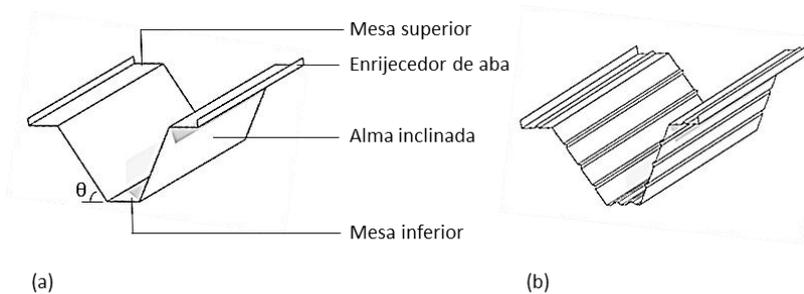


Figura 2: Seções de vigas de aço formadas a frio: (a) sem enrijecedores intermediários e (b) com enrijecedores intermediários.

Este estudo assume que existem três tipos de enrijecedores intermediários, conforme apresentado na Figura 3. Suas propriedades essenciais são: (i) todos os enrijecedores triangulares (Fig. 3(b)) possuem paredes com mesma largura; (ii) enrijecedores trapezoidais (Fig. 3(c)) possuem paredes inclinadas com larguras iguais entre si e diferentes da parede intermediária.

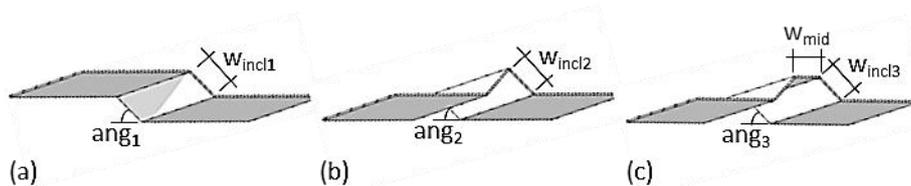


Figura 3: Enrijecedores intermediários: (a) de duas dobras, (b) de três dobras e (c) de quatro dobras.

As propriedades acidentais dos enrijecedores intermediários são apresentados na Figura 4, onde (a-d) ilustra a variação da largura das paredes e (e-g) apresenta variação do ângulo das paredes inclinadas em relação à alma ou mesas do perfil. Em cada instância, enrijecedores de mesmo tipo partilham os valores de suas características acidentais; por outro lado, enrijecedores de tipos diferentes não possuem propriedades acidentais em comum (largura e inclinação das paredes). Como anteriormente apontado, este sistema generativo é uma especialização da Gramática de Forma originalmente desenvolvida para todo e qualquer PFF com base em regras de fabricação [3].

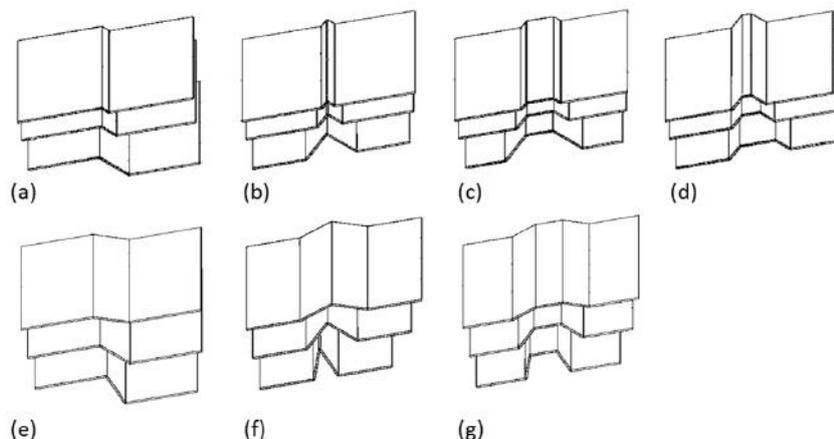


Figura 4: Propriedades acidentais de enrijecedores com duas, três e quatro dobras: variação da largura da parede dos elementos (a-d); ângulo entre elementos de placa (e-g).

As propriedades físicas do material são consideradas características essenciais na parte deste estudo baseado em análise de estabilidade elástica. Assume-se que o material das vigas-calha é um aço com propriedades elásticas usualmente previstas na literatura: módulo de elasticidade (E) equivalente a 200 GPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3.

2.2 Medidas de desempenho

Os métodos de avaliação de desempenho de vigas-calha, incluindo-se projeção horizontal de cobertura, esforços solicitantes e momentos críticos serão discutidos nesta subseção.

2.2.1. Projeção horizontal

Toda viga-calha PFF é obtida por operações de dobra a partir de uma bobina com largura constante (L_s), conforme Figura 1(a). Após conformação a frio, a projeção horizontal da viga assume a dimensão L_b (Fig. 1(b)). Uma das medidas de eficiência deste componente é a taxa de cobertura da viga (L_b/L_s), pois está relacionado à economia de material e à redução do peso próprio do sistema. Vigas com elevada inclinação das almas tendem a apresentar maiores momentos resistentes e menor taxa de cobertura.

2.2.2 Modos de flambagem da seção transversal

Os modos de flambagem foram identificados com a auxílio do Método da Faixas Finitas, através de sua implementação computacional CFSM [4]. Todos os modelos foram criados de acordo com as seguintes hipóteses: (i) o elemento de viga é simplesmente apoiado, sem restrição quanto ao empenamento em suas extremidades (ii) a viga resultante da dobra de uma única chapa é modelada isoladamente; (iii) os enrijecedores de aba foram modelados com o dobro da espessura da chapa e tiveram deslocamentos horizontais impedidos, conforme Figura 5 e (iv) foi adotado um raio de dobra nulo entre as paredes, a fim de evitar instabilidades numéricas no solver de estabilidade elástica. Estas são as condições idealizadas para induzir um comportamento de flambagem equivalente ao de um sistema ortótropo, tal como ilustrado nas Figuras 6 e 7.

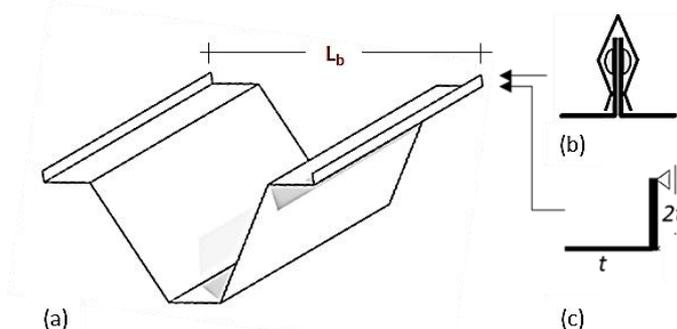


Figura 5: (a) viga calha sem enrijecedores; (b) conectores de aba típicos entre vigas-calha adjacentes e (c) condição de apoio admitida na análise de estabilidade elástica.

A análise de estabilidade foi efetuada para duas direções de momento fletor (ambas orientadas em relação ao eixo horizontal que contém o centroide da seção, obviamente): (i) em decorrência de carregamento transversal no sentido da gravidade, típico de peso próprio combinado com lâmina de água e (ii) por efeito de sucção devido à ação de vento. Os

momentos fletores que provocam compressão na mesa superior da viga são identificados neste artigo por M^{TC} , onde o índice sobrescrito significa *top compression*; analogamente, a compressão na mesa inferior é induzida pelo momento M^{BC} , onde BC denota *bottom compression*. Adicionalmente, assume-se que os efeitos de ação do vento são a principal ação variável a ser calculada no projeto de estruturas de cobertura (o carregamento por neve não foi computado). Como ambos os momentos solicitantes são avaliados no presente estudo, resulta que M^{BC} é mais importante para considerações práticas.

A partir da análise dos resultados, foram observados e nomeados quatro modos de flambagem induzidos por M^{TC} e outros quatro modos por M^{BC} . Entre os modos provocados por M^{TC} há três modos locais, conforme ilustrado na Figura 6: (i) TL1 é um modo local de placa com comprimento de semi-onda muito curto, típico de elementos de placa não enrijecidos. Note-se que os enrijecedores, neste caso, não são afetados pela flexão normal ao plano das paredes. (ii) TL2 é um modo de flambagem assimétrico, cuja flexão afeta os enrijecedores intermediários. (iii) TL3 é um modo local de placa, onde a mesa superior é a principal afetada pelo efeito de flexão normal ao plano. TD é um modo distorcional que só pôde ser identificado com a modelagem de duas ou mais vigas adjacentes. A carga crítica associada a este modo não foi considerada dominante em nenhum dos modelos analisados, quando comparado com os modos TL1, TL2 e TL3. Por outro lado, as cargas críticas associada aos modos locais apresentam os mesmos valores, independente da modelagem ser efetuada com uma viga isolada ou com múltiplos componentes adjacentes. Isto justifica a opção adotada neste trabalho, pois resulta em menor esforço computacional e significativa economia de tempo de processamento.

Os modos TL2 e TL3 são identificados como modos distorcionais segundo o CUFISM, mas classificados como locais por julgamento de engenharia. A limitação do solver em distinguir entre modos de flambagem local e distorcional em seções enrijecidas é um dos principais obstáculos à automação plena dos procedimentos propostos nesta pesquisa. Parte das etapas intermediárias deste estudo poderiam ser transferidas seguramente para implementações computacionais, caso estivesse disponível um algoritmo para identificação modal de PFF com paredes enrijecidas.

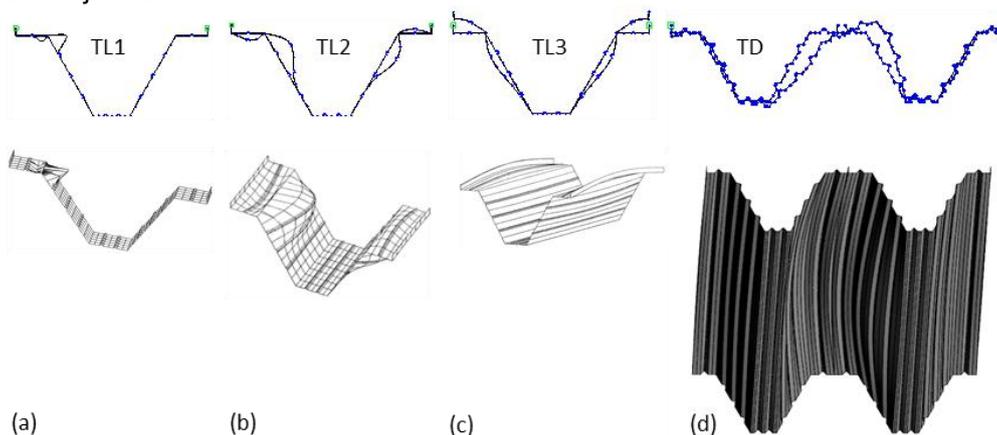


Figura 6: Modos de flambagem elástica para vigas calhas com mesa superior comprimida: (a-c) modos locais e (d) modo distorcional.

A Figura 7 apresenta os modos de flambagem induzidos por M^{BC} . Neste caso, BL1 é um modo local de placa com curto comprimento de semi-onda; BL2 e BL3 são modos locais de placa respectivamente simétrico e antissimétrico. Análogos a TL2 e TL3, estes modos seriam

classificados como distorcionais por procedimentos de avaliação baseados em Faixas Finitas, embora o julgamento de engenharia permita enquadrá-los como modos locais. O modo distorcional BD foi identificado como dominante em diversos casos ao longo desta pesquisa, como será apresentado na próxima seção.

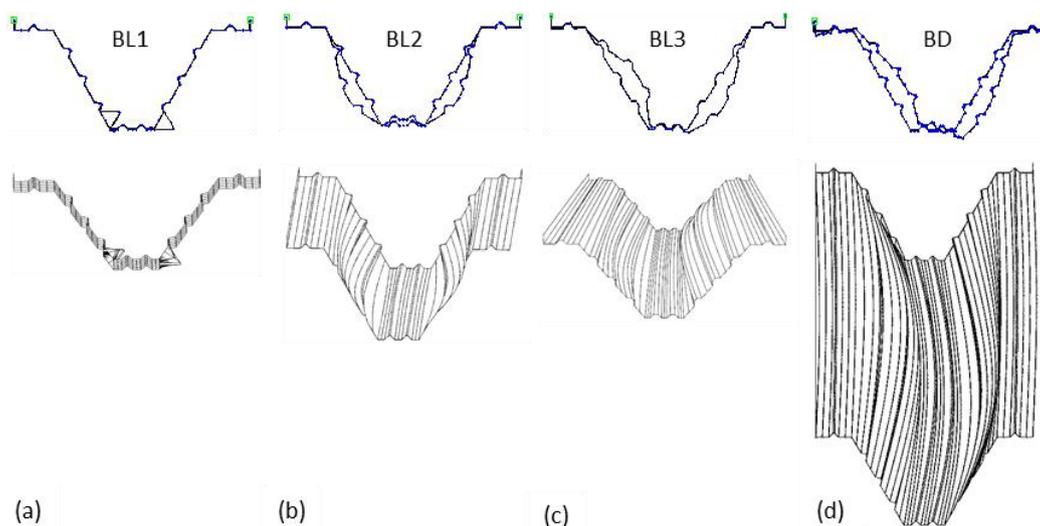


Figura 7: Modos de flambagem elástica para vigas calhas com mesa inferior comprimida: (a-c) modos locais e (d) modo distorcional.

A performance mecânica dos perfis viga-calha foi baseada nos momentos críticos de flambagem obtidos por análise linear elástica. A computação automática da resistência de todas as seções foi evitada por duas razões: (i) o custo computacional de avaliação de algumas centenas de modelos deste porte pelo Método dos Elementos Finitos ainda é elevado para a capacidade atual de processamento de computadores pessoais e (ii) pelo Método da Resistência Direta (MRD), isto demandaria um algoritmo de identificação modal que ainda não está disponível. Mesmo para procedimentos manuais de cálculo de resistência, é preciso destacar que as equações disponíveis pelo MRD [5] e pelo Método da Seção Efetiva [2] adotados na norma brasileira [1] não foram calibradas experimentalmente para os perfis viga-calha abordados neste artigo, com exceção das vigas trapezoidais com menos enrijecedores. De todo modo, levando em conta que os casos analisados no presente estudo são relacionados a elementos PFF esbeltos, o momento crítico pode ser considerado um indicador confiável acerca do desempenho estrutural de sistemas estruturais ortótropos para coberturas de grandes vãos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Dois estudos de interação entre a variação de propriedades acidentais de viga-calha e suas medidas de desempenho são apresentados nesta seção. As variáveis acidentais mais importantes são identificadas na seção 3.1 para o caso de chapa com espessura de 1 mm. Na seção 3.2 são investigados possíveis aperfeiçoamentos na vizinhança das configurações geométricas usualmente encontradas no mercado.

3.1 Gramática de forma e a influência das variáveis acidentais

Esta subseção identifica os aspectos geométricos mais influentes sobre a variação de momentos críticos de flambagem (M_{cr}^{TC} e M_{cr}^{BC}) e fator de aproveitamento de material (L_b/L_s). A automação de parte deste processo é alcançada pela implementação do sistema generativo baseado em Gramática de Forma proposto por Franco et al [3], cuja implementação foi adaptada segundo as regras que caracterizam vigas-calha neste estudo.

O ponto de partida desta investigação é uma instância de viga-calha sem enrijecedores e com proporções definidas arbitrariamente. Um conjunto de soluções é gerado automaticamente, a cada etapa, pela variação de uma única característica acidental do perfil. Estes valores são relacionados com as funções objetivo (momentos críticos de flambagem e taxa de cobertura) através de gráficos de tendência. Ao final de cada etapa, a avaliação racional destes gráficos permite fixar o valor mais adequado para a propriedade acidental em análise. Este valor é então propagado para as etapas seguintes, até que todas as propriedades acidentais tenham sido avaliadas e seus valores estejam fixados. Embora este procedimento permita a criação e interpretação de centenas de modelos com pouco esforço “manual”, ele ainda exige capacidade humana de decisão em alguns momentos e não deve ser confundido com uma definição rigorosa de otimização. Os procedimentos são sumariamente listados como se segue: (i) Especificação do ângulo θ entre almas e mesas de vigas-calha não enrijecidas, (ii) especificação da proporção adequada entre almas e mesas de vigas-calha não enrijecidas, (iii) avaliação do efeito dos enrijecedores sobre as mesas superiores, almas e mesas inferiores, tomadas isoladamente, (iv) avaliação do efeito dos enrijecedores sobre todas as paredes da viga-calha e (v) especificação de valores adequados para as características acidentais dos enrijecedores.

3.1.1 Ângulo entre almas e mesas em viga-calha sem enrijecedores

Os resultados da influência do ângulo entre as almas e as mesas de uma viga sem enrijecedores são apresentados no gráfico de tendência da Figura 8, onde o parâmetro geométrico varia no intervalo $\theta = [30^\circ; 90^\circ]$. Os gráficos relacionam esta variável ao fator de cobertura (daqui por diante designado como “cobrimento”) e aos momentos críticos de flambagem (M_{cr}^{TC} e M_{cr}^{BC}). Este estudo confirma o conflito entre objetivos: o incremento dos momentos fletores críticos de flambagem é acompanhado pela redução do cobertura. Observa-se que ocorre uma proporção quase constante entre momentos críticos ($M_{cr}^{BC} / M_{cr}^{TC}$), na ordem de 3/8 para este caso. A análise dos cobrimentos indica uma perda de aproximadamente 50% (0.88 – 0.38) em função da variação de θ . Apenas modos de flambagem local foram observados nestes exemplos. Em decorrência dos resultados obtidos, o ângulo $\theta = 60^\circ$ é atribuído a esta propriedade acidental de viga-calha e propagado para as etapas seguintes.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

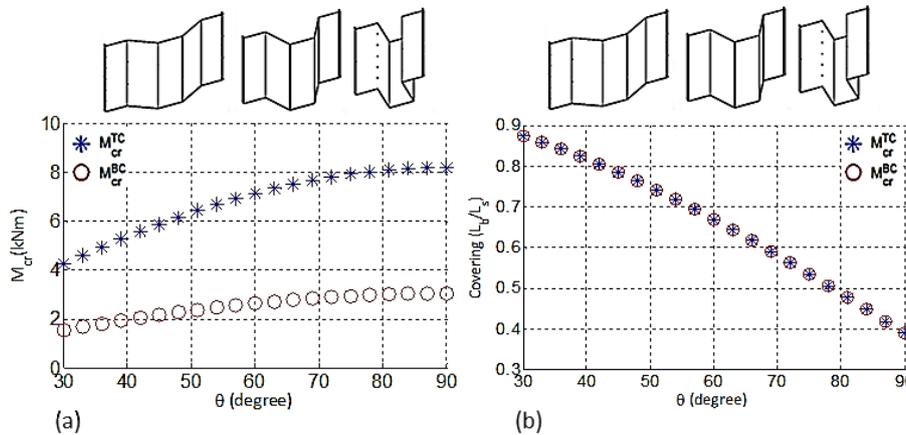


Figura 8: Tendências resultantes da variação de θ : (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento.

3.1.2 Proporção entre largura de almas e mesas em viga-calha sem enrijecedores

Partindo dos resultados obtidos na seção anterior (valor fixo $\theta = 60^\circ$), procede-se ao estudo das proporções entre as larguras das mesas e das almas segundo as definições da Gramática de PFF [3]. Isto é efetuado com base nos parâmetros geométricos κ_1 e κ_3 , apresentados nas equações 1 e 2, de acordo com a convenção estabelecida na Figura 9.

$$\kappa_1 = (a_2 + a_3 + a_4) / (a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5) \quad (1)$$

$$\kappa_3 = a_3 / (a_2 + a_3 + a_4) \quad (2)$$

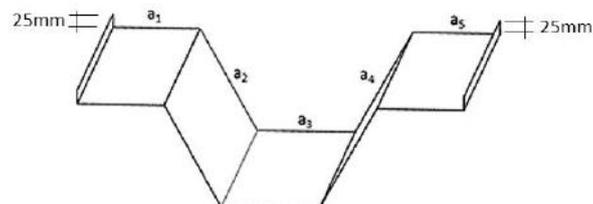


Figura 9: Identificação dos elementos de barra incluídos nas equações 1 e 2.

De acordo com esta gramática, a atribuição dos valores κ_1 e κ_3 gera toda e qualquer viga-calha (PFF) sem enrijecedores para a qual sejam observadas as seguintes regras: $L_s = 1200$ mm, $t=1$ mm e $\theta = 60^\circ$. A Figura 10 mostra que κ_1 afeta significativamente os valores de M_{cr}^{TC} e virtualmente não influencia M_{cr}^{BC} . Diferente da etapa anterior, neste exemplo observa-se claramente um ponto de máximo ($\kappa_1 = 0.74$). A etapa seguinte é análoga à apresentada nesta seção permitiu estabelecer $\kappa_3 = 0.19$ como o valor adequado para o segundo parâmetro geométrico a estabelecer proporção entre paredes.

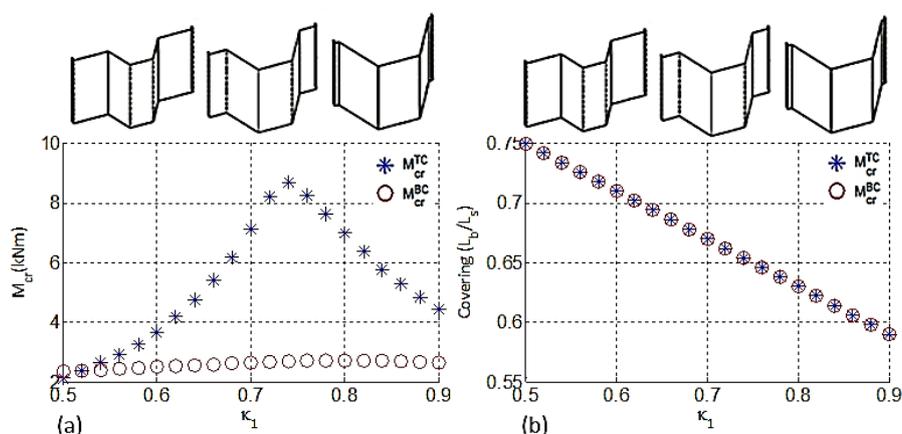


Figura 10: Tendências resultantes da variação de κ_1 : (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento.

3.1.2 Enrijecedores intermediários na alma e nas mesas

Assumindo os valores fixados anteriormente para ângulos e largura das paredes ($\theta = 60^\circ$, $\kappa_1 = 0.74$ e $\kappa_3 = 0.19$), esta seção inclui os efeitos de enrijecedores intermediários. Nesta etapa, almas e mesas superiores e inferiores são consideradas separadamente, com o objetivo de especificar o enrijecimento apropriado para cada elemento de placa do PFF. Note-se que enrijecedores possuem propriedades acidentais, cujos valores mais adequados ainda não foram avaliados. Por economia de espaço, será apresentado apenas o estudo dos enrijecedores trapezoidais, para os quais são atribuídos valores iniciais arbitrários de largura ($w_{inl3} = 5\text{mm}$ e $w_{mid} = 5\text{mm}$) e inclinação das paredes ($\text{ang}_3 = 45^\circ$). O número de enrijecedores possíveis nas mesas superiores variam no intervalo $N = [1; 5]$. Os resultados apresentados na Figura 11 indicam o momento crítico de flambagem com compressão da fibra superior (M_{cr}^{TC}) é incrementado em 12% com a inclusão de um único enrijecedor e 16% quando cinco enrijecedores são incluídos. Como esperado, enrijecedores aplicados na mesa superior não apresentam qualquer influência sobre o momento crítico de flambagem com compressão da fibra inferior.

A partir deste estudo, pode-se concluir que um simples enrijecedor trapezoidal na mesa superior é uma configuração adequada no projeto de vigas-calha com as propriedades apontadas neste estudo, inclusive quanto à taxa de cobrimento. Resultados equivalentes foram encontrados com a avaliação dos enrijecedores de duas ou três dobras.

Estudo semelhante, conduzido para a alma do perfil, permitiu concluir que M_{cr}^{TC} e M_{cr}^{BC} apresentam curvas praticamente paralelas no intervalo $N = [1; 5]$ e que a aplicação de 3 a 5 enrijecedores apresenta aproximadamente os mesmos resultados, com ganho de 1.5 kNm na comparação com almas não enrijecidas.

Em relação à mesa inferior, os resultados indicaram que a inclusão de dois componentes trapezoidais seriam suficientes para promover um incremento de 14% sobre M_{cr}^{BC} . Não haveria ganhos com a adoção de mais enrijecedores. Neste exemplo, M_{cr}^{BC} equivale a aproximadamente 35% de M_{cr}^{TC} . Em todos os casos apresentados até esta etapa, é válido afirmar que $M_{cr}^{BC} < M_{cr}^{TC}$.

Os estudos de enrijecimento de paredes isoladas sugerem a fixação das seguintes propriedades acidentais: um enrijecedor em cada mesa superior, dois na mesa inferior e três nas almas.

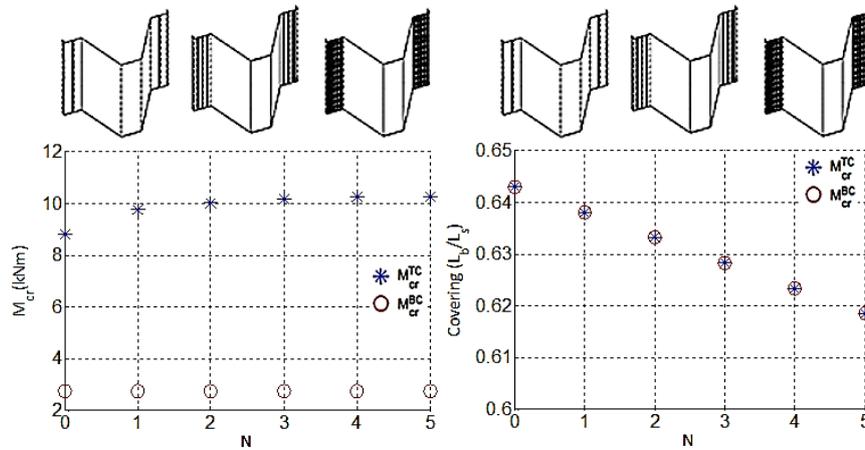


Figura 11: Tendências resultantes da inclusão de enrijecedores trapezoidais (larguras de 5 mm, 45°) na mesa superior: (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento

3.1.3 Distribuição de enrijecedores trapezoidais na alma

O “atrator” é um parâmetro geométrico incluído na Gramática de PFF para controlar a distribuição de enrijecedores em um elemento de placa. Estes componentes são espaçados em progressão geométrica de acordo com a variável $at = [1/2 ; 2]$. Os valores extremos correspondem à concentração de enrijecedores nas arestas do elemento plano e $at = 1$ indica distribuição uniforme. Claramente, este parâmetro não afeta o cobrimento da viga. A despeito da concentração de tensões nas extremidades da alma, a distribuição uniforme se mostrou adequada (ver Fig. 12).

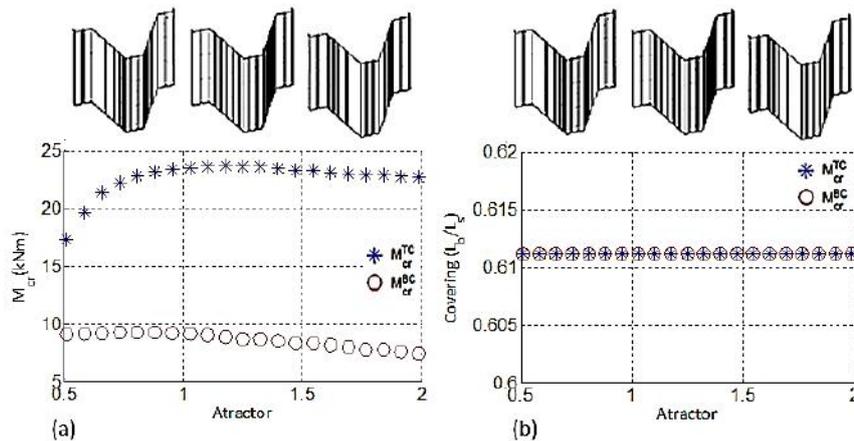


Figura 12: Tendências resultantes de diferentes distribuições de enrijecedores na alma, com base no parâmetro “atrator”: (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento

3.1.3 Características acidentais dos enrijecedores trapezoidais

Com base nas etapas anteriores, foram fixados os seguintes parâmetros: (i) ângulo $\theta = 60^\circ$, (ii) proporção entre paredes planas estabelecidas por $\kappa_1 = 0.74$ e $\kappa_3 = 0.19$, (iii) mesa superior e inferior com, respectivamente, um e dois enrijecedores, (iv) almas com três enrijecedores e (v) distribuição uniforme destes componentes ($at = 1$).

Nesta seção são analisados os valores adequados para as propriedades acidentais dos enrijecedores trapezoidais. Inicialmente, estes valores são $\text{ang}_3 = 45^\circ$, largura da parede intermediária $w_{\text{mid}} = 5 \text{ mm}$ e paredes inclinadas variando no intervalo $w_{\text{incl}} = [2; 20]$. Nestas condições, a figura 14 mostra que, pela primeira vez nesta exposição, a escolha de parâmetros adequados permite encontrar soluções nas quais $M_{cr}^{\text{BC}} > M_{cr}^{\text{TC}}$ e, em particular, quando $w_{\text{incl}} = 17 \text{ mm}$, os momentos críticos com compressão nas fibras superiores ou inferiores alcançam o mesmo valor ($M_{cr}^{\text{BC}} = M_{cr}^{\text{TC}} \approx 25 \text{ kN.m}$). Isto indica que a geometria e dimensões dos enrijecedores são mais importantes para induzir mudanças nos momentos críticos de flambagem do que os parâmetros geométricos avaliados nas etapas anteriores.

Adicionalmente, a curva de tendência na Figura 13 mostra uma mudança dos modos de flambagem associados aos menores momentos críticos, tanto para a compressão de fibras superiores quanto de fibras inferiores. O momento crítico de flambagem M_{cr}^{TC} está relacionado aos modos de flambagem locais, TL2 e TL3, respectivamente para $w_{\text{incl}3} < 6 \text{ mm}$ and $w_{\text{incl}3} > 6 \text{ mm}$. Há uma situação análoga para compressão de fibras inferiores, com o modo local (L) se desenvolvendo quando $w_{\text{incl}} < 19 \text{ mm}$, enquanto o modo distorcional (D) se destaca quando $w_{\text{incl}3} > 19 \text{ mm}$. As curvas de “assinatura” que ilustram esta situação estão apresentadas na Figura 14(a) e (b), para momentos fletores promovendo compressão nas mesas superior e inferior, respectivamente. Conseqüentemente, estes limites para a largura das paredes inclinadas dos enrijecedores intermediários indicam momentos críticos associados a dois ou mais modos de flambagem, com presumível deterioração do momento resistente: (i) $w_{\text{incl}} = 6 \text{ mm}$ promove os mesmos valores de M_{cr}^{TC} para os modos locais TL2 e TL3, conforme indicado na Figura 14(a), (ii) $w_{\text{incl}3} = 19 \text{ mm}$ induz os mesmos valores de M_{cr}^{BC} para os modos de flambagem local e distorcional BL2 e BD, apresentados na Figura 14(b). Merece atenção especial o caso de interação entre os modos local-distorcional promovidos na compressão da mesa inferior, porque estes modos apresentam comprimentos de semi-onda respectivamente curto e longo, o que constitui uma forte tendência à interação dos modos com apreciável redução do momento de flexão resistente.

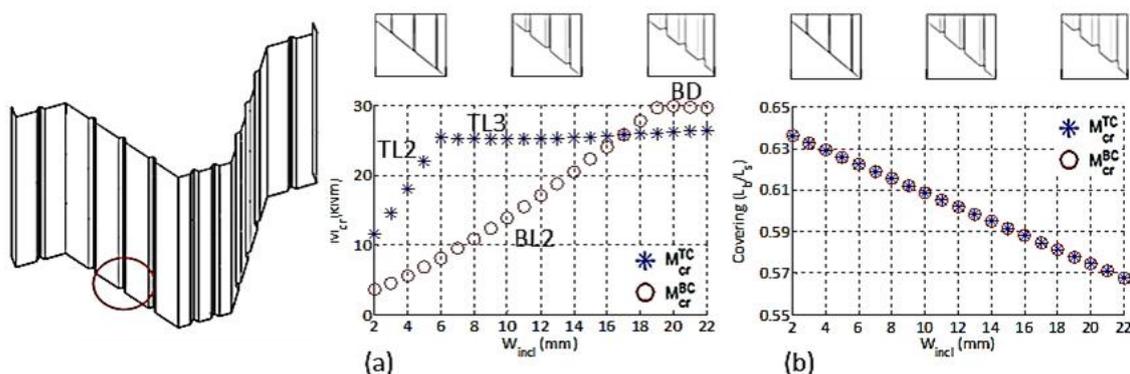


Figura 13: Tendências resultantes da variação da largura da parede inclinada de enrijecedores trapezoidais na alma (45° , $w_{\text{mid}} = 5 \text{ mm}$): (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobertura.

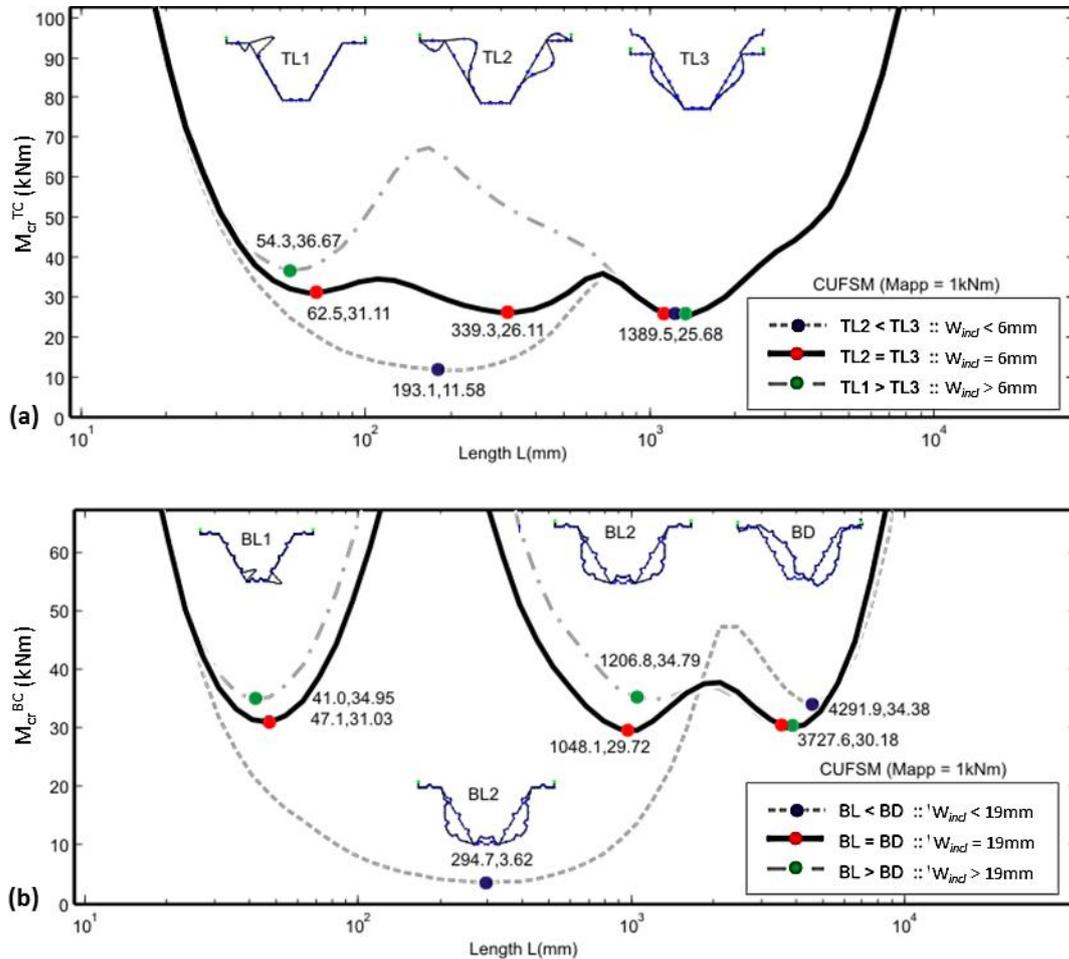


Figura 14: Curvas de “assinatura” obtidas por análise de estabilidade através do Método das Faixas Finitas: (a) momento fletor crítico associado à compressão da mesa superior em função da dimensão w_{incl3} , (a) momento fletor crítico associado à compressão da mesa inferior em função da dimensão w_{incl3} .

Fixando a largura das paredes inclinadas $w_{incl3}=17\text{mm}$ (e assumindo o valor temporário $\text{ang}_3=45^\circ$), procede-se ao estudo da variação da largura da parede intermediária do enrijecedor trapezoidal no intervalo $w_{mid} = [2; 22]$. A Figura 15 revela que (i) praticamente não ocorre conflito entre objetivos M_{cr}^{BC} e M_{cr}^{TC} e (ii) esta variável não afeta o cobrimento da viga. Neste caso, para $w_{mid} = 15\text{mm}$, M_{cr}^{BC} muda de modo local BL2 para modo distorcional BD (tal como apresentado nas Figuras 15(a) e 15(b)) ao mesmo instante em que M_{cr}^{TC} atinge seu valor máximo. Esta condição aparentemente vantajosa deve ser avaliada com cautela e requer investigação adicional, para averiguar o efeito da interação entre modos sobre a resistência de vigas-calha, especialmente nos casos de carregamentos que implicam a compressão da mesa inferior.

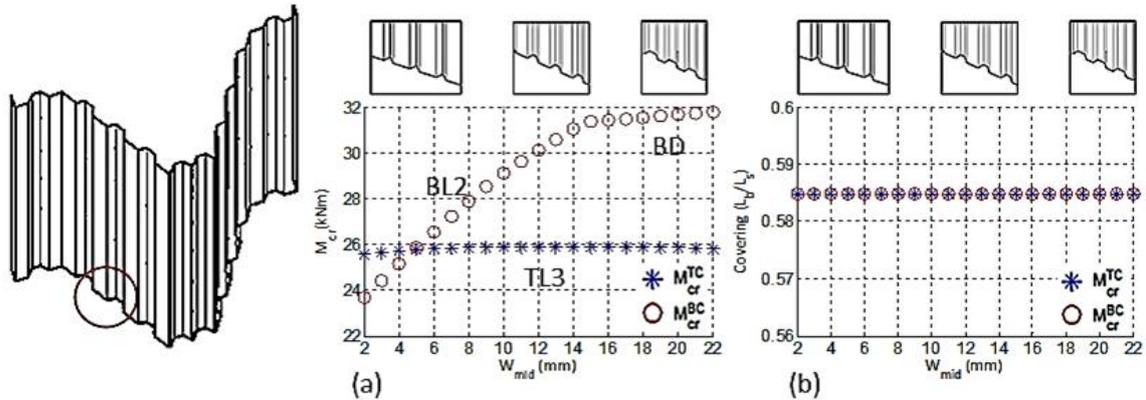


Figura 15: Tendências resultantes da variação da largura da parede intermediária de enrijecedores trapezoidais na alma (45° , $w_{incl3} = 17$ mm): (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento.

A terceira propriedade acidental dos enrijecedores intermediários a ser avaliada é a inclinação de suas paredes, que neste estudo varia no intervalo $ang_3 = [30^\circ; 70^\circ]$. As larguras especificadas nas etapas anteriores ($w_{incl} = 17$ mm e $w_{mid} = 15$ mm) são propagadas para este exemplo. Os resultados apresentados na Figura 17(a) indicam: (i) um conflito entre as tendências de M_{cr}^{BC} e M_{cr}^{TC} no intervalo $ang_3 = [46^\circ; 70^\circ]$, (ii) M_{cr}^{BC} apresenta uma erosão mais severa neste intervalo se comparada com a tendência de ganho de M_{cr}^{TC} , (iii) o ângulo $ang_3 = 46^\circ$ está associado ao maior valor de M_{cr}^{BC} . Adicionalmente, M_{cr}^{BC} está relacionado a dois modos de flambagem: modo local BL2 ou distorcional BD, respectivamente para $ang_3 < 46^\circ$ ou $ang_3 > 46^\circ$. Mais uma vez, as propriedades acidentais dos enrijecedores trapezoidais incluídos nas almas se mostram um efeito preponderante sobre o comportamento de flambagem das vigas-calha. A solução que maximiza M_{cr}^{BC} ($ang_3 = 46^\circ$) coincide com uma situação onde os valores dos momentos críticos associados aos modos de flambagem BL2 e BD são virtualmente idênticos, com presumível degradação do momento resistente em decorrência da interação entre estes modos.

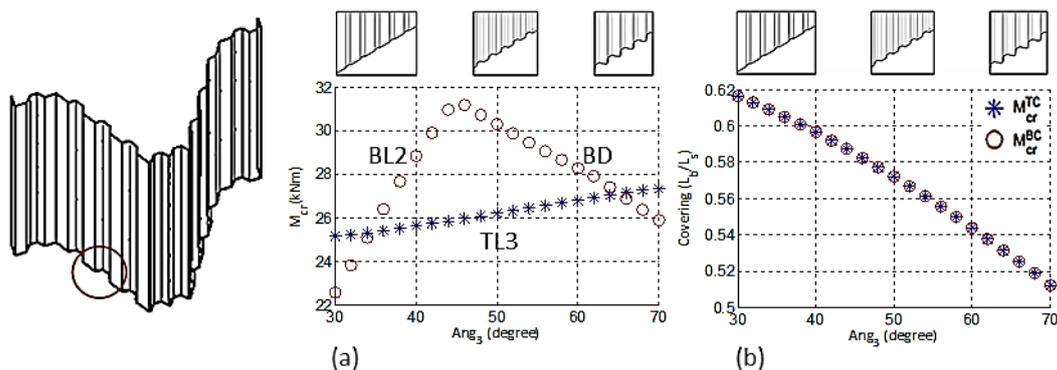


Figura 16: Tendências resultantes da variação da inclinação das paredes dos enrijecedores trapezoidais na alma ($w_{incl3} = 17$ mm, $w_{mid} = 15$ mm): (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior e (b) taxa de cobrimento.

A seqüência de procedimentos apresentada permitiu atribuir valores considerados adequados (em uma primeira aproximação) a todas as propriedades acidentais de viga-calha. Por fim, a Figura 17 confirma a preponderância da configuração dos enrijecedores intermediários sobre o desenvolvimento dos modos de flambagem destes componentes PFF. Os valores fixados nas últimas etapas estão fixados ($w_{incl3}=17$ mm, $w_{mid}=15$ mm e $ang_3 = 46^\circ$) e o ângulo entre almas e mesas varia no intervalo $\theta = [30^\circ; 70^\circ]$.

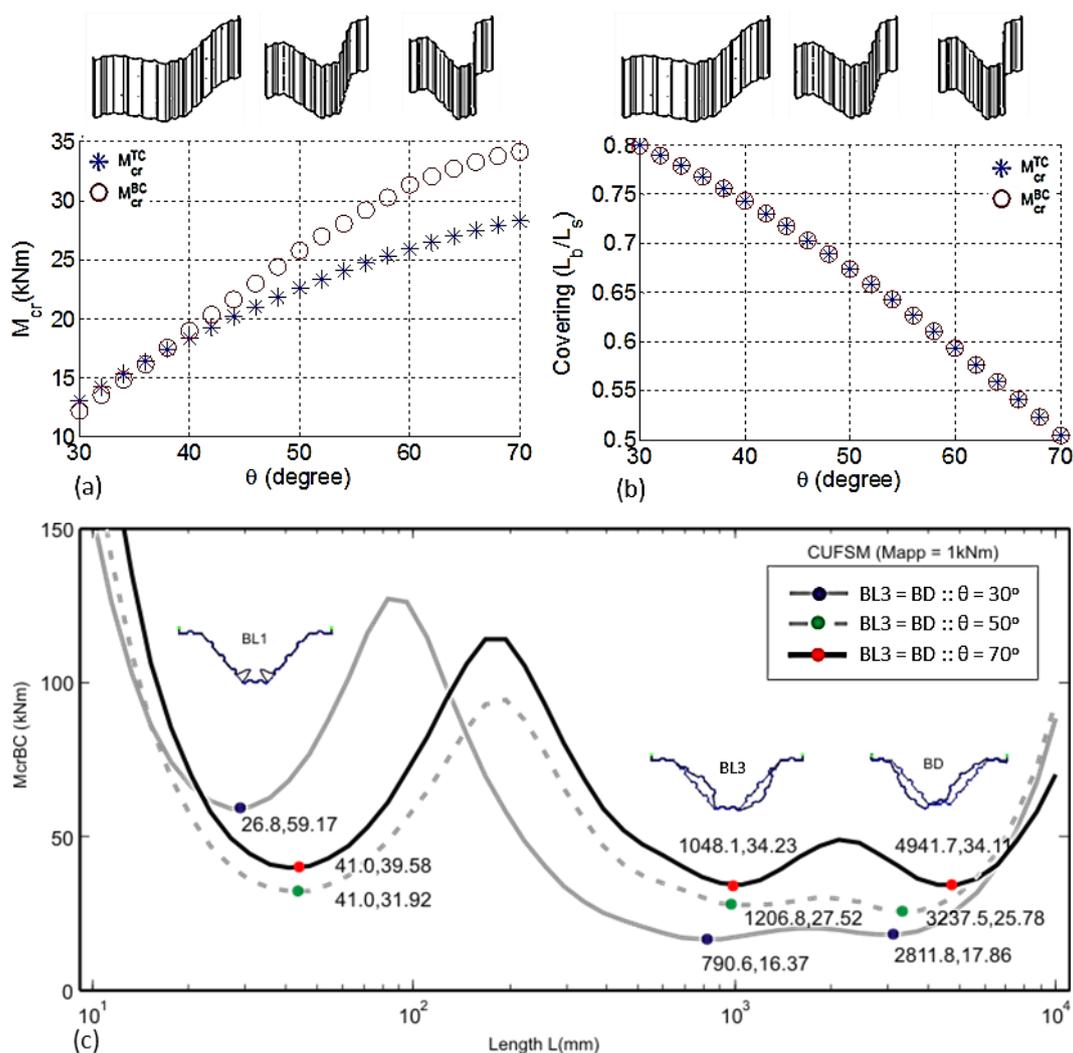


Figura 17: Tendências resultantes da variação do ângulo θ entre almas e mesas para enrijecedores trapezoidais com $w_{incl}=17$ mm, $w_{mid}=15$ mm, $ang_3 = 46^\circ$: (a) momentos críticos associados à compressão da mesa superior e inferior, (b) taxa de cobrimento e (c) curvas de “assinatura” para compressão da mesa inferior M_{cr}^{BC} e ângulo entre mesas e almas $\theta = 30^\circ, 50^\circ$ e 70° .

O momento fletor crítico de flambagem M_{cr}^{BC} apresenta incrementos significativos para θ maior do que (aproximadamente) 40° , tal como apresentado na Figura 17(a). A Figura 17(c) mostra as curvas de “assinatura” de M_{cr}^{BC} para ângulos entre alma e mesas $30^\circ, 50^\circ$ e 70° e as seguintes observações ficam evidentes: (i) os modos de flambagem local e distorcional BL3 e BD apresentam aproximadamente os mesmos momentos críticos, independente da variação

do ângulo da alma, (ii) o modo local com curto comprimento de semi-onda BL1 sempre desenvolve momentos críticos mais elevados do que BL3 e BD. Estes resultados confirmam uma possível interação entre modos de flambagem local e distorcional (BL2-BD) para condição de carregamento com compressão na mesa inferior. Isto também confirma a preponderância da geometria dos enrijecedores incluídos nas almas sobre a configuração dos modos de flambagem, independente do ângulo de inclinação entre mesas e almas. Note que, ao mesmo tempo em que M_{cr}^{BC} relacionados a BL3 e BD se movem para cima e para baixo na Figura 17(c), a proporção entre estes momentos críticos permanece praticamente inalterada para $\theta = 30^\circ$, 50° e 70° .

3.2 Aperfeiçoamento das configurações usuais encontradas no mercado

Nesta seção são apresentados aperfeiçoamentos da geometria da seção transversal de vigas-calha, tomando-se como referência configurações encontradas no mercado. Este procedimento é predominantemente baseado na análise racional e julgamentos de engenharia.

3.2.1 Desenvolvimento de perfis viga-calha sem enrijecedores

A fim de averiguar o desempenho de tipologias de viga-calha disponíveis no mercado e eventualmente sugerir aperfeiçoamentos, foram implementados procedimentos racionais e sistemáticos em quatro etapas, descritas como se segue: (i) foi implementado um sistema generativo externo ao aplicativo CUF5M, com interface gráfica mais amigável do que a implementada em 2.3.1, para geração dos modelos necessários a este estudo (ver Figura 18); (ii) foi definida uma configuração inicial de viga-calha sem enrijecedores; (iii) foram fixados três ângulos θ de inclinação da alma, baseados na observação do catálogo de fabricantes (40° , 56.8° e 70°). Para cada ângulo foi definido um subtipo de viga-calha (subtipos 1, 2 e 3); (iv) os melhores resultados para cada ângulo θ subtipo foram encontrados por “tentativa e erro” e registrados na Tabela 1, que relaciona os parâmetros geométricos indicados na Figura 19 com os momentos críticos (M_{cr}^{TC} , M_{cr}^{BC}) e a projeção horizontal da seção transversal (L_b).

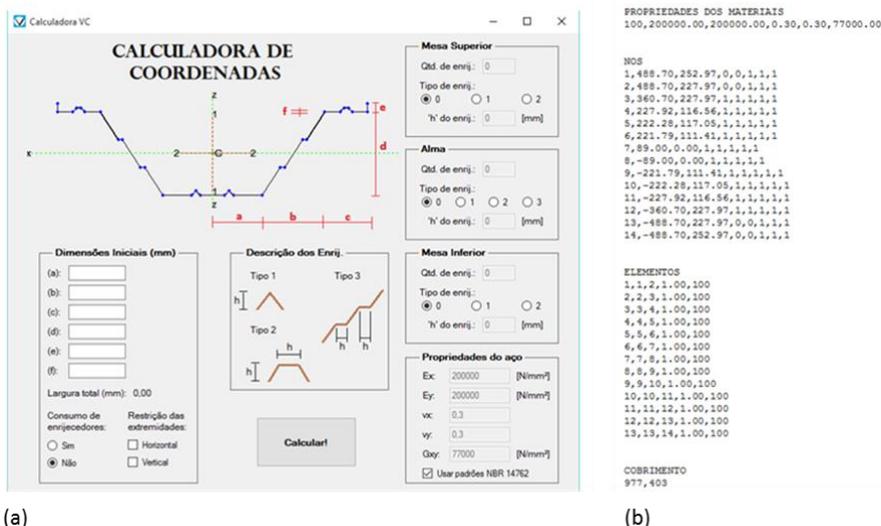


Figura 18: (a) Implementação de sistema generativo com interface gráfica amigável; (b) arquivo de texto com *inputs* para análise de flambagem elástica no programa computacional CUF5M.

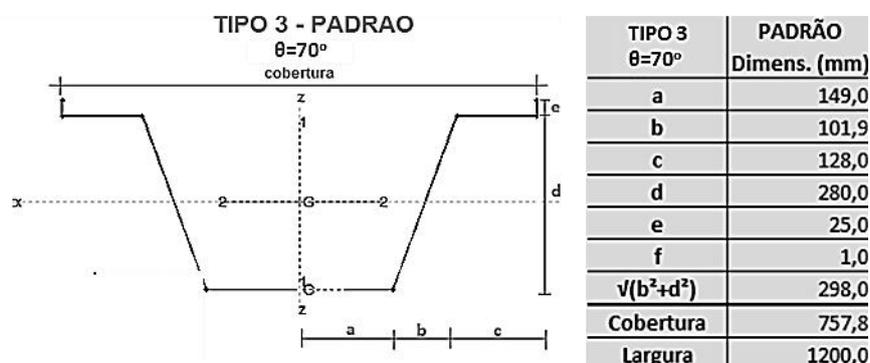


Figura 19: Parâmetros geométricos de viga-calha sem enrijecedores e $\theta = 70^\circ$.

Tabela 1: Melhores soluções para vigas-calha de 1mm de espessura (dimensões em mm).

t = Espessura 1.0 mm	subtipo 1		subtipo 2		subtipo 3	
	Angulo da alma: $\theta = 40^\circ$		Angulo da alma: $\theta=56.8^\circ$		Angulo da alma: $\theta = 70^\circ$	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
A	149.0	89.0	149.0	89.0	149.0	89.0
B	228.3	274.2	163.0	195.8	101.9	122.4
C	128.0	128.0	128.0	128.0	128.0	128.0
D	191.6	230.1	249.5	299.7	280.0	336.4
E	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
$(b^2 + d^2)^{0.5}$	298.0	358.0	298.0	358.0	298.0	358.0
Proj. horizontal L_b	1011	983	880	826	758	679
Largura da chapa L_s	1200	1200	1200	1200	1200	1200
M_{cr}^{TC} (kNm)	6.0	6.6	7.8	8.6	8.7	9.6
M_{cr}^{BC} (kNm)	1.2	2.2	1.6	2.8	1.7	3.2

3.2.2 Desenvolvimento de perfis viga-calha com enrijecedores

Baseados nos resultados da Tabela 1, foi implementada uma nova sequência de procedimentos, onde foram investigados os efeitos da variação da espessura t da chapa de aço (0.8, 1.0, 1.25 e 1.55 mm) sobre os momentos fletores críticos. As características acidentais de enrijecedores intermediários fixadas segundo configurações usuais entre os fornecedores consultados. São regras deste sistema generativo: (i) ângulos de enrijecedores (ang_1, ang_2, ang_3) iguais a 45° ; (ii) ângulos θ de inclinação da alma iguais a $40^\circ, 56.8^\circ$ e 70° ; (iii) paredes inclinadas ($w_{incl1}, w_{incl2}, w_{incl3}$) e intermediárias (w_{mid}) com larguras iguais a $4*2^{0.5}, 8*2^{0.5}, 12*2^{0.5}$ e $16*2^{0.5}$ mm; (iv) aplicação de no máximo 3 enrijecedores por elemento de placa; (v) enrijecedores triangulares só podem ser aplicados sobre as almas.

Os procedimentos para a especificação das combinações mais eficientes de parâmetros geométricos foram conduzidos exclusivamente por análise racionais e julgamento de engenharia, de acordo como se segue: (i) estudos com enrijecedores foram conduzidos isoladamente na mesa superior, na alma e na mesa inferior; (ii) os arranjo mais eficientes em cada placa foram selecionado e recombinaados em novas instâncias de viga-calha; (iii) os melhores arranjos, por sua vez, foram aperfeiçoadas por pequenos ajustes nas dimensões e distribuição dos enrijecedores.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A Figura 20 apresenta uma amostra dos resultados obtidos através desta extensa sequência de recombinações baseadas em julgamento de engenharia e análise computacional de estabilidade elástica, para o caso de perfis com 1 mm de espessura. Observa-se a evolução da seção transversal de elementos sem enrijecedores até os perfis criteriosamente enrijecidos. Por exemplo, nota-se que a solução “enrijecimento 2” apresenta os melhores resultados em termos de amplitude de momentos críticos ($M_{cr}^{TC} + M_{cr}^{BC}$). Contudo, um simples rearranjo nas almas, com eliminação do enrijecedores em seu ponto médio (onde as tensões são virtualmente nulas) permite uma solução mais racional e econômica com redução desprezível nos momentos associados à flambagem local destas peças. Adicionalmente, este ajuste resulta na elevação da taxa de cobertura (L_b / L_s).

O conjunto completo de resultados é sintetizado na Figura 21, na qual é possível observar a evolução da viga-calha do subtipo 1 ($\theta = 40^\circ$), com espessuras de 0.8, 1.0, 1.25 e 1.55 mm, adotando como medida de desempenho a amplitude dos momentos críticos de flambagem associados aos modos locais. Resultados equivalentes foram obtidos os outros dois subtipos ($\theta = 56.8^\circ$ e $\theta = 70^\circ$)

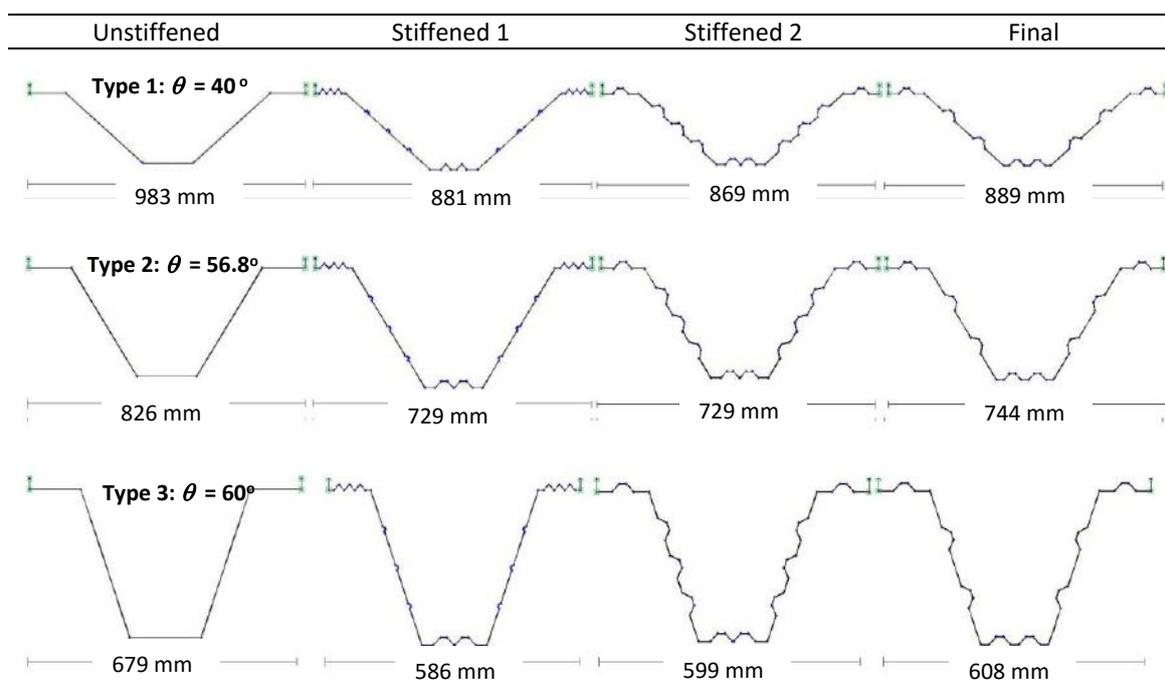


Figura 20: Resultados da evolução de vigas-calha com espessura $t=1,0\text{mm}$.

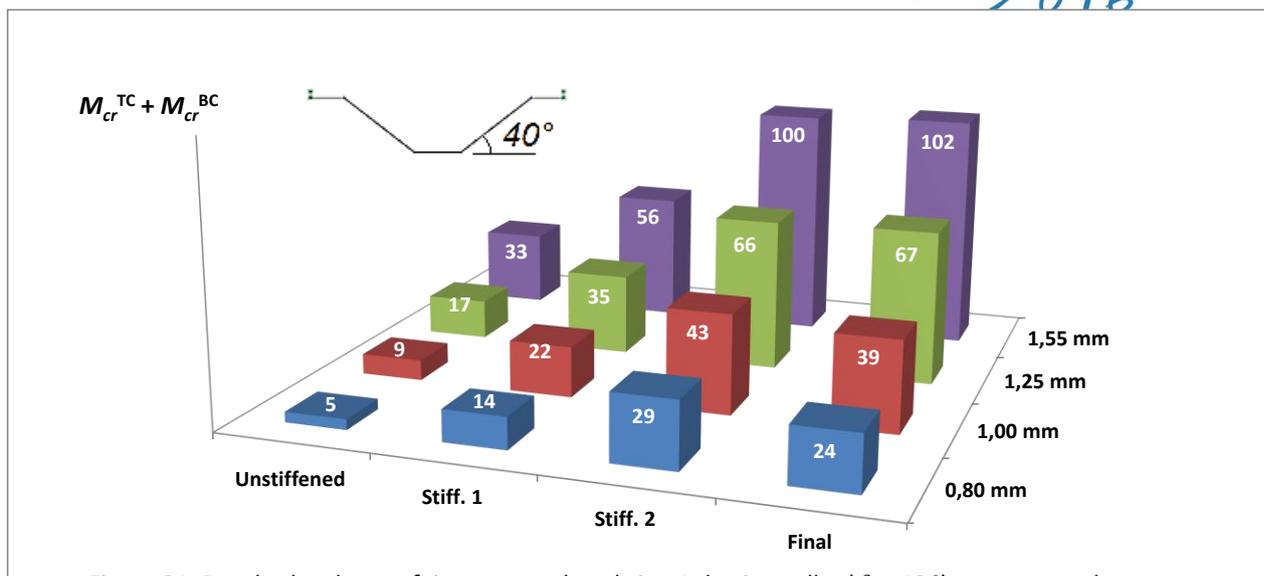


Figura 21: Resultados do aperfeiçoamento do subtipo 1 de viga-calha ($\theta = 40^\circ$), em termos de amplitude de momentos críticos de flambagem ($M_{cr}^{TC} + M_{cr}^{BC}$).

4. CONCLUSÕES

Os resultados desta pesquisa em andamento mostram as principais características geométricas que afetam o comportamento de vigas-calha usualmente empregadas em sistemas de cobertura. Os principais resultados apresentados estão relacionados à flambagem elástica de perfis abertos de aço formados a frio (largura de chapa de 1200 mm e espessura entre 0.8 e 1.55 mm), o que consiste em valiosa análise para classificar o desempenho estrutural de elementos do tipo viga-calha sob ação de momentos fletores. Além disto, uma análise racional foi efetuada com o suporte integrado de gramática de forma e do método das faixas finitas (apenas para espessura de 1.0 mm), permitindo determinar os efeitos de parâmetros geométricos de PFF sobre a flambagem a auxiliando o processo de tomada de decisões para a especificação de geometrias adequadas. Os resultados obtidos realçam as vantagens oferecidas pelo método computacional baseado em gramática de forma para a efetivação de um grande número de análises racionais, dirigidas ao aprimoramento do comportamento estrutural.

Foi confirmado que propriedades acidentais dos enrijecedores intermediários são mais relevantes para o comportamento destas peças sob flambagem do que a proporção entre paredes ou o ângulo entre mesas e almas. Definições adequadas de parâmetros geométricos – número de enrijecedores intermediários, larguras e ângulo entre paredes destes elementos internos – são decisões importantes a serem tomadas na busca por melhores seções transversais. Neste contexto, conclui-se que enrijecedores trapezoidais nas almas oferecem os melhores resultados, ao mesmo tempo em que as mesas superior e inferior poderiam ser concebidas com enrijecedores triangulares.

Um número apropriado de enrijecedores foi identificado (ressalve-se que estes dados são válidos apenas para PFF com espessura de 1.0 mm): (i) um enrijecedor triangular ou trapezoidal na mesa superior, (ii) dois enrijecedores triangulares ou trapezoidais na mesa inferior e (iii) três enrijecedores trapezoidais nas almas, independente dos ângulo entre almas e mesas. Foi observado que estas escolhas conduzem a adequados momentos críticos de flambagem. Além disso, os testes indicam que uma distribuição uniforme de enrijecedores é

mais adequada do que uma não uniforme, mesmo no caso de concentração de tensões na região comprimida das almas.

A geometria mais eficiente (para espessura $t = 1,0$ mm) de enrijecedores trapezoidais na alma foi encontrada com $w_{incl\ 3} = 17$ mm, $w_{mid} = 15$ mm, $ang_3 = 46^\circ$. Também foi observado que a variação do ângulo θ entre as mesas e as almas afetam os momentos críticos (M_{cr}^{BC} e M_{cr}^{BC}) em contraste com os resultados da taxa de cobertura (ver Figuras 17(a) e (b)).

A continuação desta pesquisa irá considerar as combinações de carregamento que efetivamente agem sobre estes elementos em flexão, para examinar os limites de vão deste sistema de cobertura para diferentes espessuras de chapa (0.8 - 1.0 - 1.25 e 1.55 mm, por exemplo). Para isto, a resistência à flexão deve ser computada para estimar o estado limite último e os deslocamentos verticais no estado limite de serviço.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento, pelo suporte financeiro ao pós-doutorado do segundo autor.

REFERÊNCIAS

1. ABNT (2010). "NBR14762:2010 Dimensionamento de estruturas de aço constituintes por perfis formados a frio", Associação Brasileira de Normas Técnicas.
2. Batista, E.M. (2010). "Effective section method: a general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction". *Thin-Walled Structures*, v. 48, p. 345-356.
3. Franco, J. M. S., Duarte, J. P., Batista, E. M., Landesmann, A. (2014). "Shape Grammar of steel cold-formed sections based on manufacturing rules". *Thin-Walled Structures*, v. 79, p. 218-232.
4. Li, Z., Schafer, B.W. (2010). "Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods." Proceedings of the 20th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, MO.
5. Schafer, B.W. (2006). "Review: The direct strength method of cold-formed steel member design". Proceedings of the Stability and Ductility of Steel Structures, Eds.: Camotim, D., Silvestre, N. and Dinis, P.B., Lisbon, Portugal.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

SISTEMA DE COBERTURA METÁLICA CONTRAVENTADO POR DIAFRAGMAS

Vitor Faustino Pereira¹
Emerson Filetto²
Lucas Augusto Milani Lopes³

Resumo

Ainda pouco conhecido no Brasil, o “SISTEMA DE COBERTURA METÁLICA CONTRAVENTADO POR DIAFRAGMAS” é muito utilizado nos Estados Unidos, tendo neste país se desenvolvido e consagrado como uma técnica eficiente na estruturação de edificações. Esse sistema busca conduzir às fundações, por meio de diafragmas, as ações horizontais atuantes na estrutura de cobertura. Tirando partido do plano da cobertura, um diafragma é criado com o enrijecimento da fixação das telhas (deck) entre si e aos elementos que a suportam (terças), de forma a conduzir os esforços horizontais atuantes aos pórticos principais de rigidez da estrutura, principalmente através de esforços de cisalhamento no plano do diafragma. O objetivo é otimizar o desempenho global da estrutura, reduzindo esforços de flexão em pilares (reduzindo suas seções) e fundações, visando reduzir o custo final do empreendimento. O presente artigo apresenta as principais características do sistema, bem como métodos de análise e dimensionamento.

Palavras-chave: Efeito diafragma; Sistema de cobertura; “roof deck”; Diafragma de cobertura.

METAL ROOFING SYSTEM BRACED FOR DIAPHRAGM

Abstract

Still little known in Brazil, the “METAL ROOFING SYSTEM BRACED FOR DIAPHRAGMS” is widely used in the United States, having in this country developed and established as an effective technique in the structure of buildings. This system seeks to drive to the foundations, by means of diaphragms, the horizontal loads acting on the roof structure. Taking advantage of the roof plan, a diaphragm is created with the stiffening of the fixation of the tiles (deck) with each other and the elements that support it (purlin), in order to drive the horizontal forces acting to the main portal frames of the structure stiffness, especially by shear stress in the diaphragm plane. The goal is to optimize the overall performance of the structure, reducing bending stresses on columns (reducing its sections) and foundations, to reduce the final cost of the enterprise. This article presents the main features of the system, as well as analysis and design methods.

Keywords: Diaphragm effect; Roofing systems; Roof Deck; Roof Diaphragm.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



¹ Engenheiro Civil – UEL, Mestre em Engenharia de Estruturas – USP, Sócio-proprietário da empresa Estrutural Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

² Engenheiro Civil – UEL, Engenheiro Projetista Sênior, Sócio na empresa Estrutural Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

³ Engenheiro Civil – UEL, Especialista em Engenharia de Estruturas - UEL, Engenheiro civil na empresa Estrutural Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Uma análise estrutural deve determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações em estados limites últimos e de utilização. A partir desta análise são estabelecidas as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos da estrutura.

Dois tipologias de ações são constantes em grande parte das estruturas: as verticais e as horizontais. As verticais, também denominadas gravitacionais, são aquelas em maior parte oriundas do peso próprio da edificação e da sobrecarga de utilização. As horizontais, são na maioria dos casos, oriundas de ações de vento, sismos, empuxo de terra ou água. Um esquema estrutural possui maior eficiência quanto mais apropriado a cada tipo de ação ao qual a estrutura está submetida.

A principal função de pisos e sistemas de cobertura é a de suportar cargas gravitacionais e transferi-las para outros elementos estruturais, tais como colunas e paredes estruturais. Além disso, eles desempenham um papel essencial na distribuição de ações de vento e forças sísmicas aos elementos verticais, destinados a resistir a estas ações laterais. Este mecanismo, capaz de distribuir as forças horizontais, dá-se o nome de efeito diafragma. Portanto, diafragmas são elementos que distribuem forças horizontais aos elementos ditos contraventantes, estes responsáveis por direcioná-las até as fundações.

Tendo a finalidade de atuar como um diafragma em seu plano, surge nos Estados Unidos o sistema de cobertura metálica contraventado por diafragmas, mais conhecido como sistema “roof deck”. Este sistema possui como elementos, o deck metálico (análogo a telha metálica), terças metálicas que dão suporte ao deck e os conectores, que fazem o papel de ligar o deck as terças e também ligar um elemento de deck ao adjacente. Os conectores são basicamente de dois tipos, os “supports”, responsáveis por conectar o deck a estrutura suporte e os “side-laps”, que conectam deck-deck.

Os estudos a respeito do sistema “roof deck” se iniciaram nos Estados Unidos, por volta da década de 50, na Universidade de Cornell, por ARTHUR NILSON (1956) [15], que efetuou 46 ensaios de diafragmas, em grande escala, utilizando o método Cantilever. Após a sua pesquisa e divulgação de seus resultados, outros pesquisadores surgiram, como LUTTREL (1965) [14] e APPARAO (1966) [4] na década de 60, ELLIFRITT (1970) [9] na década de 70, BRYAN (1972) [6] e DAVIES (1974) [7] no Canadá também na década de 70, FAZIO (1979) [10] no final da década de 70, AMEEN (1990) [3] e CHRIS GLATT (1990) [12] na década de 90, o que se destacaram como os principais difusores e pesquisadores da técnica no cenário mundial.

1.1 Objetivos

- Apresentar o sistema “roof deck”, seus componentes, métodos de análise e dimensionamento de diafragmas, segundo o Manual do Steel Deck Institute (SDI);
- Gerar subsídios para o desenvolvimento de projetos de estruturas metálicas de cobertura, atuando em seu plano diafragmas, desempenhados pelo sistema “roof deck”, buscando maximizar o potencial do sistema;

1.2 Revisão da literatura

A consideração da ação do efeito diafragma no processo de análise estrutural traz à tona o comportamento tridimensional, muito próximo da realidade da estrutura, obtendo-se assim estruturas mais econômicas e competitivas com relação às outras alternativas de construção tradicionalmente utilizadas. O efeito diafragma provoca uma distribuição tridimensional das ações, equilibrando as ações nos elementos estruturais, reduzindo o nível de esforços e consequentemente otimizando o seu desempenho (GEBREMEDHIN (1992) [11]).

Segundo ALEMDAR e PATHAK (1998) [1] em seu artigo “Analysis of buildings with rigid, semirigid and pseudo-flexible diaphragms” define diafragma como:

“Componente de estrutura horizontal, tendo como função transferir esforços cortantes e momentos torçores devido efeito de cargas horizontais ao restante da estrutura, bem como distribuir cargas gravitacionais e revela que, a distribuição de cargas horizontais é diretamente influenciada pela rigidez do diafragma.”

A partir de novas pesquisas e do desenvolvimento de novas técnicas e ferramentas de cálculo, o efeito diafragma tem sido aplicado a construções rurais, comerciais e industriais, mas principalmente em construções leves, (BENDER (1992) [5]).

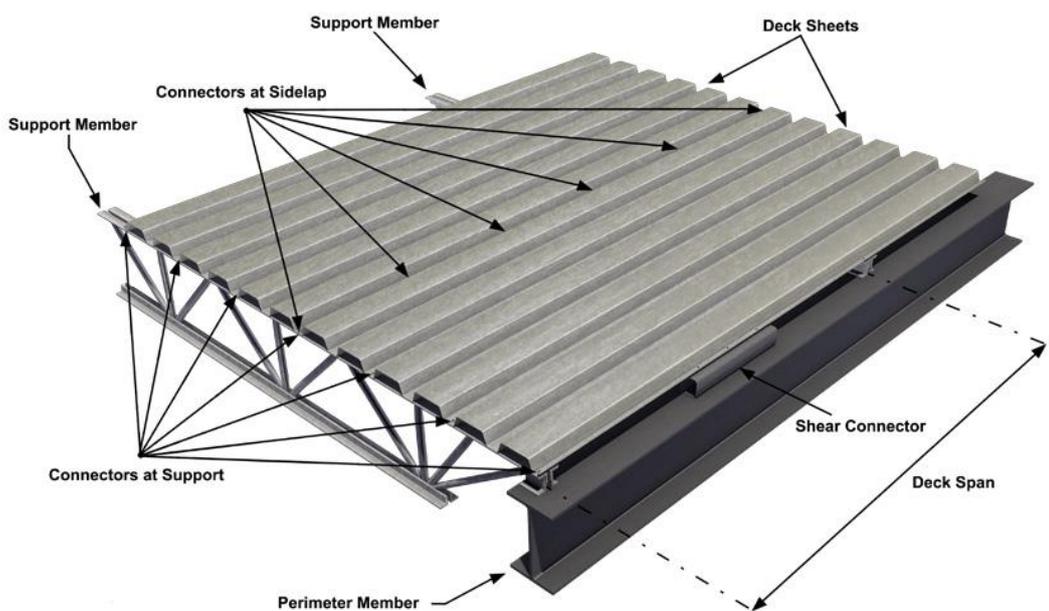
Como elementos geradores de diafragmas, podem-se utilizar os elementos de cobertura ou mesmo de fechamento lateral, como por exemplo a função de painéis OSB no sistema “steel frame”, como diafragma nos planos das paredes. Porém, existe a preocupação de garantir que as ligações entre os diversos elementos ao diafragma, que compõem a edificação, possam resistir aos esforços de cisalhamento originados pela transferência de cargas horizontais (ALSMARKER (1995) [2]).

A consideração do efeito diafragma no comportamento estrutural é por muitas vezes restrito, visto a ausência de parâmetros técnicos e dados experimentais perante alguns sistemas estruturais. Isso se deve às múltiplas variáveis capazes de influenciar no desempenho de um diafragma. A rigidez de um diafragma é de difícil definição, e esta tem papel importantíssimo no comportamento estrutural de uma edificação. Inserido neste contexto emerge o “SISTEMA DE COBERTURA METÁLICA CONTRAVENTADO POR DIAFRAGMAS”, sistema capaz de gerar diafragmas semi-rígidos a rígidos em seu plano.

O “SISTEMA DE COBERTURA METÁLICA CONTRAVENTADO POR DIAFRAGMAS”, conhecido como “roof deck” pode ser definido como um sistema estrutural planar, gerador de diafragmas, funcionando basicamente a esforços de cisalhamento e flexão, sendo encontrados geralmente em telhados e pisos de edifícios. O “roof deck” é constituído por pequenos módulos, compostos pelo deck metálico, terças de suporte e conectores, do tipo “side-lap” e “support”, podendo estes serem parafusos auto-brocantes ou pneumáticos como também soldas. Estes módulos são interligados entre si e ligados a membros de apoio, tal que o conjunto possua resistência e rigidez em seu plano.

A seguir, na figura 1, é apresentado um módulo do sistema “roof deck”, composto basicamente pelas terças de suporte, o deck metálico e conectores, do tipo “side-lap” e “support”.

Figura 01 – Módulo do sistema Roof Deck e seus componentes.



Fonte: Steel Deck Diaphragm – CANAN Build Differently.

O sistema “roof deck” tem como funções básicas estruturais, a transferência de cargas gravitacionais atuantes na cobertura ou piso ao restante da estrutura responsável por ordená-las até as fundações, como também, desempenhar a função de elemento resistente às ações horizontais, como as de vento, transmitindo-as até os elementos contraventantes pelo efeito diafragma.

Para o seu correto funcionamento e segurança, o sistema deve ser dimensionado sobre as duas óticas expostas acima, ou seja, o mesmo deve assegurar resistência a esforços verticais e horizontais. O dimensionamento a cargas gravitacionais é dado pelos métodos convencionais, bem definidos na literatura técnica e o dimensionamento a cargas horizontais é bastante peculiar. Os manuais desenvolvidos pelo Instituto norte americano, “Steel Deck Institute” (SDI) [16], trazem um método de dimensionamento prático, baseado em resultados experimentais.

1.2.1 Componentes do sistema

O sistema “roof deck” tem como componentes, basicamente, as terças, o deck e os conectores. Estes componentes são exclusivamente metálicos e dimensionados para solicitações advindas de cargas gravitacionais e horizontais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para que o sistema alcance a sua finalidade maior, que é efetuar a distribuição de cargas horizontais aos elementos contraventantes, estes elementos devem ser dimensionados corretamente.

1.2.2 Terças

As terças são elementos estruturais secundários, definidos como vigas horizontais, na maioria dos casos dispostas paralelas a cumeeira, que se apoiam na estrutura principal, com a finalidade de transferir tanto cargas verticais e horizontais à estrutura, advindas do deck.

No sistema “roof deck” são utilizadas terças metálicas. Estas podem ser perfis formados a frio, em diferentes seções, ou joists, sejam estas planas ou espaciais.

Atualmente, para as terças em perfis formados a frio, são empregados sistemas estruturais com elementos bi apoiados ou contínuos, dependendo da tipologia e peculiaridades da edificação, sendo o sistema contínuo mais eficiente. Os sistemas de terçamento, geralmente necessitam de travamentos intermediários, também conhecidos como linhas de corrente, para conter lateralmente as terças. O número de linhas de corrente varia de acordo com o vão a ser vencido, espaçamento entre as mesmas, carregamento e tipologia de terça.

Terças oriundas de perfis formados a frio podem adquirir inúmeras seções transversais, porém, as seções Z e U são as mais utilizadas no sistema. Segundo DAVIES e JIANG (1974) [8], este fato se deve à existência de muitas dobras nos perfis, o que tornam estas seções muito resistentes à instabilidade local.

As terças treliçadas, denominadas *joists*, são largamente empregadas nos Estados Unidos, onde as mesmas são comercializadas em catálogos, tendo como parâmetros de escolha, o vão a ser vencido, o carregamento atuante e a altura da mesma. Geralmente as joists são compostas por perfis formados a frio ou laminados, tendo banzos paralelos e ligações soldadas ou parafusadas.

As terças joists espaciais, denominadas delta-joists, são menos corriqueiras nos empreendimentos, devido a especificações de vão da mesma. A grande vantagem das mesmas, reside no fato de não se precisar utilizar sistema de travamento lateral, vista que estas possuem estabilidade lateral em ambas as direções.

Todas as tipologias apresentadas, terças em perfis formados a frio e joists planas ou espaciais, podem ser utilizadas no sistema “roof deck”, porém, devem necessariamente seguir alguns critérios específicos, como espessura do elemento que dará suporte aos conectores.

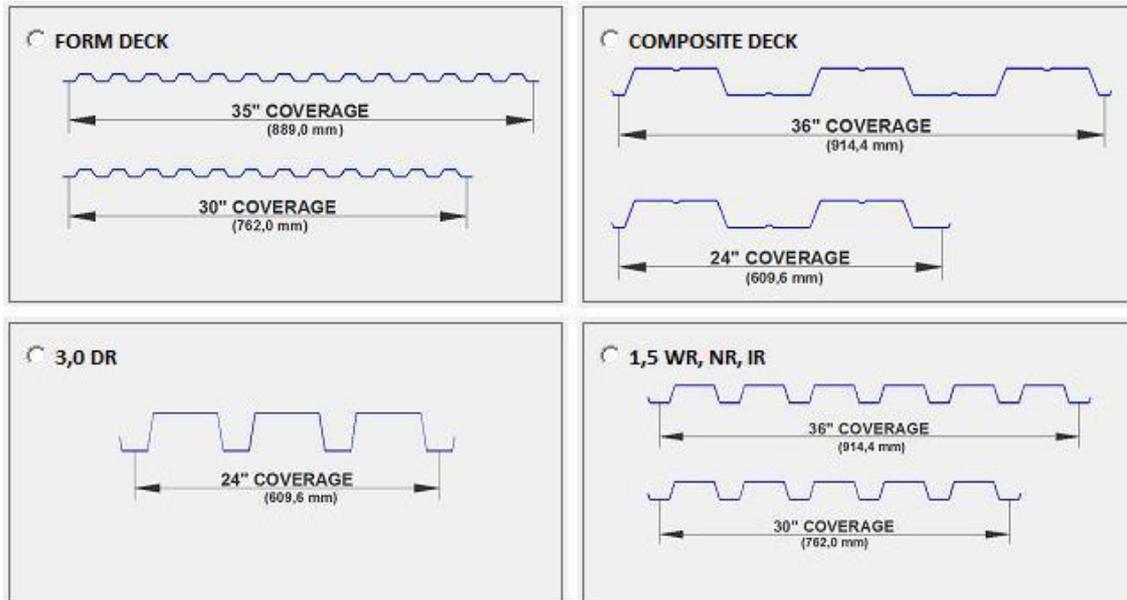
1.2.3 Decks

Teoricamente, qualquer deck ou telha metálica poderia ser utilizado como componente do sistema “roof deck”, sem nenhuma restrição. Porém, o método de dimensionamento apresentado no Manual de Projetos de Diafragma – 3ª Edição [13], desenvolvido pelo Instituto Steel Deck, foi elaborado através de uma grande quantidade de ensaios, e nestes, foram ensaiados basicamente quatro tipos de decks, difundidos nos Estados Unidos. Em cenário nacional, são comercializados inúmeros tipos de telhas e decks metálicos, com diversas geometrias, porém, alguns dos decks ensaiados pelo instituto não correspondem aos decks nacionais, gerando assim grandes incertezas no processo de dimensionamento do sistema com emprego de decks nacionais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Na figura 2 são apresentados esquemas ilustrativos dos 4 tipos de decks ensaiados no manual SDI.

Figura 02 – Tipologias de decks atestadas pelo manual de dimensionamento de diafragmas do SDI.



Fonte: Do próprio autor.

1.2.4 Conectores

Segundo o Manual de Projetos de Diafragma, os tipos de conectores são basicamente: soldas, parafusos, pinos acionados por disparo e outros dispositivos mecânicos com desempenho previsível. A resistência e rigidez de um diafragma depende, das propriedades do deck, da configuração dos arranjos de conectores e qualidade da conexão. As mudanças de um tipo de conector para outro, afeta a resposta do diafragma, na medida em que as conexões exibem diferentes resistências e rigidezes. Assim, é essencial saber, dos conectores, tanto a força resistente de corte quanto a sua rigidez ao cisalhamento.

Um estudo de trinta anos, com o patrocínio do Instituto Steel Deck e suas empresas associadas, foi efetuado na Universidade do Oeste da Virginia. Estes estudos levaram em consideração, para determinado conector, valores específicos de forças resistentes e rigidezes de cisalhamento.

Os conectores, são divididos em dois grandes grupos: os conectores “support” e os “side-lap”.

Os conectores “support” são aqueles responsáveis por ligar o deck a estrutura de suporte, sejam elas terças ou vigas e os “side-laps” são aqueles responsáveis por conectar um elemento de deck ao elemento de deck adjacente.

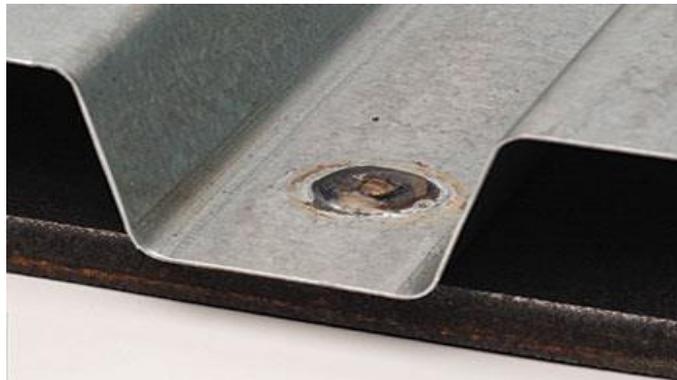
1.2.4.1 Conectores “Support”

No manual de diafragmas do SDI, 3ª edição, são atestados quatro tipologias de conectores de suporte, sendo eles: conexões soldadas, conectores do tipo “Buildex”, “Pneutek” e “Hilti”.

As conexões soldadas são designadas como “soldas em poça”, ou seja, é utilizada uma solda pontual, com formato basicamente circular, se assemelhando a uma poça de solda, ao qual atravessa o deck e interage com o elemento de suporte. Primeiramente, é efetuado um orifício no deck, no local da ligação, posteriormente inicia-se a deposição de material de eletrodo na superfície da peça de suporte até que o mesmo envolva a superfície do deck.

Na figura 3 é apresentada uma imagem ilustrativa de uma solda em poça:

Figura 03 – Conexão “support” efetuada através de solda, denominada solda em poça.



Fonte: <http://www.structurearchives.org>

Outra tipologia de conectores atestada pelo manual, são os conectores “Buildex”. Os conectores tratados como “Buildex”, são caracterizados por serem parafusos auto-brocantes e perfurantes.

Na figura 4 é apresentado o conector do tipo “Buildex or ElcoTextron #12 or 14#” atestado pelo manual do SDI.

Figura 04 – Conector support “Buildex or Elco Textron #12 or 14#”, atestado pelo manual SDI, sendo um conector do tipo parafuso auto-brocante.



Fonte: <http://www.buildex.com.au>

Outro grupo de conectores apresentados pelo manual são os “Pneutek”, que possuem como característica peculiar, serem instalados via sistema pneumático a ar. Estes conectores são pinos, em aço carbono, geralmente revestidos com zinco ou cromo, para terem melhor desempenho perante a efeitos corrosivos.

Os conectores “Pneutek” são de rápida instalação, porém requerem máquinas próprias de instalação como também mão-de-obra especializada.

Figura 05 – Conectores support, do tipo Pneutek, com instalação efetuada através de sistema pneumático, atestado pelo manual SDI.



Fonte: <http://www.vercodeck.com>

Outra tipologia de conectores support atestada pelo manual, são os conectores do tipo “Hilti”, caracterizados por serem conectores instalados por sistema de disparo a pólvora. A sua instalação é rápida e prática, porém, necessita de equipamentos específicos e mão-de-obra especializada.

Figura 06 – Conectores support, do tipo “Hilti”, com instalação efetuada através de sistema de disparo a pólvora, atestado pelo manual SDI.



Fonte: <http://www.vercodeck.com>

1.2.4.2 Conectores “Side-lap”

No manual de diafragmas do SDI, 3ª edição, diferente dos conectores “support”, são atestadas apenas duas tipologias de conectores “side-lap”, sendo eles: conexões soldadas do tipo poça ou filete e parafusos. A inexistência do emprego de conectores do tipo pinos instalados sobre disparos, sejam eles a pólvora ou a ar, se deve ao fato de que, ao serem instalados em locais com rigidezes baixas, com o impacto, poderiam vir a gerar deformações excessivas locais no deck, comprometendo o seu funcionamento.

Os conectores “side-lap” do tipo solda, corriqueiramente, são utilizados quando os conectores “support” também são soldados.

Os “side-laps”, do tipo parafusos, são parafusos auto-brocantes, sendo instalados com o auxílio de parafusadeiras, com potências adequadas para a instalação. Estes são atestados no manual para todos os tipos de decks, espessuras e com todos os tipos de conectores “support”, não sendo restrito o seu uso e nenhuma composição.

Na figura 7 é apresentada uma imagem mostrando as principais tipologias dos parafusos “side-laps”.

Figura 07 – Tipologia de conectores utilizados como “side-laps”, neste caso, auto-brocantes.



Fonte: <http://www.itwbuildex.com>

1.3 Métodos de análise

Os esforços atuantes no plano do diafragma, utilizados para efetuar o dimensionamento do layout de conectores necessários, são calculados de forma análoga a vigas. Porém, os elementos contraventantes são simulados como apoios rígidos ou semi-rígidos de acordo com a rigidez do diafragma.

De acordo com ALEMDAR e PATHAK (1998) [1], os diafragmas podem ser classificados em 4 grandes grupos, de acordo com as suas rigidezes, sendo eles:

- Diafragmas rígidos;
- Diafragmas semi-rígidos;
- Diafragmas pseudo-flexíveis;
- Diafragmas flexíveis ou inexistentes;

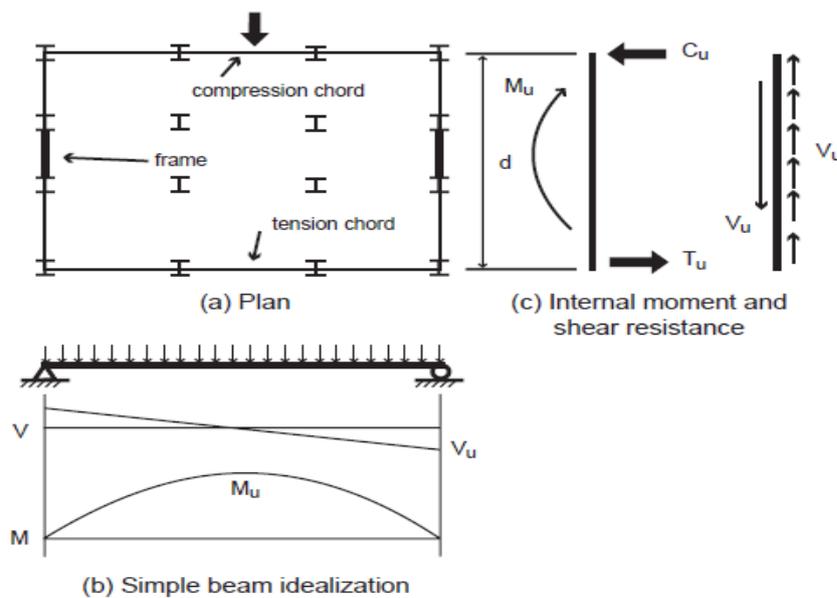
Diafragmas classificados como flexíveis ou rígidos possuem comportamentos bem definidos. Quando flexíveis, os deslocamentos dos elementos contraventantes ligados ao diafragma são independentes, uns dos outros, diferentemente do comportamento de um diafragma rígido, que quando solicitados, geram deslocamentos compatíveis nos elementos contraventantes a ele ligados.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Partindo deste pressuposto, quando um diafragma é classificado como rígido, a distribuição das forças horizontais aos elementos contraventantes é proporcional às suas rigidezes relativas. No caso dos diafragmas rígidos, a deflexão do diafragma, quando comparada com a dos elementos contraventantes é insignificante. Quando flexível, a distribuição horizontal de forças é independente das relações de rigidez. No caso de um diafragma flexível, a deflexão do diafragma, em comparação com as dos elementos contraventantes será significativamente grande. Um diafragma flexível, distribui cargas laterais para os elementos contraventantes, como uma série de vigas bi-apoiadas, simplesmente apoiadas nestes elementos.

O dimensionamento dos layouts de conectores é efetuado a partir do esforço de cisalhamento atuante no módulo em questão. Quando analisado o diafragma de forma expedita, análogo a análise de uma viga, obtém-se o diagrama de esforços cortantes. Este esforço, distribuído ao longo de toda a profundidade da cobertura gera o esforço solicitante necessário para o dimensionamento do layout de conectores.

Figura 08 - Análise de diafragma por analogia de viga.



Fonte: Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms

Através da modelagem computacional em softwares de análise de estruturas, também é possível obter os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento dos layouts de conectores. Será apresentado um caso prático no item 3.1.

1.4 Método de dimensionamento e verificação (SDI)

No sistema “roof deck” o dimensionamento às cargas verticais e horizontais é efetuado de forma independente, sendo o dimensionamento para cargas verticais bastante semelhante ao sistema convencional, porém, a análise e dimensionamento do sistema as cargas horizontais é bastante diferente.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Este tópico será dedicado a apresentar o método de dimensionamento de diafragmas no sistema “roof deck” de acordo com o Manual de Projeto do SDI, 3ª edição, quando submetido a cargas horizontais, visto que, o dimensionamento da estrutura a cargas verticais é o mesmo que no sistema convencional. Serão mostradas quais variáveis que veem influenciar de forma direta no dimensionamento, no caso, 8 parâmetros: tipologia de deck, preenchimento ou não do deck com concreto, espessura do deck, tipologia e layouts dos conectores “support” e “side-lap” e espaçamento entre terças.

O método de dimensionamento apresentado no manual é fundamentado na definição de alguns parâmetros e a composição destes remetem a resistência ao cisalhamento, resistência a flambagem e rigidez do conjunto. O manual traz um total de 172 tabelas. Cada uma se refere a uma composição de deck, espessura e tipologia de conectores. Dentro desta composição, existem várias possibilidades de número e layouts de conectores “support” e “side-lap”, como também diversos espaçamentos entre terças.

Na figura 9 é apresentada uma tabela, denominada como AV-123 do manual, os valores marcados em amarelo são os parâmetros de entrada. No caso particular, são mostrados os valores resistentes para o conjunto:

- Tipologia do deck: Composite Deck;
- Espessura do deck: 0.0295” (0,75 mm);
- Conector support: Pneutek K64-series (0.187” to 0.312” support steel);
- Conector side-lap: #10 screws;
- Tipo de preenchimento: com ou sem preenchimento de concreto;
- Layout de conectores support: 36/4 apenas;
- Layout de conectores side-lap: de 0 a 8;
- Espaçamento entre terças: de 4 a 13 pés (1,2 a 3,9 metros);

Na mesma tabela são apresentados dois métodos de segurança, em verde, que seria o método das tensões admissíveis, onde os valores resistentes são divididos por um coeficiente de segurança global (ASD – Ω) e o método dos fatores de carga e resistência, aonde as cargas são majoradas e a resistências minoradas por fatores independentes (LRFD – ϕ). O quadro em azul na tabela corresponde a verificação perante o fenômeno de flambagem, este deve ser verificado, quando o valor resistente estiver acompanhado de um asterisco (*).



Figura 09 – Tabela AV-123 do Manual de dimensionamento de diafragmas – 3ª Edição SDI

- COMPOSITE DECK
 - t = design thickness = 0.0295"
 - SUPPORT FASTENING: Pneutok K64-series (0.187" to 0.312" support steel)
 - SIDE-LAP FASTENING: #10 screws

ϕ (EQ): 0.65 Ω (EQ): 2.50 ϕ (FILLED, EQ): 0.50 Ω (FILLED, EQ): 3.25
 ϕ (WIND): 0.70 Ω (WIND): 2.35 ϕ (FILLED, WIND): 0.50 Ω (FILLED, WIND): 3.25
 ϕ (Other): 0.65 Ω (Other): 2.50 ϕ (FILLED, Other): 0.50 Ω (FILLED, Other): 3.25

TYPE OF FILL	FASTENER LAYOUT	SIDE-LAP CONN. / SPAN	NOMINAL SHEAR STRENGTH, PLF										K1	
			- SPAN, FT											
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0		
1 1/2" x 6" NO FILL (BARE DECK)	36/4	0	590	465	380	320	275	240	220	200	190	170	1.901	
		1	715	590	485								0.894	
		2	825	690	590	500	430	385					0.585	
		3	925	785	675	590	510	455	410	370	340	340	365	0.434
		4	1015	870	755	665	590	525	470	430	395	365	365	0.345
		5	1090	945	830	735	655	590	535	485	445	410	410	0.287
		6	1155	1015	895	795	715	650	590	545	500	460	460	0.245
		8	1265	1130	1015	915	830	755	695	640	595	550	550	0.190
2" x 12" NO FILL (BARE DECK)	36/4	0	575	450	365	310	270	240	220	200	180	170	1.901	
		1	715	575	470								0.894	
		2	825	690	575	490	430	385					0.585	
		3	925	785	675	585	510	455	410	370	340	340	0.434	
		4	1015	870	755	665	590	525	470	430	395	365	0.345	
		5	1090	945	830	735	655	590	535	485	445	410	0.287	
		6	1155	1015	895	795	715	650	590	545	500	460	0.245	
		8	1265	1130	1015	915	830	755	695	640	595	550	0.190	
3" x 12" NO FILL (BARE DECK)	36/4	0	545	435	365	310	270	240	220	200	180	170	1.901	
		1	705	565	470								0.894	
		2	825	690	575	490	430	385					0.585	
		3	925	785	675	585	510	455	410	370	340	340	0.434	
		4	1015	870	755	665	590	525	470	430	395	365	0.345	
		5	1090	945	830	735	655	590	535	485	445	410	0.287	
		6	1155	1015	895	795	715	650	590	545	500	460	0.245	
		8	1265	1130	1015	915	830	755	695	640	595	550	0.190	
2 1/2" NW CONC. (ABOVE DECK)	36/4	0	5535	5410	5325	5265	5220	5185	5155	5135	5115	5100	1.901	
		1	5695	5535	5430								0.894	
		2	5850	5680	5535	5445	5380	5325					0.585	
		3	6010	5790	5640	5535	5455	5395	5345	5305	5275	5275	0.434	
		4	6170	5915	5745	5625	5535	5465	5410	5365	5325	5295	0.345	
		5	6325	6040	5850	5715	5615	5535	5475	5420	5380	5340	0.287	
		6	6485	6170	5960	5805	5695	5605	5535	5480	5430	5390	0.245	
		8	6800	6420	6170	5990	5855	5745	5665	5595	5535	5490	0.190	
2 1/2" LW CONC. (ABOVE DECK)	36/4	0	3870	3745	3660	3600	3555	3520	3490	3470	3450	3435	1.901	
		1	4030	3870	3765								0.894	
		2	4185	4000	3870	3780	3715	3660					0.585	
		3	4345	4125	3975	3870	3795	3730	3680	3640	3610	3610	0.434	
		4	4505	4250	4085	3960	3870	3800	3745	3700	3660	3630	0.345	
		5	4660	4380	4190	4055	3950	3870	3810	3755	3715	3680	0.287	
		6	4820	4505	4295	4145	4030	3945	3875	3815	3765	3725	0.245	
		8	5135	4780	4505	4325	4190	4085	4000	3930	3875	3825	0.190	

* NOMINAL SHEAR SHOWN ABOVE MAY BE LIMITED BY SHEAR BUCKLING. SEE TABLE BELOW.
 THE SHADED VALUES DO NOT COMPLY WITH THE MINIMUM SPACING REQUIREMENTS FOR SIDE-LAP CONNECTIONS AND SHALL NOT BE USED EXCEPT WITH PROPERLY SPACED SIDE-LAP CONNECTIONS.
 WHEN FILLED DIAPHRAGMS ARE USED, IT MAY BE NECESSARY TO INCREASE THE NUMBER, OR STRENGTH, OF THE PERIMETER CONNECTIONS TO DEVELOP THE VALUES SHOWN IN THE TABLE. CHECK SECTION 5.4.
 REFER TO THE 0 SIDE-LAP CONNECTION ROWS FOR DESIGN SHEAR OF DIAPHRAGMS WITH BUTTEND PUNCHED SIDE-LAPS.

ϕ (Buckling): 0.80 Ω (Buckling): 2.00

TYPE OF DECK	FASTENER LAYOUT	t	NOMINAL SHEAR DUE TO PANEL BUCKLING (S_{p1}), PLF / SPAN, FT									
			4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
1 1/2" x 6"	36/4	0.165	3405	2180	1515	1110	850	670	545	450	375	320
2" x 12"	24/3 & 36/4	0.338	6115	3910	2715	1995	1525	1205	975	805	675	575
3" x 12"	24/3 & 36/4	0.797	11290	7225	5015	3685	2820	2230	1805	1490	1255	1065

NOTE: ASD Required Strength (Service Applied Load) or Maximum Nominal Shear Strength / 2 (EQ or WIND); Nominal Buckling Strength S_{p1} / (1) Buckling / LRD Required Strength (Factored Applied Load) or Minimum ϕ (EQ or WIND) x Nominal Shear Strength, ϕ (Buckling) x Nominal Buckling Strength S_{p1} .

Fonte: Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual. Third Edition

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este artigo refere-se a uma pesquisa classificada como descritiva e exploratória. A descrição detalhada do sistema já difundido em outros países, como os Estados Unidos e Canadá, e formas de aplicação, caracterizam o aspecto descritivo da pesquisa. A vasta revisão bibliográfica acerca do assunto, caracteriza o aspecto exploratório da mesma. Esta pesquisa não fez uso de ensaios laboratoriais ou similares, sendo efetuadas apenas simulações computacionais.

Em primeira instancia foi efetuada uma abordagem qualitativa, de caráter essencialmente teórico, com o objetivo de expor o sistema “roof deck”, seus componentes e métodos de análise e dimensionamento. Posteriormente, foi efetuada uma abordagem quantitativa, com caráter prático, fundada em um estudo de caso real. Para a realização deste estudo de caso, efetuou-se um modelo de análise estrutural no software SAP 2000. A partir deste modelo foram extraídos os esforços de dimensionamento. Os layouts de conectores foram definidos com o auxílio de planilhas programadas no Excel.

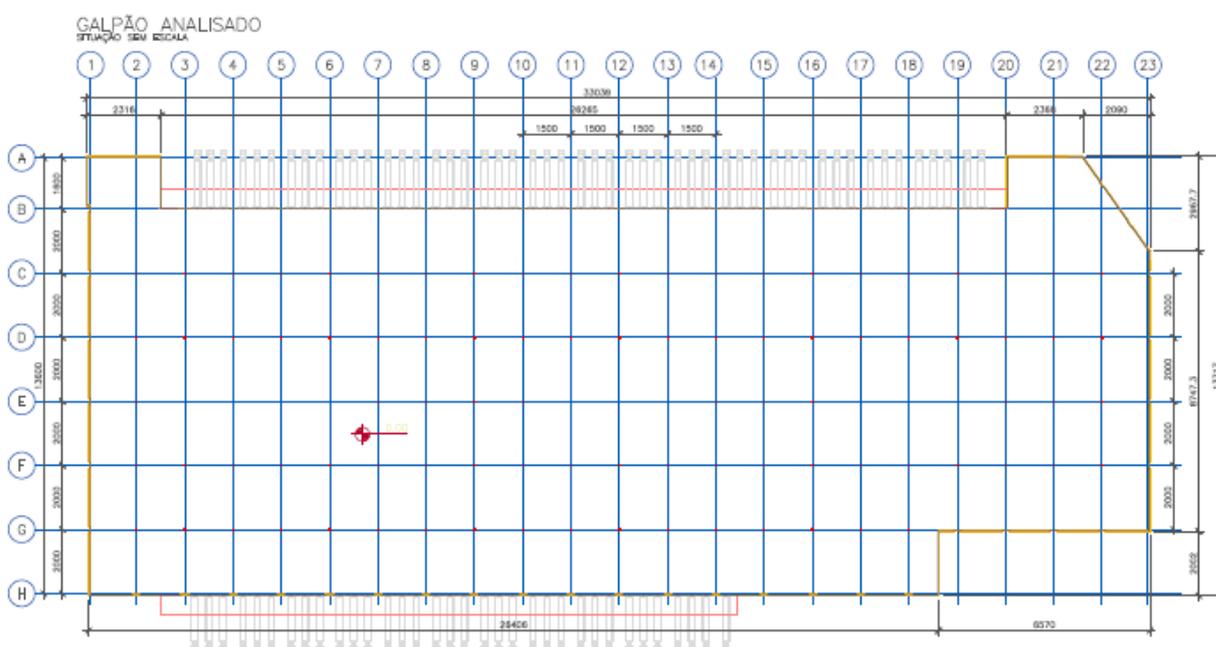


3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Estudo de caso – Projeto

Será apresentado o estudo comparativo entre os sistemas de cobertura “roof deck” e o sistema convencional, em um galpão logístico, com dimensões de 330,4 por 136,0 metros, totalizando aproximadamente uma área construída da ordem de 45.000 m². A seguir é apresentada uma figura em planta mostrando o layout do galpão:

Figura 10 – Imagem da geometria do galpão a ser apresentado no estudo de caso.



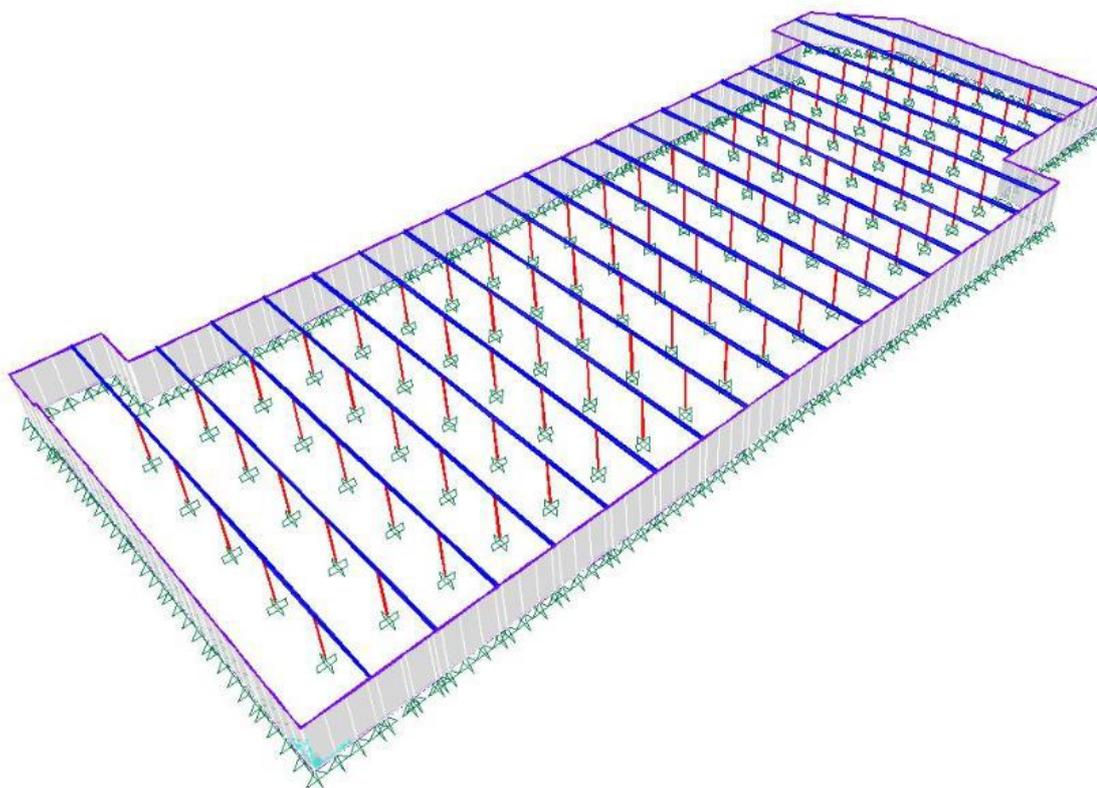
Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

O galpão possui estruturação em painéis tilt-up periféricos e cobertura metálica. A modulação do mesmo é de 15,0 metros entre os eixos numéricos e 20,0 metros entre eixos alfabéticos, formando assim uma malha retangular. Em ambos os sistemas, seja no convencional ou “roof deck”, no cruzamento entre eixos, será locado um pilar e ao longo dos eixos numéricos do galpão, serão posicionadas as vigas metálicas principais.

O galpão possui telhado em duas águas, tendo a cumeeira situada ao longo do eixo E, com inclinação igual a 2%. No ponto mais baixo, o galpão possui altura igual a 12,9 metros, chegando a 13,7 metros na cumeeira. Este seria implantado em Cajamar – SP, a cerca de 33 km da cidade de São Paulo.

Na figura 11, a seguir, é apresentada uma imagem ilustrativa da estruturação comum aos dois sistemas:

Figura 11 – Vista tridimensional mostrando o sistema estrutural avaliado no estudo de caso, comum ao sistema convencional e “roof deck”.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

A análise de carregamentos, atuantes nesta edificação, foi a mesma a ambos os sistemas, sendo considerados como carregamentos atuantes, o peso próprio da estrutura e componentes da edificação, sobre carga de utilização atuante na cobertura e ações de vento, atuantes nas paredes e cobertura da mesma. O dimensionamento da estrutura de cobertura, perante cargas gravitacionais, é o mesmo para ambos os sistemas. Perante os esforços horizontais, devido a ação de vento, os métodos de dimensionamento são diferentes.

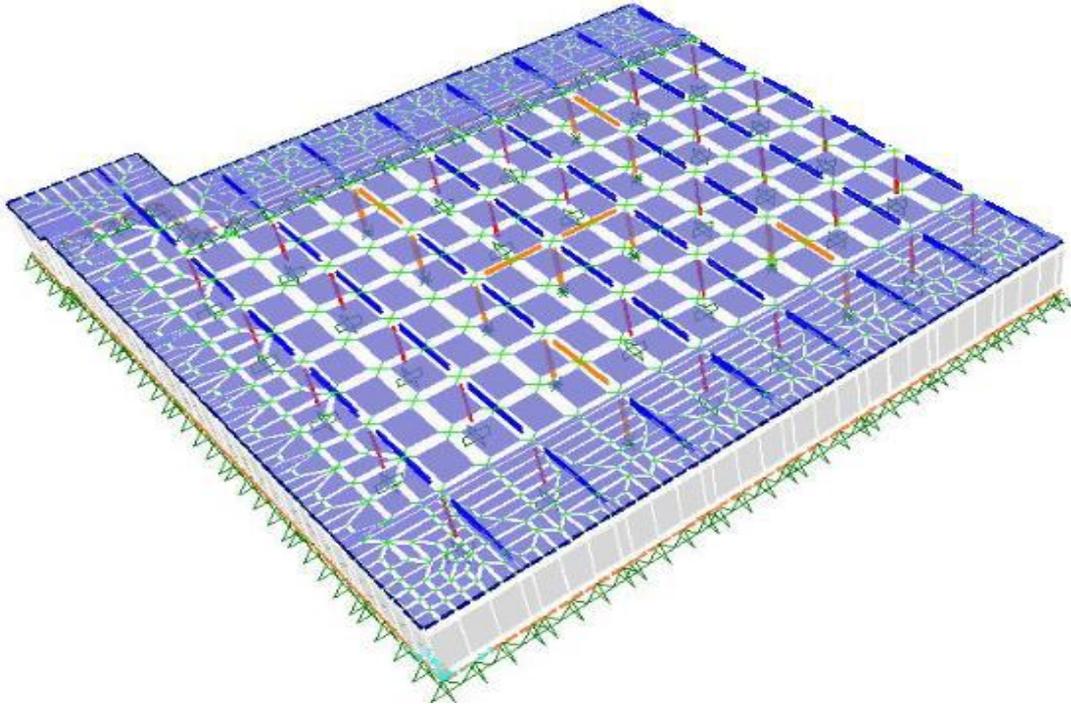
Para ambos os casos, foram gerados modelos de análise tridimensional, no software SAP2000, com o intuito de se analisar o comportamento da estrutura.

O modelo gerado para a análise do galpão no sistema convencional, consagrado em cenário nacional, considerou uma junta de dilatação, ao longo do eixo 12. O modelo, desenvolvido no SAP2000, analisado pelo método dos elementos finitos, apresentou comportamento de acordo com o esperado.

A seguir é apresentada uma imagem do modelo do sistema “roof deck”, mostrando parcela do galpão, dos eixos 1 ao 12. É válido ressaltar a discretização dos elementos shell da cobertura, mostrando que, estes interagem com todos os nós existentes no plano de cobertura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 12 – Modelo de análise no sistema “roof deck”, aonde, o diafragma é simulado por uma malha de elementos “shell”.

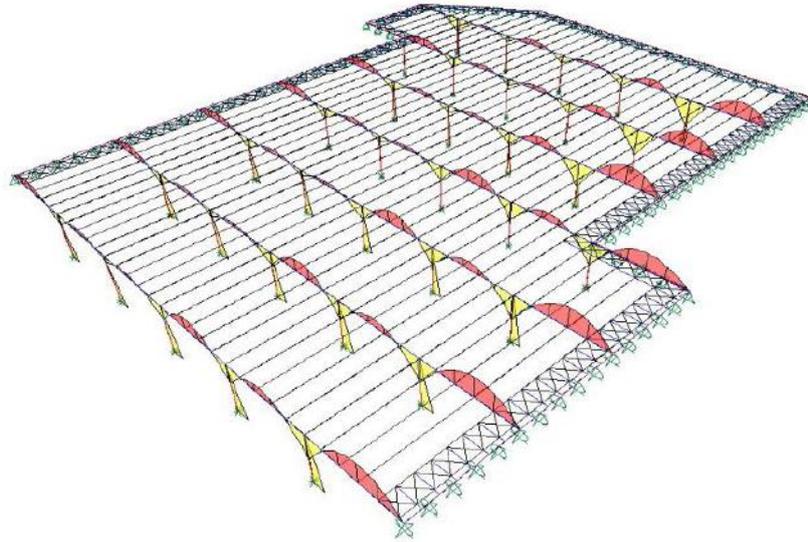


Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

É de se destacar que, no sistema “roof deck”, os pilares existentes em cada cruzamento de eixo, possuem como finalidade apenas a transferência cargas verticais às fundações, sejam elas gravitacionais ou ascendentes, não sendo responsáveis pela transferência das cargas horizontais, as quais seguem pelo deck, até os pontos contraventantes. No sistema convencional este fato não ocorre. Os pilares formam linhas de pórticos, responsáveis por transferir cargas horizontais e verticais as fundações. Geralmente, as bases destes pilares são engastadas, em ambas as direções, o que veem a onerar o custo das mesmas.

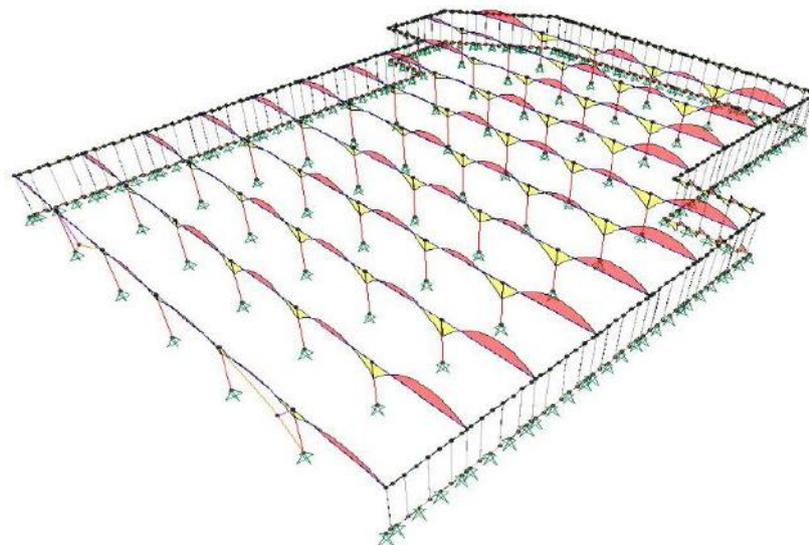
Nas figuras 13 e 14 são apresentadas imagens mostrando os diagramas de momentos fletores devidos ao vento, incidindo perpendicular a uma das fachadas longitudinais do galpão. É clara a distinção dos diagramas de momentos nos pilares, sendo inexistente tais esforços nos pilares do sistema “roof deck”.

Figura 13 – Imagem do modelo de análise, mostrando a existência de momento fletor nos pilares centrais.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 14 – Imagem do modelo de análise, mostrando a inexistência de momento fletor nos pilares centrais.



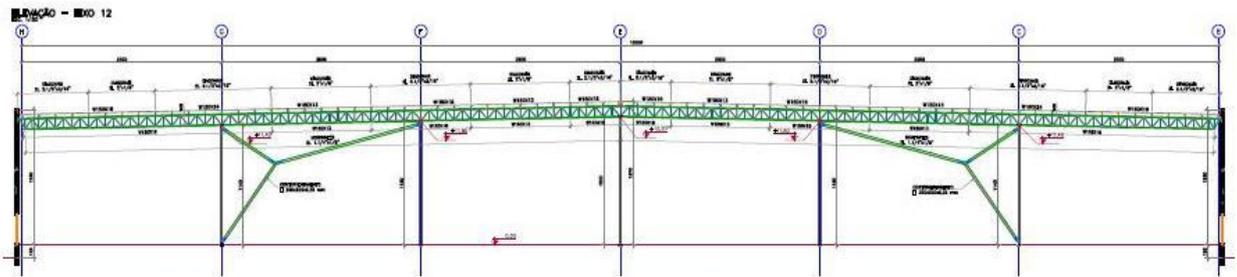
Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

O dimensionamento da estrutura metálica foi efetuado da mesma maneira para ambos os sistemas, sendo as vigas principais treliçadas, com banzos paralelos em perfis I laminados, montantes e diagonais com seções em dupla cantoneira laminadas, sistema de terçamento em perfis dobrados Z com sistema de correntes e frechais e com mãos francesas

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

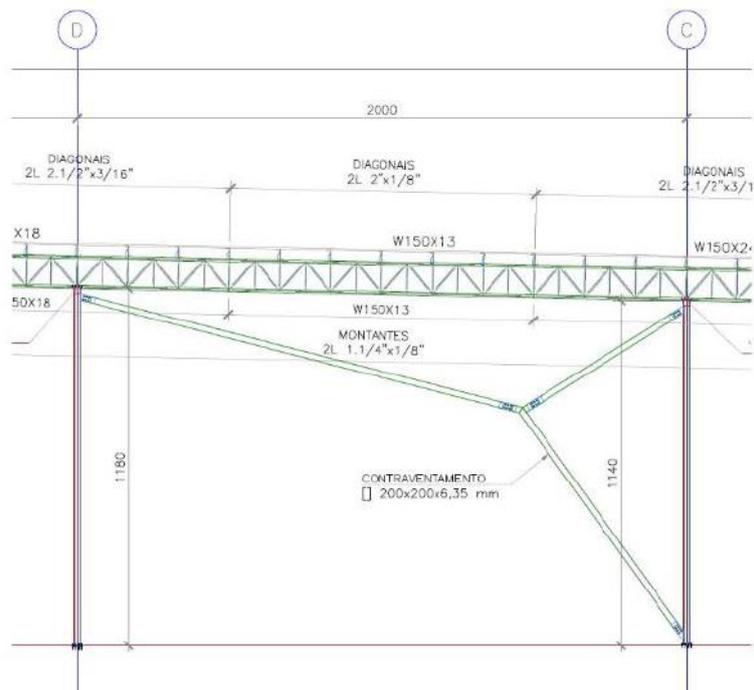
dispostas de forma alternada entre as terças. A junta de dilatação, no sistema “roof deck”, deve necessariamente ser capaz de resistir aos esforços horizontais, para tanto, a mesma foi projetada com a seguinte configuração:

Figura 15 – Pórtico típico do galpão em conjunto com o sistema contraventante da junta de dilatação.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 16 – Sistema da junta de dilatação existente no modelo.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

O dimensionamento do sistema “roof deck” foi efetuado através do mesmo método de dimensionamento apresentado no item 1.4. Alguns pontos locais do deck necessitaram de uma análise mais refinada, vista maior complexidade, como por exemplo na junção do deck com as empenas intermediárias.

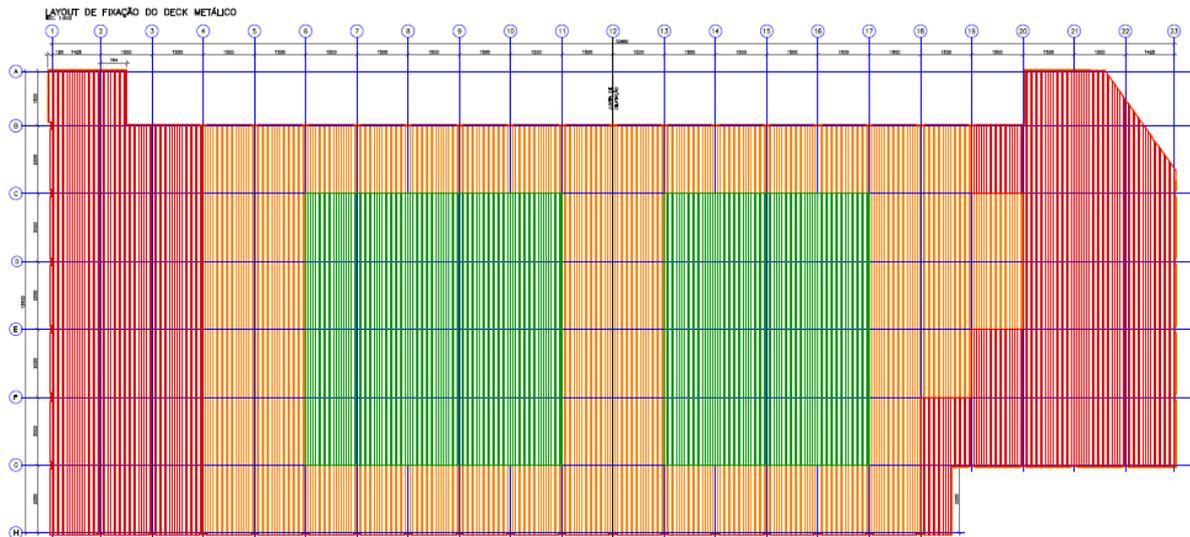
Para otimizar o dimensionamento dos conectores, foi efetuada uma setorização do plano da cobertura, em três setores, de acordo com o nível de esforços. É importante ressaltar

a existência da junta de dilatação. A mesma por possuir rigidez bastante inferior a empena de painéis tilt-up, perante a atuação de ações de vento, gera uma tendência a torção global do galpão, aparecendo assim esforços cisalhantes nas empenas perpendiculares a ação de vento em questão. Teoricamente, este fato ocorre todas as vezes em que a resultante das cargas atuantes não coincide com a posição do centro de cisalhamento da edificação em questão, tendendo a torcer a mesma.

No estudo foi utilizado o “Composite Deck”, tipologia de deck atestada pelo manual de SDI, bastante semelhante ao steel deck comercializado no Brasil. A espessura imposta foi de 0,75 mm (0,0295”).

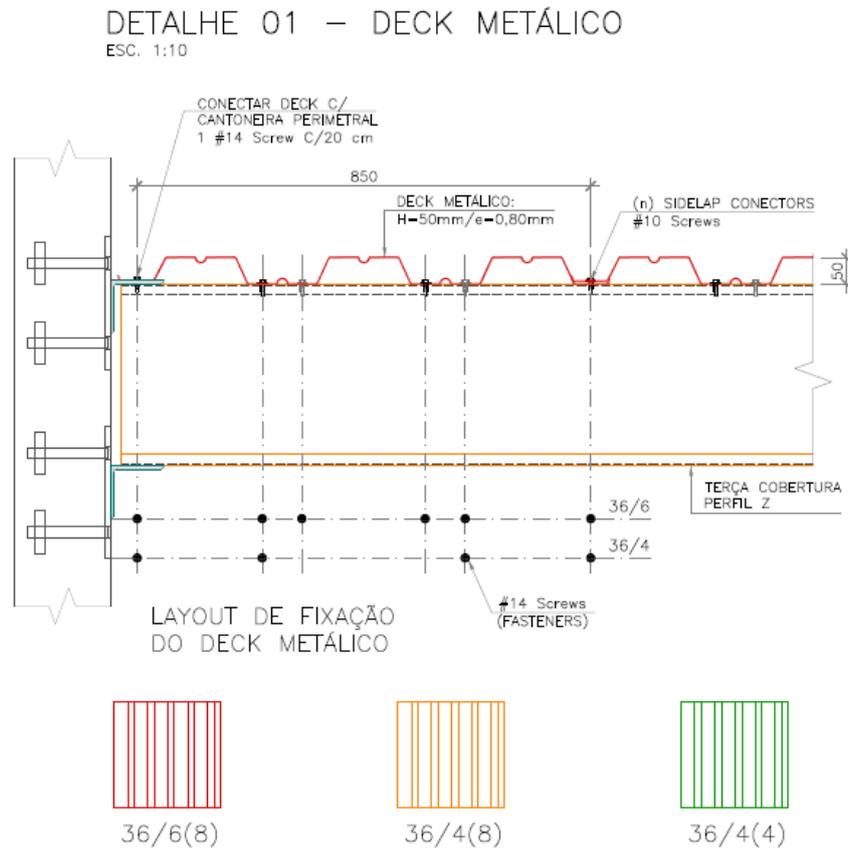
O deck apresentou a seguinte configuração, ilustradas nas figuras 17 e 18:

Figura 17 – Configuração dos layouts de conectores, sendo a região vermelha aonde existe a configuração com maior número de conectores e a verde com menor número.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 18 – Detalhe do deck, bem como as configurações de conectores referentes a cada região, representadas pelas cores vermelho, laranja e verde.



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

É de se atentar que, onde o nível de esforços alcança seu maior valor, no caso, aonde o deck é representado pela cor vermelha, é empregada uma configuração com um maior número de conectores, tendo este número uma diminuição nos setores os quais possuem menores níveis de esforços.

4 CONCLUSÃO

O sistema “roof deck”, já consagrado em países como Estados Unidos e Canadá, mostrou ser um sistema com potencial capaz de ser implementado sem maiores problemas no cenário nacional. O sistema é capaz de gerar economia sobre diversos aspectos, como o custo com fundações, maior agilidade de execução e conseqüentemente menor tempo, maior eficiência do sistema estrutural. Porém, para ser aplicado no Brasil, esse ainda necessita de alguns estudos especiais, visto que, os componentes padronizados nos países que o empregam são diferentes dos empregados aqui, sendo necessárias aproximações para a aplicação do Manual de Projetos de Diafragmas do SDI.

Este artigo foi desenvolvido em conjunto com estudos práticos aplicados, efetuados na empresa londrinense Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, tornando assim o exposto aplicável à prática.

Agradecimentos

A Deus por ter me dado saúde e força para superar as dificuldades.

Aos meus orientadores Vitor Faustino Pereira e Emerson Filetto, pela paciência, incentivos e correções.

Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a minha formação, a vocês, o meu muito obrigado.

REFERÊNCIAS

- 1 ALEMDAR, B. N.; PATHAK, R. **Analysis of buildings with rigid, semirigid and pseudo-flexible diaphragms.** 1998.
- 2 ALSMARKER, T. **Diaphragms and shear walls.** Timber Engineering – STEP 1: Basis of design, material properties, structural components and joints - 1995.
- 3 AMEEN, A.; **Cold-Formed steel diaphragms with end closures.** Department of Civil Engineering. West Virginia University - 1990.
- 4 APPARAO, T. V. S. R. **Tests on light gage steel diaphragms. Report No. 328.** Department of Structural Engineering. Cornell University - 1966.
- 5 BENDER, D.A. **Contemporary post-frame construction.** Wood Design Focus - 1992.
- 6 BRYAN, E. R. **The stressed skin design of steel buildings.** Crosby Lockwood - 1972.
- 7 DAVIES, J.M. **The design of shear diaphragms of corrugated steel sheeting.** Department of Civil Engineering. University of Salford. Salford, England - 1974.
- 8 DAVIES, J.M.; JIANG. **The design of shear diaphragms of corrugated steel sheeting.** Department of Civil Engineering. University of Salford. Salford, England - 1974.
- 9 ELLIFRITT, D.S. and LUTTRELL L.D. **Strength and stiffness of steel seck subjected to in-plane loading.** Department of Civil Engineering. West Virginia University, Morgantown - 1970.
- 10 FAZIO, P. HA K. and CHOCKALINGAM, S. **Strength of cold-formed steel shear Diaphragms.** Canadian Journal of Civil Engineering - 1979.
- 11 GEBREMEDHIN, K.G. **Diaphragm design procedures for post-frame buildings.** Wood Design Focus - 1992.
- 12 GLATT, C. **A Comparison of Steel Deck Diaphragm Design Methods: Tri-Services Manual vs. Steel Deck Institute Manual.** University of Kansas, Lawrence - 1990.
- 13 LUTTRELL, L.D. **Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual.** Third Edition. Steel Deck Institute - 2004.
- 14 LUTTRELL, L.D. **Structural Performance of Light Gage Steel Diaphragms.** Department of Structural Engineering. Cornell University, Ithaca - 1965.
- 15 NILSON, A.H. **Deflection of Light Gage Steel Floor Systems Under Action of Horizontal Loads.** Cornell University, Ithaca - 1956.
- 16 STEEL DECK INSTITUTE – SDI. Disponível em: < <http://www.sdi.org/> >

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



ESTUDO DE APLICAÇÃO DE PROTENSÃO EXTERNA PARA MONTAGEM DE COBERTURA METÁLICA COM ESTRUTURA EM ARCO E SEÇÃO DE PAREDES DELGADAS

Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira¹
Renan Vieira Dias²

Resumo

Apresenta-se proposta de um sistema de cobertura em arco formada por peças pré-fabricadas de aço com paredes delgadas. O sistema proposto permite a montagem por aplicação de força de protensão externa na estrutura inicialmente plana com objetivo de alcançar a forma curva final. Descreve-se a execução de um protótipo com cerca de 4 m de vão e chapas de 0,95 mm de espessura.

Palavras-chave: arcos; coberturas; protensão.

A NEW PROPOSED METHOD TO ASSEMBLE THIN SHELL STEEL ARCH ROOFS BY EXTERNAL PRESTRESSING

Abstract

A new roof system is presented that is formed by prefabricated steel thin section elements. The proposed system is erected by applying a compression normal force (external prestress) in such a way that the initially plane structure acquires a curved form. The design and construction of a 4 m span prototype made by 0,95 mm thickness plates is described.

Keywords: shell-arch; roofs; prestressing.

¹ Eng. Civil, Doutor em Eng. de Estruturas, Prof. Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo-SP, Brasil.

² Eng. Mecatrônico, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Neste trabalho, apresenta-se proposta de um sistema construtivo original para a execução de coberturas de aço. Inicialmente, descrevem-se as ideias básicas que serviram como inspiração para a proposta, que teve início com o desenho de uma peça única que possa ser fabricada em série, transportada e permita montagem de forma rápida e com menores riscos para os operários.

2 IDEIAS QUE SERVIRAM COMO INSPIRAÇÃO

É fato que um dos fatores que mais influencia um projetista é a tradição. Dessa forma, é natural que ao se elaborar um novo projeto, as ideias iniciais guardem sempre traços das soluções tradicionalmente empregadas para aquele tipo de problema.

No caso da Construção Civil, que envolve também, naturalmente, a Arquitetura, a tradição ganha uma importância talvez superior à de outras áreas. Isso porque os produtos de construção, ou de arquitetura, por assim dizer, são sujeitos diretamente às intempéries, apresentam custos elevados de produção e devem durar por longos períodos de tempo. Dessa forma, é muito difícil a inovação, pois o maior teste daquele produto deverá ser feito em escala real e no exterior, e não no interior de um laboratório. Esse argumento pode ser bem ilustrado por vários exemplos e não se aplica apenas a pequenas obras, haja vista que mesmo em grandes empreendimentos, imprevistos podem se apresentar como empecilhos à vida útil de uma construção, sem caracterizar ineficiência de seus projetistas e executores (ver por exemplo, <https://en.wikipedia.org/wiki/Kingdome>).

Diante disso, ao se imaginar um novo elemento de cobertura, a forma tradicional foi, sem dúvida, a inspiração inicial. Na Figura 1, apresenta-se um detalhe do tipo de cobertura mais comumente empregado. Trata-se de um elemento que pode ser definido estruturalmente como uma casca. Dois importantes aspectos devem ser ressaltados: as sobreposições entre os diversos elementos que compõem uma cobertura, usualmente chamados de traspasses; e a formação de calhas para escoamento de água pluvial, haja vista seu emprego em coberturas. Resulta, portanto, de uma feliz coincidência entre forma e função.



Figura 1 – Forma tradicional de elemento de cobertura.

Houve ainda a intenção de que o elemento estrutural pudesse vencer um maior vão sem necessidade de apoios intermediários. Uma alternativa seria o uso de uma estrutura curva, que apresenta maior eficiência estrutural. Disso resultou a forma apresentada na Figura 2, que é apresentada com mais detalhes no texto a seguir.

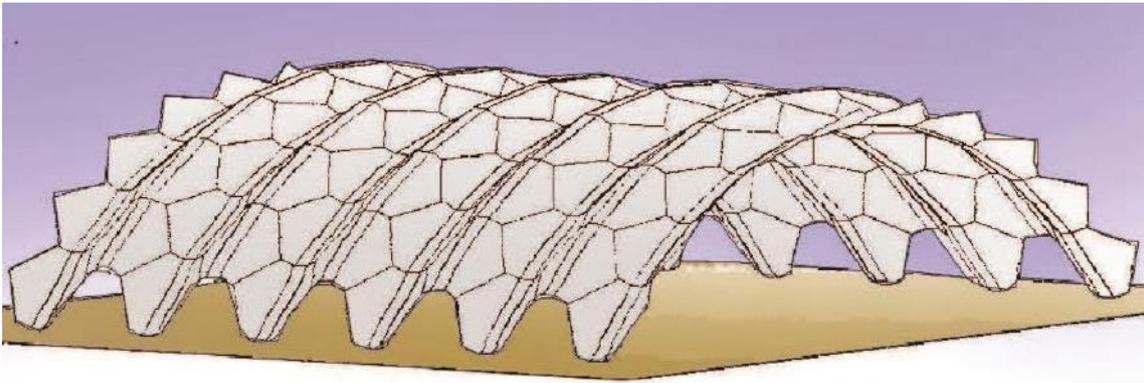


Figura 2 – Desenho conceitual da nova forma de cobertura.

Ademais, havia a intenção de que a cobertura formada por esses elementos pudesse ser montada de forma “fácil”. Para isso, imaginou-se um sistema no qual a cobertura fosse inicialmente montada em nível e, posteriormente, com aplicação de uma força de protensão externa, adquirisse forma curva. A Figura 3 ilustra o que se disse.

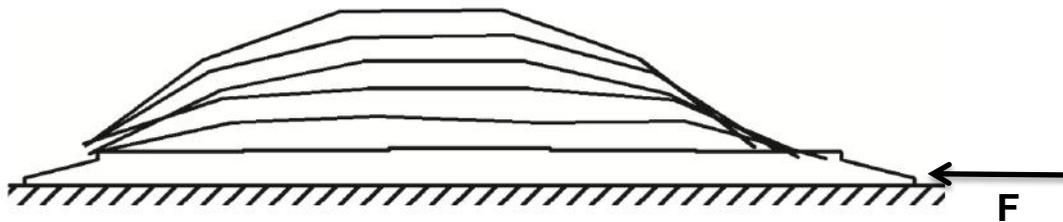
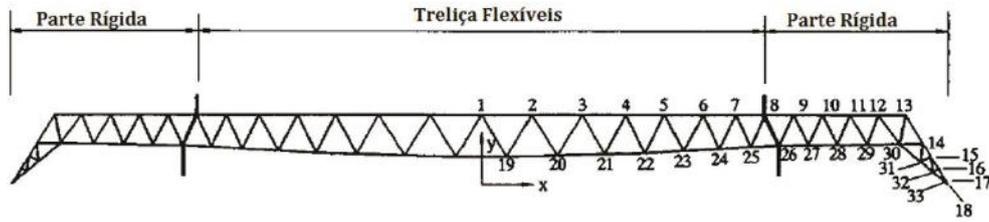
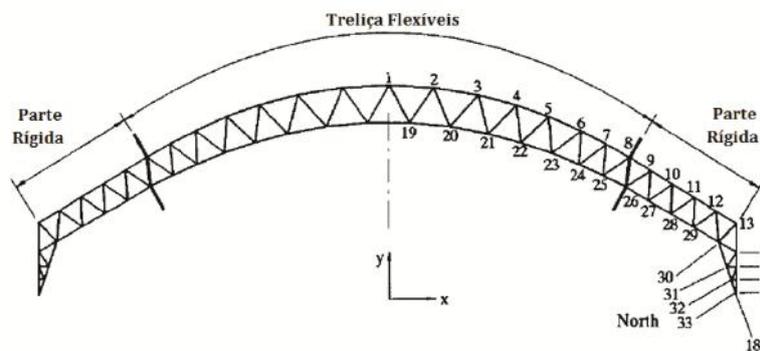


Figura 3 – Ilustração da cinemática do movimento gerado pela aplicação de uma força horizontal (F) na base da cobertura, gerando sua curvatura até a forma final desejada.

Essa ideia encontra equivalentes em alguns sistemas de montagem de cobertura, tal como o descrito por CLARKE & HANCOCK (1995), ilustrado na Figura 4.



(a)



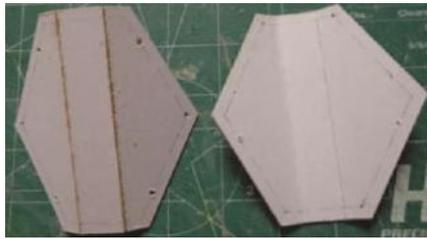
(b)

Figura 4 – Ilustração do processo descrito por CLARKE E HANCOCK (1995).

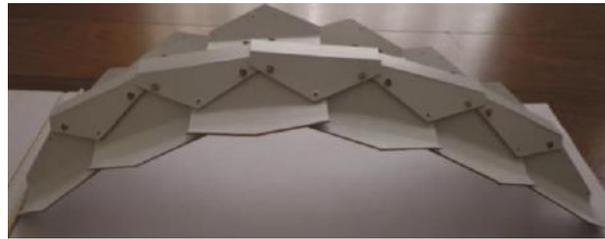
Uma diferença entre os dois processos é a seguinte: no processo descrito por Clarke & Hancock, a estrutura apresenta deformações plásticas; no modelo proposto, a estrutura trabalharia em regime elástico, porém, com grandes deslocamentos e rotações proporcionadas por sua forma. Além disso, a estrutura de Clarke & Hancock é reticulada, enquanto que a que se propõe neste trabalho é uma estrutura laminar, que cumpre as funções de estrutura e vedação.

3 EXECUÇÃO DE MODELOS EM PEQUENA ESCALA

O primeiro passo dado para teste da ideia foi executar a estrutura em escala reduzida. Inicialmente pensou-se apenas em verificar a questão geométrica envolvida. Disso resultaram os modelos apresentados na Figura 5, feitos com materiais diferentes.



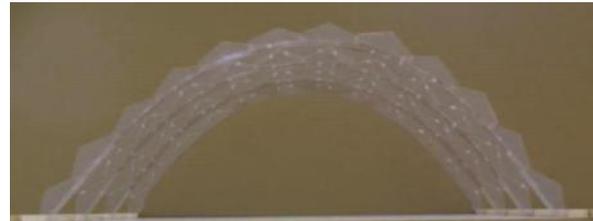
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5 – Elementos em escala reduzida produzidos pelas alunas de arquitetura: Ana Amélia Teixeira (a) e (b); Fabiana Imamura e Vanessa Balbino Pereira (b) e (c);

A execução dos modelinhos foi essencial para uma transição entre a ideia e o protótipo que foi depois executado. Com esses pequenos modelos, foi possível antever dificuldades executivas que surgiriam na escala natural, o que dependeria do material a ser empregado.

Também nos modelos foi feito estudo de um apoio rotativo para a cobertura, que ficou definido conforme ilustrado na Figura 6, juntamente com esquema de protensão.



Figura 6 – Esquema do apoio rotativo na placa inferior e esquema da protensão.

4 EXECUÇÃO DE PROTÓTIPO

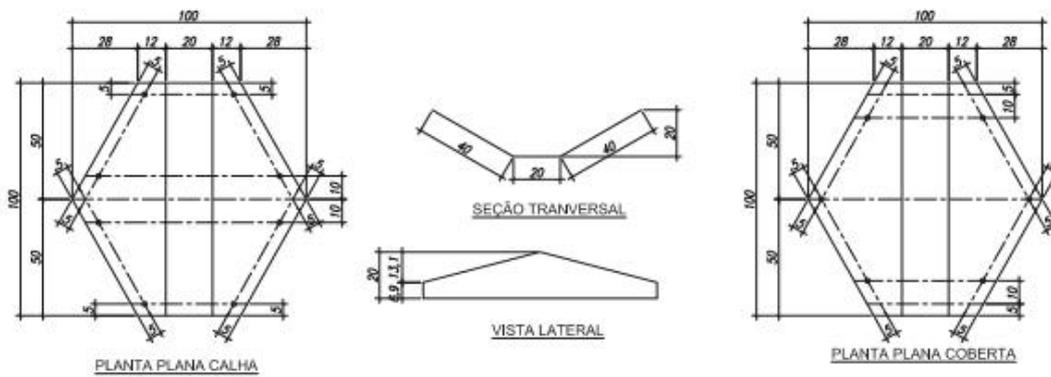
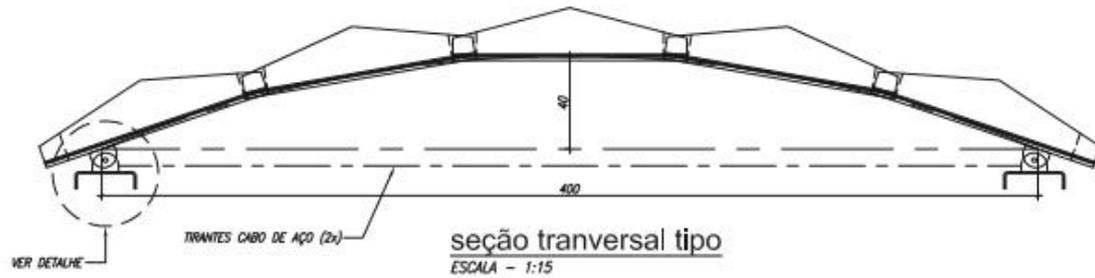
Ao se iniciar o planejamento para execução de um protótipo numa escala maior, a primeira dúvida foi quanto ao material a empregar. Foi feita uma seleção entre os materiais apresentados na Tabela 1. Observa-se que o aço se apresenta com muitas opções, e foi escolhido o aço zincado (ou galvanizado).

Tabela 1 – Resumo de algumas propriedades de materiais para o protótipo

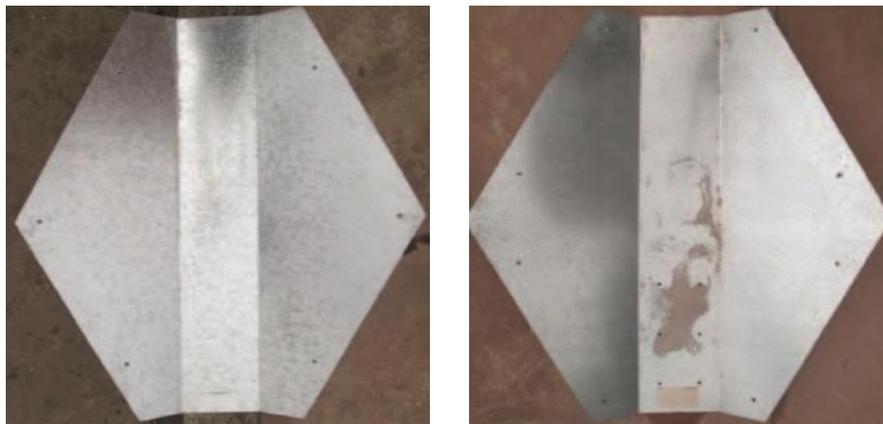
Material	Módulo de Elasticidade (GPa)	Limite de Resistência (MPa)	Limite de Escoamento (MPa)	Resistência à corrosão*
Aço (aço carbono)	ND	400 - 675	240 - 665	Ruim
Aço inoxidável	193 - 200	420 - 910	245 - 660	Excelente
Aço zincado	ND	310 - 570	170 - 550	Excelente
Alumínio	70 - 72	48 - 540	12,7 - 490	Excelente
Cobre	ND	22-52 (kgf/mm ²)	5-52 (kgf/mm ²)	Boa
Latão (liga de cobre/zinco)	ND	28-62 (kgf/mm ²)	10-50 (kgf/mm ²)	Excelente

O protótipo foi executado com peças de 1 m de comprimento, conforme a Figura 7. As peças foram obtidas por corte, furação e dobramento de chapas de aço galvanizado com dimensões originais de 1 m x 1m e espessura de 0,95 mm. A fabricação foi feita pela empresa Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



(a)



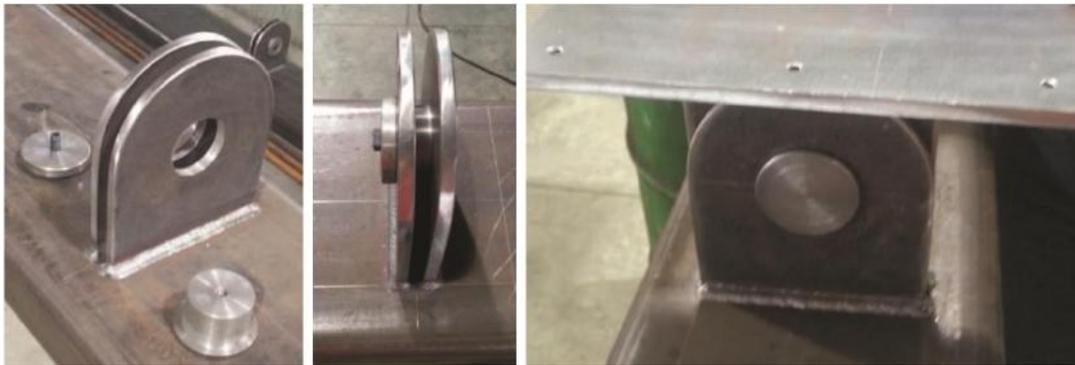
(b)

Figura 7 – (a) Detalhes técnicos do projeto do protótipo (medidas em cm); **(b)** elementos de capa e canal para o protótipo, produzidos a partir de chapas de aço galvanizado, com 1 m de comprimento e espessura de 0,95 mm.

Os apoios foram feitos conforme projeto, em aço comum, conforme ilustrado na Figura 8.



(a)



(b)

Figura 8 – Elementos dos apoios: (a) fixados na peça inferior; (b) fixados na viga “C” usada como suporte para o protótipo.

O resultado final, após as peças terem sido montadas e ter sido aplicada a protensão de montagem, pode ser visto na Figura 9.



(a)



(b)

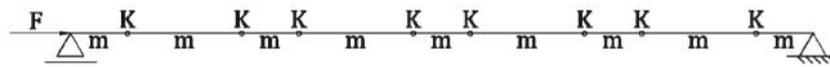


(c)

Figura 9 – Detalhes do protótipo após a 1ª montagem: (a) e (b) vista superior; (c) vista inferior.

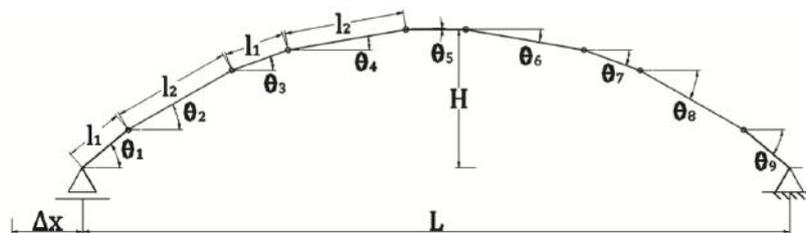
5 COMENTÁRIOS SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Para análise do comportamento estrutural, DIAS (2015), desenvolveu modelo para a situação de montagem, conforme elementos da Figura 10.



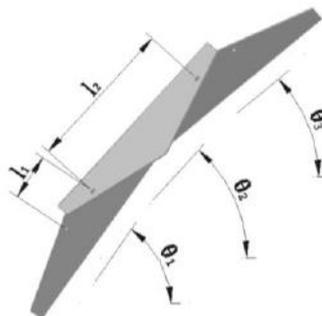
m – Massa de uma telha
 F – Força de protensão
 K – Rigidez torcional da junta de rotação

(a)



L_0 – Comprimento inicial entre as bases da estrutura
 L – Comprimento entre as bases da estrutura
 H – Altura máxima da estrutura
 l_1 – Comprimento entre furos da telha do tipo calha
 l_2 – Comprimento entre furos da telha do tipo coberta
 θ_i – Angulo da telha numero i
 Δx – Distancia movimentada da estrutura

(b)



(c)

Figura 10 – Elementos para análise da estrutura durante a montagem: (a) antes da aplicação da força de protensão externa; (b) após aplicação da força; (c) detalhe.

A situação após a montagem é trivial e pode ser analisada com métodos clássicos de análise estrutural. Durante a montagem, o objetivo é definir a força necessária para elevação do sistema, bem como investigar a geometria final da estrutura. DIAS (2015) apresenta maiores detalhes, porém está além do escopo deste trabalho pormenorizar esse assunto.

É importante apenas ressaltar que é possível que se faça analogia com o problema de flambagem de uma barra formada por uma sequência de elementos rígidos conectados por molas rotacionais. DIAS (2015) buscou quantificar o valor (k) da constante de mola dessa ligação, conforme a Figura 11, chegando a uma primeira estimativa de $k = 2 \times E \times e^3$, a partir das definições da referida figura (E = módulo de Young do material; e = espessura da peça).

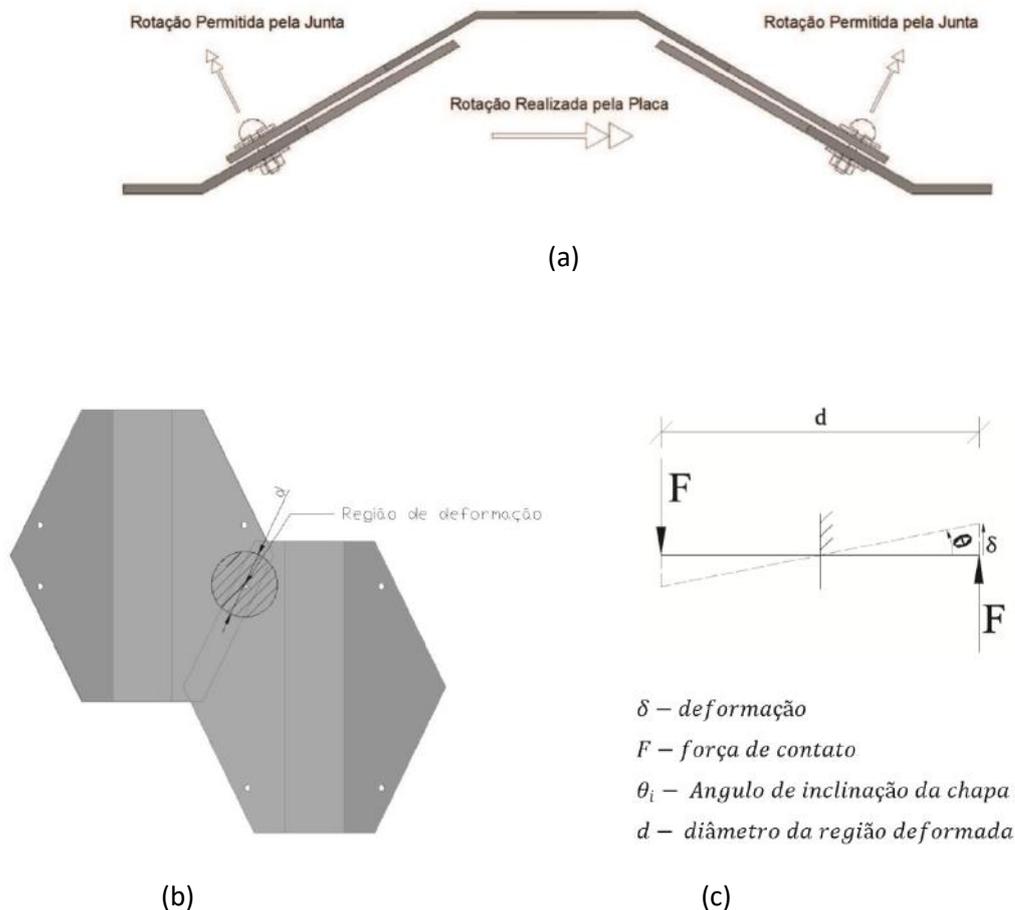


Figura 11 – Considerações de DIAS (2015) para determinar valor de “ k ”.

A maior flexibilidade da estrutura é conseguida efetuando-se inicialmente apenas algumas das ligações entre as peças. A ideia é que após adquirir a forma final, as ligações adicionais sejam executadas.

A partir de uma discussão sobre os parâmetros envolvidos na análise, DIAS (2015), apresentou o diagrama que relaciona a força de protensão externa (F) com o deslocamento da estrutura (Δx). O diagrama, qualitativo, é mostrado na Figura 12. Inicialmente, a força cresce sem aumento do deslocamento até que se vença um atrito inicial e, em seguida, ocorra a “flambagem” da estrutura. A partir daí, a força aumenta de forma gradual com acréscimo grande de deslocamento, ou seja, a estrutura ganha rigidez, até que se ultrapasse a região elástica.

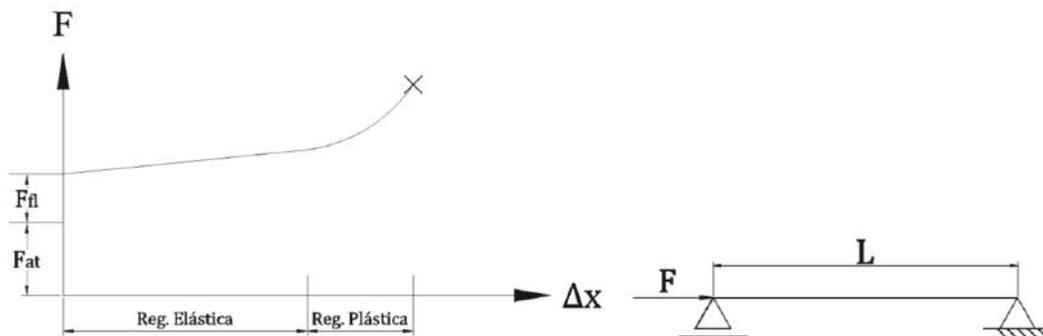


Figura 12 – Diagrama qualitativo de força aplicada (F) em função do deslocamento horizontal (Δx) da estrutura, conforme DIAS (2015).

6 COMENTÁRIOS SOBRE O PROCESSO CONSTRUTIVO

Arcos, tradicionalmente, são construídos com uso de apoios provisórios, conforme Figura 13. A ideia proposta neste trabalho tem por objetivo eliminar, ou minimizar, os apoios provisórios e permitir que a montagem das peças seja feita ao nível do solo, com menor risco de acidentes para os operários.

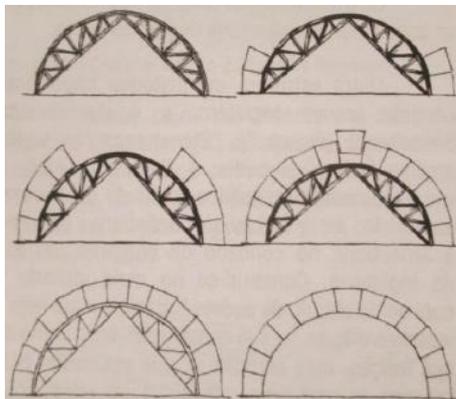


Figura 13 – Sequência de execução de um arco com apoios provisórios (DIAS, 2015).

Considerando a eficiência estrutural dos sistemas em arco, os autores julgam oportuno que sejam estudados métodos construtivos adequados, que permitam maior industrialização do processo de construção.

O modelo proposto deve ser visto como uma tentativa de se viabilizar a execução de estruturas eficientes, com processo “limpo” e que permita pré-fabricação das peças. Ademais, no caso ora apresentado, os elementos da estrutura desempenhariam dupla função, quais sejam a de vedação e de estrutura, dispensando elementos secundários entre seus apoios.

Como dificuldades encontradas, podem ser relatados dois problemas:

- O detalhe do apoio feito para o protótipo pode ser aprimorado com objetivo de reduzir a excentricidade da força de protensão. Como alternativa, apresenta-se o exemplo da Figura 14, que foi empregado no modelo reduzido;

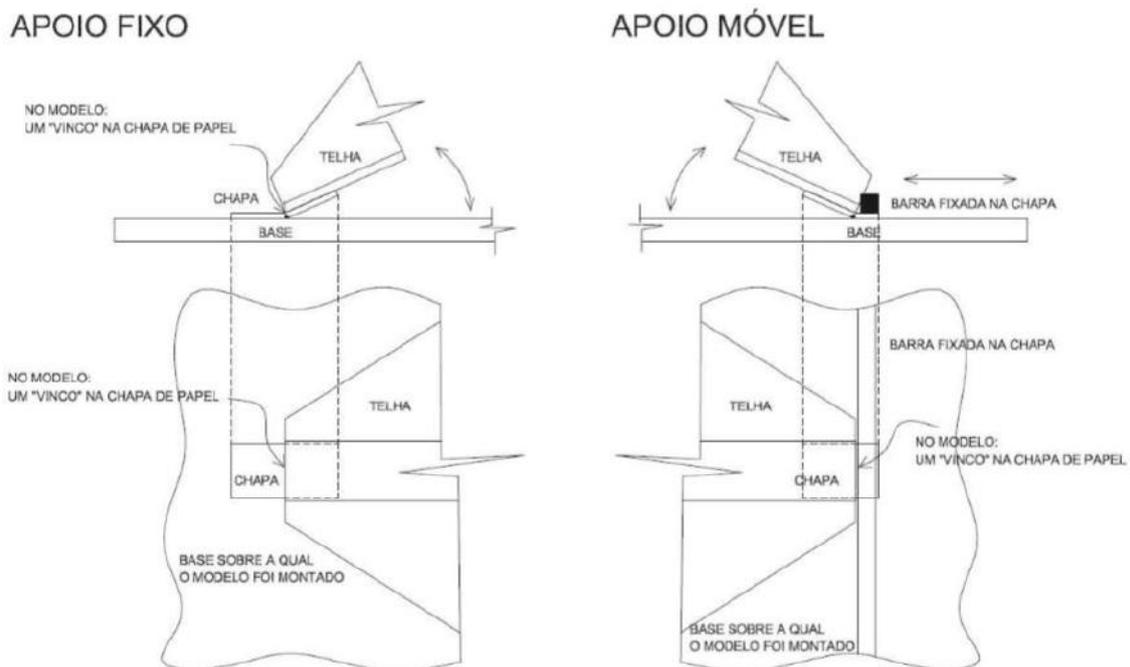


Figura 14 – Alternativa para os apoios (DIAS, 2015).

- A fixação dos parafusos foi dificultada, pois não há acesso fácil ao lado inferior da cobertura. Isso poderia ser melhorado com uso de algum tipo de rebite.

Por fim, observou-se que há duas possibilidades, no tocante à fixação dos parafusos. Na primeira, utilizada na primeira montagem, todos os parafusos foram fixados antes da protensão. Isso conduz a uma estrutura mais rígida e com menor contraflecha, no entanto com maior facilidade de execução. A segunda alternativa consistiu em se colocar inicialmente

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

apenas os parafusos centrais. Isso conduziu a uma estrutura mais flexível, com maior contraflecha com a protensão. No entanto, há maior dificuldade em se manter a geometria correta com chapas muito finas. Além disso, a colocação posterior dos demais parafusos traria alguma dificuldade adicional. Porém, isso pode ser uma alternativa para grandes contraflechas.

7 CONCLUSÃO

Apresentou-se proposta de um sistema construtivo original para a execução de coberturas de aço com a forma de arco, produzidas a partir de peças pré-fabricadas desenhadas de tal forma que permitam a montagem por aplicação de protensão externa.

A ideia geral é que a estrutura seja montada inicialmente com forma plana e, a partir da aplicação da força de protensão, adquira forma curva e apresente aumento de rigidez.

Foram apresentados alguns detalhes sobre a construção de um protótipo, bem como elementos para análise da estrutura, ainda que de forma simplificada. O objetivo principal foi apresentar uma maneira de produzir uma estrutura eficiente com a partir de elementos pré-fabricados. Observou-se grande possibilidade de utilização de aço em sistema com tais características.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer:

- Às alunas de arquitetura Ana Amélia Teixeira, Vanessa Balbino e Fabiana Imamura, que confeccionaram os modelos em escala reduzida, tendo sido o segundo modelo realizado no laboratório de maquetes da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo;
- Aos engenheiros Alberto Zirlis e George Teles, diretores da Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., empresa que patrocinou e realizou a fabricação, primeira montagem, desmontagem e transporte do protótipo apresentado neste trabalho. O transporte foi feito desde a sede da empresa até o Câmpus da USP, no Bairro Butantã, em São Paulo, SP
- Aos diretores do Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Escola Politécnica de Universidade de São Paulo (EPUSP) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF), Profa. Heloísa Gonçalves e Prof. Fernando Marinho, por terem gentilmente cedido o local para a segunda montagem do protótipo.
- Ao CNPq, por ter concedido bolsa de Iniciação Científica ao Eng. Renan Vieira Dias, então aluno do curso de graduação em Engenharia Mecatrônica da EPUSP;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



REFERÊNCIAS

CLARKE, M. J.; HANCOCK, B. J. 1995. Tests and nonlinear analysis of small scale stressed-arch frames. Journal of structural engineering, V. 121. P. 187-200.

TEIXEIRA, P. W. G. N. 1994. Estruturas espaciais de elementos pré-moldados delgados de concreto. Dissertação de Mestrado. USP-EESC.

DIAS, R. V. 2015. Estudo de método construtivo para montagem de arco com protensão externa. EPUSP/PEF. Relatório final de iniciação científica.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE DE INSTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE COBERTURA DEVIDO AO EMPOÇAMENTO

Vitor Faustino Pereira¹
Lucas Augusto Milani Lopes²
Gustavo Coldebella³

Resumo

A instabilidade de coberturas metálicas por empoçamento define-se como um fenômeno progressivo, no qual, devido às cargas permanentes, geram deformações que criam regiões de empoçamento potencial para a água da chuva. O empoçamento agrava-se devido a chuvas intensas, associadas às falhas de drenagem. Com a água parada na zona deformada, a cobertura recebe uma sobrecarga extra, fazendo que ela sofra uma nova deformação e um incremento da zona de empoçamento. Este processo se repete até que a deformação da cobertura se estabilize, ou, em alguns casos, possua um ponto de estabilidade tão distante fazendo com que a deformação e as solicitações na estrutura extrapolem os valores limites normatizados. A ocorrência do empoçamento torna-se evidente em um grupo específico de edificações, com características peculiares: coberturas planas ou com baixas inclinações, grandes áreas cobertas e capacidade de drenagem limitada. A análise da instabilidade ao empoçamento configura-se como uma análise não-linear, efetuada através de métodos iterativos, que consiste em verificar se os elementos de cobertura e suas respectivas rigidezes levam o elemento a uma configuração estável de equilíbrio. A instabilidade ocorrerá quando a rigidez da estrutura for menor que a rigidez crítica, definida como sendo a rigidez mínima limite para ocorrência da instabilidade.

Palavras-chave: Estrutura metálica; Cobertura; Instabilidade; Empoçamento.

INSTABILITY ANALYSIS OF ROOF STRUCTURES DUE TO PONDING LOAD

Abstract

The instability of steel roof for ponding load can be defined as a progressive phenomenon, in which, due to permanent loads, generates deflections create zones of potential ponding for rainwater. The ponding effect is increased due to intense rain, associated with failure in the drainage system. With the rainwater laying at the deflected zone, the roof receives extra loading, generating a new deflection and increasing the ponding zone. This process is repeated until the roof deflection stabilize, or, in some cases, the stability state is so distant, that the deflection and the stress of the structure extrapolate the standard limit values. The occurrence of ponding is evident in a group of specific buildings, with peculiar characteristics: flat roof or with small slope, covered large areas with limited drainage. The instability analysis for ponding is configured as a non-linear analysis, made through iterative process, which consists in verifying whether the roof elements and their respective stiffness lead to a stable equilibrium

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



configuration. The instability will occur when the structures stiffness is less than the critical stiffness, which is defined as the minimum limit stiffness for the occurrence of instability.

Keywords: Steel structure; Roof; Instability; Ponding.

¹ Engenheiro Civil – UEL, Mestre em Engenharia de Estruturas – USP, Sócio-diretor, Engenharia de estruturas - Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

² Engenheiro Civil – UEL, Especialista em Engenharia de Estruturas - UEL, Engenheiro civil, Engenharia de estruturas - Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

³ Engenheiro Civil – UEL, Engenheiro civil, Engenharia de estruturas - Projetos, Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda, Londrina, Paraná -Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

No setor industrial, de armazenagem e logística, o emprego de estruturas metálicas tem sido cada vez mais frequente, vista a característica de industrialização desse sistema estrutural, tornando a execução mais rápida e com custos competitivos. Neste contexto, o uso de coberturas com inclinações baixas (inferiores a 3%) são cada vez mais utilizadas devido à disseminação das telhas metálicas zipadas ou membranas isolantes sobre as telhas.

A utilização de coberturas metálicas com baixa inclinação evidencia o fenômeno de empoçamento da água da chuva resultando na possibilidade da ocorrência de colapsos localizados. O colapso ocorre, geralmente, quando existe uma falha no sistema de drenagem da cobertura ou quando a intensidade pluviométrica é bastante elevada.

Em coberturas convencionais verifica-se uma deformação inicial devido a presença de cargas permanentes como o peso próprio dos elementos e telhas. Acrescido à parcela das ações permanentes tem-se as ações acidentais como as sobrecargas devido as instalações e sistemas de proteção contra incêndio fixados na cobertura.

O acúmulo de água na cobertura é um processo que ocorre posteriormente às ações previamente mencionadas. Por se tratar de um processo diretamente ligado ao aumento da deformação da cobertura, este apresenta a característica de um fenômeno progressivo. O aumento da deformação gera um aumento do acúmulo localizado de água que, por sua vez, retorna em um aumento da deformação. O fenômeno progressivo associado à incapacidade resistente da estrutura resulta no colapso desta. Caso a estrutura apresente capacidade resistente as solicitações combinadas sem um aumento considerável da deformação, a ação progressiva tende a se estabilizar não ocorrendo o colapso da estrutura.

1.1 Objetivos

- Obter parâmetros e diretrizes para a análise da situação de empoçamento em coberturas metálicas que possam ser aplicados no cotidiano do cálculo e projeto estrutural;
- Avaliar o potencial de empoçamento de uma cobertura metálica, dada a sua configuração geométrica, estrutural e do sistema de drenagem;

1.2 Revisão da literatura

De acordo com JOHN LAWSON (2012) [4], um funcionamento precário do sistema de drenagem da cobertura, pode afetar a segurança estrutural e levar um telhado ao colapso. Nos pontos de coleta de água, o desempenho inadequado dos drenos da cobertura, causam frequentemente quantidades excessivas de água, o que podem levar à um colapso parcial da cobertura.

Para estimar o peso da água incidente sobre a cobertura, são necessários a intensidade da precipitação e a vazão de projeto. A definição do carregamento devido à chuva, em outros países, como nos Estados Unidos, é bastante similar aos carregamentos devido ao vento e a sismos. Nos EUA, o IBC (2009) [3], fornece mapas de contorno de precipitações de duração de uma hora e tempo de retorno de 100 anos, para praticamente todo o território norte americano. A partir destes mapas é possível calcular a vazão de drenagem, bem como estimar a lâmina d'água que poderá ser formada sobre a cobertura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Segundo SIMON WIJTE (2006) [7], um evento pluviométrico é caracterizado segundo a sua intensidade e duração. Dentre estes, geralmente, a intensidade é o responsável pelo fenômeno de empoçamento, visto que, eventos de longa duração, porém de média ou baixa intensidade são bem resolvidos pelo sistema de drenagem. Os eventos, de alta intensidade, são os causadores das maiores lâminas d'água sobre o plano de cobertura, aumentando assim o potencial a ocorrência do empoçamento.

O colapso parcial de uma estrutura de cobertura devido ao empoçamento, só ocorre em determinadas situações especiais. O acúmulo de água em uma cobertura, gera o colapso parcial quando existe a ocorrência de uma das duas circunstâncias a seguir:

- Uma falha do sistema de drenagem de águas pluviais;
- A intensidade da chuva é muito alta;

A seguir, é apresentada uma imagem de um colapso parcial de uma cobertura metálica, devido ao empoçamento:

Figura 01 – Colapso parcial de uma estrutura de cobertura devido ao empoçamento.



Fonte: JOHN LAWSON - Roof Drainage Not my Problem... Maybe.

O colapso local por empoçamento, ocorre apenas em um grupo particular de edificações. Em geral, quatro requisitos podem ser formulados para a ocorrência do fenômeno:

- Possuir baixa inclinação;
- Baixa limitação de cargas permanentes;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Possuir grande área de cobertura;
- O sistema de drenagem de cobertura ter capacidade limitada de drenagem;

Para telhados de baixa inclinação, o IBC (2009) [3] afirma:

“1611.2 Instabilidade por empoçamento. Para coberturas com inclinação menor do que $\frac{1}{4}$ ” por pé (2,1%), deve ser acrescido ao projeto a verificação da rigidez suficiente da estrutura para impedir a deformação progressiva, e consequentemente o empoçamento. ”

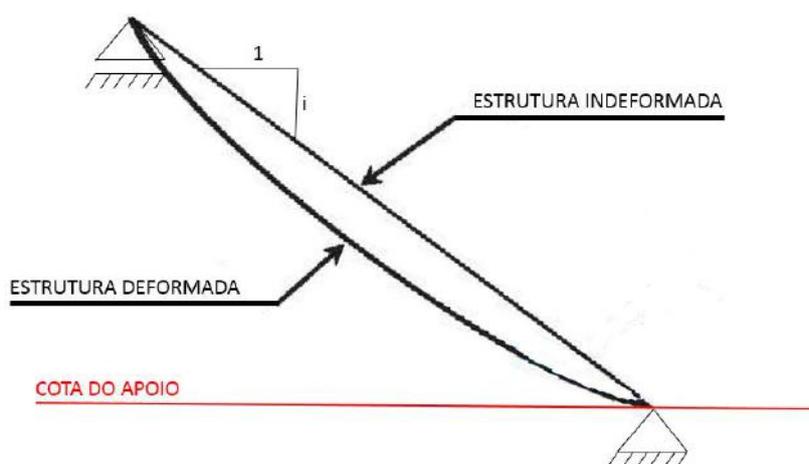
Já a norma holandesa NEN (2001) [5], remete que:

“NEN 6702, 2001. É aconselhado que a inclinação da cobertura seja maior que 1,6%, para se evitar possíveis empoçamentos na mesma. ”

Coberturas com altas inclinações, são menos susceptíveis ao fenômeno de empoçamento, porque, mesmo com a ocorrência de grandes deformações da estrutura, seja por flexão ou cisalhamento, o ponto mais “profundo” da estrutura deformada dificilmente estará abaixo da cota de referência do apoio. Portanto, quanto menor a inclinação da estrutura de cobertura, maior será o potencial ao empoçamento.

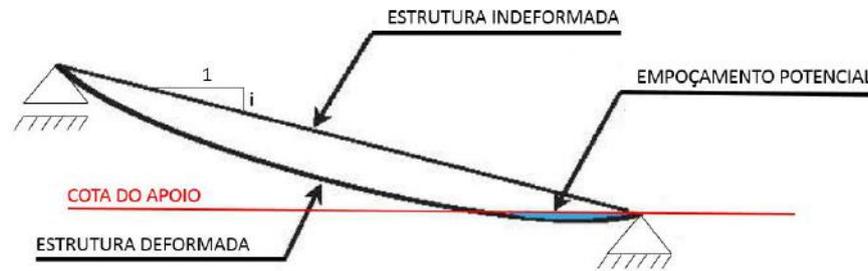
A seguir, três imagens com caráter ilustrativo, com a finalidade de explicitar o acima dito:

Figura 02 – Potencial ao empoçamento em coberturas com altas inclinações.



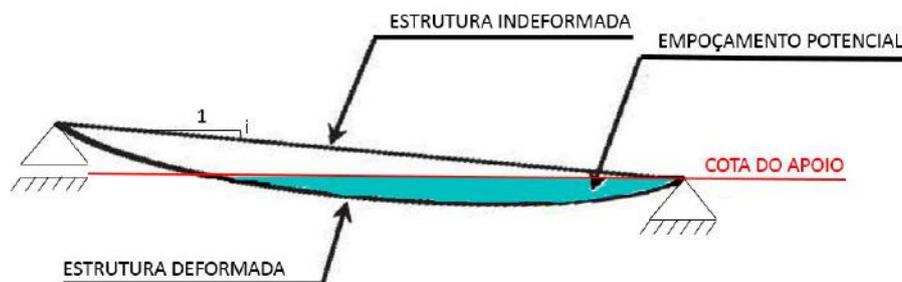
Fonte: Do próprio autor.

Figura 03 – Potencial ao empoçamento em coberturas com medianas inclinações.



Fonte: Do próprio autor.

Figura 04 – Potencial ao empoçamento em coberturas com baixas inclinações.



Fonte: Do próprio autor.

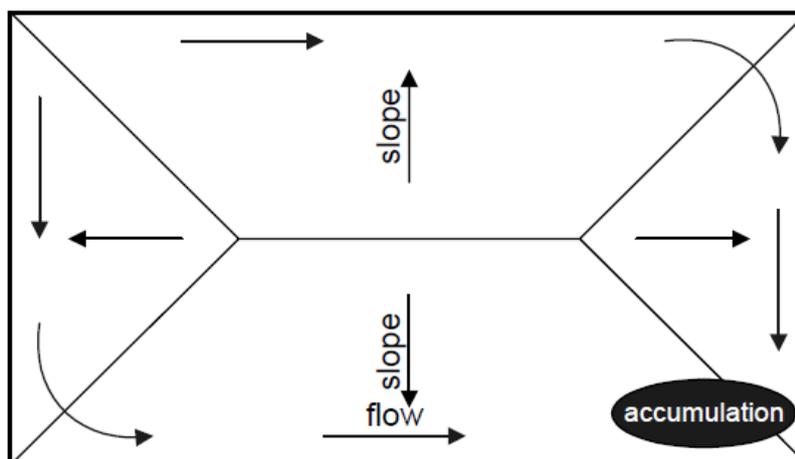
Estruturas de coberturas metálicas, geralmente são bastante esbeltas. A demanda de resistência e rigidez de uma estrutura se deve ao carregamento nela atuante. SIMON WIJTE (2006) [7], apresenta a seguinte situação referente às cargas atuantes em uma estrutura de cobertura: corriqueiramente, é considerado $0,50 \text{ kN/m}^2$ e $0,20 \text{ kN/m}^2$ de cargas características, variáveis e permanentes respectivamente (as cargas permanentes consiste basicamente do peso próprio dos elementos estruturais), totalizando assim $0,70 \text{ kN/m}^2$. Ao se empregar os coeficientes parciais de segurança, sendo 1,3 para as cargas variáveis e 1,2 para as permanentes, chega-se a uma carga de projeto de $0,89 \text{ kN/m}^2$. A diferença entre o carregamento característico e o de projeto é de $0,19 \text{ kN/m}^2$, que equivale a uma lâmina de $19,0 \text{ mm}$ d'água. Portanto, a ocorrência de uma lâmina de $19,0 \text{ mm}$ d'água sobre a cobertura, é capaz de anular todos os coeficientes de segurança, tornando assim a estrutura insegura a acréscimos de carregamentos.

De acordo com exposto acima, lâminas d'água muito pequenas podem ser altamente prejudiciais a cobertura. Consequentemente, coberturas com grandes extensões têm maior potencialidade a ocorrência do empoçamento, visto que, determinadas regiões da mesma, devido aos caimentos, podem ter maiores lâminas d'água. Geralmente, estas regiões se localizam próximas aos pontos de coleta.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A seguir, é apresentada uma imagem ilustrativa, mostrando pontos potenciais a ocorrência do fenômeno:

Figura 05 – Potencial ao empoçamento em coberturas com grandes áreas.



Fonte: SIMON WIJTE - Ponding collapse analyses of light weight roof structures by water raising capacity.

Além destas propriedades, DUNCAN STARK (2008) [6] afirma que, para a ocorrência do empoçamento, a cobertura deve ser relativamente flexível.

Segundo ele, no último século, houve uma tendência ao uso de matérias cada vez mais resistentes. Por usar materiais de alta resistência, como o aço, tem sido possível estruturar grandes coberturas através de peças mais leves e esbeltas, resultando em uma cobertura de menor altura. Todas essas propriedades tornam a estrutura bastante flexível. O aumento da flexibilidade da estrutura de cobertura, resulta em uma vulnerabilidade ao fenômeno de empoçamento.

Neste contexto, a instabilidade irá ocorrer quando a rigidez da estrutura for menor que a rigidez crítica, que segundo BLAAUWENDRAAD (2005) [1], é definida como sendo a rigidez mínima limite para ocorrência da instabilidade.

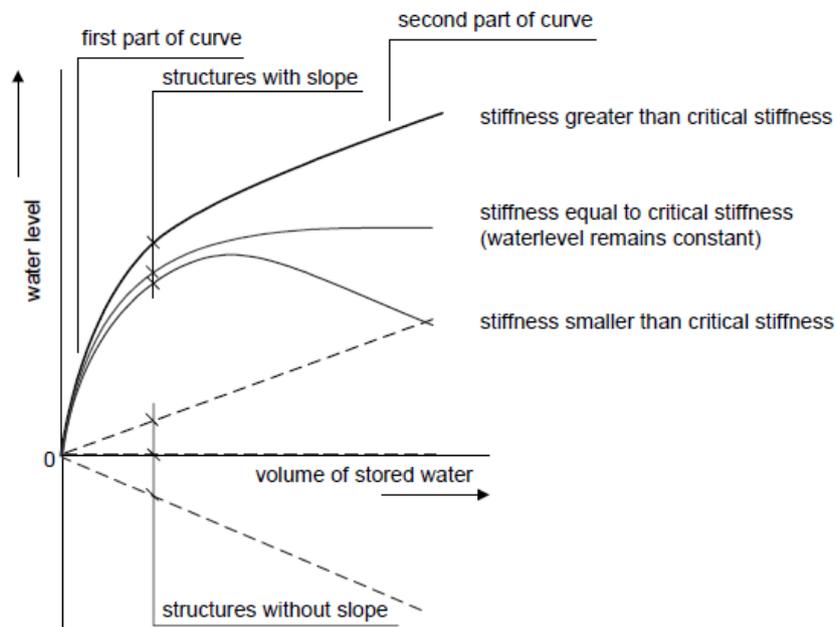
Para estruturas de cobertura inclinada, quando a rigidez da estrutura é maior do que a rigidez crítica, o volume total de água armazenado na cobertura só aumentará caso a lâmina d'água venha a aumentar, ou seja, existe uma relação praticamente linear entre lâmina e volume. Quando a rigidez da estrutura é igual a crítica, o volume total armazenado na cobertura aumentará mesmo sem um acréscimo na lâmina d'água. E quando, a rigidez da estrutura for menor do que a crítica, o volume total armazenado na cobertura aumentará mesmo com uma diminuição da lâmina d'água. Porém, neste último caso, vemos que, a diminuição da lâmina só ocorre após que um certo nível de água é alcançado.

Já em estruturas de cobertura planas, ou seja, sem inclinação, quando a rigidez da estrutura é maior do que a crítica, ocorre um aumento do volume armazenado proporcional ao aumento da lâmina d'água. Quando a estrutura possui rigidez menor do que a crítica,

ocorre um aumento do volume armazenado com a diminuição da lâmina d'água, porém este evento se inicia no início do processo.

A seguir é apresentado um gráfico, que mostra a relação entre volume total armazenado e lâmina d'água existente, tanto para coberturas inclinadas ou planas, para diferentes rigidezes da estrutura de cobertura:

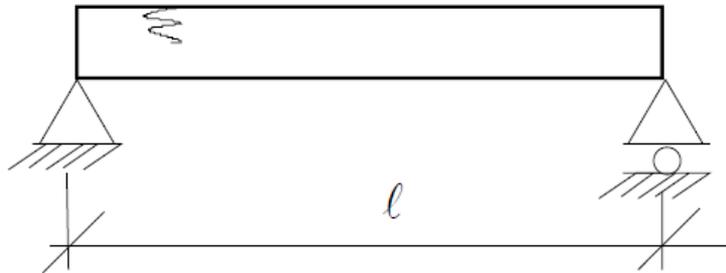
Figura 06 – Gráfico mostrando a relação entre volume armazenado e lâmina d'água para diferentes rigidezes.



Fonte: SIMON WIJTE - Ponding collapse analyses of light weight roof structures by water raising capacity.

No caso de terças de cobertura, bi apoiadas, sendo os dois apoios considerados rígidos, submetida a um carregamento inicial uniformemente distribuído, e, sendo estas dispostas perpendicularmente ao caimento da cobertura como mostrado a seguir, será efetuada a dedução da rigidez crítica do elemento para a não ocorrência do empoçamento, descrita no artigo de HERWIJNEN, SNIJDER e FIJNEMAN [6]:

Figura 07 – Terça bi-apoiada em apoios “rígidos” submetida a um carregamento uniformemente distribuído.



Fonte: HERWIJNEN, SNIJDER, FIJNEMAN - Structural design for ponding of rainwater on roof structures.

O carregamento uniformemente distribuído inicial pode ser definido como através da expressão a seguir:

$$q = a\gamma d_{hw} \quad (1)$$

Aonde:

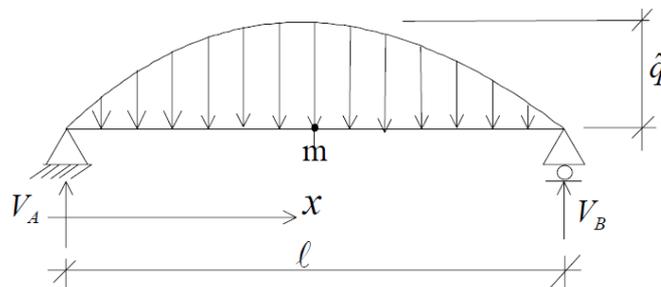
a = Intereixo entre terças (m);

γ = Peso específico da água (kN/m^3);

d_{hw} = Lâmina inicial d'água (m);

Esta equação pode ser aproximada por um carregamento senoidal, com o intuito de melhor simular o efeito do empoçamento. O máximo momento fletor e as deformações oriundas do carregamento senoidal se assemelham muito aos de uma carga uniformemente distribuída e as relações matemáticas entre carregamento, momento fletor e deformações são simples. A seguir uma imagem ilustrativa do carregamento senoidal:

Figura 08 – Carregamento senoidal aproximado.



Fonte: HERWIJNEN, SNIJDER, FIJNEMAN - Structural design for ponding of rainwater on roof structures.

A amplitude máxima do carregamento senoidal se situa no meio do vão, e possui valor equivalente a:

$$\hat{q} = \frac{4}{\pi} a \gamma d_{hw} \quad (2)$$

Fazendo:

$$\frac{4}{\pi} d_{hw} = \hat{d}_{hw} \quad (3)$$

Então:

$$\hat{q} = a \gamma \hat{d}_{hw} \quad (4)$$

Portanto, pode-se escrever a equação do carregamento da seguinte maneira:

$$q(x) = \hat{q} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (5)$$

Sabe-se que a integral da equação do carregamento gera a equação do esforço cortante:

$$\frac{dV(x)}{dx} = -q(x) = \hat{q} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (6)$$

Resolvendo a integral e suas constantes de integração, chega-se a equação do esforço cortante:

$$V(x) = \frac{\hat{q}l}{\pi} \cos\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (7)$$

A integral da equação do esforço cortante gera a equação do momento fletor:

$$\frac{dM(x)}{dx} = V(x) = \frac{\hat{q}l}{\pi} \cos\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (8)$$

Integrando a equação do esforço cortante e definindo suas constantes de integração, chega-se a equação do momento fletor:

$$M(x) = \frac{\hat{q}l^2}{\pi^2} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (9)$$

O momento fletor máximo ocorre no meio do vão, e possui valor bastante semelhante ao de uma carga uniformemente distribuída:

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{\hat{q}l^2}{\pi^2} = \frac{l^2}{\pi^2} \frac{4}{\pi} q = \frac{ql^2}{7,752} \approx \frac{ql^2}{8} \quad (10)$$

Sabe-se que a equação da linha elástica de uma viga é a derivada segunda da equação do momento fletor dividido pelo produto entre inércia e módulo de elasticidade, como apresentado a seguir:

$$\frac{d^2 \delta(x)}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} = \frac{1}{EI} \frac{\hat{q}l^2}{\pi^2} \text{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) \quad (11)$$

Integrando duas vezes a equação do momento fletor e definindo suas constantes de integração, chega-se a equação da linha elástica:

$$\delta(x) = \frac{1}{EI} \frac{\hat{q}l^4}{\pi^4} \text{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) \quad (12)$$

A flecha máxima ocorre no meio do vão, e assim como o momento fletor, o seu valor é bastante semelhante ao de uma carga uniformemente distribuída:

$$\hat{\delta}_0 \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{1}{EI} \frac{\hat{q}l^4}{\pi^4} = \frac{l^4}{\pi^4} \frac{4q}{\pi EI} = \frac{5,02ql^4}{384EI} \approx \frac{5ql^4}{384EI} \quad (13)$$

A flecha mostrada acima, é definida como de primeira ordem, portanto, após ocorrência da mesma, ocorre um aumento no carregamento do elemento, sendo o seu acréscimo relativo a deformação de primeira ordem:

$$\hat{q}_0 = a\gamma\hat{\delta}_0 \quad (14)$$

A flecha adicional pode ser calculada de forma análoga ao exposto na equação (15):

$$\hat{\delta}_1 = \frac{1}{EI} \frac{\hat{q}_0 l^4}{\pi^4} = \frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma\hat{\delta}_0}{EI} = \frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma}{EI} \frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma\hat{d}_{hw}}{EI} \quad (15)$$

O acréscimo de flecha acarretará um acréscimo de carregamento, que acarretará novamente um acréscimo de flecha, e assim sucessivamente.

A deflexão ou flecha total $\hat{\delta}_{final}$ é a soma das flechas, que pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\hat{\delta}_{final} = \left[\frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma\hat{d}_{hw}}{EI} \right] \times \left[1 + \frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma}{EI} + \left(\frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma}{EI} \right)^2 + \dots + \left(\frac{l^4}{\pi^4} \frac{a\gamma}{EI} \right)^n \right] \quad (16)$$

Se:

$$\frac{l^4 \alpha \gamma}{\pi^4 EI} \geq 1 \quad (17)$$

O valor da flecha final δ_{final}'' é ilimitada. Portanto, é necessário para que o carregamento convirja para uma configuração estável de equilíbrio que:

$$EI \geq \frac{l^4 \alpha \gamma}{\pi^4} \quad (18)$$

Dessa forma, define-se a rigidez crítica para o efeito de empoçamento:

$$EI_{cr} = \frac{l^4 \alpha \gamma}{\pi^4} \quad (19)$$

Estruturas metálicas de cobertura, em geral, permitem um deslocamento máximo igual a $L/250$. Para atender a esse requisito normativo, necessariamente a rigidez dos elementos devem satisfazer a seguinte expressão:

$$u_{ad} = \frac{5}{384} \frac{q_{ad} l^4}{EI} \leq \frac{l}{250} \quad (20)$$

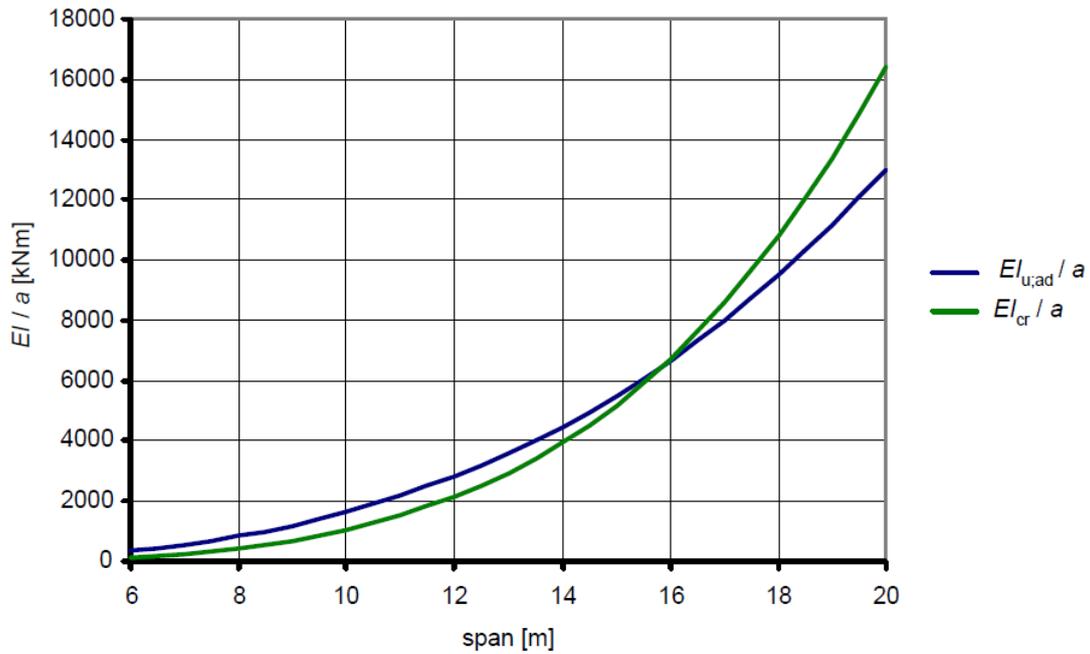
Resultando assim:

$$EI_{u-ad} \geq \frac{125'0}{384} q_{ad} l^3 \quad (21)$$

SIMON WIJTE (2006) [7], em seu artigo, mostrou que para esta tipologia de estrutura, em vão de até 16 metros, a rigidez mínima normatizada superava a crítica de empoçamento, não tendo grande potencial a ocorrência do fenômeno. Já para vão acima de 16 metros, a rigidez crítica superava a de norma, tornando o fenômeno potencialmente possível.

A seguir é apresentado um gráfico explicitando o acima dito:

Figura 09 – Gráfico mostrando a relação entre a rigidez crítica (EI_{cr}) e a mínima normatizada ($EI_{u,ad}$) em função do vão do elemento.



Fonte: HERWIJNEN, SNIJDER, FIJNEMAN - Structural design for ponding of rainwater on roof structures.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este artigo refere-se a uma pesquisa classificada como descritiva e exploratória. A descrição detalhada do fenômeno de empoçamento já é bem caracterizado em outros países. A vasta revisão bibliográfica acerca do assunto, caracteriza o aspecto exploratório da mesma. Esta pesquisa não fez uso de ensaios laboratoriais ou similares, sendo efetuadas apenas simulações computacionais.

Em primeira instancia foi efetuada uma abordagem qualitativa, de caráter essencialmente teórico, com o objetivo de expor o fenômeno de empoçamento, fatores que influenciam e métodos aproximados de avaliação. Posteriormente, foi efetuada uma abordagem quantitativa, com caráter prático, fundada em um estudo de caso real. Para a realização deste estudo de caso, efetuou-se um modelo de análise estrutural no software SAP 2000. A partir deste modelo foram efetuadas análises acerca do empoçamento. Os resultados são expressos na forma de tabela.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Estudo de caso – Colapso de cobertura com baixa inclinação

No início de 2016, índices anormais de chuva foram registrados em várias regiões do Brasil, causando uma série de acidentes e danos em diversas estruturas. Altas precipitações de chuva em um pequeno intervalo de tempo foram as principais causas destes acidentes. Nesta mesma época, parte da cobertura metálica de um galpão, localizado em Cajamar-SP, entrou em colapso.

O galpão em questão possui grande área de cobertura, baixa inclinação na mesma e intereixos de pilares na ordem de 20 a 30m. Como a distância entre os pilares é grande, terças comuns não poderiam ser utilizadas, assim, foram empregadas terças tipo joist. Foram utilizadas joist com dois comprimentos (21,90m e 25,75m), com duas alturas (0,91m e 1,20m), com e sem reforço dos banzos. As figuras 10, 11, 12 e 13 abaixo mostram a estrutura após o colapso.

Figura 10 – Cobertura em colapso – I/IV



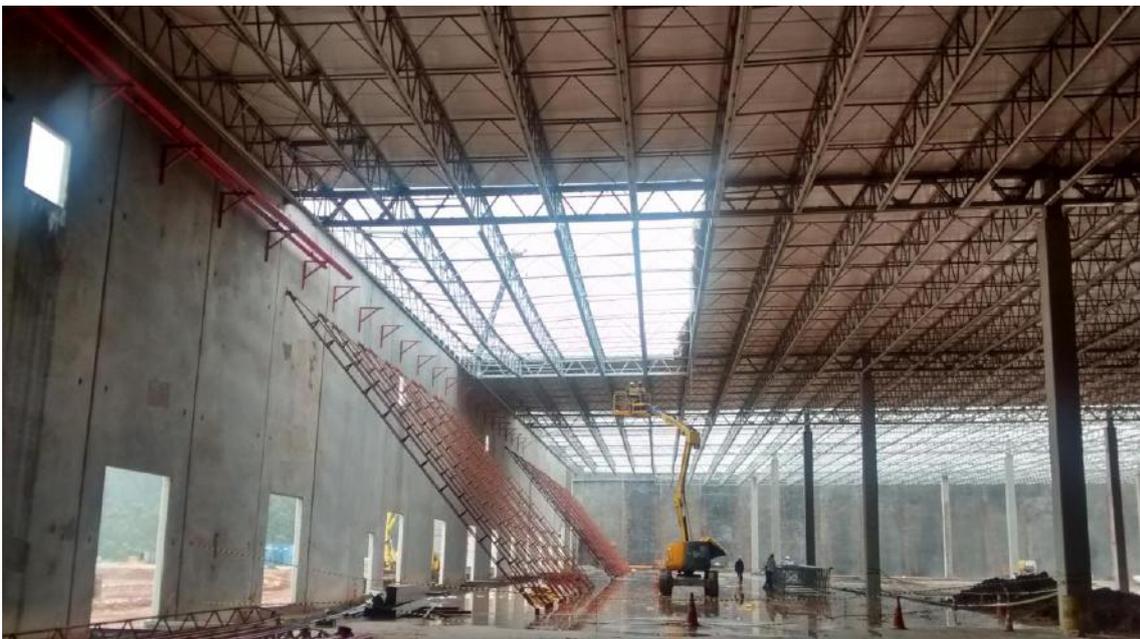
Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 11 – Cobertura em colapso – II/IV



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 12 – Cobertura em colapso – III/IV



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Figura 13 – Cobertura em colapso – IV/IV

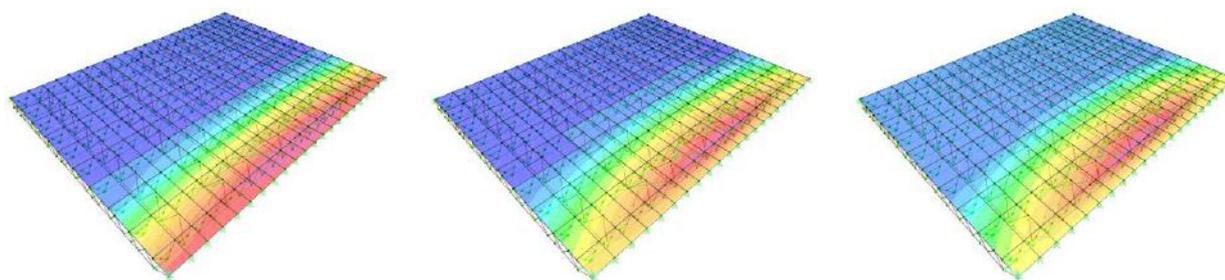


Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Para verificar se o colapso desta cobertura foi possivelmente causado pela ação da chuva, foram feitas análises iterativas de modelos computacionais tridimensionais.

Estas análises foram iniciadas desconsiderando qualquer acúmulo de água. A estrutura inicial, foi carregada com cargas de peso próprio e equipamentos instalados na cobertura, então esta foi processada e obteve-se o valor da deformação em vários pontos. Editou-se então o modelo, incluindo a deformação causado pelo carregamento, e inseria-se o carregamento causado pelo acúmulo de água, onde a lâmina de água da estrutura indeformada recebia um acréscimo dado pela deformação. Com as cargas adequadas, o modelo era reeditado para a posição indeformado e o modelo era reprocessado, onde obtinham-se novos valores de deformação. O processo então era repetido até que o valor da deformação converjissem para um valor, ou, em alguns casos, possuísse valores extremamente elevados de deformação e solicitação, muito além dos limites. A figura 14 abaixo mostra o crescimento da deformação a cada estágio da iteração.

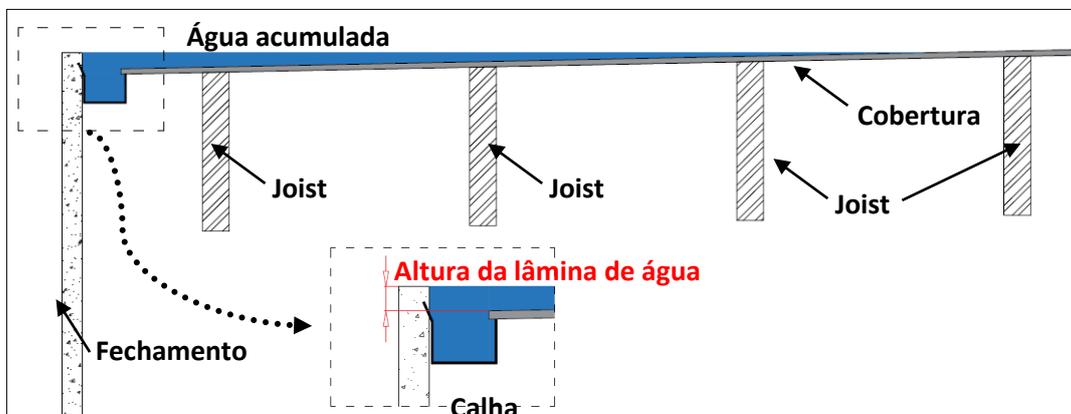
Figura 14 – Crescimento da deformação a cada etapa da iteração



Fonte: Estrutural Projetos e Consultoria de Estruturas Ltda.

Pensando em verificar não apenas se o acúmulo de água era uma possível causa para o colapso, como também estudar o comportamento de diversas configurações da cobertura, os modelos consideraram combinações entre as variáveis comprimento e altura das joists, inércia dos banzos das joist, espaçamento entre os joists, e altura da lâmina de água no ponto de apoio da cobertura com o fechamento. Como já apresentado, dois valores de comprimento e dois valores de altura de joists foram utilizados. Para a inércia dos banzos das joists, três casos foram considerados: sem reforço nos banzos (I_{\min}), com reforço no trecho central do banzo superior (I_{med}), e com reforço em todos os banzos (I_{\max}). O espaçamento entre as joists era da ordem de 2m, porém, foram feitos alguns modelos com distância reduzida (ordem de 1m) no trecho mais baixo da cobertura, a parte mais carregada pela ação do acúmulo de água. Por fim, a altura da lâmina de água era dada pela distância entre o ponto mais baixo da cobertura e o ponto mais alto da calha ou fechamento que poderia ser uma barreira para a água. A figura 15 apresenta um esquema desta configuração. Foram utilizados 3 valores de lâmina de água: 0cm (sem barreira para acúmulo de água no apoio), 5cm e 12cm.

Figura 15 – Configuração de acúmulo de água para cobertura de baixa inclinação.



Fonte: Do próprio autor.

Além destas características, foram feitos modelos com um trecho de cobertura, entre vigas principais, isolados e outros com uma combinação de vários trechos, para analisar se o carregamento de múltiplos trechos influenciaria na deformação do conjunto.

Os resultados das análises são apresentados na tabela 02 e 03. Os valores destacados em vermelho representam valores superiores aos limites para cada caso, segundo os limites apresentados na tabela 01, onde a deformação é limitada à vão/180 e os esforços limites foram informados pelo fornecedor das joists. São apresentados os valores de deformação e solicitações para o primeiro caso de carregamento (apenas peso próprio e equipamentos) e o último caso da iteração, sendo este o ponto de convergência da deformação ou um caso com valores tão além do limite e com convergência distante que decidiu-se parar a iteração nele.

Tabela 01 – Valores limites de deformação e solicitações para diversas configurações de coberturas.

Vão (m)	Altura da joist (cm)	Inércia	Deformação limite (cm)	Tração limite (tf)	Compressão limite (tf)
21,90	91	I_{\min}	12,17	20,00	13,00
21,90	120	I_{med}	12,17	20,00	13,00
25,75	120	I_{med}	14,31	20,00	29,00
25,75	120	$I_{\text{máx}}$	14,31	49,00	29,00

Fonte: Do próprio autor.

Tabela 02 – Valores de deformação e solicitações para trechos isolados em diversas configurações.

Vão (m)	Altura da joist (cm)	Inércia	Dist. entre joists	Lâmina de água (cm)	Estágio de carga	Flecha	$N_{k_{BI}}$	$N_{k_{BS}}$	$N_{sd_{BI}}$	$N_{sd_{BS}}$
						(cm)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
25,75	120	I_{Max}	Normal	0,00	1°	4,45	7,17	-5,07	10,76	-7,61
					5°	4,68	7,61	-5,39	11,42	-8,09
25,75	120	I_{Max}	Normal	5,00	1°	4,45	7,17	-5,07	10,76	-7,61
					11°	7,72	13,12	-9,32	19,68	-13,98
25,75	120	I_{Max}	Normal	12,00	1°	4,45	7,17	-5,07	10,76	-7,61
					27°	25,00	43,92	-31,14	65,88	-46,71
25,75	120	I_{Med}	Normal	0,00	1°	5,20	6,19	-4,46	9,29	-6,69
					7°	5,80	6,99	-5,05	10,49	-7,58
25,75	120	I_{Med}	Normal	5,00	1°	5,19	6,19	-4,46	9,29	-6,69
					16°	11,58	14,69	-10,63	22,04	-15,95

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



(continuação)

Vão (m)	Altura da joist (cm)	Inércia	Dist. entre joists	Lâmina de água (cm)	Estágio de carga	Flecha	Nk _{Bl}	Nk _{Bs}	Nsd _{Bl}	Nsd _{Bs}
						(cm)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
25,75	120	I _{Med}	Normal	12,00	1°	5,20	6,19	-4,46	9,29	-6,69
					10°	64,50	83,69	-60,24	125,54	-90,36
21,90	91	I _{Min}	Normal	0,00	1°	4,70	5,37	-3,68	8,06	-5,52
					6°	5,00	5,91	-4,04	8,87	-6,06
21,90	91	I _{Min}	Normal	5,00	1°	4,65	5,37	-3,68	8,06	-5,52
					14°	10,30	12,79	-8,55	19,19	-12,83
21,90	91	I _{Min}	Normal	12,00	1°	4,70	5,37	-3,68	8,06	-5,52
					12°	59,60	75,43	-50,55	113,15	-75,83
21,90	91	I _{Min}	Reduzido	0,00	1°	2,95	2,87	-2,45	4,31	-3,68
					3°	3,01	2,95	-2,50	4,43	-3,75
21,90	91	I _{Min}	Reduzido	5,00	1°	2,95	2,87	-2,45	4,31	-3,68
					7°	4,63	4,94	-3,94	7,41	-5,91
21,90	91	I _{Min}	Reduzido	12,00	1°	2,95	2,87	-2,45	4,31	-3,68
					14°	11,69	13,19	-10,27	19,79	-15,41
21,90	120	I _{Min}	Normal	0,00	E00	3,40	4,70	-3,06	7,05	-4,59
					E02	3,40	4,72	-3,08	7,08	-4,62
21,90	120	I _{Min}	Normal	5,00	E00	3,40	4,70	-3,06	7,05	-4,59
					E07	5,20	7,54	-4,91	11,31	-7,37
21,90	120	I _{Min}	Normal	12,00	E00	3,40	4,70	-3,06	7,05	-4,59
					E14	13,70	20,90	-13,58	31,35	-20,37
21,90	120	I _{Min}	Reduzido	0,00	E00	2,20	2,54	-2,02	3,81	-3,03
					E02	2,20	2,56	-2,03	3,84	-3,05
21,90	120	I _{Min}	Reduzido	5,00	E00	2,20	2,54	-2,02	3,81	-3,03
					E05	3,00	3,67	-2,82	5,51	-4,23
21,90	120	I _{Min}	Reduzido	12,00	E00	2,20	2,54	-2,02	3,81	-3,03
					E07	6,20	8,16	-6,14	12,24	-9,21
21,90	91 + 120*	I _{mista**}	Normal	0,00	E00	4,50	5,94	-4,43	8,91	-6,65
					E04	4,80	6,38	-4,77	9,57	-7,16
21,90	91 + 120*	I _{mista**}	Normal	5,00	E00	4,50	5,94	-4,43	8,91	-6,65
					E12	8,50	11,76	-8,79	17,64	-13,19

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



(continuação)

Vão (m)	Altura da joist (cm)	Inércia	Dist. entre joists	Lâmina de água (cm)	Estágio de carga	Flecha	Nk _{BI}	Nk _{BS}	Nsd _{BI}	Nsd _{BS}
						(cm)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
21,90	91 + 120*	I _{mista} **	Normal	12,00	E00	4,50	5,94	-4,43	8,91	-6,65
					E11	30,50	43,16	-32,23	64,74	-48,35
Valores de Nk e Nsd positivos representam esforço de tração, negativos de compressão										
* Foram utilizadas joists com as duas alturas, as mais altas nos pontos mais próximos dos painéis de fechamento										
** As joists com 91cm de altura tinham inércia mínima, as de 120cm de altura tinham inércia média										

Fonte: Do próprio autor

Tabela 03 – Valores de deformação e solicitações para trechos combinados.

Vão (m)	Altura da joist (cm)	Inércia	Dist. entre joists	Lâmina de água (cm)	Estágio de carga	Flecha	Nk _{BI}	Nk _{BS}	Nsd _{BI}	Nsd _{BS}
						(cm)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
25,75	120	I _{Med}	Normal	0,00	1°	7,60	8,93	-6,19	13,40	-9,29
					9°	9,20	11,17	-7,83	16,76	-11,75
25,75	120	I _{Med}	Normal	5,00	1°	7,90	8,93	-6,19	13,40	-9,29
					7°	21,90	28,33	-20,03	42,50	-30,05
25,75	120	I _{Med}	Normal	12,00	1°	7,60	8,93	-6,19	13,40	-9,29
					5°	72,30	94,01	-66,55	141,02	-99,83
Valores de Nk e Nsd positivos representam esforço de tração, negativos de compressão.										
Foram combinados um trecho de vão 25,75m entre dois trechos de vão 21,90m.										
Os valores apresentados são do trecho central (25,75m de vão).										

Fonte: Do próprio autor

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4 CONCLUSÃO

O empoçamento de água é claramente um grande problema para as estruturas de cobertura. Fica visível nos resultados obtidos nos modelos tridimensionais o comportamento deste carregamento extra e suas consequências. É possível observar como o crescimento da lâmina de água inicial acarreta em valores muito maiores de deformação e sollicitação. Tais valores poderiam levar a estrutura estudada à colapso.

É interessante notar também o comportamento das estruturas com maior inércia, que possuíram melhores resultados, ou a utilização de distâncias reduzidas entre as joists próximas da base da cobertura, que também apresentaram um melhor comportamento.

Porém, analisando-se o comportamento da cobertura com múltiplos trechos carregados, a opção mais próxima da realidade, os valores de deformação e sollicitações aumentaram muito. Em poucas etapas de iteração, esses valores eram tão elevados que demonstravam o quão grave é a ação do empoçamento da água. Isto demonstra também que esta pode ser uma causa muito provável para a ruína da cobertura em estudo.

Dado o exposto, várias atitudes podem ser tomadas para evitar tais problemas. A atitude mais importante é não deixar de verificar as ações causadas pelo empoçamento, quando da utilização de coberturas com baixa inclinação, como recomendado pelas normas. Pode-se também utilizar joists com maior inércia ou com menores distâncias entre elas nos pontos críticos da cobertura. Por fim, além destes cuidados é importante salientar ao usuário a importância da manutenção das calhas, a fim de evitar o entupimento das mesmas, aumentando-se o empoçamento da chuva, mesmo quando esta não for tão intensa como foi a que ocorreu no início de 2016.

Agradecimentos

Como este artigo foi desenvolvido pelos autores Lucas Milani e Gustavo Coldebella, ambos agradecem:

A Deus por ter nos concedido saúde e força para superar as dificuldades.

Ao nosso orientador Vitor Faustino Pereira, pela paciência, incentivos e correções.

Ao nosso coorientador Daniel Fidelis Pereira, por suas correções e críticas.

Aos nossos pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a nossa formação, a vocês, o nosso muito obrigado.

REFERÊNCIAS

- 1 BLAAUWENDRAAD, J. **Ponding on flat roofs: A different perspective.** Faculty of civil engineering and geosciences, Delft University of Technology, The Netherlands - 2005.
- 2 HERWIJNEN, F.; SNIJDER H.H.; FIJNEMAN H.J. **Structural design for ponding of rainwater on roof structures.** Eindhoven University of Technology, The Netherlands - 2006.
- 3 IBC. **International Building Code.** International Code Council, Washington DC – 2009.
- 4 LAWSON, J. **Roof Drainage – Not my problem...Maybe.** California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA - 2012.
- 5 NEN. **International Building Code.** International Code Council, Washington DC – 2009.
- 6 STARK, D. **Investigation, analysis and design of an experiment to test ponding loads on flexible roof systems.** Oregon State University - 2008.
- 7 WIJTE, S. N. M. **Ponding collapse analyses of light weight roof structures by water raising capacity.** The Netherlands - 2006.

DIMENSIONAMENTO DE ABERTURA ZENITAL EM GALPÃO CONSIDERANDO ASPECTOS DE DESEMPENHO TÉRMICO E LUMÍNICO

Marcelo Schwartz¹
Maria Akutsu²
Adriana Camargo de Brito³

RESUMO

O uso de elementos translúcidos na cobertura de galpões industriais pode reduzir o consumo de energia elétrica em iluminação artificial. Porém, esse tipo de solução proporciona maiores ganhos de calor pela cobertura, contribuindo para que haja um aumento no valor da temperatura do ar interior em comparação com situação em que a cobertura é composta somente por elementos opacos. Neste trabalho é apresentado o dimensionamento da área translúcida na cobertura de galpão industrial para depósito de produtos, tendo em vista obter um melhor aproveitamento da luz natural mantendo um desempenho térmico satisfatório no ambiente. O método de análise contempla a utilização de duas ferramentas de simulação: o programa Energy Plus, para a determinação da temperatura do ar interior, e o programa Dialux, para a determinação da iluminância no ambiente interno. Foram feitas simulações para um galpão típico variando-se a área translúcida na sua cobertura e analisando-se os valores máximos diários da temperatura do ar e a iluminância em seu interior. Os resultados indicam que uma área translúcida de até 8% pode proporcionar condições satisfatórias quanto ao desempenho térmico e lumínico para as condições climáticas da cidade de São Paulo. O método utilizado no trabalho pode ser utilizado como referência para o projeto da área translúcida na cobertura de galpões considerando-se outras condições de exposição ao clima.

Palavras-chave: iluminação zenital; luz natural; desempenho térmico; desempenho lumínico

¹ Engenheiro civil formado pela UNICAMP, Mestre em Tecnologia em Construção de Edifícios pelo IPT, responsável técnico pela LUSCH Engenharia.

² Física formada pela USP, Doutora em Arquitetura e Urbanismo pela USP, responsável pelo Laboratório de Conforto Ambiental do IPT.

³ Arquiteta formada pela UNIP, Doutora em Engenharia Mecânica pela USP, pesquisadora do Laboratório de Conforto Ambiental do IPT.

ZENITHAL OPENING DESIGN IN WAREHOUSES CONSIDERING THERMAL AND LIGHTING PERFORMANCE

Marcelo Schwartz¹
Maria Akutsu²
Adriana Camargo de Brito³

ABSTRACT

The use of translucent elements on the roof of warehouses can reduce energy consumption in artificial lighting. However, this solution provides greater heat gains for the roofing surface, contributing to an increase in the indoor air temperature value compared to the situation in which the roofing is made only by opaque elements. This paper presents the design procedures of the translucent area in warehouse roofing for the storage of products, in order to obtain a better use of natural light while maintaining a satisfactory thermal performance in the environment. The analysis method includes the use of two simulation tools: the software Energy Plus for the determination of the indoor air temperature and the software Dialux for the determination of the illuminance in the internal environment. Simulations for a typical warehouse were performed, varying the roofing translucent area and analyzing the maximum daily values of air temperature and illuminance. The results indicate that, for the city of São Paulo, a translucent area of up to 8% can provide satisfactory conditions in terms of thermal and lighting performance. The method employed in this paper can be used as a reference for the design of the translucent area in warehouse roofing considering other environmental exposure.

Key words: translucent roofing materials; daylighting; thermal performance; lighting performance

¹ Engenheiro civil formado pela UNICAMP, Mestre em Tecnologia em Construção de Edifícios pelo IPT, responsável técnico pela LUSCH Engenharia.

² Física formada pela USP, Doutora em Arquitetura e Urbanismo pela USP, responsável pelo Laboratório de Conforto Ambiental do IPT.

³ Arquiteta formada pela UNIP, Doutora em Engenharia Mecânica pela USP, pesquisadora do Laboratório de Conforto Ambiental do IPT.

1 INTRODUÇÃO

Em projetos de galpões industriais para armazenamento de produtos é comum o uso de telhas translúcidas para o aproveitamento da iluminação natural. Se por um lado essa solução é conveniente para reduzir o consumo de energia elétrica em iluminação artificial, por outro, as aberturas zenitais contribuem de modo significativo para o aumento dos ganhos de calor pela cobertura e, conseqüentemente, para a elevação da temperatura do ar no interior de ambientes não climatizados.

Desse modo, em situações nas quais seja necessário utilizar iluminação natural proveniente de aberturas zenitais, é fundamental analisar quais são as dimensões que as áreas translúcidas devem ter para proporcionar quantidade significativa de luz natural no recinto sem que haja um aquecimento excessivo do galpão.

O objetivo desse trabalho é apresentar os procedimentos efetuados para dimensionar a área de aberturas zenitais na cobertura de um galpão para armazenamento de produtos que atenda ao critério de desempenho térmico mínimo proposto pela Norma NBR 15575 (ABNT, 2013a) e os critérios estabelecidos pela norma NBR 8995 (ABNT, 2013b) para iluminação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Adotou-se um projeto típico de um galpão para armazenamento de produtos, localizado na cidade de São Paulo. Foi efetuada uma análise do efeito da variação da área translúcida na cobertura do galpão no seu desempenho térmico e lumínico por meio de simulações computacionais com os programas EnergyPlus e Dialux, respectivamente.

2.1 Descrição do galpão

O galpão é composto por três blocos: uma área de depósito, docas e administração. O objeto deste estudo é o depósito. A área de piso do depósito é de 520,80 m² e o pé-direito é de 12 m. O galpão não tem subdivisões internas nem janelas, somente venezianas para ventilação natural.

A edificação tem fechamentos laterais em alvenaria de blocos de concreto com 19 cm de espessura, revestidos em ambas as faces com argamassa de cimento e areia com 2,5 cm de espessura. A cobertura do edifício tem 6 % de inclinação, composta por vigas metálicas e pilares de concreto, com fechamento em telhas metálicas trapezoidais (trapézio 100) tipo “sanduíche” com 30 mm de poliuretano injetado em seu interior. A telha translúcida da cobertura é constituída por fibra de vidro com o mesmo padrão geométrico das telhas “sanduíche”, descritas anteriormente. Nas Tabelas 1 e 2 são apresentadas as características dos materiais opacos e translúcidos, respectivamente, obtidas da norma NBR 15220 (ABNT, 2008).

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 1: Características dos materiais opacos

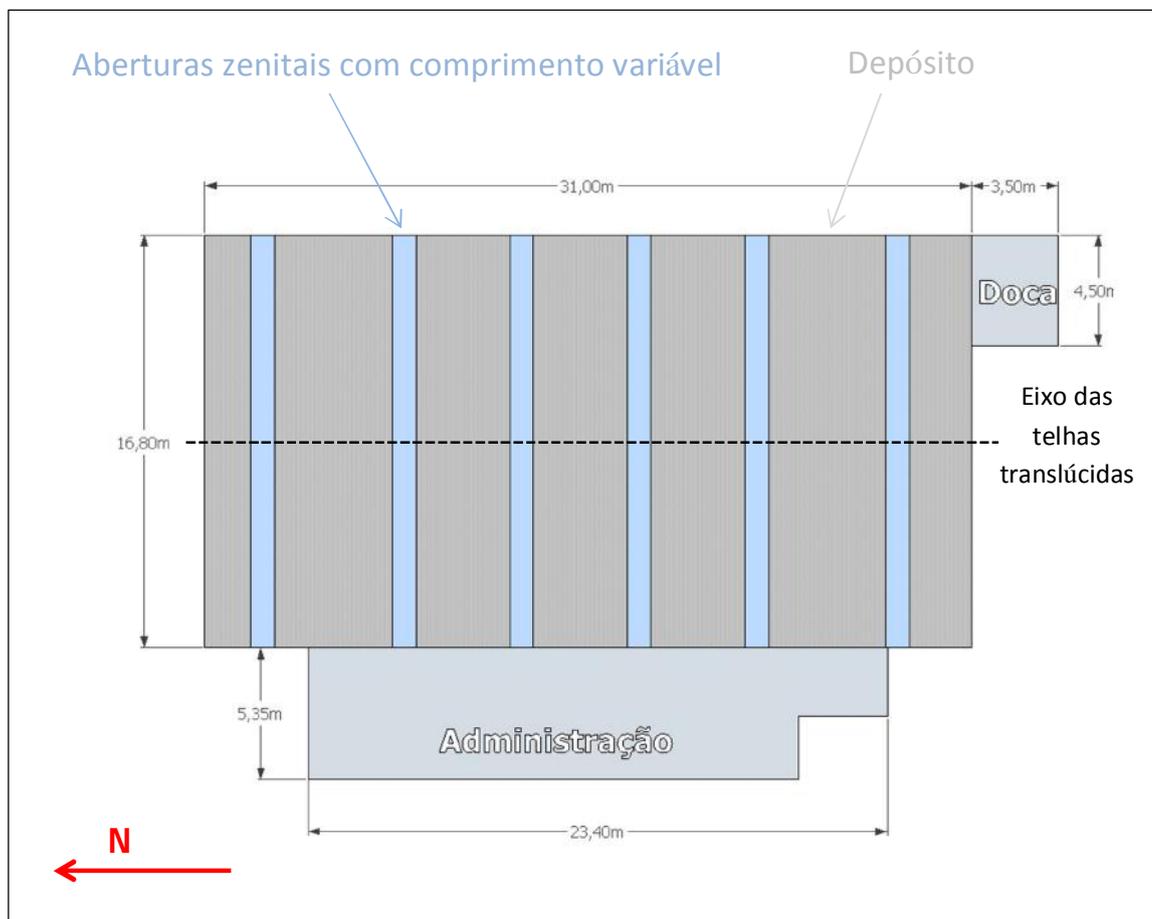
Material	Condutividade Térmica (W/m K)	Densidade (kg/m ³)	Calor Específico (J/kg K)	Refletância à radiação solar da superfície externa
Concreto	1,70	2400	1000	0,7
Telha metálica	230	2700	461	0,5
Argamassa	1,15	1200	1000	0,5

Fonte: ABNT (2008).

Tabela 2: Características dos materiais translúcidos

Material	Transmitância à radiação solar	Transmitância à radiação visível	Condutividade térmica (W/m.K)
Telha translúcida	0,87	0,85	0,9

Figura 1: Vista superior da cobertura do galpão com a indicação das aberturas translúcidas com área variável, sem escala.



2.1.1 Posição e dimensões das áreas translúcidas na cobertura

Considerando-se um leiaute comum em depósitos para estocar mercadorias, as telhas translúcidas foram posicionadas na cobertura de modo a iluminar os corredores entre porta pallets. Foram definidas 6 linhas de telhas translúcidas conforme apresentado na Figura 1. As porcentagens da área translúcida na cobertura e suas dimensões são indicadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensões da área translúcida na cobertura

Porcentagem de área translúcida (%)	Comprimento da área translúcida (m)	Área translúcida (m ²)
0	0	0
2,5	2,28	13,2
5	4,56	26,04
7,5	6,84	39,07
10	9,12	52,09
12,5	11,40	65,11
15	13,68	78,14
17,5	15,96	91,16

2.2 Procedimentos para análise do desempenho térmico do galpão

Foram efetuadas simulações computacionais da resposta térmica do galpão, com base na norma NBR 15575 (ABNT, 2013a). Foi determinada a temperatura do ar interno em um dia típico de verão da cidade de São Paulo (Tabela 4) com o uso do programa Energyplus. Este programa foi selecionado por ter as características necessárias para fornecer os dados da resposta térmica da edificação em regime transiente de trocas de calor, além de ser recomendado pela referida norma. Observa-se que o galpão foi simulado sem fontes internas de calor, como pessoas, iluminação artificial, equipamentos e sem mercadorias estocadas.

Tabela 4 – Dados climáticos do dia típico de verão da cidade de São Paulo

Cidade	Período	Temperatura máxima do ar exterior (°C)	Amplitude diária da temperatura do ar exterior (°C)	Temperatura de bulbo úmido do ar exterior (°C)	Radiação solar global no plano horizontal (W/m ²)
São Paulo	Verão	31,9	9,2	21,3	5180

Fonte: ABNT (2013).

Foram consideradas três zonas térmicas nas simulações:

- ✓ Zona 1, *escritórios*: incluindo térreo mais dois pavimentos;
- ✓ Zona 2, *depósito*: objeto desse estudo, ambiente único.
- ✓ Zona 3, doca

Foram analisados somente os valores obtidos da temperatura do ar no interior do galpão, na área de depósito.

2.3 Procedimentos para análise do desempenho lumínico

Dentre os softwares disponíveis para realizar simulações para determinar a distribuição da iluminação natural adotando as classificações de tipo de céu conforme o Comitê internacional de Iluminação - CIE (Commission Internationale de l'Eclairage) optou-se pelo Dialux. O Dialux é um programa gratuito desenvolvido na Alemanha com suporte em vários idiomas com uma interface amigável. Esse software atende as normas internacionais EN 12464, ISO 8995, EN 1838 e EN 13202, sendo seus resultados validados e testados de acordo com o relatório técnico CIE 171:2006 "Test Cases to Assess the Accuracy of Lighting Computer Programs" e no laboratório credenciado da iluminação DIAL.

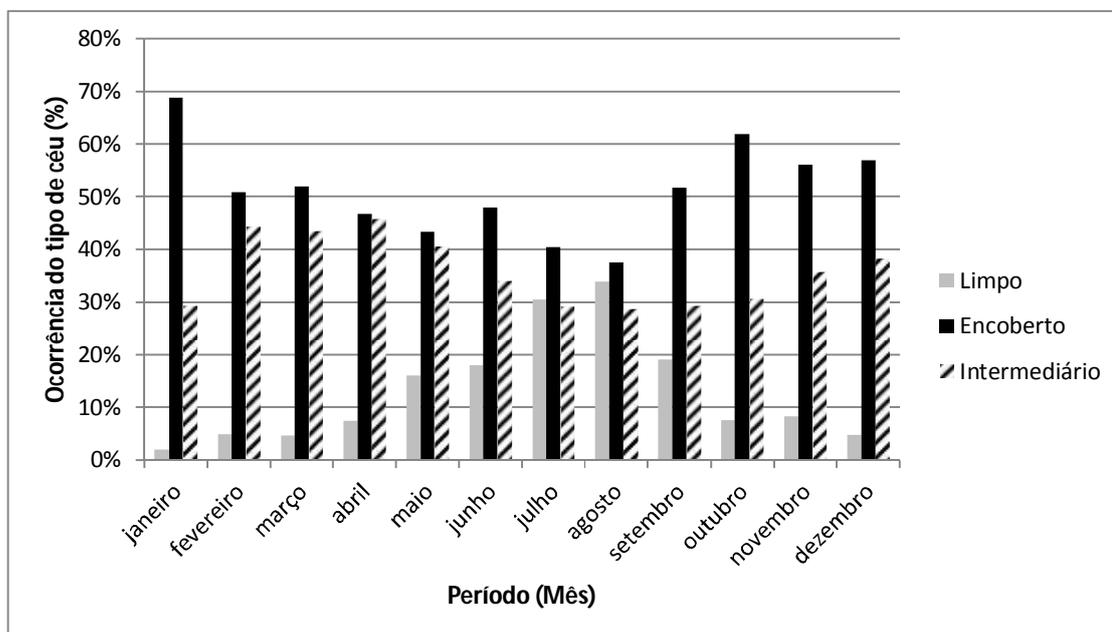
Como a quantidade de luz natural disponível depende da cobertura da abóboda celeste por nuvens analisou-se qual seria o modelo de céu mais adequado à realidade de São Paulo para ser utilizado nas simulações computacionais. O trabalho baseou-se na classificação do CIE e em dados fornecidos pelo IAG/USP, sobre a cobertura do céu por nuvens na cidade.

O CIE considera três situações de céu, como disposto a seguir:

- ✓ Encoberto: que se refere ao céu cuja abóboda está totalmente coberta por nuvens densas, escuras e homogêneas que escondem o sol;
- ✓ Limpo: nesse tipo de céu a abóboda celeste está completamente limpa, não existem nuvens e a luz direta é a principal componente;
- ✓ Intermediário: existem nuvens que não ocupam totalmente a abóboda celeste.

Os dados fornecidos pelo IAG/USP (IAG, 2013) indicam a porcentagem de cobertura da abóboda celeste por nuvens na cidade de São Paulo de hora em hora, desde as 7 horas até às 18 horas, do dia primeiro de janeiro de 2008 até trinta e um de dezembro de 2013. Estes dados foram tabulados e agrupados de forma a se identificar a ocorrência de cada tipo de céu, com base na classificação de tipo de céu estabelecida pela CIE. Na Figura 2 são apresentadas as porcentagens de cobertura da abóboda celeste para os meses de janeiro até dezembro.

Figura 2 - Ocorrência de tipo de céu conforme a CIE com base nos dados fornecidos pelo IAG (IAG, 2013)



Com base nos dados apresentados no gráfico da Figura 2, identificou-se que o céu encoberto tem maior ocorrência média anual, da ordem de 52 %, enquanto o céu intermediário corresponde a 36 % e, o céu limpo, 13 %. Por esse motivo, o céu encoberto foi adotado como referência nas simulações computacionais. Além disso, por ter cobertura significativa por nuvens, representa a situação mais crítica em termos de disponibilidade de luz natural.

As simulações computacionais foram realizadas considerando dias referentes aos equinócios de outono e primavera e solstícios de verão e de inverno, adotando-se, respectivamente, o dia 20 dos meses de março, setembro, dezembro e junho. Os cálculos foram obtidos a cada duas horas a partir das 6 h.

Para efetuar os cálculos de iluminação natural foi determinada uma malha na área do depósito, cuja quantidade de pontos e altura do plano de trabalho foram definidas com base na norma NBR 15215 (ABNT, 2007). A malha está posicionada a uma altura de 0,75 m em relação ao piso e tem 45 pontos, sendo 5 pontos ao longo do eixo do depósito com 16,60 m de comprimento e 9 pontos ao longo do eixo com 30,60 m de comprimento.

As simulações foram realizadas considerando as características das telhas e condições de exposição indicadas na Tabela 3, que também inclui a refletância à luz visível de superfícies internas.

Tabela 3 – Dados referentes às características lumínicas da telha translúcida, suas condições de exposição e refletância à luz das superfícies internas

Grau de transmissão luminosa da telha translúcida (%)	Fator de manutenção (%)	Fator de poluição (%)	Refletância do teto (%)	Refletância das paredes (%)	Refletância do piso (%)
85	70	90	85	85	50

2.4 Critérios para avaliação dos resultados

O critério para avaliação do desempenho térmico do recinto baseia-se na norma NBR 15575 (ABNT, 2013a) e refere-se aos valores máximos diários das temperaturas do ar interior e exterior. É atendido o nível mínimo de desempenho térmico se a temperatura máxima do ar interior for menor ou igual à temperatura máxima do ar exterior. Considera-se que este critério seja determinante da dimensão máxima da área translúcida na cobertura.

Os critérios para avaliação do desempenho lumínico do ambiente baseiam-se na Norma NBR 8995 (ABNT, 2013b). Nesta norma estabelece-se um valor mínimo de 100 Lux para a iluminância média de corredores ou locais como depósitos nos quais o trabalho não é contínuo.

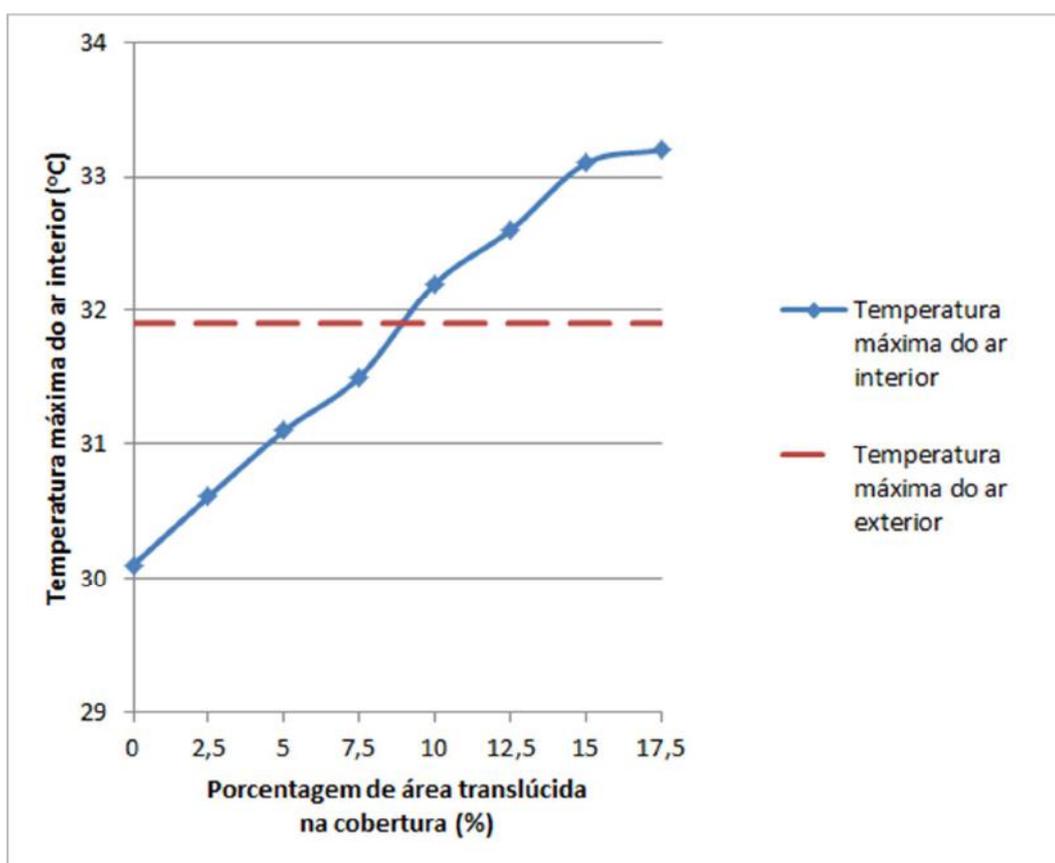
Outro critério é referente à uniformidade da iluminação do ambiente. A uniformidade é a razão entre o valor mínimo e o valor médio da iluminância, devendo ser de pelo menos 0,7 para a área de trabalho e 0,5 para o entorno. Esse parâmetro visa garantir que não haja desconforto quando uma pessoa se movimenta dentro da área de trabalho visto que mudanças drásticas na iluminação podem levar a um esforço visual estressante e desconforto. Verificou-se o atendimento desses critérios para a situação com o maior valor de área translúcida na cobertura que atende ao critério anterior, referente ao desempenho térmico do edifício.

Observa-se que não foram levados em consideração outros critérios referentes ao índice de ofuscamento ou índice de reprodução de cor, fatores previstos na referida norma, em virtude do uso do edifício.

3 RESULTADOS

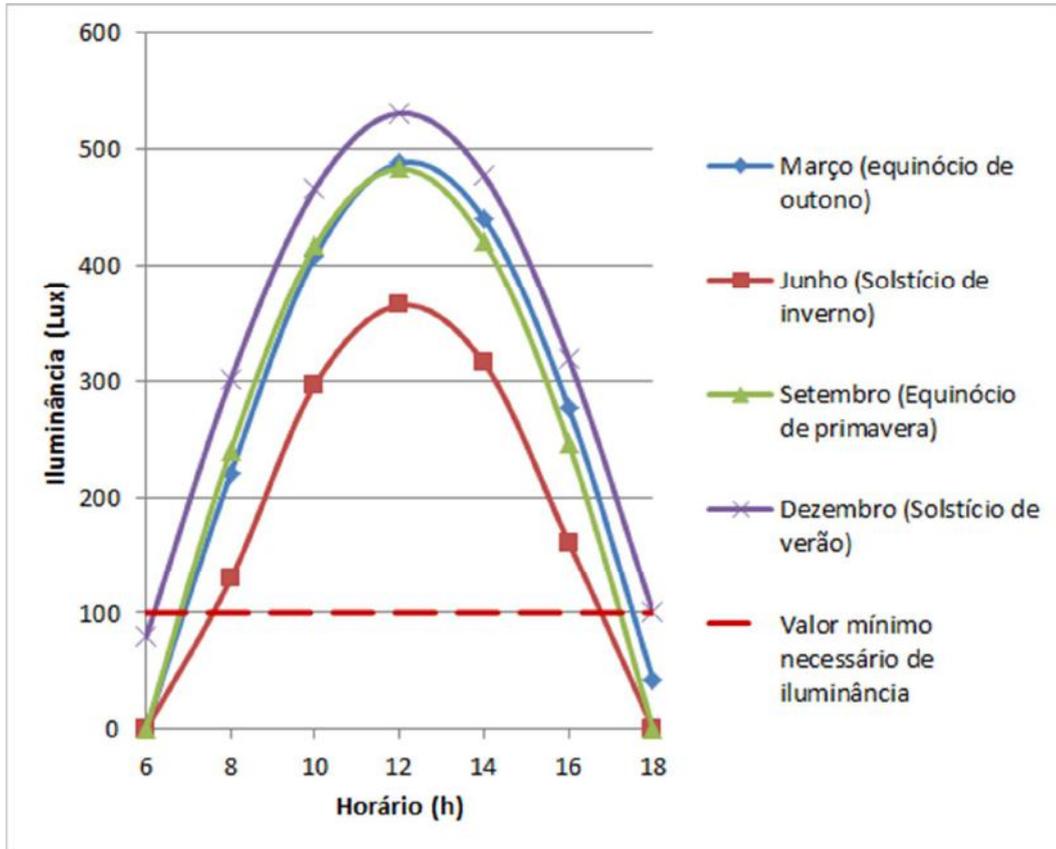
Na Figura 3 são apresentados os valores máximos diários da temperatura do ar exterior e no interior do galpão em um dia típico de verão da cidade de São Paulo em função do valor da área translúcida na cobertura. A partir desta figura observa-se que com área translúcida de até 8 % da área da cobertura é atendido o critério mínimo de desempenho térmico de edificações previsto na norma NBR 15575 (ABNT, 2013), ou seja, a temperatura máxima do ar interno é menor ou igual à temperatura máxima do ar externo.

Figura 3: Valor máximo diário da temperatura do ar interno conforme a variação da área translúcida na cobertura



Na Figura 4 são apresentados os valores obtidos da iluminância média na área de depósito do galpão, com área translúcida na cobertura de 7,5 %, nos dias correspondentes aos solstícios e nos equinócios. Em todos os dias analisados, das 8 h às 16 h é obtida iluminância média acima de 100 Lux. Além disso, a uniformidade da luz natural no ambiente é de 0,7. Desse modo, são atendidos os dois critérios referentes à iluminação natural em parte significativa do dia.

Figura 4: Iluminância no depósito nos equinócios e solstícios com área translúcida de 7,5 %



4. CONCLUSÕES

O dimensionamento da área translúcida na cobertura conforme o método utilizado no presente estudo proporcionou o atendimento dos critérios referentes ao desempenho térmico, com base na norma NBR 15575 (ABNT, 2013a), e o desempenho lumínico indicado na norma NBR 8995 (ABNT, 2013b). No galpão analisado, exposto às condições climáticas da cidade de São Paulo, isso significou a utilização de área translúcida na cobertura da ordem de 8%.

Este método pode ser utilizado como referência para dimensionamento da área translúcida na cobertura de galpões com características similares às do edifício analisado, visando proporcionar um aproveitamento da luz natural sem prejudicar o desempenho térmico do recinto.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15215**: Iluminação Natural. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15220**: Desempenho Térmico de Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575**: Norma de Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2013a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8995-1**: Iluminação para Ambientes de Trabalho. Rio de Janeiro: ABNT, 2013b.

SCHVARTZ, M. **Efeito da dimensão da área para iluminação zenital sobre o desempenho térmico e lumínico de galpão para armazenamento**. 80p. Dissertação (Mestrado) – Pós Graduação em Tecnologia em Construção de Edifício, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), São Paulo, 2014.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES EM COBERTURA METÁLICA

Felipe Fontenelle Marques¹

Arlindo Pires Lopes²

Francisco dos Santos Rocha²

Aarão Ferreira Lima Neto³

Resumo

As coberturas metálicas vêm sendo largamente utilizadas no Brasil, diversos são os segmentos onde se faz necessário o uso delas, porém já existem investigações que comprovam que a maioria das patologias que ocorrem nas coberturas é devido ao mau dimensionamento ou a má execução das ligações presentes nelas: pois são as responsáveis por transmitir as cargas que atuam nas peças. Ou seja, com essas questões em vista, é primordial fazer uma análise para que se obtenha o correto desempenho da estrutura, tanto sob o aspecto de estabilidade, quanto pelo aspecto da fidelidade ao comportamento previsto pelo projeto. Embora já existam informações importantes sobre as ligações no contexto mundial, no Brasil, ainda existem poucos modelos de cálculo relacionados às ligações nas coberturas, e que, ainda por cima, geralmente são superficiais ou são omitidos dos livros. Neste sentido, o presente artigo tem como objetivo analisar e dimensionar as ligações soldadas com o intuito de avaliar a sua resistência seguindo os critérios das normas brasileiras. Para o referido estudo utilizou-se como modelo uma cobertura de um galpão, fazendo-se a avaliação de seu comportamento estrutural por meio de modelagem numérica utilizando um programa de elementos finitos.

Palavras-chave: Ligações; Soldas; Análise estrutural.

ANALYSIS AND DESIGN OF WELDED CONNECTIONS ON METAL ROOFING

Abstract

The metal roofing has been widely used in Brazil, many are the segments where their use is necessary, but there are already research showing that most of the diseases that occur in coverage is due to poor design or poor implementation of these links them: they are responsible for transmitting the loads acting on the parts. That is, with these questions in mind, it is essential to analyze in order to obtain the correct performance of the structure, both from the aspect of stability, as the appearance of fidelity to the behavior expected by the project. Although this is important information about the links in the global context, in Brazil, there are still few calculation models related to the links on the roofs, and, moreover, are usually superficial or are omitted from the books. In this sense, this article aims to analyze and measure the welded connections in order to evaluate their resistance according to the criteria of Brazilian standards. For this study was used as a cover model of a shed, is making the evaluation of the structural behavior through numerical modeling using a finite element program.

Keywords: Connections; Welding; Structural analysis.

¹ Acadêmico de Engenharia Civil, Universidade do Estado do Amazonas, Manaus-AM, Brasil.

² Engenheiro Civil, Professor, Universidade do Estado do Amazonas, Manaus-AM, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Professor, Universidade Federal do Pará, Tucuruí-PA, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A competitividade na construção civil tem feito com que os profissionais busquem soluções econômicas eficientes, duráveis e de rápida execução. Atendendo a esses requisitos, a construção em aço é uma das soluções, principalmente para construções de médios e grandes vãos.

Existem no mercado, diversos perfis que podem ser adotados na construção em aço, porém, além do dimensionamento para a escolha do tipo de perfil, é essencial fazer a verificação da resistência das ligações. São elas que reduzem as deformações presentes nas estruturas a limites admissíveis e fazem a transmissão das cargas que atuam nas peças.

Hayward e Weare (2011) [1] afirmam que devido ao desconhecimento de conceitos básicos sobre detalhamento, ocorre representação inadequada ou ausente nas ligações prejudicando o processo de produção.

As ligações são classificadas de acordo com a NBR 8800:2008 [2], quanto aos elementos de ligação, como: cantoneiras, chapas de ligação, consolos e enrijecedores; e quanto aos meios de ligação, como: parafusos, pinos, barras rosqueadas e soldas.

Os rebites estão sendo empregados praticamente em recuperação e reforço de antigas estruturas rebitadas e os pinos são usados em casos especiais. De acordo com Pfeil, W. e Pfeil, M. (2008) [3], os pinos eram mais utilizados nos nós das treliças de antigamente com o intuito de colocar rótulas em seus nós. O objetivo era facilitar o cálculo e evitar a ocorrência de momentos nos nós. No entanto, isso representava um elevado custo para determinadas situações e não era vantajoso, pois desenvolvia atrito que acabava prejudicando o funcionamento da rótula.

As ligações mais utilizadas são as soldadas e as parafusadas. Existem grandes vantagens das ligações soldadas se comparadas às ligações parafusadas, como por exemplo, a ocorrência do aproveitamento total do material, fazendo com que esta, na maioria das vezes, seja mais econômica, além de possuir um bom acabamento e permitir fácil limpeza.

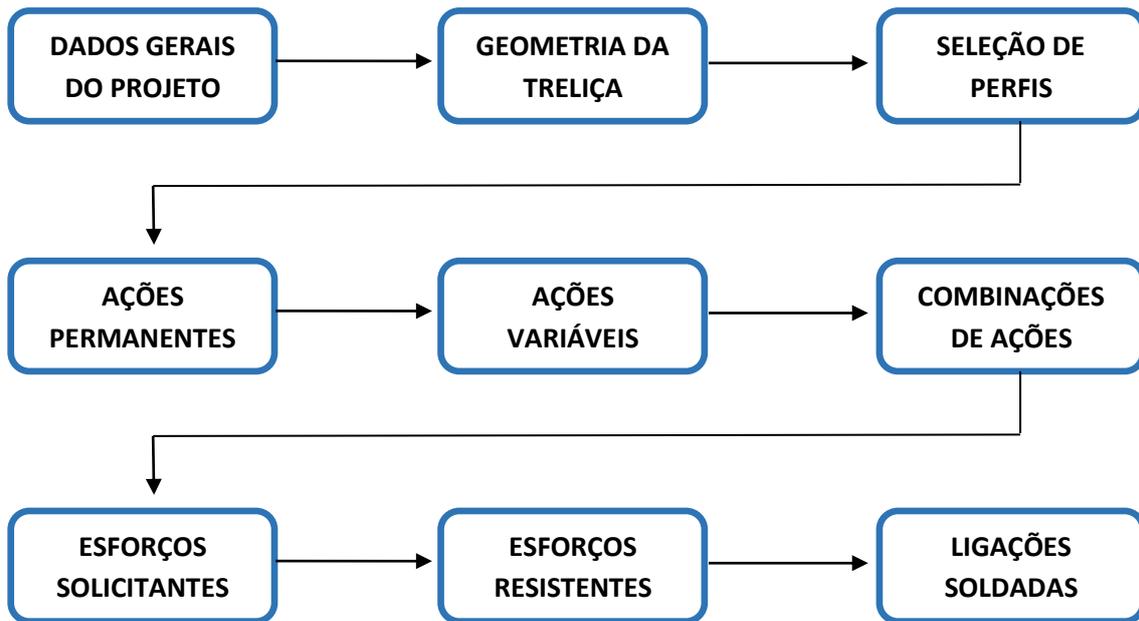
No Brasil as construções em aço que estão sendo largamente utilizadas, são as coberturas metálicas, especialmente em galpões, estádios, armazéns e shopping centers. Uma das causas de patologias em coberturas metálicas é a verificação incorreta na estabilidade, ocasionando flambagem local ou global.

O propósito deste artigo é fazer o dimensionamento de um modelo de cobertura em duas águas com tesoura de estrutura de aço na cidade de Manaus, de acordo com as normas vigentes. O modelo será ligado através de soldas, fazendo o equilíbrio das forças geradas em seus comprimentos, para que não ocorra excentricidade, gerando efeitos de flexão.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o referido artigo, foram utilizadas tanto normas técnicas como referências, com o intuito de analisar posteriormente os resultados encontrados. O fluxograma a seguir descreve resumidamente as etapas:



2.1 Dados e Dimensões Gerais do Galpão

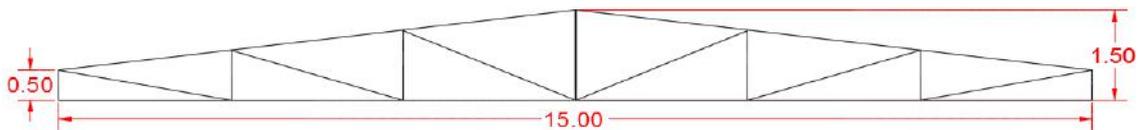
- Local da construção: cidade de Manaus, áreas industriais plenas;
- Ocupação: Indústria com alto fator de ocupação;
- Largura da construção: 15 m;
- Comprimento da construção: 30 m;
- Pé-direito: 6 m;
- Telhas de aço trapezoidais, revestidas com zinco e com espessura de 0,65 mm;
- A construção será considerada igualmente permeável;
- Velocidade Básica do Vento em Manaus: 32 m/s (aproximadamente);
- Edificação em terreno fracamente acidentado;
- Os fechamentos das faces transversais são de telhas de aço;
- Será utilizado para soldagem: Eletrodo E60XX AWS;
- Espaçamento entre as tesouras é de 5m;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.2 Geometria da Treliça

A modelo de cobertura usado foi uma cobertura em duas águas com tesoura em estrutura de aço conforme a Figura 1.

Figura 1: Geometria da treliça



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

2.3 Cálculos do Vento

Os esforços impostos pelo vento na estrutura de aço da cobertura, muitas vezes são mais desfavoráveis do que o próprio peso da estrutura, por isso não devem ser desconsiderados.

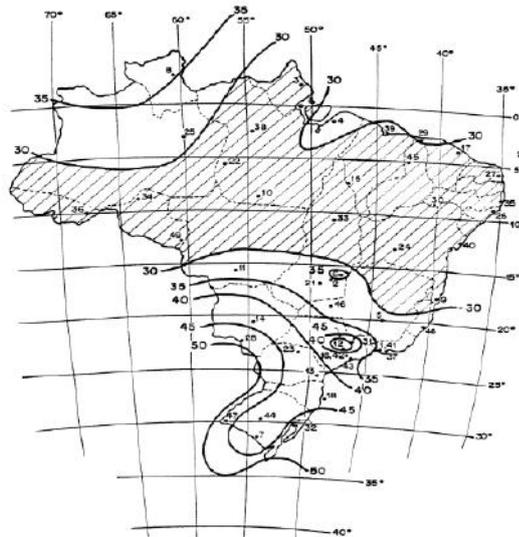
A ação do vento foi calculada seguindo os critérios da NBR 6123:1988 “Forças devidas ao vento em edificações” [4], foi realizado tanto de maneira manual, como pelo software VISUALVENTOS, com o vento a 0° e 90°, considerando a situação mais desfavorável.

A estimativa da velocidade característica do vento (V_k) apresenta o seguinte procedimento de cálculo:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (m/s) \quad (1)$$

Conforme observado na equação acima, a velocidade característica depende de fatores como a velocidade básica do vento V_0 , que se encontra no mapa das isopletas (Figura 2).

Figura 2: Mapa das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O fator topográfico S_1 depende do relevo do terreno em que será construída a edificação; nesse caso o valor adotado foi 1,0, uma vez que o terreno em questão é fracamente acidentado.

A rugosidade S_2 , o coeficiente que foi encontrado através de parâmetros meteorológicos que dependem da categoria, da classe e da dimensão da edificação, foi calculada pela seguinte expressão:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (2)$$

Nessa equação z é a altura do nível do terreno até o ponto mais alto da edificação, e os demais parâmetros se encontram na tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros meteorológicos

Categoria	Z_g (m)	Parâmetros	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Como o galpão está localizado em áreas industriais plenas, ele se encontra na categoria IV, e, em relação à classe, a NBR 6123:1988 [4] estabelece que se a maior dimensão da edificação estiver entre 20 e 50 metros, ela é classificada como classe B, logo a valor de $S_2 = 0,804$.

E por último o fator estatístico S_3 que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Tabela 2: Valores mínimos do fator estatístico

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estrutura dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

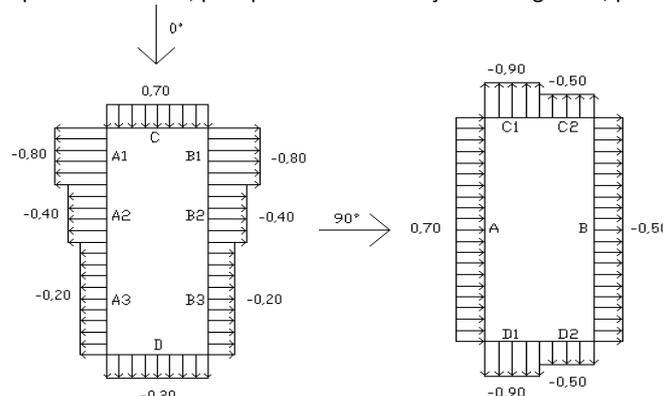
Como o galpão analisado se trata de um galpão com alto fator de ocupação, o valor de S_3 é 1,0. Após encontrar o valor da velocidade característica cujo valor V_k é 25,728 m/s, utilizou-se a equação 3 para encontrar a pressão dinâmica $q = 0,41\text{KN/m}^2$, cabe salientar a importância dessa pressão, pois ela que será utilizada como padrão para a determinação da pressão estática total.

$$q = 0,613V_k^2 (N/m^2) \quad (3)$$

2.3.1 Coeficientes de Pressão

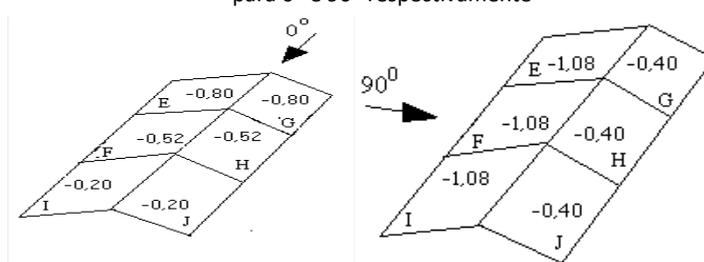
Existem dois tipos de coeficientes de pressão que foram analisados: os coeficientes de pressão externa no qual é levado em consideração a pressão que ocorre na parte de fora da edificação, dependendo da altura da parede da edificação, largura e de seu comprimento conforme a Figura 3 e os coeficientes de pressão interna que ocorrem na parte de dentro da edificação (Figura 4).

Figura 3: Coeficientes de pressão externos, para paredes de edificações retangulares, para 0° e 90° respectivamente



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 4: Coeficientes de pressão externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações retangulares para 0° e 90° respectivamente



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Como a construção foi considerada com as quatro faces igualmente permeáveis, na NBR 6123:1988 [4] o coeficiente interno pode ser 0 ou -0,3 considerando o mais desfavorável para a situação, para o modelo de cobertura o coeficiente interno é 0.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Logo as cargas do vento foram obtidas pela seguinte expressão:

$$F = (C_e - C_i) q A \text{ (Newton)} \quad (4)$$

2.4 Cargas Permanentes

As cargas permanentes são as cargas associadas ao peso da estrutura. O pré-dimensionamento é feito com uma estimativa desse peso, existem algumas maneiras de se fazer isso: uma delas é adotar uma seção de perfil, outra é a aplicação da fórmula de Pratt para encontrar o peso da estrutura principal; no início é necessário fazer isso, pois o tipo de perfil que realmente será adotado depende da força solicitante de cálculo; a estimativa foi realizada pela escolha desses perfis. Para os banzos foram adotados 2L 76 X 76 X 7,9, para banzos e montantes 2L 64 x 64x 7,9, para terças U 152x50, as telhas são pesos encontrados em manuais do fabricante e variam com seu tipo, e os demais foram inicialmente estimados. As cargas atuantes que foram adotadas sobre o modelo de treliça são:

- Telhas + Acessórios : 65 N/m²
- Contraventamentos: 20 N/m²;
- Terças: 60,1 N/m²;
- Estrutura + Ligações: 70 N/m²;

2.5 Combinações

As ações que ocorrem em uma estrutura podem atuar de maneira simultânea, em certo período de tempo ou por toda a vida útil da edificação. É necessário em seu dimensionamento fazer a combinação dessas ações, que são definidas pela NBR8800:2008 [2]; elas devem ser realizadas de modo que seja previsto a pior situação para a estrutura, verificando os estados limites últimos e de serviço, em função das combinações últimas e de serviço respectivamente.

2.5.1 Combinações últimas

As combinações últimas de ações de um serviço podem ser classificadas como normais, especiais, de construção e excepcionais.

- Combinações últimas normais

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

- Combinações últimas especiais ou de construção

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

- Combinações últimas excepcionais

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj}) \quad (7)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.5.2 Combinações de serviço

As combinações também são classificadas de acordo com a NBR8800:2008[2] em combinações quase permanentes de serviço, frequentes e raras.

- Combinações quase permanentes de serviço

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

- Combinações frequentes de serviço

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (9)$$

- Combinações raras de serviço

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (10)$$

Os esforços no estado limite de projeto são obtidos através das piores situações das combinações dos carregamentos, no qual foram utilizadas para esse dimensionamento as seguintes combinações:

- Combinação 1

$$F_d = (1,25F_{Gi,k}) + (1,5F_{Q1,k}) \quad (11)$$

- Combinação 2

$$F_d = (1,0F_{Gi,k}) + (1,4F_{Q1,k}) \quad (12)$$

2.6 Dimensionamento

2.6.1 Dimensionamento a Tração

De acordo com a NBR 8800:2008 [2], são usadas duas hipóteses para o dimensionamento da força axial de tração resistente de cálculo, sendo utilizado o menor valor obtido delas, as expressões são:

- Para estados-limites de escoamento de seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

- Para estados-limites de ruptura

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (14)$$

Onde:

- A_g - Área bruta da seção transversal da barra;
- A_e - Área líquida efetiva da seção transversal da barra;
- f_y - Resistência ao escoamento do aço;
- f_u - Resistência à ruptura do aço à tração;
- γ_{a1} - coeficiente de ponderação no escoamento;
- γ_{a2} - coeficiente de ponderação na ruptura.

A NBR 8800:2008 [2] estabelece que o índice de esbeltez das barras tracionadas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração, excetuando os tirantes de barras redondas pré-tensionadas ou outras barras que tenham sido montadas com pré-tensão, não supere 300.

$$\lambda = (L / i_{\min}) \quad (15)$$

2.6.2 Dimensionamento à Compressão

A resistência de cálculo de elementos axialmente comprimidos, sujeitos à flambagem por flexão e flambagem local devem atender a seguinte condição:

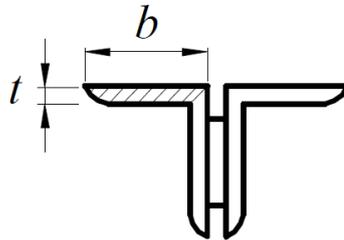
$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (16)$$

Onde $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo.

Existem dois tipos de flambagem que devem ser verificadas, a local e a global. De acordo com Pfeil, W. e Pfeil, M. (2008) [3], estudos realizados demonstram que em algumas colunas curtas não ocorre flambagem global por flexão, porém, elas apresentam deslocamentos laterais em forma de ondulações (flambagem local), ou seja, um elemento não enrijecido à compressão pode escoar; ela precisa ser calculada também para encontrar o fator de redução Q que pode reduzir a resistência da barra que está sendo analisada, para que isso seja evitado, os elementos verificados devem apresentar valores abaixo do limite de esbeltez, estes valores dependem também da peça. Para o perfil de dupla cantoneira provido de chapa de travamento, conforme é mostrado na Figura 5, usou-se a seguinte expressão:

$$(b/t)_{\lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (17)$$

Figura 5: Perfil de dupla cantoneira provido de chapa de travamento



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Conforme a NBR 8800:2008[2] a força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é calculada de acordo com a expressão abaixo:

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2} \quad (18)$$

Em seguida deve-se calcular o índice de esbeltez reduzido, λ , para encontrar um parâmetro adimensional, χ , que serve para relacionar a tensão última, f_c , e a tensão de escoamento do material, f_y .

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (19)$$

O parâmetro adimensional que é o fator de redução, χ , pode ser retirado da seguinte tabela:

Tabela 3: Valor do χ em função do índice de esbeltez

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

São usadas duas hipóteses para o dimensionamento da força de compressão resistente de cálculo, sendo utilizado o menor valor obtido delas, as expressões são:

- Para estado-limite último de escoamento, utilizado quando $KL/r \leq 25$:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

- Para estado-limite último de flambagem, usado quando $KL/r > 25$:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (21)$$

Onde, $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

2.7 Ligações

Um dos critérios que a NBR8800:2008 [2] define é que as ligações sujeitas a uma força solicitante de cálculo, em qualquer direção inferior a 45 KN, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo igual a 45 KN, com direção e sentido da força, exceto: diagonais e montantes de travejamento de barras compostas, barras redondas para tirantes, terça e longarinas.

Uma recomendação que fica a critério do responsável técnico pelo projeto é que as ligações de barras tracionadas ou comprimidas sejam dimensionadas no mínimo para 50% da força axial resistente de cálculo da barra, referente ao tipo de solicitação que comanda o dimensionamento da respectiva barra.

No modelo de cobertura, foi escolhida dupla cantoneira, a NBR8800:2008 [2] especifica que para esses tipos de cantoneira não é exigido que o centro geométrico das soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra nas suas extremidades, para os casos não sujeitos a fadiga, a excentricidade entre os eixos de barra e das ligações pode ser desprezada em barras solicitadas estaticamente, mas deve ser levada em conta em barras sujeita a fadiga.

2.7.1 Especificações de Dimensionamento para Solda

Para o aço A36 são utilizados eletrodos E60XX e E70XX do tipo comum ou baixo hidrogênio. Existem muitos fatores AISC 360-10 [5] que serviram e servem como referência para NBR 8800:2008 [2], e uma delas é a tabela 4 relacionada à força resistente de cálculo de soldas F_w , R_d ; essa resistência é baseada em dois estados limites últimos, na ruptura da solda na seção efetiva e no escoamento do metal base na face de fusão.

Na tabela encontra-se o A_w que é a área efetiva da solda, A_{MB} é a área do metal-base, F_y é a menor resistência ao escoamento entre os metais base da junta e F_w que é a resistência mínima à tração do metal da solda.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

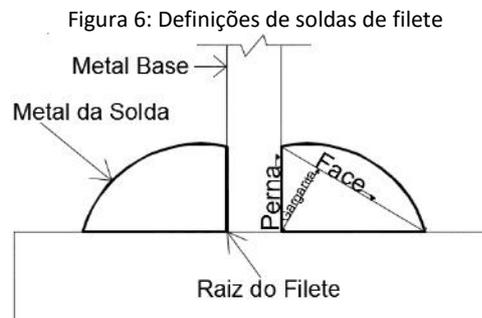
Tabela 4: Força resistente de cálculo de soldas

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}$ ^{a b d}
Penetração total ^{g)}	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{s1}$ ^{e f1}
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0,60 A_{MB} f_y / \gamma_{s1}$ ⁱ
Penetração parcial ^{g)}	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^o	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{s1}$ ⁱ b) Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{w1}$ ^{j)}
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ ^k
Filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^o	Não precisa ser considerado
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ ^{h k}
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ ^k

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Segundo Chamberlain (2013) [5], os tipos de soldas existentes são de filete, ranhura, tampão, entalhe de penetração parcial ou total, porém as mais utilizadas são as soldas de filete e entalhe de penetração parcial ou total.

No modelo da cobertura metálica, foi utilizado solda de filete de lados iguais, nesse tipo de solda o material é depositado nas faces laterais dos elementos ligados, nelas são levados em consideração a raiz da solda, a perna do filete, garganta e face conforme figura abaixo.



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Denomina-se perna o menor lado do filete, b ; a garganta do filete é a espessura desfavorável, t ; e a raiz da solda que é a região de contato entre o material de adição (metal da solda), material base e a linha comum as duas faces de fusão.

Em função da parte menos espessa soldada é dado o tamanho mínimo da perna de uma solda de filete.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 5: Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w^a mm
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8
^a Executadas somente com um passe.	

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

De acordo com a NBR 8800:2008 o tamanho máximo de perna de uma solda de filete que pode ser usado ao longo de bordas soldadas é o seguinte:

- Ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35mm, não mais do que a espessura do material.
- Ao longo de bordas de material com espessura igual ou superior a 6,35mm, não mais do que a espessura do material subtraída de 1,5mm, a não ser que nos desenhos seja indicada como reforçada durante a execução, de modo a obter a espessura total desejada da garganta.

O comprimento efetivo de uma solda de filete dimensionada para uma solicitação de cálculo qualquer não pode ser inferior a 4 vezes seu tamanho da perna e a 40mm; do contrário esse tamanho não pode ser considerado maior que 25% do comprimento efetivo da solda.

Á área efetiva de um filete de solda de lados iguais é dada pela seguinte expressão:

$$A_w = tl = 0,7b \quad (22)$$

Onde l é o comprimento do filete.

Os esforços solicitantes em qualquer direção no plano perpendicular ao eixo longitudinal da solda são considerados, para efeito de cálculo, como esforços cisalhantes, logo a resistência de cálculo do metal da solda, R_d , pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$R_d = A_w(0,6f_w)/\gamma_{w2} \quad (23)$$

Onde:

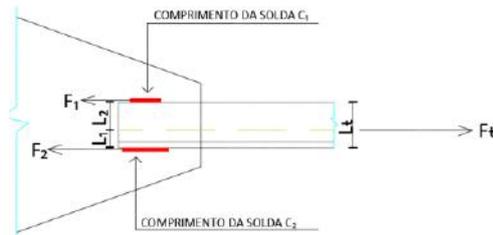
A_w - é a área da solda;

f_w - é a tensão resistente do metal da solda.

Um dos objetivos que também deve ser realizado no dimensionamento das ligações é fazer com que os esforços desenvolvidos nas soldas passem pelo centro de gravidade para que não haja efeitos de flexão, então deve ser realizado o equilíbrio de momentos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 7: Dupla cantoneira soldada na chapa de Gusset



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

O equilíbrio de momentos para a dupla cantoneira que foi utilizada é dado pelas seguintes expressões:

$$F_1 \times L_1 - (F_t / 2) \times L_1 = 0 \quad (24)$$

$$F_2 = F_t - F_1 \quad (25)$$

A força solicitante de cálculo foi dividida por 2 devido ao fato de se tratar de cantoneira e cada uma delas receberem a metade dessa força.

Para encontrar o comprimento de solda, C_1 , de cada perfil foi utilizada a equação do metal base, onde a mesma foi igualada a F_1 ; e para encontrar o comprimento C_2 da solda, foi estabelecida uma relação entre as forças e seus comprimentos, conforme a equação a seguir:

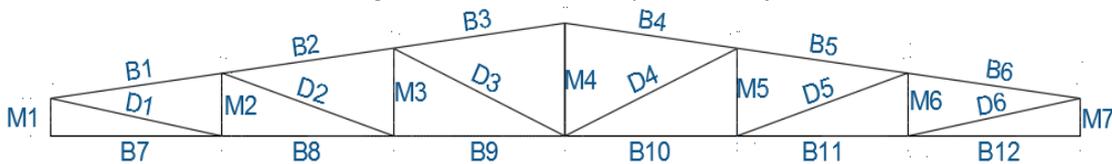
$$L_2 = (F_2 / F_1) \times L_1 \quad (26)$$

Foi verificado o escoamento para tração ou compressão da chapa de *gusset* onde o mesmo deve ser maior que o esforço solicitante de cálculo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foi utilizado, para análise e dimensionamento da treliça metálica, o programa comercial de elementos finitos SAP2000. A estrutura, por sua vez, foi dividida em grupos para padronizar seu cálculo.

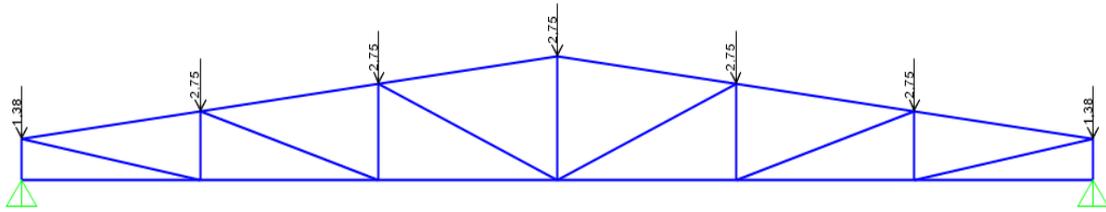
Figura 8: Nomenclatura dos perfis da treliça



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

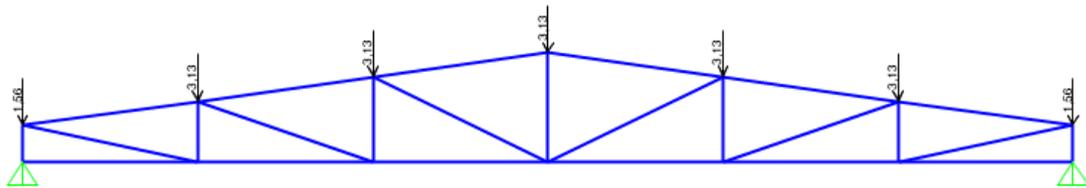
Figura 9: Cargas pontuais provenientes das cargas permanentes

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



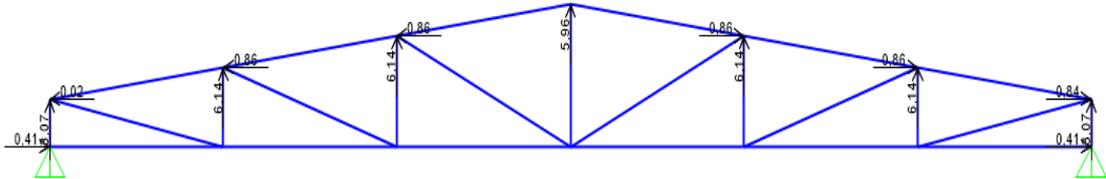
Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 10: Cargas pontuais provenientes da sobrecarga



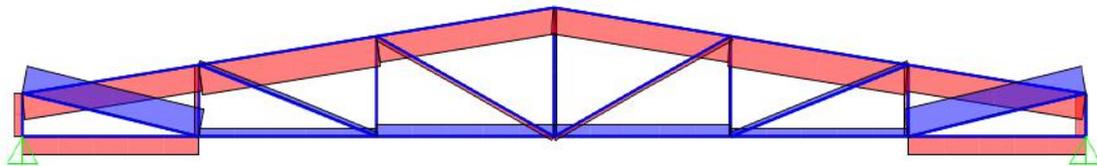
Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 11: Decomposição dos esforços pontuais provenientes da ação do vento



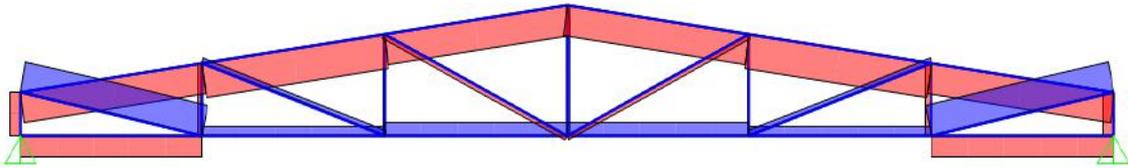
Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 12: Esforços causados pelo peso próprio da estrutura



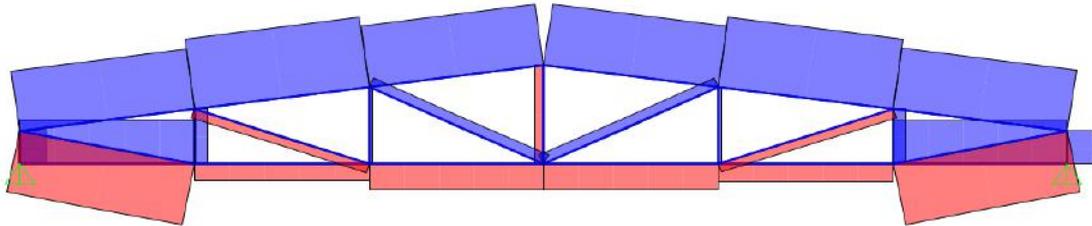
Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 13: Esforços causados pela sobrecarga na estrutura



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Figura 14: Esforços causados pela ação do vento na estrutura



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Tabela 6: Perfis de aço utilizados para cada grupo de elementos

Grupo	Perfil (mm)	Kg/m	Aço	L total (m)
Banzos superiores	2L 76 x 76 x 7,9	9,1	ASTM A36	15,14
Banzos inferiores	2L 76 x 76 x 7,9	9,1	ASTM A36	15
Diagonais	2L 64 x 64 x 7,9	7,4	ASTM A36	5,5
Montantes	2L 64 x 64 x 7,9	7,4	ASTM A36	15,9
Terças	U 152 x 50 x 7,5	12,2	ASTM A36	240

Fonte: Elaborado pelos próprios autores



Tabela 7: Tabela com esforços na estrutura e suas combinações

Elemento	Comprimento (m)	Peso próprio	Sobrecarga	Vento	Combinação 1	Combinação 2	Comprimento da menor solda (C1) em mm	Comprimento da maior solda (C2) em mm
M1	0,5	-8,25	-9,38	36,877	-24,38	43,38	40,00	96,17
M2	0,83	-4,13	-4,69	18,51	-12,19	21,78	40,00	96,17
M3	1,17	-0,98	-1,12	4,327	-2,90	5,08	40,00	96,17
M4	1,5	2,75	3,13	-12,724	8,13	-15,06	40,00	96,17
M5	1,17	-0,98	-1,12	4,22	-2,90	4,93	40,00	96,17
M6	0,83	-4,13	-4,69	18,362	-12,19	21,58	40,00	96,17
M7	0,5	-8,25	-9,38	36,794	-24,38	43,26	40,00	96,17
D1	2,55	21,03	23,90	-94,384	62,14	-111,11	40,00	96,17
D2	2,64	3,11	3,53	-13,682	9,18	-16,04	40,00	96,17
D3	2,76	-3,25	-3,70	14,946	-9,61	17,67	40,00	96,17
D4	2,76	-3,25	-3,70	15,142	-9,61	17,95	40,00	96,17
D5	2,64	3,11	3,53	-13,346	9,18	-15,57	40,00	96,17
D6	2,55	21,03	23,90	-93,626	62,14	-110,05	40,00	96,17
B1	2,52	-20,81	-23,65	92,972	-61,48	109,35	40,00	97,56
B2	2,52	-23,78	-27,02	106,937	-70,26	125,93	40,42	98,58
B3	2,52	-20,81	-23,65	94,144	-61,48	110,99	40,00	97,56
B4	2,52	-20,81	-23,65	94,144	-61,48	110,99	40,00	97,56
B5	2,52	-23,78	-27,02	107,116	-70,26	126,18	40,50	98,77
B6	2,52	-20,81	-23,65	93,472	-61,48	110,05	40,00	97,56
B7	2,5	-14,73	-16,74	66,346	-43,52	78,15	40,00	97,56
B8	2,5	5,89	6,70	-26,205	17,41	-30,80	40,00	97,56
B9	2,5	8,84	10,05	-39,185	26,12	-46,02	40,00	97,56
B10	2,5	8,84	10,05	-39,362	26,12	-46,27	40,00	97,56
B11	2,5	5,89	6,70	-26,701	17,41	-31,49	40,00	97,56
B12	2,5	-14,73	-16,74	65,108	-43,52	76,42	40,00	97,56
Obs.:	<p>O sinal (+) significa que as barras estão sendo tracionadas; O sinal (-) significa que as barras estão sendo comprimidas; Foi adotada uma força solicitante de cálculo de 45 KN para a resistência mínima das ligações, nos valores das forças solicitantes menores que este valor, de acordo com a NBR 8800:2008; Os comprimentos das soldas foram calculados e verificados com o comprimento mínimo e máximo, conforme citado no artigo.</p>							

Fonte: Elaborado pelos autores

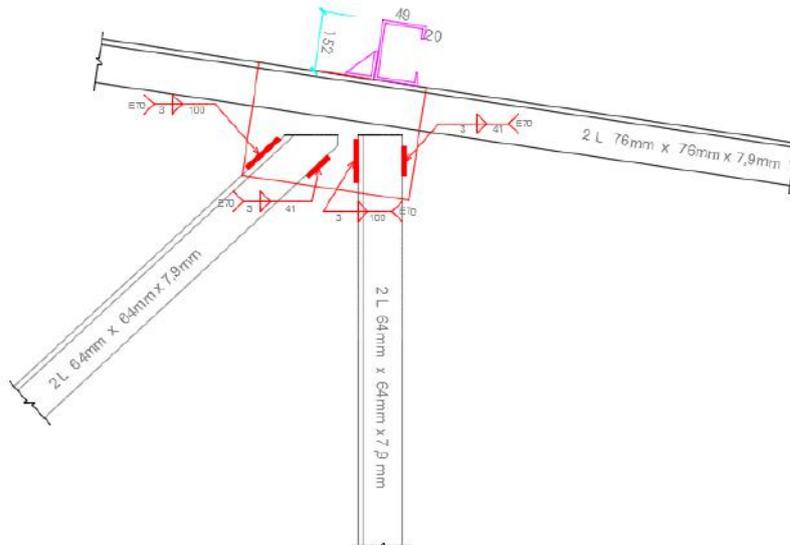
* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 8: Tabela com as principais informações calculadas nos perfis

Banzos superiores em compressão								
ix (cm)	iy (cm)	Ix (cm ⁴)	Gusset(mm)	Iy (cm ⁴)	b/t	(b/t)lim	KI/ix	KI/iy
2,33	3,44	62,4	6,35	271,47	9,645	12,73	108,15	146,51
Ne (KN)	λ_o	X	Nc,Rd	Espaçamento entre as chapas de ligação (cm)				
210,95	1,65	0,332	173,24	100				
Banzos superiores em tração								
Ct	Aef	Nd, res	Obs: Em todos os banzos foram adotadas a mesma seção transversal de perfil					
0,779	17,88	529,78						
Diagonal 1 em compressão (mais solicitada)								
ix (cm)	iy (cm)	Ix (cm ⁴)	Gusset(mm)	Iy (cm ⁴)	b/t	(b/t)lim	KI/ix	KI/iy
1,93	2,93	35,4	6,35	162,36	8,04	12,73	130,57	87,03
Ne (KN)	λ_o	X	Nc,Rd	Espaçamento entre as chapas de ligação (cm)				
214,923	1,48	0,4	172,36	70				
Diagonal 1 em tração (mais solicitada)								
Ct	Aef	Nd, res	Obs: Em todos os montantes e diagonais foram adotadas a mesma seção transversal de perfil					
0,812	15,39	456,16						

Para realização das ligações na prática, foi adotada como comprimento de solda a pior situação aproximando estes valores para 41 mm e 100 mm, conforme figura abaixo:

Figura 15: Ligações dos perfis da cantoneira



Fonte: Elaborado pelos autores

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4 CONCLUSÃO

É importante destacar a ação do vento como um dos aspectos preponderantes no cálculo dos comprimentos das soldas. Foram os piores esforços no modelo de cobertura adotado, sendo necessário ter uma resistência maior nas ligações.

As ações externas atuantes nas estruturas metálicas foram transformadas em esforços internos, onde estes caminharam segundo os eixos de gravidade.

Os posicionamentos relativos dos elementos de ligação se encontraram em um único ponto, fato que deve ser observado não só em projetos como também na execução desses detalhes, para não haver ou tornar quase desprezível os momentos das ligações nos encontros dos perfis.

Ao completar este artigo, verificou-se que as resistências de ligações soldadas, garantiram a continuidade dos elementos conectados com resistência e rigidez compatíveis com os objetivos adotados no projeto.

No entanto, deve-se sempre fazer projetos bem detalhados referentes às ligações, para que sejam feitos de maneira correta durante o processo construtivo, pois um detalhe com erros ou com algumas informações omitidas podem levar a estrutura ao colapso.

REFERÊNCIAS

- 1 HAYWARD, Alan; WEARE, Frank. **Steel Detailers' Manual**. 3 ed. Editado por Anthony C; Oakhill. Malden. Blackwell Publishing, 2011.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- 3 PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.
- 4 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- 5 CHAMBERLAIN, Zacarias; FICANHA, Ricardo; FABEANE, Ricardo. **Projeto e cálculo de estruturas de aço**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier Ltda, 2013.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

INFLUÊNCIA DA DISTORÇÃO DA ALMA NA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE PERFIS I SUBMETIDOS A MOMENTO CONSTANTE E CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA

Carla Cristiane Silva¹
Ricardo Hallal Fakury²
Ana Lydia Reis de Castro e Silva³

Resumo

Este artigo trata da influência da distorção da alma no valor do momento crítico elástico de flambagem lateral com torção de vigas de aço com seção I duplamente simétrica. As vigas estudadas são biapoiadas no plano de flexão, com comprimento destravado igual ao vão, supostas com empenamento livre e torção impedida nas duas extremidades e submetidas a dois tipos de carregamento: i) momento uniforme e ii) carga uniformemente distribuída atuante na semialtura da seção transversal, na mesa superior e na mesa inferior. Para se chegar a conclusões consistentes, inicialmente são desenvolvidos e aferidos modelos numéricos para utilização do Método dos Elementos Finitos por meio do programa ABAQUS, e em seguida processados diversos modelos variando a esbeltez da alma e o comprimento destravado. Os resultados obtidos numericamente são comparados com soluções clássicas que não levam em conta o efeito da distorção da alma. Ao final, concluiu-se que, no geral, o efeito da distorção da alma aumenta com a redução do comprimento da viga e a elevação da esbeltez da alma e que esse efeito é maior para carga uniformemente distribuída que para momento uniforme.

Palavras-chave: Vigas de aço; Flambagem lateral com torção; Momento crítico elástico; Distorção da alma.

THE WEB DISTORTION'S INFLUENCE IN THE LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF I-SECTIONS SUBJECT TO UNIFORM MOMENT AND UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD

Abstract

In this paper the web distortion's influence in the value of the elastic critical moment of lateral torsional buckling of steel beams with doubly symmetric I-sections is studied. The beams are simply supported with free warping and restraint twist in the both ends and subject to two types of loading: i) uniform moment; ii) uniformly distributed load acting in the half height of the cross section, in the top flange and in the bottom flange. To reach consistent conclusions, initially numerical models for use of the Finite Elements Method by means of program ABAQUS are developed and benchmarked and then are processed several models with variation the web slenderness and the beam laterally unbraced length. The results obtained with ABAQUS are compared with the classical solutions which do not take into account the

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



effect of web distortion. Finally, it is concluded that, in general, the effect of the web distortion increases with the reduction of the length of the beam and the elevation of the web slenderness e that this effect is greater for uniformly distributed load than uniform moment.

Keywords: Steel beams; Lateral torsional buckling; Elastic critical moment; Web distortion.

¹ Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia de Estruturas, Departamento Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Dr. em Engenharia de Estruturas, Professor Titular, Departamento Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

³ Engenheira Civil, Dr^a. em Engenharia de Estruturas, Professora Adjunta, Departamento Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Flambagem Lateral com Torção

A flambagem lateral com torção (FLT), nas vigas com seção I, é um fenômeno causado pelo momento fletor atuante em relação ao eixo de maior inércia da seção transversal (eixo x, perpendicular à alma), e caracterizado por uma translação lateral (na direção do eixo de x), $\mu(z)$, e uma torção, $\varphi(z)$, combinados, conforme ilustra a Figura 1. Sucintamente, esses dois movimentos decorrem do efeito desestabilizante da parte comprimida da seção transversal, que tende a se movimentar lateralmente, e é parcialmente contida pelo efeito estabilizante da parte tracionada. O valor do momento fletor resistente a esse modo de colapso depende, em regime elástico, do comprimento destravado, das condições de contorno, das dimensões da seção transversal, da variação do momento fletor e do nível de atuação das cargas transversais.

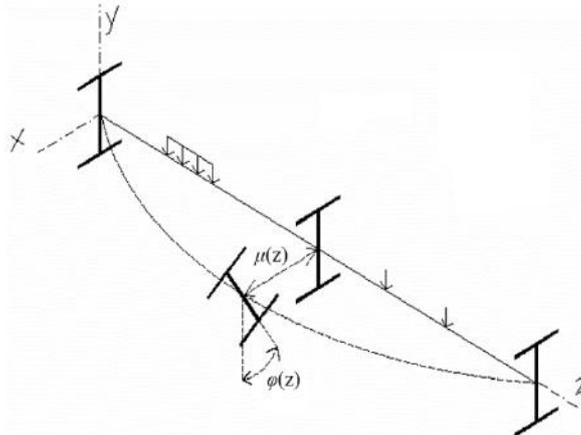
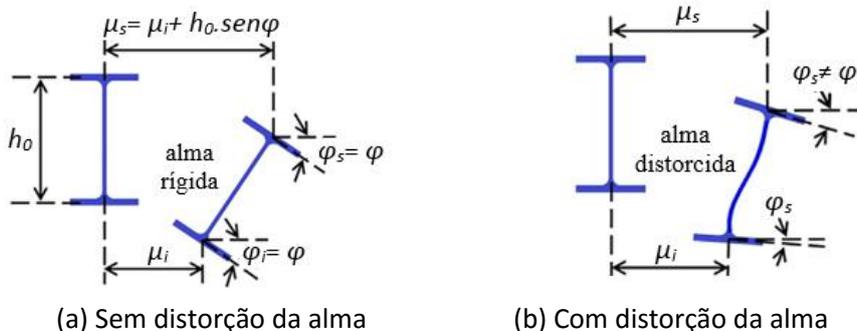


Figura 1: Flambagem lateral com torção (Fakury *et al.* [1])

1.2 Influência da Distorção da Alma na FLT

A teoria clássica da FLT parte do princípio de que a seção transversal da viga se mantém inalterada durante o fenômeno, indeformável no seu plano (Figura 2-a). No entanto, a alma das seções I pode apresentar flexão lateral (distorção), como se vê na Figura 2-b, o que causa a redução do momento fletor resistente da viga.



(a) Sem distorção da alma

(b) Com distorção da alma

Figura 2: Modos de flambagem lateral de viga (adaptado de Kallan e Buyukkaragoz [2])

O efeito da distorção da alma na flambagem lateral com torção de vigas de aço com seção I, conforme diversos pesquisadores, entre os quais Bradford [3], Roberts e Jhita. [4], Wang *et al.* [5] e Zirakian [6], depende da esbeltez da alma, caracterizada pela relação entre a altura e a espessura desse elemento, e do comprimento destravado.

Em algumas situações, a flambagem lateral com torção, além de sofrer a influência da distorção da alma, pode ocorrer simultaneamente com a flambagem local da mesa comprimida (FLM) ou com a flambagem local da alma (FLA) ou, até, em conjunto com ambas essas flambagens locais.

1.3 Objetivo

Este artigo tem como objetivo avaliar o efeito da distorção da alma no valor do momento crítico elástico de flambagem lateral com torção de vigas de aço com seção I duplamente simétrica com vínculos de garfo (vínculos que não permitem a torção e o deslocamento lateral da seção transversal, mas permitem o empenamento e a rotação em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma, chamada de rotação lateral) nas duas extremidades do vão, assumindo sempre o vão como igual ao comprimento destravado, submetidas a dois tipos de carregamento: i) momento uniforme; ii) carga uniformemente distribuída atuante na semialtura da seção transversal (CDC), na mesa superior (CDS) e na mesa inferior (CDI). Quando a carga atua na mesa superior ela é desestabilizante e quando atua na mesa inferior, estabilizante.

Para se atingir o objetivo supracitado, serão usadas vigas com seção transversal com altura, largura e espessura das mesas constantes, variando-se a espessura da alma e o vão em uma ampla faixa, de modo a se levantar as influências da esbeltez da alma e do comprimento destravado. Nessas vigas, serão obtidos os valores do momento crítico elástico sem considerar a distorção da alma de acordo com a teoria clássica da FLT (ver Item 2), e os valores desse momento incorporando o efeito da distorção da alma por meio de análise numérica efetuada pelo Método dos Elementos Finitos usando o programa comercial ABAQUS (Hibbitt *et al.* [7]). O efeito da distorção será expresso pela razão entre esses dois momentos.

2 MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO CONFORME A TEORIA CLÁSSICA DA FLT

2.1 Considerações Gerais – Vigas de Alma Não-esbelta e Vigas de Alma Esbelta

De acordo com Basler e Thürlimann [8], devem ser utilizados procedimentos de cálculo distintos para determinação do momento crítico elástico de vigas de alma não-esbelta e vigas de alma esbelta. As vigas de alma não-esbelta são aquelas nas quais o parâmetro de esbeltez da alma, λ_w , dado pela relação h/t_w , em que h é a altura da alma (nos perfis laminados, a altura da parte plana da alma e, nos perfis soldados, a distância entre as faces internas das duas mesas) e t_w sua espessura, não supera o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, $\lambda_{w,r}$, e de alma esbelta aquelas em que λ_w é maior que $\lambda_{w,r}$, com:

$$\lambda_{w,r} = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

onde E é o módulo de elasticidade e f_y é a resistência ao escoamento do aço. Considerando que o módulo de elasticidade pode ser tomado como igual a 200.000 MPa, esse limite apresenta, respectivamente, valores de 161, 147 e 136 para aços com resistência ao escoamento de 250 MPa, 300 MPa e 350 MPa, os mais usados no Brasil.

A subdivisão das vigas em vigas de alma não-esbelta e de alma esbelta também é adotada por diversas normas de projeto, entre as quais a brasileira ABNT NBR 8800 [9] e a norte-americana ANSI/AISC 360 [10]. De acordo com essas duas normas, entre as vigas de alma não-esbelta, quando λ_w é inferior ou igual ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação $\lambda_{w,p}$, não ocorre FLA, e quando é maior que $\lambda_{w,p}$ e no máximo igual a $\lambda_{w,r}$, a FLA pode ocorrer em regime inelástico, com:

$$\lambda_{w,p} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2)$$

Esse parâmetro tem valores de 106, 97 e 90 para aços com resistência ao escoamento de 250 MPa, 300 MPa e 350 MPa, respectivamente.

2.2 Vigas de Alma Não-esbelta

Conforme a teoria clássica, nas vigas de alma não-esbelta, o efeito da distorção da alma não é considerado. Assim, o momento crítico elástico para o estado-limite último de flambagem lateral com torção de vigas de seção I com dois eixos de simetria fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (eixo x), pode ser dado por:

$$M_{cr,an,1} = C M_{cr,0} \quad (3)$$

onde C é um fator que leva em conta a variação do momento fletor ao longo do comprimento destravado e o nível de aplicação das cargas transversais atuantes e $M_{cr,0}$ é o momento crítico elástico para o a situação de momento uniforme no comprimento destravado.

O valor de $M_{cr,0}$ é igual a (Timoshenko e Gere [11]):

$$M_{cr,0} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (4)$$

onde C_w é a constante de empenamento da seção transversal, I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y , J é a constante de torção da seção transversal e L_b é o comprimento destravado da viga.

O fator C , para o caso de momento uniforme é igual a 1,0 e, para o caso de carga uniformemente distribuída, de acordo com obtidos por Chen e Lui [12], quando as duas mesas da viga estão livres para se deslocar lateralmente, pode ser expresso, com boa precisão, por:

$$C = \begin{cases} AB & , \text{ para carga atuando na mesa inferior} \\ A & , \text{ para carga atuando na semialtura da seção transversal} \\ A/B & , \text{ para carga atuando na mesa superior} \end{cases} \quad (5)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

onde

$$A = 1,12 \quad (6)$$

$$B = 1,0 + 0,535W - 0,154W^2 \quad (7)$$

com

$$W = \sqrt{\frac{\pi^2 E C_w}{L_b^2 G J}} \quad (8)$$

2.3 Vigas de Alma Esbelta

De acordo com Basler e Thürlimann [8], nas vigas de alma esbelta o efeito da distorção da alma na FLT passa a ser importante. Para levá-lo em conta de modo simplificado, esses autores propõem assumir como nula a constante de torção J . Adicionalmente, em seus estudos, concluíram que quando o momento atuante excede o momento associado à flambagem local da alma, ocorre uma redistribuição de tensão da altura comprimida da alma para a mesa comprimida, ou seja, ocorre uma “transferência de responsabilidade” da alma comprimida para a mesa comprimida (Figura 3), o que causa uma redução no momento resistente proporcionada pelo seguinte fator:

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0 \quad (9)$$

onde a_r é a razão entre as áreas da alma e da mesa comprimida, que não pode superar 10 e h_c é duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida.

Desse modo, tendo em vista as equações (3) e (4), nas vigas de alma esbelta o momento crítico elástico se torna igual a:

$$M_{cr,an,2} = \frac{k_{pg} C \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} \quad (10)$$

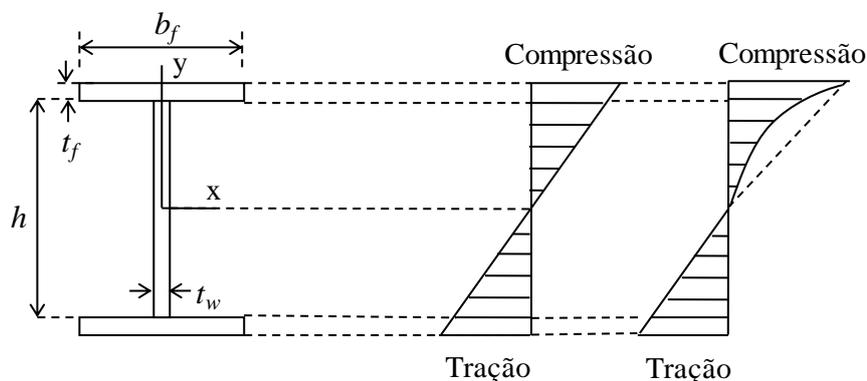


Figura 3: Diagrama de momento antes e depois da flambagem (Queiroz [13])

De acordo com a ABNT NBR 8800 [9], a esbelteza da alma, λ_w , dada por h/t_w , não pode exceder 260 nem $0,42E/f_y$, para se assegurar que a mesa comprimida não flambe por flexão na direção da alma (a alma demasiadamente esbelta não conseguiria impedir o movimento da mesa em sua direção).

3 ANÁLISE NUMÉRICA

Para investigar o fenômeno da distorção da alma na flambagem lateral com torção foram desenvolvidos e calibrados frente a resultados da literatura modelos numéricos no programa comercial ABAQUS (Hibbitt *et al.* [7]). Esse programa utiliza o Método dos Elementos Finitos, que se baseia na aproximação das condições de equilíbrio de um corpo sob o ponto de vista Lagrangiano, ou seja, cada ponto material do corpo é analisado como sendo uma função do tempo e de suas coordenadas, e as equações de equilíbrio são obtidas a partir do Princípio dos Trabalhos Virtuais.

Neste artigo foram feitas análises linearizadas de flambagem a fim de se obter o momento crítico elástico para o estado-limite de flambagem lateral com torção de vigas com seção I duplamente simétricas de aço. Foram utilizados nas mesas e na alma das vigas elementos de casca S4, representados na Figura 4, que são elementos de quatro nós de aplicação geral, curvatura dupla, integração completa e com deformação finita de membrana. Eles apresentam seis graus de liberdade por nó, referentes a três translações e três rotações segundo um sistema de três eixos (x, y e z). A malha de elementos finitos foi estruturada. Nesse processo, a distorção da alma é naturalmente incorporada aos resultados.

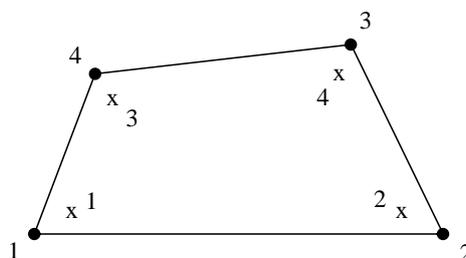


Figura 4: Representação elemento de casca S4

Visando definir uma malha de elementos finitos que possuísse um número de elementos adequado e com capacidade de adaptação aos contornos dos perfis, foi realizada uma avaliação da influência do refinamento da malha na precisão dos resultados, levando em consideração ainda o tempo de processamento, como mostra a Tabela 1. Para esse estudo, foi utilizado um modelo de viga de 10 m de vão, altura da seção transversal de 500 mm, larguras e espessura das mesas de 200 mm e 16 mm, respectivamente, e espessura de alma de 23,4 mm submetida a momento uniforme. Ao final, optou-se por utilizar uma malha com tamanho do elemento de 20 mm tendo em vista que seu tempo de processamento foi bem menor que o da malha com elemento de 10 mm e a diferença entre os resultados foi irrelevante.

Tabela 1: Estudo de refinamento de malha

Casca tipo	Tamanho do elemento (mm)	Número de elementos	Tempo de Processamento	Momento kN.m
S4	500	120	14s	310,62
S4	300	198	17s	310,12
S4	100	800	15s	309,20
S4	80	1.250	15s	308,82
S4	60	2.672	20s	308,47
S4	40	6.000	19s	307,87
S4	30	9.324	22s	307,65
S4	20	22.000	49s	307,13
S4	10	88.000	14min13s	306,57

O momento constante na viga foi simulado aplicando um binário de forças distribuídas nas mesas nas duas extremidades, com tração na mesa inferior e compressão na mesa superior, como se vê na Figura 5. Evidentemente, o momento atuante é igual ao valor da força distribuída multiplicada pela largura das mesas e pela distância entre as linhas médias das mesas.

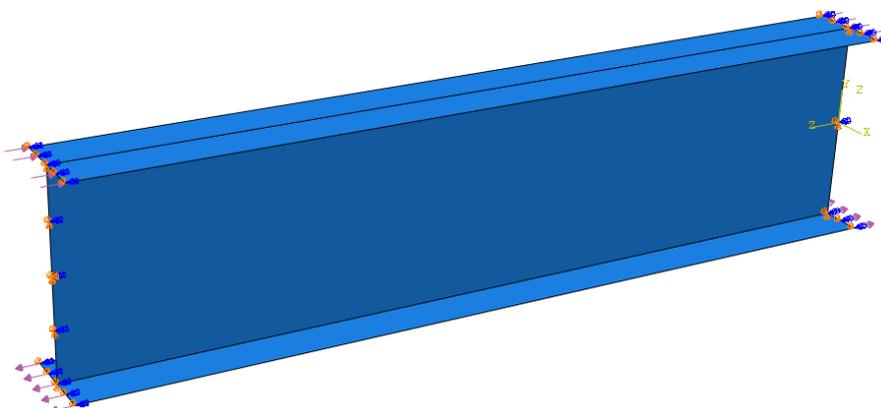
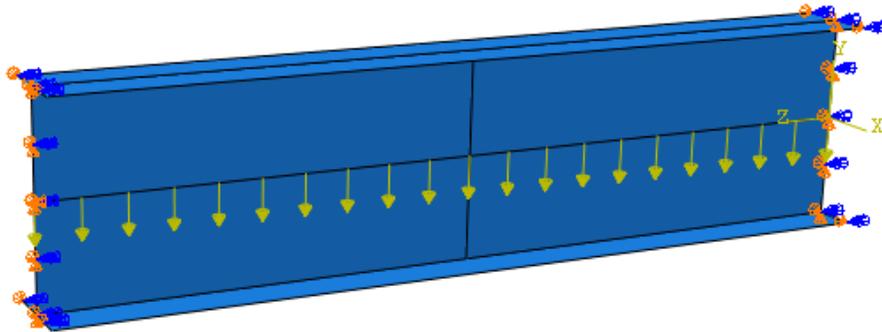
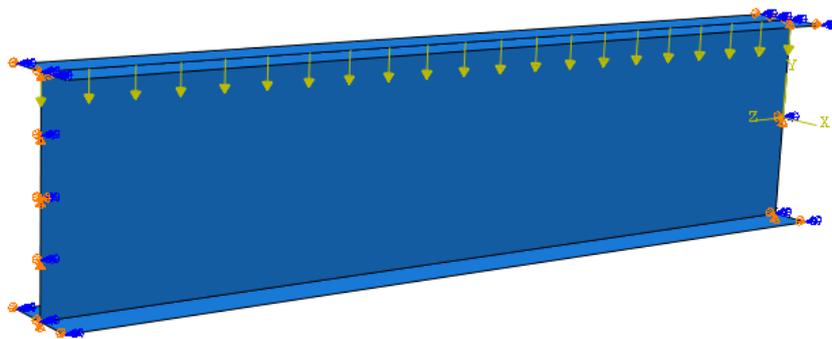


Figura 5: Simulação do momento constante na viga

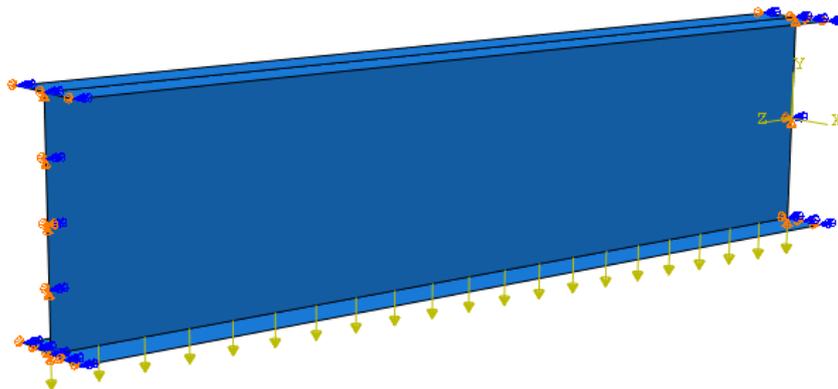
A carga uniformemente distribuída foi posicionada no centro da alma (Figura 6-a), na mesa superior (Figura 6-b) e na mesa inferior (Figura 6-c), ao longo de todo comprimento destravado da viga.



(a) No centro da alma (CDC)



(b) Na mesa superior (CDS)



(c) Na mesa inferior (CDI)

Figura 6: Simulação da carga uniformemente distribuída na viga

A geometria foi definida pelas linhas médias da seção transversal de acordo com o sistema de coordenadas global do programa ABAQUS (Hibbitt *et al.* [7]), onde a origem está situada na semialtura da seção e em uma das extremidades. O eixo y está na direção da alma, o eixo x na direção perpendicular à alma e o eixo z na direção longitudinal da viga. Para simular os apoios

rotulados no plano de flexão com vínculos de garfo para flambagem lateral, as translações na direção y foram impedidas em toda a altura da alma, ao passo que as translações na direção x e a rotação em torno de z foram impedidas em todos os nós de ambas as extremidades da viga. A translação na direção z foi restringida apenas no nó situado na semialtura da alma e em somente uma das extremidades da viga.

Nos modelos numéricos foi adotado um diagrama tensão *versus* deformação linear do aço, considerando o módulo de elasticidade E igual a 200.000 MPa e o coeficiente de Poisson ν igual a 0,3. Dessa forma, o programa ABAQUS (Hibbitt *et al.* [7]) pôde considerar um comportamento elástico e isotrópico do aço.

A seção transversal das vigas estudadas tem altura (d) de 500 mm. As mesas possuem largura (b_f) de 200 mm e espessura (t_f) de 16 mm, portanto têm esbeltez ($\lambda_f = \frac{1}{2}b_f/t_f$) de 6,25, indicando que esse elemento não pode sofrer flambagem local, conforme a ABNT NBR 8800 [9]. Para a alma, foram adotadas espessuras (t_w) hipotéticas de 23,4 mm, 11,70 mm, 7,80 mm, 5,85 mm, 4,68 mm, 3,90 mm, 3,34 mm, 2,93 mm, 2,60 mm e 2,34 mm, correspondentes a esbeltezes desse elemento ($\lambda_w = h/t_w$) iguais a 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180 e 200 (a altura h foi tomada igual à distância entre as faces internas das mesas), abrangendo seções transversais de alma esbelta e não-esbelta e, nestas últimas, seções em que a flambagem local da alma não pode ocorrer ou que pode ocorrer em regime inelástico. As vigas foram projetadas com comprimentos destravados (L_b) de 10 m, 8 m, 6 m e 4 m, correspondentes à razão entre altura da seção transversal e vão variando entre 1/20 e 1/8, faixa de utilização que cobre as situações usuais.

Como ilustração, a Figura 7 mostra a configuração após a flambagem lateral com torção de uma viga com a modelagem realizada no programa ABAQUS (Hibbitt *et al.*, 2005) e a sua seção central, podendo-se constatar a ocorrência da distorção da alma.

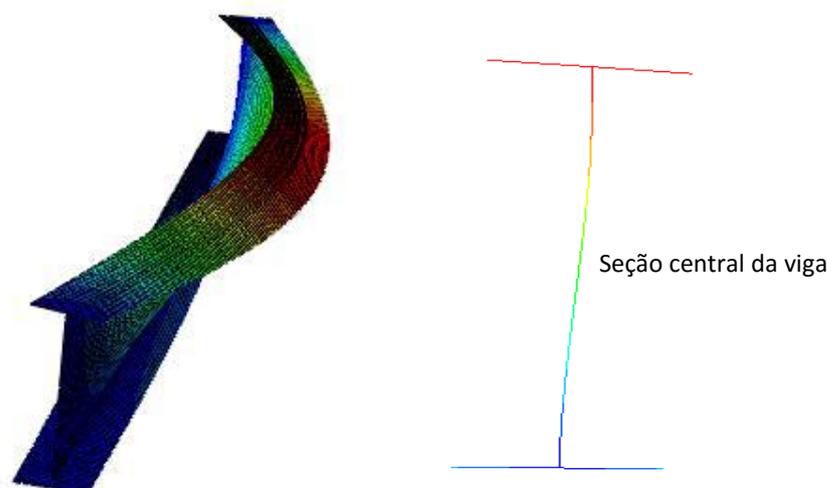


Figura 7: Efeito da distorção da alma na FLT (modelo com $L_b = 4$ m e $\lambda_w = 60$ – momento uniforme)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores dos momentos críticos elásticos calculados com a teoria clássica da FLT ($M_{cr,an}$), que não considera essa distorção da alma nas vigas, foram comparados com os valores dos momentos encontrados nos modelos numéricos ($M_{cr,num}$), que levam em conta de modo bastante preciso a distorção da alma, tanto para as vigas de alma não-esbelta como para as vigas de alma esbelta, independentemente de a esbeltez da alma λ_w caracterizar viga de um ou outro tipo. Para essa comparação, foram traçados gráficos da razão entre os momentos críticos elásticos ($M_{cr,an}/M_{cr,num}$), mostrados nas figuras 8, 9, 10, e 11 para momento uniforme, carga distribuída atuante na semialtura da seção transversal, na mesa superior e na mesa inferior, respectivamente, em função da esbeltez da alma para os vários comprimentos destravados da viga.

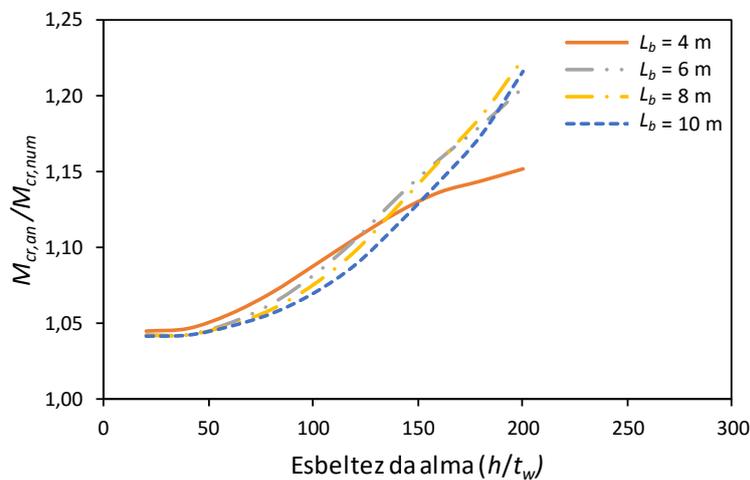


Figura 8: Razão $M_{cr,an}/M_{cr,num}$ em função da esbeltez da alma h/t_w para momento uniforme

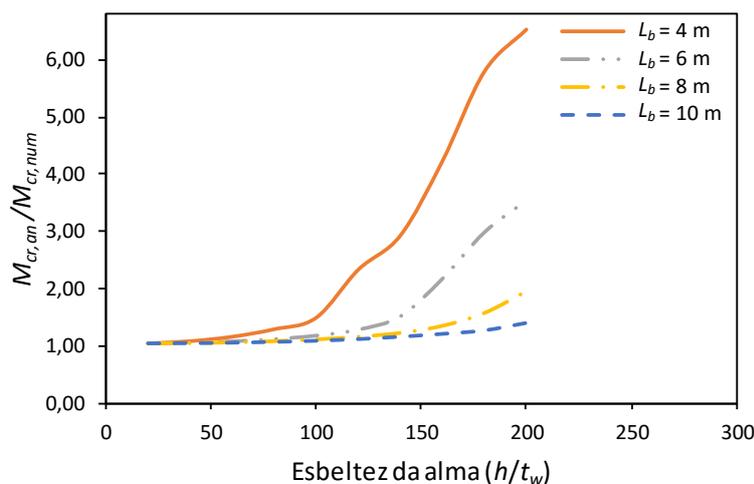


Figura 9: Razão $M_{cr,an}/M_{cr,num}$ em função da esbeltez da alma h/t_w para carga uniformemente distribuída na semialtura da seção transversal

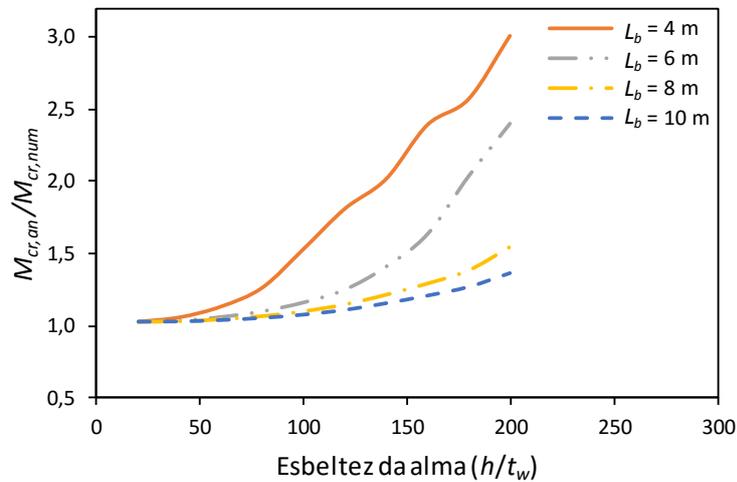


Figura 10: Razão $M_{cr,an}/M_{cr,num}$ em função da esbeltez da alma h/t_w para carga uniformemente distribuída na mesa superior

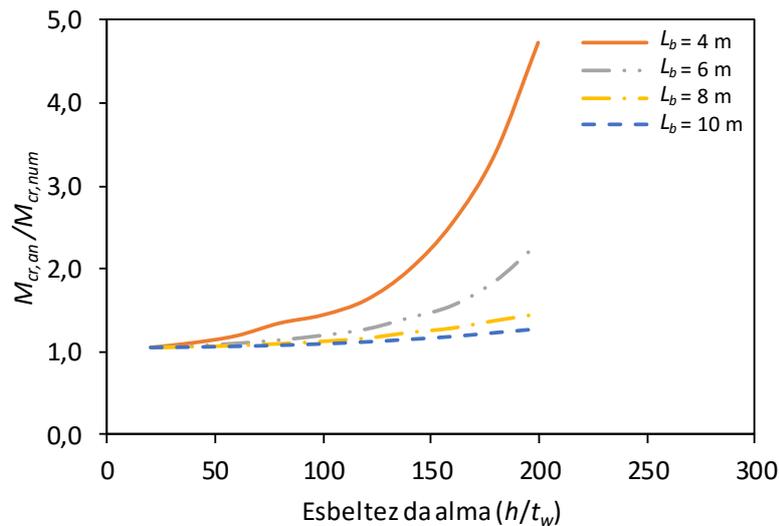


Figura 11: Razão $M_{cr,an}/M_{cr,num}$ em função da esbeltez da alma h/t_w para carga uniformemente distribuída na mesa inferior

Observa-se pelas figuras 8, 9, 10 e 11 que as curvas com todos os comprimentos destravados apresentam comportamentos similares, com o aumento da razão $M_{cr,an}/M_{cr,num}$ com a elevação da esbeltez da alma, indicando aumento da influência da distorção da alma.

Em vigas submetidas a momento uniforme, como se vê na Figura 8, nota-se que a influência máxima da distorção da alma é inferior a 22% e que, se a esbeltez da alma não supera um valor da ordem de 50, essa influência pode ser considerada desprezável, não superando 5%. Conforme Samanta e Kumar [14], nessa condição de momento uniforme, a alma não apresenta tensões de cisalhamento, ficando totalmente dedicada a suportar a distorção, razão pela qual a influência desse efeito não é grande.

Nas vigas submetidas a carga uniformemente distribuída no centro da alma (Figura 9), na mesa superior (Figura 10) e na mesa inferior (Figura 11), para todos os comprimentos destravados e esbeltezes da alma até um valor de 40, essa influência não supera 6%, para carga uniformemente distribuída na seção central e na mesa superior, e 11%, para carga uniformemente distribuída na mesa inferior. No entanto, para comprimentos destravados menores e esbeltezes da alma maiores, a influência da distorção da alma se torna extremamente elevada. Logo, a obtenção do momento crítico de vigas com pequenos comprimentos destravados sem considerar o efeito da distorção da alma pode levar a resultados superestimados, especialmente se a esbelteza da alma se aproxima do valor de $\lambda_{w,r}$.

De modo geral, nota-se que o efeito da distorção é maior quando a carga distribuída atua na semialtura da seção transversal e menor quando atua na mesa inferior.

Percebe-se que as curvas do comprimento destravado de 4 m das figuras 8, 9 e 10 apresentam uma discrepância muito grande em relação às curvas dos demais comprimentos destravados. Isso pode ser atribuído ao fato de que, nessas vigas com comprimentos destravados muito pequenos e elevada esbelteza de alma, a FLT se manifesta acompanhada da FLA.

5 CONCLUSÕES

Neste artigo, observou-se que a influência da distorção da alma no valor do momento crítico elástico à flambagem lateral com torção aumenta com a elevação da esbelteza da alma, como parece lógico, em conformidade com as conclusões de muitos pesquisadores.

Vigas submetidas a momento uniforme sofrem menor influência da distorção da alma do que vigas submetidas a carga uniformemente distribuída, pois a alma não está sujeita a tensão de cisalhamento, o que aumenta a sua capacidade resistente a esse efeito.

Os resultados para carga uniformemente distribuída atuante na semialtura da seção transversal, na mesa superior e na mesa inferior apresentam um comportamento similar. Para comprimentos destravados grandes e esbeltezes de alma reduzidas, ocorre uma pequena influência da distorção da alma. Para comprimentos destravados pequenos e esbeltezes de alma grandes, a influência da distorção da alma é extremamente elevada. Logo, a análise dessas vigas sem considerar o efeito da distorção da alma pode levar a resultados superestimados. Nota-se ainda que o efeito da distorção é maior quando a carga distribuída atua na semialtura da seção transversal e menor quando atua na mesa inferior.

Percebe-se que a curva da viga com menor comprimento destravado apresenta uma discrepância muito grande em relação às demais curvas. Isso pode ser atribuído ao fato de que nessa viga a FLT vem acompanhada da FLA.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa concedido pela CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pelo CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

- 1 Fakury, R.H.; Castro e Silva, A.L.R.; Caldas, R.B. Dimensionamento de estruturas de aço em mistas de aço e concreto. São Paulo. Pearson, 2016.
- 2 Kallan, I.; Buyukkaragoz, A. A numerical and analytical study on distortional buckling of doubly-symmetric steel I-beams. Journal Constructional Steel Research. 2012; n. 70: p. 289-297.
- 3 Bradford, M.A. Lateral-Distortional Buckling of Steel I-Section Members. Journal Constructional Steel Research. 1992; n. 23: p. 97-116.
- 4 Roberts, T. M.; Jhita, P. S. Lateral, Local and Distortional buckling of I-beams. Thin-Walled Structures. 1983; n. 1: p. 289-308.
- 5 Wang, C.M.; Chin, C.K. And Kitipornchai, S. Parametric study on distortional buckling of monosymmetric beam-columns. Journal Constructional Steel Research. 1991; n. 18: p. 89-110.
- 6 Zirakian, T. Elastic distortional buckling of doubly symmetric I-shaped flexural members with slender webs. Thin-Walled Structures. 2008; n. 46: p. 466-475.
- 7 Hibbitt; Karlsson; Sorensen. ABAQUS/Standard – User’s Manual. USA, 2005.
- 8 Basler, K.; Thürlimann, B. Strength of Plate Girders in Bending. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1963; Vol. 128, Part II, p. 655–682.
- 9 ABNT NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT); 2008.
- 10 ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Building. Chigaco, EUA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2010.
- 11 Timoshenko, S.P.; Gere, J.M. Theory of Elastic Stability. 2nd. Ed. Engineering Societies Monographs, McGraw-Hill, New York, 1961.
- 12 Chen, W.F., and Lui, E.M. Structural Stability-Theory and Implementation. Elsevier Science Publishing, 1987, Chap. 5.
- 13 Queiroz, G. Elementos das estruturas de aço. Edição do Autor. 4ª Edição. Belo Horizonte, MG, Brasil, 1993.
- 14 Samanta, A.; Kumar, A. Distortional buckling in monosymmetric I-beams. Thin-Walled Structures. 2006; n. 44: p. 51-56.



Tema: oficial de submissão

ANÁLISE DE ESTABILIDADE ESTRUTURAL PARA UMA TRELIÇA METÁLICA IÇADORA DE ADUELAS DE CONCRETO PARA PONTES*

André Durval de Andrade¹
Carlos Alberto Medeiros²

Resumo

O uso de treliça metálica para a operação de içamento de aduelas de concreto durante a fase construtiva de pontes é preferencialmente empregado em situações onde a aplicação do cimbramento convencional não é possível. E durante as operações de içamento, as barras da treliça ficam submetidas a elevados esforços, tanto de tração quanto de compressão, tendo este último grande papel na estabilidade da estrutura. O presente trabalho desenvolve uma análise de elementos finitos com o programa *ANSYS* para verificação de estabilidade estrutural em uma treliça metálica içadora de aduelas de concreto para pontes. Serão abordados tópicos de estabilidade estrutural referentes à flambagem elástica e inelástica de barras e de sensibilidade à imperfeição geométrica que devem ser observados no desenvolvimento de projetos estruturais de treliças metálicas destinadas ao içamento de aduelas.

Palavras-chave: Treliça metálica; Estabilidade estrutural; Elementos finitos.

ANALYSIS OF STRUCTURAL STABILITY FOR A STEEL TRUSS EMPLOYED IN ERECTION OF PRECAST BRIDGE SEGMENTS

Abstract

The application of steel truss system in erection operation of precast bridge segments during constructive phases of bridges is mainly adopted in situation where conventional workforms is not feasible. During the erection operation of precast bridge segments, the steel truss members are subjected to high efforts, tensile as well as compressive, being the last one of great importance in the stability of the structure. This paper aims to perform a finite element analysis with *ANSYS* software to study structural stability for a steel truss system employed in erection operations of precast bridge segments. Subjects of structural stability such as linear buckling and sensitivity to imperfections are here discussed, where they shall be considered in the structural design of steel truss systems employed in erection operation of precast bridge segments.

Keywords: Steel truss; Structural stability; Finite Elements.

¹ Engenheiro Mecânico, Engenharia Nacional, Mills Infraestrutura, São Paulo, São Paulo e Brasil.

² Engenheiro Civil, Mestre, Professor, Núcleo de Ciências Exatas, Universidade de Mogi das Cruzes, São Paulo, São Paulo e Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A treliça içadora de aduelas (Figura 1) é um equipamento utilizado na construção de pontes onde a aplicação de cimbramento convencional não é possível [4].



Figura 1 – Treliça içadora de aduelas.

Estruturas de treliças destinadas ao içamento de aduelas durante as fases construtivas de pontes estão sujeitas a elevados esforços, tanto de tração quanto de compressão, sendo este último de grande relevância para a estabilidade da estrutura. Outro aspecto a ressaltar é que a presença de imperfeições geométricas influencia substancialmente a capacidade de resistência de uma estrutura [6]. Dessa forma, o desenvolvimento de projetos estruturais para treliças içadora de aduela de pontes deve se atentar para os aspectos mencionados anteriormente de forma a garantir segurança contra falhas por perda de estabilidade.

Uma estrutura quando submetida a cargas compressivas pode falhar por perda de estabilidade de equilíbrio, ou seja, ocorrência do fenômeno de flambagem, ou por plastificação da seção resistente [6]. E o emprego de análises de elementos finitos constitui uma forma versátil e confiável para verificação e avaliação de estruturas sujeitas a cargas compressivas [5].

LARSEN [7] apresenta uma análise de elementos finitos desenvolvida para avaliar a estabilidade estrutural em um sistema de lançamento de segmentos de pontes, conhecido como MSS (Movable Scaffolding Systems). Nesse trabalho foi realizada uma análise não linear de elementos finitos com o programa ANSYS [1] com o objetivo de estudar a ocorrência de falhas em placas por flambagem local e com a consideração de imperfeições geométricas.

O presente trabalho desenvolve uma análise de elementos finitos com o programa ANSYS para avaliar a estabilidade estrutural de uma treliça içadora de aduelas de concreto para pontes, abordando aspectos de flambagem elástica e de flambagem inelástica de barras. Adicionalmente, também é apresentado um estudo de sensibilidade à imperfeição geométrica inicial devido à falta de alinhamento da barra.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Equipamento treliça içadora de aduelas para pontes

O equipamento treliça içadora de aduelas de concreto para pontes é composto pelos elementos identificados na Figura 2.

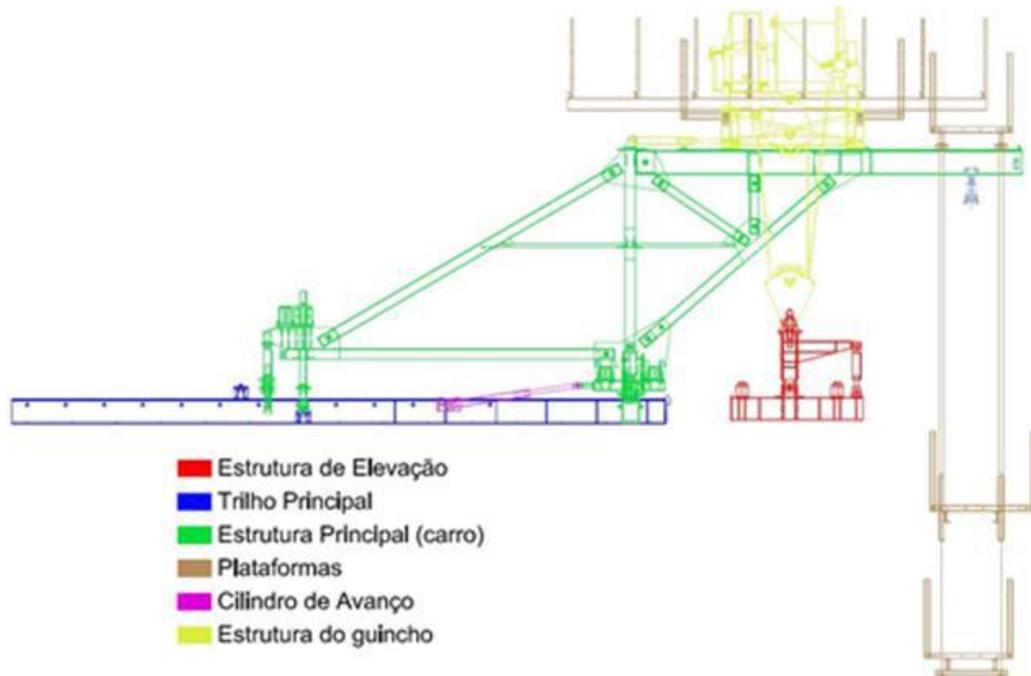


Figura 2 – Identificação dos elementos da treliça içadora de aduelas.

A estrutura da treliça içadora de aduelas, conforme descrita na Figura 3, é constituída basicamente por perfis de tubos de aço de material ASTM A572 Grau 42.

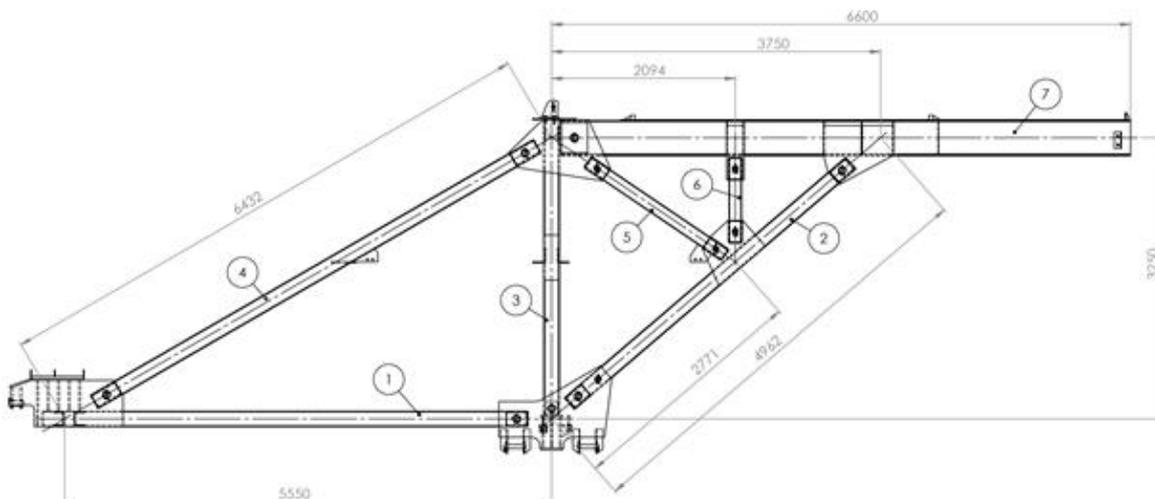


Figura 3 – Estrutura da treliça içadora de aduelas.

A Tabela 1 lista um resumo das propriedades geométricas dos perfis de aço presentes na estrutura da treliça içadora de aduelas.

Tabela 1 – Propriedades geométricas dos perfis.

ITEM	NOME	ÁREA	INÉRCIA	PERFIL
1	S101	7.6000e+003 mm ²	3.8653e+007 mm ⁴	RETANGULAR
2	S102	7.6000e+003 mm ²	3.8653e+007 mm ⁴	RETANGULAR
3	S103	7.6000e+003 mm ²	3.8653e+007 mm ⁴	RETANGULAR
4	S104	6.8000e+003 mm ²	3.2867e+007 mm ⁴	RETANGULAR
5	S105	6.1200e+003 mm ²	2.0010e+007 mm ⁴	RETANGULAR
6	S106	6.1200e+003 mm ²	2.0010e+007 mm ⁴	RETANGULAR
7	S107'	1.7376e+004 mm ²	4.3391e+008 mm ⁴	PERFIL W
7	S107	1.1392e+004 mm ²	3.6416e+008 mm ⁴	PERFIL W

2.2 Carregamento

Para a análise de estabilidade da estrutura da treliça içadora de aduelas foi considerado apenas um carregamento, denominado de carregamento crítico $Fd1$, sendo este definido a partir da combinação última normal prescrita pela norma NBR 8800 [2], conforme a seguinte expressão:

$$Fd1 = \gamma g_1 \times Fg_1 + \gamma q_1 \times Fq_1 + \gamma q_2 \times \varphi_0 \times Fq_2$$

Onde:

Fg_1 é o valor característico das ações permanentes de peso próprio de estruturas metálicas;

Fq_1 é o valor característico da ação variável de condição de içamento da aduela;

Fq_2 é o valor característico da ação variável de vento lateral atuante na aduela durante a operação de içamento;

γg_1 é o coeficiente de ponderação para as ações permanentes e de valor igual a 1,25;

γq_1 é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis de condição de içamento da aduela e de valor igual a 1,5;

γq_2 é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis de pressão do vento lateral na aduela durante a operação de içamento e de valor igual a 1,4;

φ_0 é o fator de combinação para as ações variáveis de valor igual a 1,0.

Para a ação variável de condição de içamento de aduela (Fq_1) também foi considerado um coeficiente impacto dinâmico de valor de 1,3, estabelecido conforme a norma NBR 8400 [3].

Na Figura 4 são listados os valores de pesos dos conjuntos de equipamentos presentes na estrutura da treliça içadora de aduelas e que foram usados na definição do carregamento crítico atuante.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

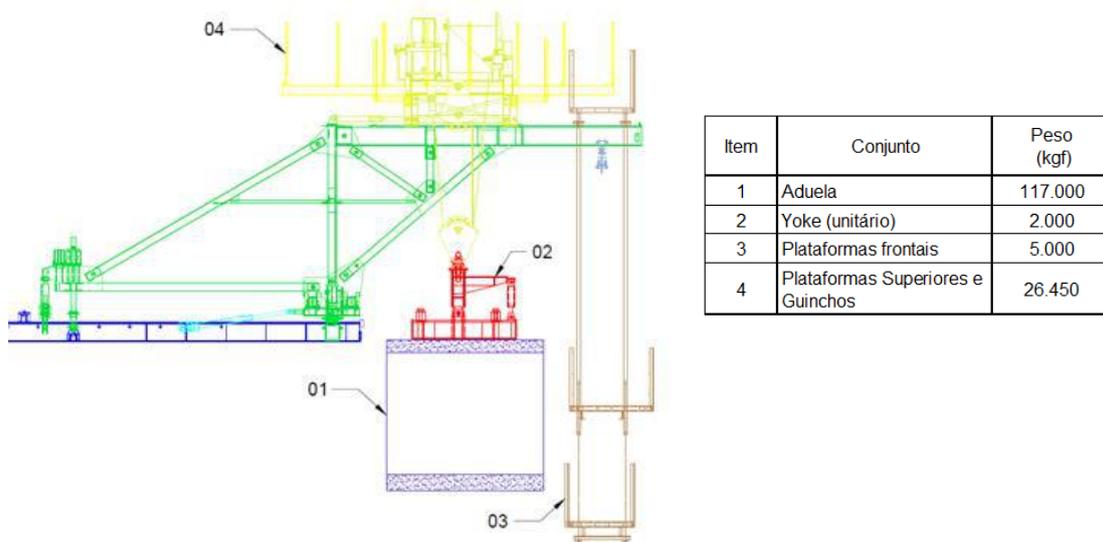


Figura 4 – Pesos dos conjuntos presentes no equipamento da treliça içadora de aduelas.

2.3 Modelagem de elementos finitos

Um modelo tridimensional de elementos finitos foi desenvolvido com o programa ANSYS [1] para a análise de estabilidade da estrutura da treliça içadora de aduelas. Primeiramente, foi construído um modelo geométrico num programa CAD (Computer Aided Design) e que foi importado para o ANSYS, como ilustrado na Figura 5, aonde foram definidas as seções transversais dos perfis de aço. Em seguida, foi gerada uma malha com o elemento de barra BEAM188 do ANSYS, como apresentada na Figura 6.

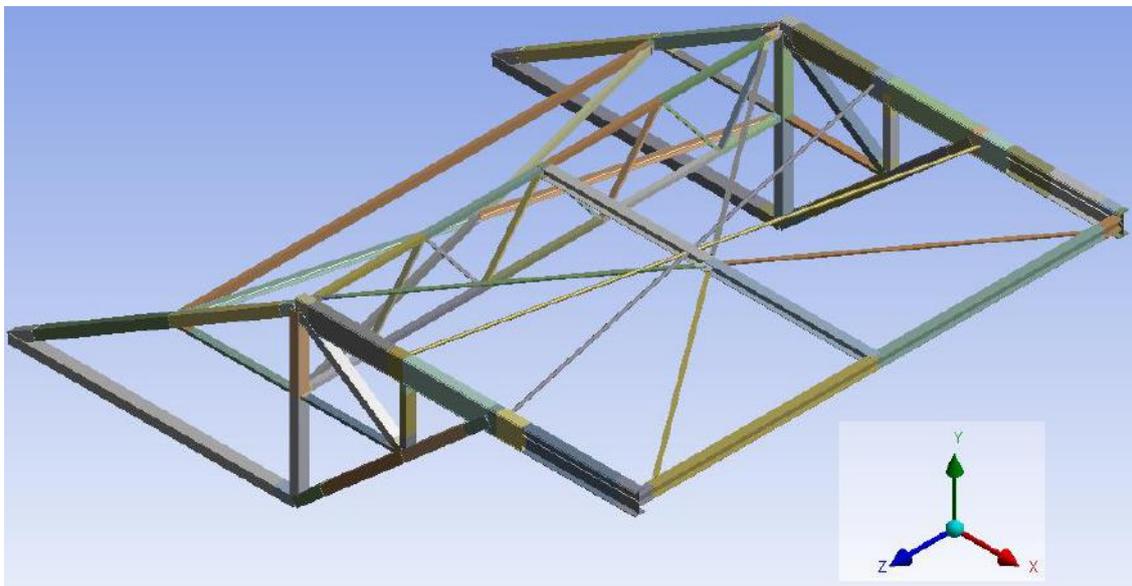


Figura 5 – Modelo geométrico da treliça içadora de aduelas.

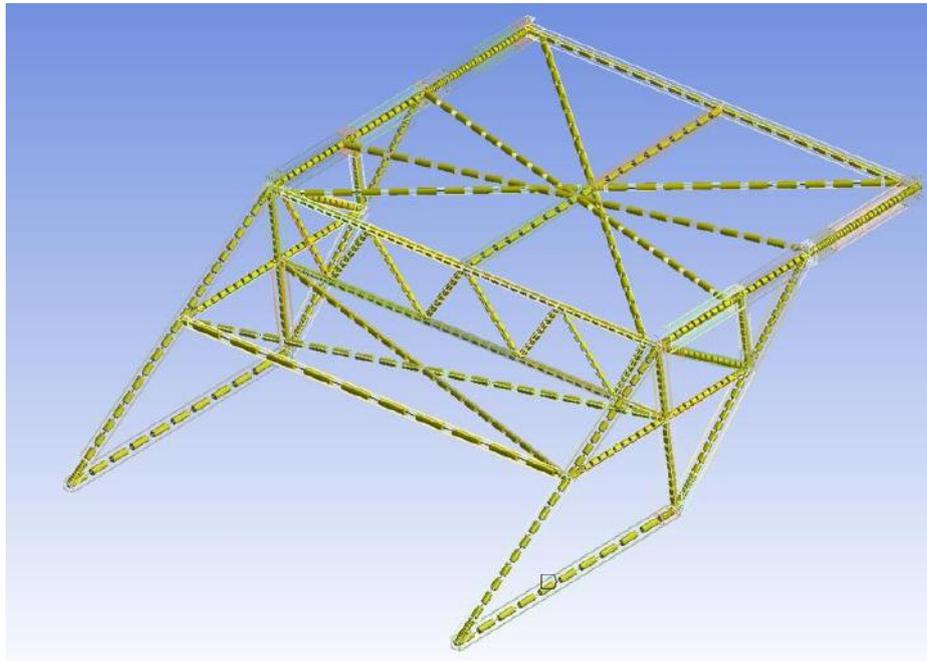


Figura 6 – Malha de elementos finitos da treliça içadora de aduelas.

A Figura 7 apresenta as condições de contorno que foram aplicadas ao modelo de elementos finitos da estrutura da treliça içadora de aduelas.

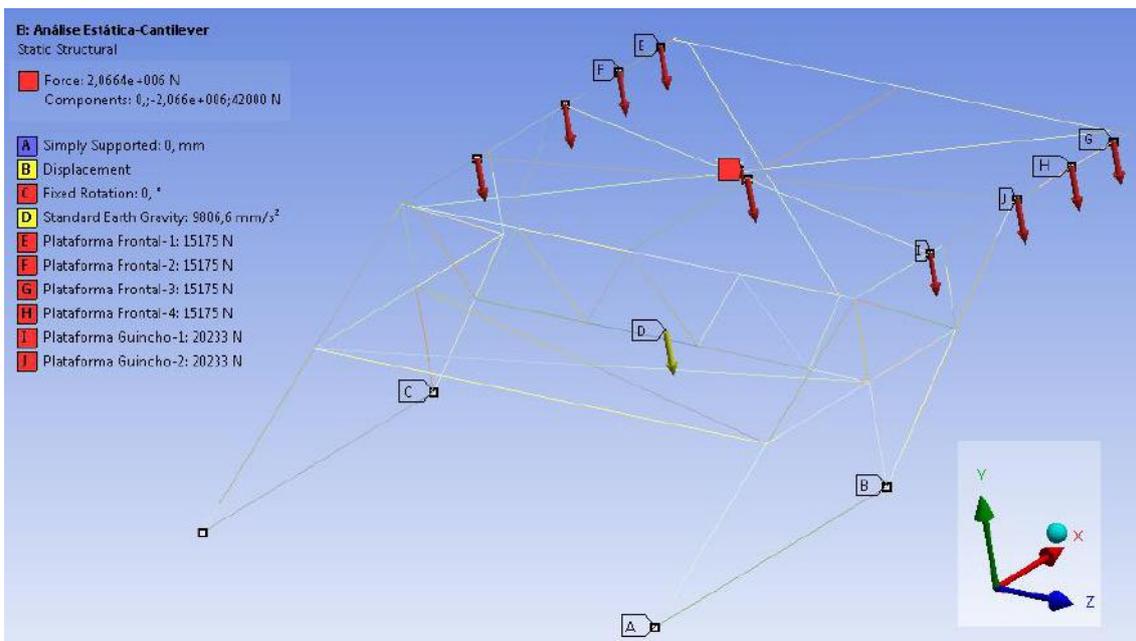


Figura 7 – Condições de contorno aplicadas ao modelo de elementos finitos da treliça içadora de aduelas.

2.4 Análise Estrutural

A análise estrutural para a treliça içadora de aduelas para pontes foi realizada com o objetivo de verificar o atendimento aos critérios de estados limites últimos por perda de estabilidade de equilíbrio, ou seja, ocorrência do fenômeno de flambagem elástica, ou por escoamento de parte da seção transversal sem ocorrer perda de estabilidade e que caracteriza o fenômeno de flambagem inelástica.

Inicialmente foi realizada uma análise preliminar de estabilidade para a estrutura da treliça içadora de aduelas por meio de uma análise de flambagem [5] com o módulo *Linear Buckling* do programa de elementos finitos ANSYS [1].

Essa análise de flambagem consiste na solução do problema de autovalor generalizado apresentado na Equação 1:

$$[K] + \lambda_i[S]\{\psi\} = 0 \quad (1)$$

Onde, $[K]$ é a matriz de rigidez elástica e $[S]$ é a matriz de rigidez geométrica.

Na solução desse problema são obtidos autovalores (λ_i), onde cada autovalor representa um fator de carga de flambagem, e um respectivo autovetor $\{\psi\}$ que corresponde ao modo de flambagem.

A análise de flambagem executada com módulo *Linear Buckling* do programa ANSYS foi aqui realizada para identificar a barra crítica da estrutura da treliça içadora de aduelas.

A análise estrutural para a barra crítica da treliça içadora de aduelas foi desenvolvida por meio de um cálculo analítico de flambagem global por flexão em colunas [8].

O seguinte procedimento foi adotado para esse cálculo:

1. Determinação do índice de esbeltez (λ) da barra crítica da treliça pela expressão:

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad \text{para: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2)$$

2. Determinação dos índices de esbeltez λ_r e λ_{pl} pelas expressões:

- Índice de Esbeltez para o limite superior da tensão de escoamento:

$$\lambda_{pl} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \quad (3)$$

- Índice de Esbeltez relativo à tensão de limite de proporcionalidade:

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0,7 \times f_y}} \quad (4)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

E considerando as seguintes propriedades mecânicas do aço ASTM A572 Grau 42 da estrutura da treliça içadora de aduelas:

- Modulo de Elasticidade $E = 200000$ MPa
- Tensão de Escoamento $f_y = 290$ MPa
- Tensão de Ruptura $f_u = 415$ MPa

O índice de esbeltez para o limite superior da tensão de escoamento vale:

$$\lambda_{pl} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 200000}{290}} = 82,5$$

E o índice de esbeltez relativo à tensão de limite de proporcionalidade vale:

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 200000}{0,7 \times 290}} = 98,6$$

3. Verificação da ocorrência de flambagem elástica ou de flambagem inelástica.

- Para valores de $\lambda > \lambda_r$, tem-se a flambagem elástica.
- Para valores de $\lambda_{pl} < \lambda < \lambda_r$, tem-se a flambagem inelástica.

A Figura 8 ilustra as regiões do domínio da flambagem elástica e da flambagem inelástica, e que ficam delimitadas em função dos índices de esbeltez λ_r e λ_{pl} .

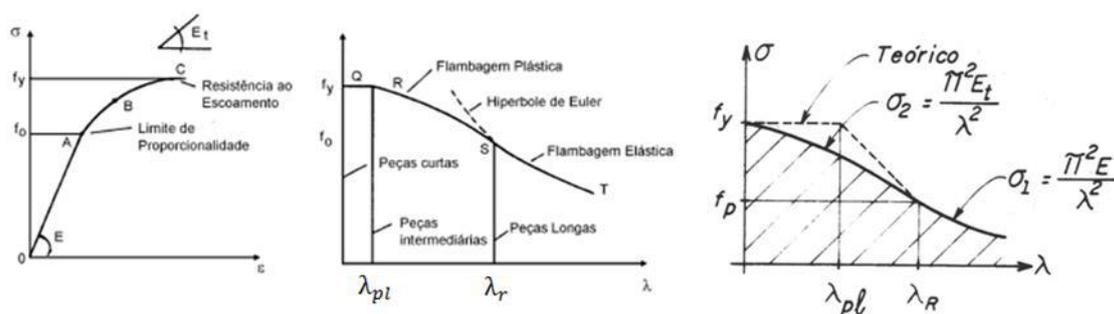


Figura 8 – Delimitação da ocorrência de flambagem elástica e de flambagem inelástica em função dos índices de esbeltez λ_r e λ_{pl} .

4. Determinação da tensão crítica de flambagem

- Situação de flambagem elástica

A tensão crítica é obtida pela equação de Euler [9] dada pela expressão:

$$\sigma_{fl} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (5)$$

- Situação de flambagem inelástica

Para a situação de flambagem inelástica, a determinação da tensão crítica pode ser feita pela Teoria do Módulo Tangente [9], ou pela Teoria do Duplo Módulo [9] ou por fórmulas empíricas baseadas em ensaios experimentais [8]. No presente trabalho, a tensão crítica para a situação de flambagem inelástica foi obtida pela fórmula empírica de Tetmajer [8], quando aplicada ao aço alemão St. 50 e que corresponde ao aço estrutural ASTM A572.

E essa fórmula empírica é dada pela expressão:

$$\sigma_{fl} = 329 - 0,63 \times \lambda \quad (6)$$

5. Coeficiente de Segurança a flambagem

O coeficiente de segurança a flambagem foi obtido pela seguinte relação:

$$CS = \frac{\sigma_{fl}}{\sigma_{FEA}} \quad (7)$$

Onde:

- σ_{fl} corresponde à tensão crítica a flambagem dada pela equação (5) ou pela equação (6).
- σ_{FEA} corresponde à tensão normal atuante na barra crítica da treliça içadora de aduelas proveniente da análise estática de elementos finitos.

6. Avaliação de segurança contra falhas por flambagem

- Para a situação de flambagem elástica

Caso $CS < 1,0$, implica que a barra crítica da treliça içadora de aduelas falha por flambagem elástica, ou seja, a barra falha perda de estabilidade de equilíbrio.

- Para a situação de flambagem inelástica

A referência [8] aconselha um coeficiente de segurança maior que 2,0 devido ao fato da grande dispersão de resultados observada durante os ensaios experimentais. Dessa forma, para um $CS < 2,0$ implica que a barra crítica da treliça içadora de aduelas falha por flambagem inelástica, ou seja, parte da seção transversal da barra escoou sem ocorrer à perda da estabilidade.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.5 Estudo de Sensibilidade a Imperfeição Geométrica

Defeitos de fabricação como a falta de alinhamento geométrico da barra e possíveis excentricidades (problemas de 2ª ordem) podem influenciar o comportamento real de elementos comprimidos, possibilitando o surgimento de flambagem inelástica. Dessa forma, também foi desenvolvido um estudo de sensibilidade à presença de imperfeição geométrica inicial, proveniente da falta de alinhamento da barra crítica da treliça içadora de aduelas, com o objetivo de avaliar a possibilidade da ocorrência de falhas por flambagem inelástica.

Para desenvolvimento desse estudo, inicialmente foi elaborado um submodelo de elementos finitos para a barra crítica da treliça içadora de aduelas.

Os seguintes passos foram realizados:

1. A forma da imperfeição geométrica inicial foi adotada como sendo a forma deformada referente ao primeiro modo de flambagem e com a consideração de um valor de desvio de eixo da barra.
2. Uma força axial compressiva foi aplicada ao submodelo. O valor dessa força axial foi igual ao resultado da máxima força de compressão atuante na barra crítica da treliça içadora de aduelas e obtido a partir da análise estática linear.
3. Processamento de uma análise não linear com grandes deslocamentos para cada proposta de estudo de imperfeição geométrica inicial para a barra crítica.

Um gráfico de “Coeficiente de Segurança *versus* Desvio de eixo da barra” foi elaborado para avaliar a segurança da barra crítica da treliça içadora de aduelas quanto à possibilidade de vim a sofrer falhas por flambagem inelástica.

Esse coeficiente de segurança foi calculado pela seguinte relação:

$$CS = \frac{\sigma_{Admissivel}}{\sigma_{Total}} \quad (8)$$

Onde:

- $\sigma_{Admissivel}$ corresponde à tensão crítica a flambagem inelástica dada pela equação (6).
- σ_{Total} corresponde à tensão total atuante na barra crítica da treliça içadora de aduelas composta da soma da tensão normal (σ_{FEA}) com a tensão de flexão ($\sigma_{Flexão} = \frac{M \times y}{I}$).

E o coeficiente de segurança (CS) deve ser maior que 2 de modo a garantir segurança estrutural da barra crítica da treliça içadora de aduelas contra falhas por flambagem inelástica, conforme explicitado no item 2.4.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 9 descreve o fluxograma de análises de elementos finitos realizadas no programa ANSYS [1] para o estudo de estabilidade estrutural para a treliça içadora de aduelas.

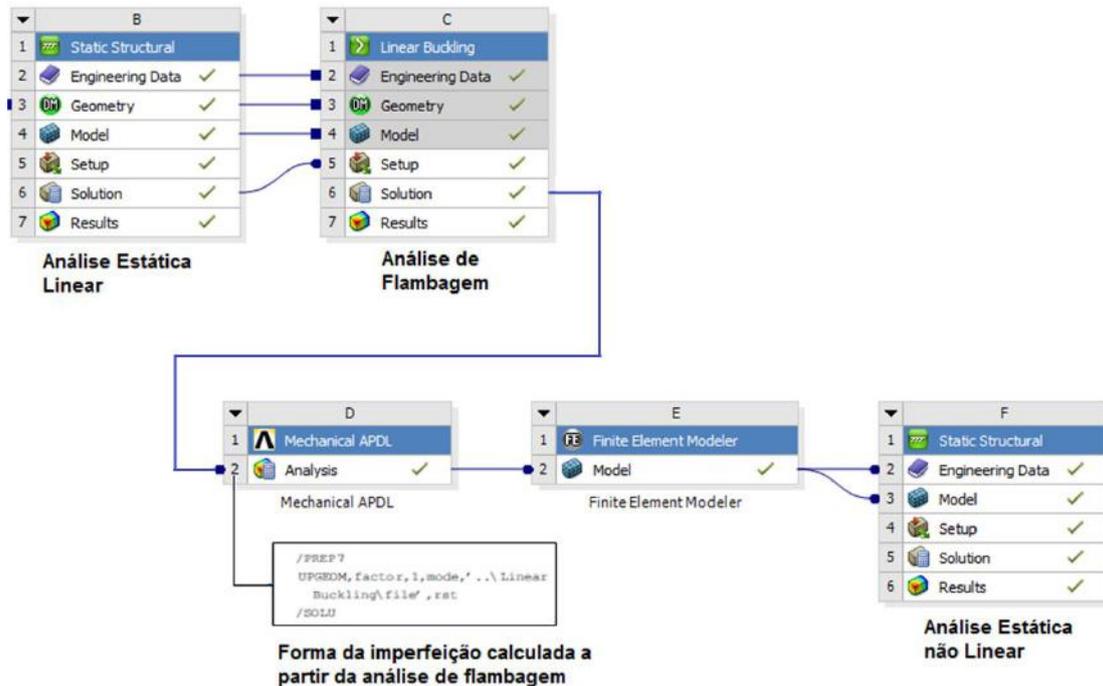


Figura 9 – Fluxograma de análises de elementos finitos realizadas no programa ANSYS.

3.1 Análise Estrutural

A Figura 10 apresenta o resultado do primeiro autovalor de $\lambda_1 = 3,6047$ obtido da análise de flambagem para a estrutura da treliça içadora de aduelas. Esse resultado identifica a barra crítica da estrutura da treliça içadora de aduelas.

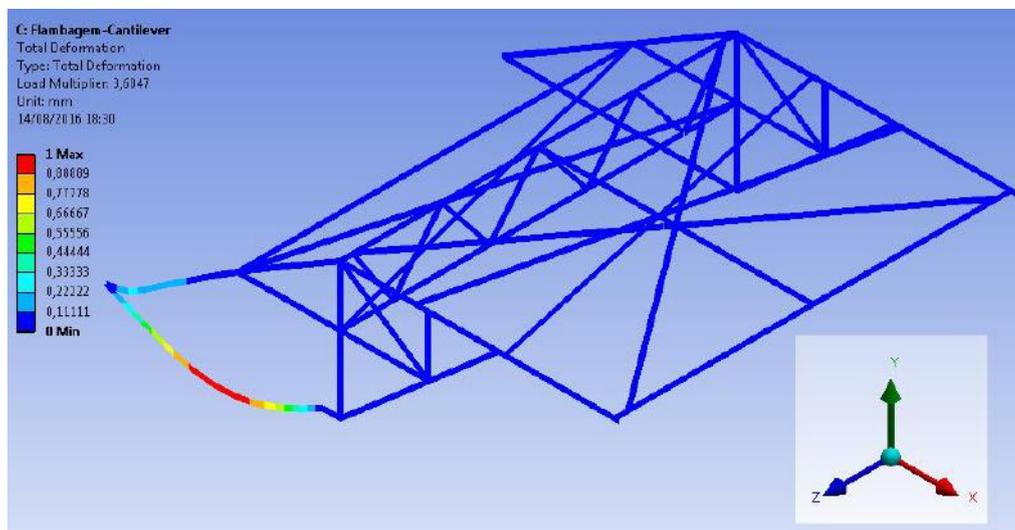


Figura 10 – Resultado do primeiro autovalor de $\lambda_1 = 3,6047$.

A Figura 11 mostra que a barra crítica da treliça içadora de aduelas ficam sujeita a uma força de compressão máxima de 100 tf.

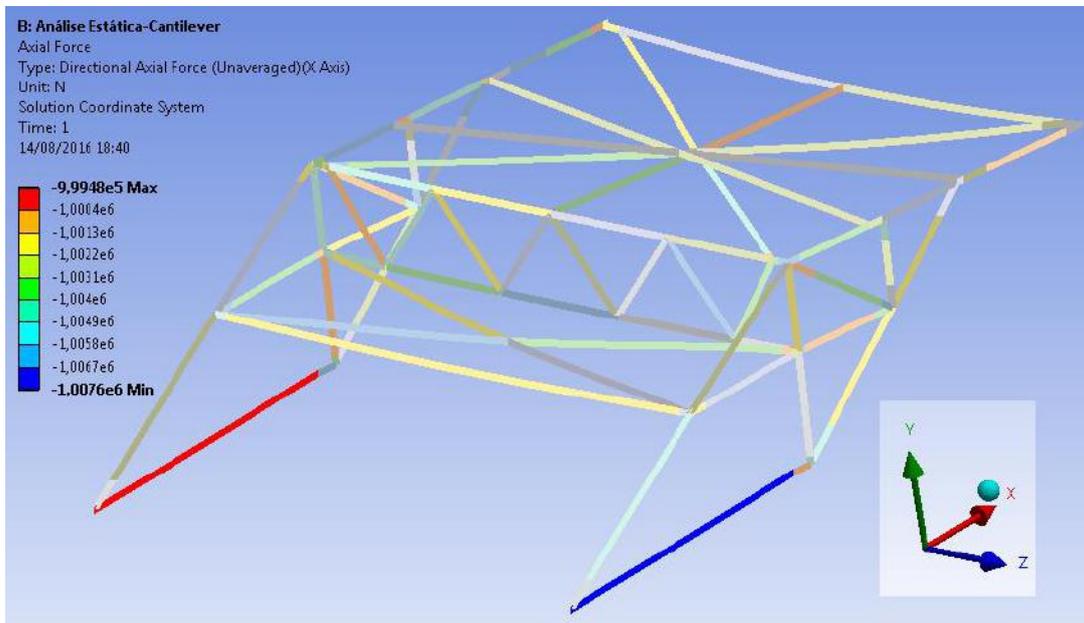


Figura 11 – Força de compressão atuante na barra crítica da treliça içadora de aduelas.

A Figura 12 apresenta o resultado de momento fletor para a barra crítica da treliça içadora de aduelas. Percebe-se que o máximo momento fletor é de 1615,5 N.m. Esse valor de momento é baixo, podendo-se assim afirmar que a barra crítica da treliça içadora de aduelas trabalha predominantemente submetida a esforços de compressão.

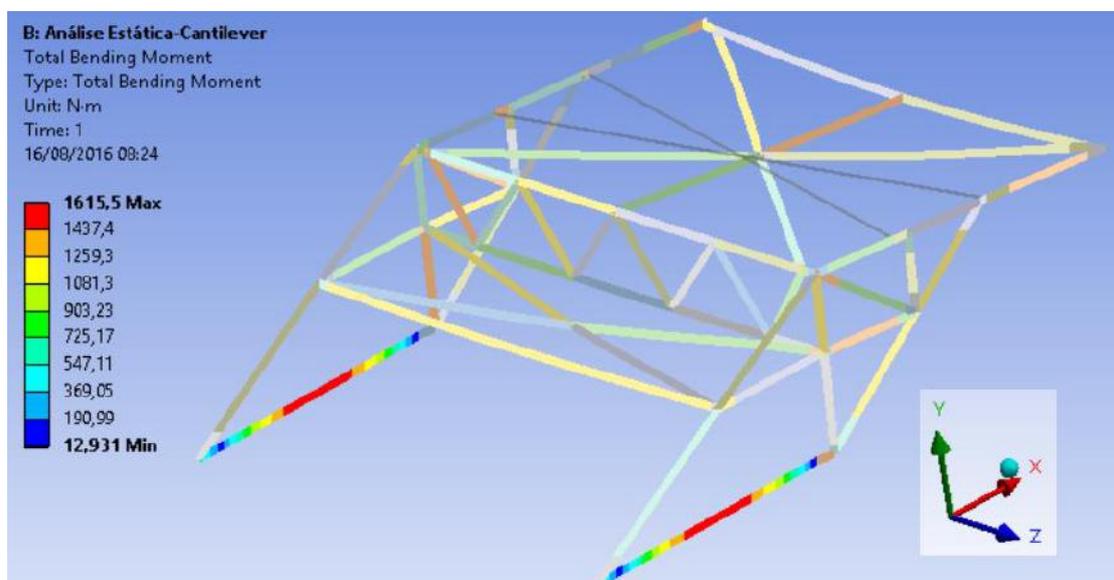
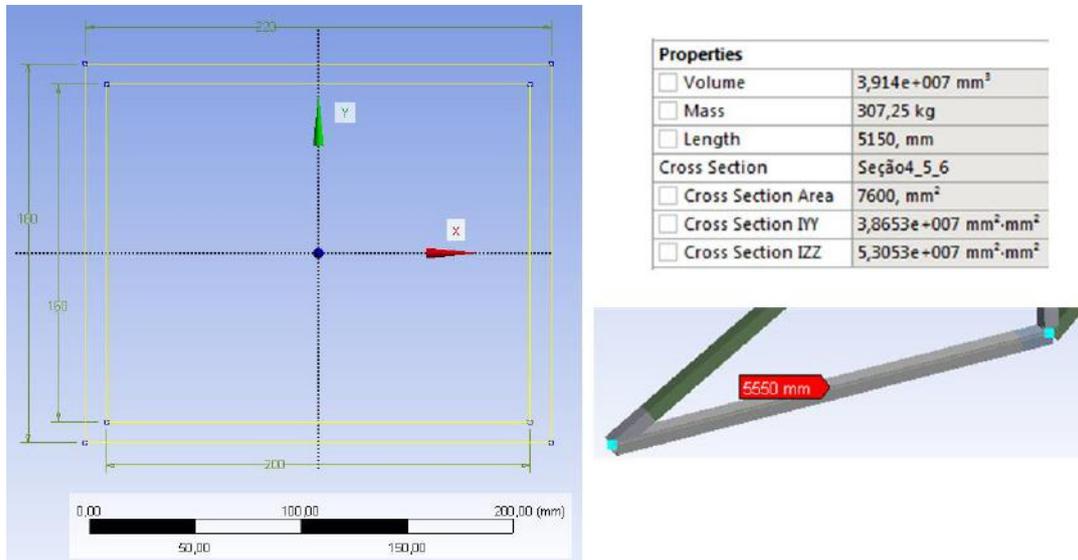


Figura 12 – Momentos fletores atuantes na barra da treliça içadora de aduelas.

3.1.1 Cálculos analíticos de verificação de flambagem

Determinação do Índice de Esbeltez (λ) para a barra crítica da treliça içadora de aduelas:

- Dados geométricos da barra crítica da treliça içadora de aduelas:



Índice de Esbeltez da barra (λ):

$$\lambda_1 = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{5600}{\sqrt{\frac{3,8e7}{7600}}} = 79,2 \quad \text{e} \quad \lambda_2 = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{5600}{\sqrt{\frac{5,3e7}{7600}}} = 67,1$$

Como o maior índice de esbeltez da barra crítica da treliça içadora de aduelas ($\lambda_1 = 79,2$) é próximo ao valor do índice de esbeltez obtido para o limite superior da tensão de escoamento do material ($\lambda_{pl} = 82,5$), admite-se aqui uma situação de flambagem inelástica.

A tensão crítica de flambagem obtida pela equação (6) vale:

$$\sigma_{fl} = 329 - 0,63 \times 79,2 = 279,1 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão atuante na barra crítica da treliça içadora de aduelas devido ao carregamento externo vale:

$$\sigma_{FEA} = \frac{\text{Força}}{\text{Area}} = \frac{1e6 \text{ N}}{7600 \text{ mm}^2} = 131,6 \text{ MPa}$$

Logo, tem-se como coeficiente de segurança:

$$CS = \frac{\sigma_{fl}}{\sigma_{FEA}} = \frac{279,1 \text{ MPa}}{131,6 \text{ MPa}} = 2,12$$

3.2 Estudo de Sensibilidade a Imperfeições Geométricas

Para a realização do estudo de sensibilidade à imperfeição geométrica inicial da barra crítica da estrutura da treliça içadora de aduelas foi desenvolvido um submodelo de elementos finitos, como ilustrado na Figura 13.

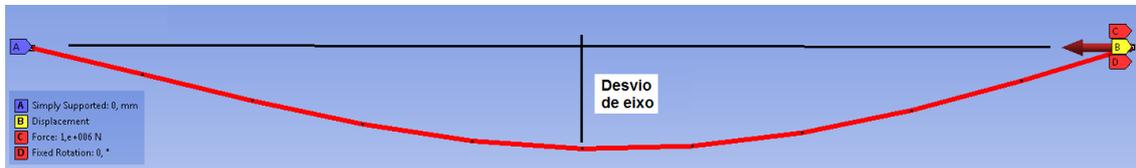


Figura 13 – Submodelo de elementos finitos da barra crítica da treliça içadora de aduelas.

As seguintes condições de contorno foram aplicadas ao submodelo:

- Foi aplicada uma força axial compressiva de 100 tf (Figura 11).
- Uma das extremidades da barra foi engastada.
- Enquanto para a outra extremidade da barra foi apenas permitida a translação na direção do eixo horizontal da barra.

A Tabela 2 lista os resultados de momento fletor, tensão de flexão, tensão axial, tensão total e de coeficiente de segurança (*FS*), referentes a cada valor de desvio de eixo da barra crítica da treliça içadora de aduelas. Ressalta-se que o coeficiente de segurança foi calculado considerando valores de esforços solicitantes coletados para o meio do vão da barra crítica da treliça.

Tabela 2 – Resultados de momento fletor, tensão de flexão, tensão axial, tensão total e de coeficiente de segurança.

Desvio de Eixo (mm)	Momento Fletor (N.m)	Tensão de Flexão (MPa)	Tensão Axial (MPa)	Tensão Total (MPa)	FS
0	1615,50	3,34	131,6	135,36	2,07
10	4076,10	8,44	131,6	141,09	1,99
20	8153,10	16,87	131,6	150,58	1,88
30	12229,00	25,31	131,6	160,07	1,78
40	16307,00	33,75	131,6	169,57	1,69
50	20385,00	42,19	131,6	179,06	1,61
60	24463,00	50,63	131,6	188,56	1,53

Sendo:

$$\sigma_{Flexão} = \frac{M \times y}{I} = \frac{M \times 0,08}{3,8653e7}; \quad \sigma_{Axial} = \sigma_{FEA} \quad e \quad \sigma_{Total} = \sigma_{Flexão} + \sigma_{Axial}$$

Tensão admissível $\sigma_{Admissível} = 279,1 \text{ MPa}$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A Figura 14 apresenta os resultados de força axial e de momento fletor atuantes na barra crítica da treliça içadora e referentes à condição de imperfeição geométrica inicial de desvio de eixo da barra de 10 mm.

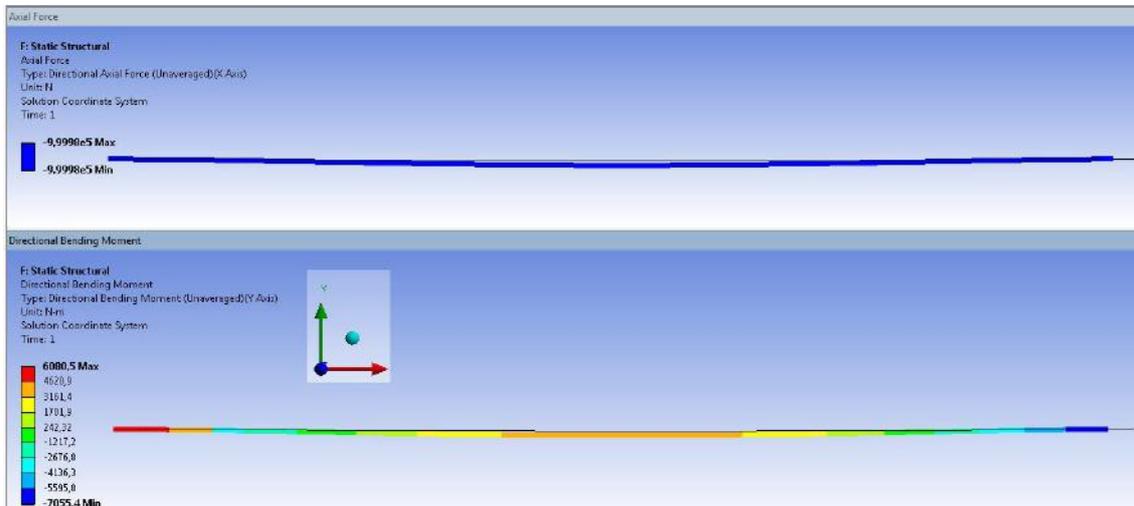


Figura 14 – Resultados de força axial e de momento fletor atuantes na barra crítica da treliça içadora de aduelas - Condição de desvio de eixo da barra de 10 mm.

A Figura 15 apresenta o gráfico de “Coeficiente de Segurança versus Desvio de eixo da barra” adotado para o estudo de sensibilidade a presença de imperfeições geométricas iniciais para a barra crítica da treliça içadora de aduelas.

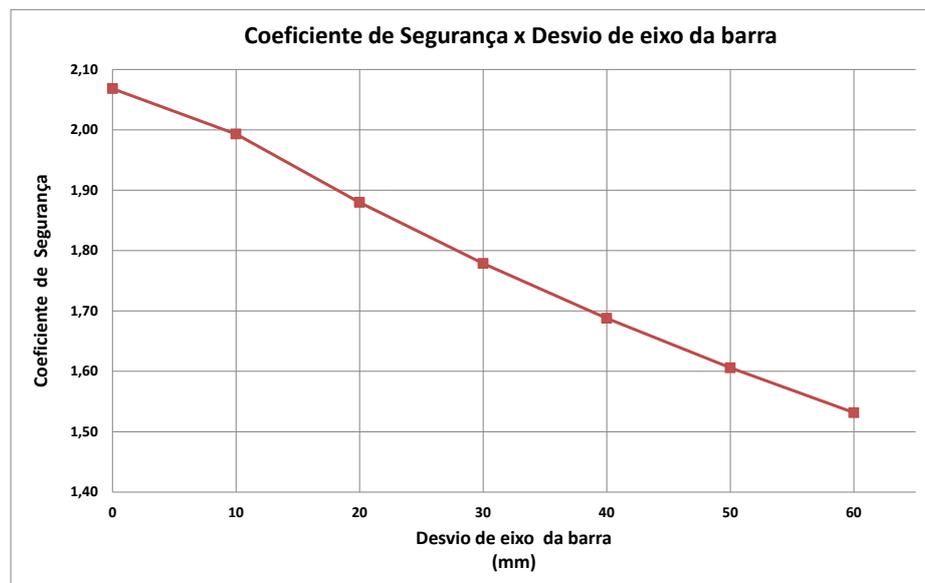


Figura 15 – Gráfico de Coeficiente de Segurança versus Desvio de eixo da barra.

Observando os resultados do gráfico da Figura 15, constata-se que para valores de desvio de eixo da barra superiores a 10 mm, a barra crítica da treliça içadora de aduelas não é segura contra falhas por flambagem inelástica.

4 CONCLUSÃO

Da análise de flambagem para a estrutura da treliça içadora de aduelas realizada com o módulo *Linear Buckling* do programa ANSYS, foi identificada a barra crítica da treliça para o resultado do autovalor de 3,6047. Também foi observado que essa barra crítica trabalha predominantemente a compressão e que fica submetida a uma força máxima de compressão de 100 tf.

Da verificação de flambagem global por flexão realizada para a barra crítica da treliça içadora de aduelas, constatou-se que essa barra se encontra em situação de flambagem inelástica. E na verificação de segurança da barra crítica contra falhas por flambagem inelástica foi obtido um resultado de coeficiente de segurança de valor igual a 2,12 e que é superior ao valor mínimo de 2,0.

Em relação ao estudo de sensibilidade a imperfeições geométricas iniciais para a barra crítica da treliça içadora de aduelas, constatou-se que para valores de desvio do eixo da barra superiores a 10 mm, a barra crítica da treliça içadora de aduelas falha por flambagem inelástica.

REFERÊNCIAS

- [1] ANSYS: Engineering Analysis System - Release 16, 2015.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR8400: Cálculo de equipamento para levantamento e movimentação de carga. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.
- [4] BENAÏM, R. The Design of prestressed concrete bridges: concepts and principles. Taylor & Francis, New York, 2008.
- [5] FALZON, B., HITCHINGS, D. An Introduction to Modelling Buckling and Collapse. NAFEMS, Birniehill, East Kilbride, Glasgow, 2007.
- [6] KINDMANN, R., KRAUS, M. Steel Structures Design Using FEM. Ernest & Sohn, Berlin, Germany, 2011.
- [7] LARSEN, T. M. Plate buckling in Movable Scaffolding Systems. Langesund, Oslo, 2011. Master of Science Thesis, University of Oslo, 2011.
- [8] ÁVILA, J. A., GUIMARÃES, H. C. F. Peças Comprimidas pelos Topos, Pilares e Escoras – Flambagem. Instituto Militar de Engenharia – IMEA. Notas de aula. <http://aquarius.ime.eb.br/~moniz/resmat/CAP_IX_FLAMBAGEM.pdf>.
- [9] ASSAN, A. E. Resistências dos Materiais. Editora UNICAMP. Campinas, São Paulo, 2013.

Tema: Dimensionamento

O EFEITO DA DEFORMAÇÃO POR CORTANTE NAS CARGAS DE FLAMBAGEM DE PLACAS

Romildo Aparecido Soares Junior¹
Leandro Palermo Junior²

Resumo

O método dos elementos de contorno (MEC) é usado no presente trabalho para obter os parâmetros críticos de flambagem em placas com diversas condições de contorno. As placas analisadas são de geometria quadrada e submetidas à compressão unidirecional, bidirecional e à carga de cisalhamento puro, observando-se que a carga é uniformemente aplicada nas bordas da placa. Os valores para parâmetros de flambagem são obtidos para várias espessuras. O efeito da deformação por cortante é incluído no modelo de flexão de placas isotrópicas. Mostra-se que o efeito da deformação por cortante reduz o parâmetro de flambagem, relacionado à carga crítica, de acordo com o aumento de espessura. O intervalo de espessuras consideradas parte de relações da espessura pelo lado de 1/1000 até 1/5. Os resultados foram comparados com os disponíveis na literatura.

Palavras-chave: Flambagem de Placas, Efeito da Deformação por Cortante, Método dos Elementos de Contorno

THE EFFECT OF SHEAR DEFORMATION ON PLATES BUCKLING LOAD

Romildo Aparecido Soares Junior¹
Leandro Palermo Junior²

Abstract

The present study employs the boundary element method to obtain critical buckling parameters for plates with several boundary conditions. Square plates are compressed in one or both directions in the plane of plate as well as under pure shear. It must be noted the loading is uniform on plate edges. The critical buckling parameters are obtained for some values of plate thickness. The bending model for isotropic plates includes the effect of shear deformation. The results show the effect of shear deformation reduces the buckling parameter when the thickness is increased. The thickness range varies from 1/1000 until 1/5 for the thickness to plate side ratio. The results are compared with those available in the literature

Keywords: Plate Buckling, Effect of Shear Deformation, Boundary Element Method

¹ Engenheiro Civil, Mestre, Professor Contratado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Poços de Caldas - MG, Brasil.

² Engenheiro Civil, Professor Titular, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Campinas - SP, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho visa calcular as cargas críticas de placas finas e moderadamente espessas utilizando o método dos elementos de contorno. As placas calculadas levam em conta o efeito da deformação por cortante, como mostrado nas teorias de Reissner [15] e Mindlin [9]. A carga é aplicada no plano da placa e é uniformemente distribuída, podendo ser unidirecional, bidirecional ou tangencial (carga de cisalhamento). As placas calculadas têm geometria quadrada e as condições de contorno variam entre simplesmente apoiada, engastada ou livre. As soluções analíticas para o problema de instabilidade de placas quando considerada a teoria clássica são dadas por [17]. HOSSEINI-HASHEMI et al. [7] apresentou uma solução analítica para os problemas de instabilidade de placas espessas, quando considerada a teoria de Mindlin. Alguns autores também obtiveram as cargas críticas utilizando métodos numéricos, para a compressão uniforme MIZUSAWA [10] apresentou soluções para problemas de placas com diversas espessuras, utilizando o método das faixas finitas. As cargas críticas para placas solicitadas por cargas lineares são dadas por YOSHIZUKA e NARUOKA [21]. Para placas solicitadas por cargas somente de cisalhamento, as soluções analíticas podem ser encontradas em BERGMANN e REISSNER [1]. XIANG [20] apresentou soluções para placas de diversas espessuras, quando solicitadas por cargas biaxiais. Com relação ao método dos elementos de contorno GOSPODINOV e LJUTSKANOV [6], BEZINE et al. [2] analisaram o problema de instabilidade de placas utilizando-se a teoria de Kirchhoff. PURBOLAKSONO e ALIABADI [14] avaliaram problemas de instabilidade de placas utilizando-se a teoria de Mindlin. DOVAL et al. [5] apresentaram a análise de instabilidade de placas com uma formulação que incorpora a flexão clássica de placas e do estado plano de tensões, onde a tratamento com o MEC usou o método das funções de base radial para levar em conta o efeito da não linearidade geométricas. O método utilizado neste artigo é detalhado em SOARES JR. [16] e de forma resumida em PALERMO JR. e SOARES JR. [13].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Teoria de placas que leva em conta o efeito da deformação por cortante

Na figura 1 observa-se uma placa simplesmente apoiada nos quatro lados, sendo solicitada por uma carga uniforme no plano, existem várias teorias que descrevem o comportamento deste elemento utilizado nas construções metálicas. Segundo TIMOSHENKO [18] a teoria clássica apresenta bons resultados para placas finas, mas para placas moderadamente espessas o efeito da deformação por cortante deve ser levado em conta, para que os esforços e deslocamentos resultantes fiquem mais próximos do comportamento real da estrutura.

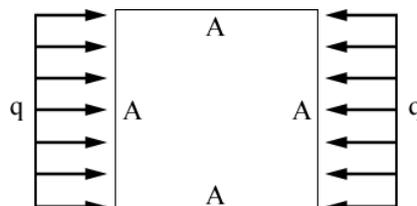


Figura 1 – Placa solicitada simplesmente apoiada

As teorias de REISSNER [15] e MINDLIN [9] levam em conta o efeito da deformação por cortante e por isso os resultados se aproximam mais com o problema de elasticidade em três dimensões. As primeiras aplicações do método dos elementos de contorno em placas de Reissner foram feitas por WEEËN [19], ele deduziu as soluções fundamentais e a equação integral de contorno, cuja equação integral de contorno é dada pela Equação (1):

$$C_{ij}u_i(x') = \int_{\Gamma} t_i(x)U_{ij}^*(x',x)d\Gamma - \int_{\Gamma} T_{ij}^*(x',x)u_i(x)d\Gamma + \int_{\Omega} q \left(U_{i3}^*(x',X) - \frac{\nu}{(1-\nu)\lambda^2} U_{i\alpha,\alpha}^*(x',X) \right) d\Omega \quad (1)$$

A Equação (1) é utilizada no método dos elementos de contorno para cálculo dos deslocamentos e forças de superfície em uma placa quando considerado o efeito da deformação por cortante. As soluções fundamentais de deslocamentos encontradas em WEEËN [19] ou SOARES JR. [16].

2.2 Integrais adicionais para o efeito da não linearidade geométrica

Para o tratamento do problema de instabilidade, é necessário obter-se uma equação integral de contorno incluindo o efeito da não linearidade geométrica. A dedução dessa equação e as condições naturais necessárias para a análise do problema, utilizando-se o cálculo variacional, foram apresentadas em SOARES JR. [16] e de forma resumida em PALERMO JR. e SOARES JR. [13]. A figura 2 mostra o comportamento esperado de um elemento de placa quando levado em conta o efeito da não linearidade geométrica.

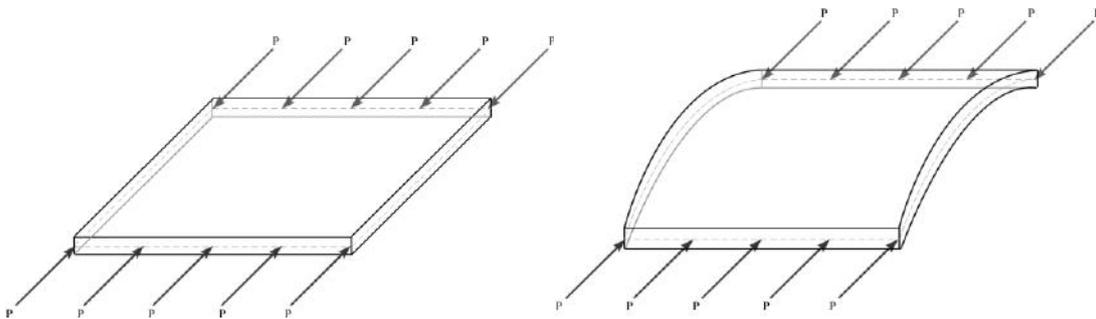


Figura 2 – O efeito da não linearidade geométrica

A equação integral de contorno para o problema de instabilidade de placas moderadamente espessas quando levado em consideração o efeito da não linearidade geométrica passa a ser dada pela Equação (2):

$$\frac{1}{2} C_{ij}u_i(x') + \int_{\Gamma} T_{ij}^*(x',x)u_i(x)d\Gamma - \int_{\Gamma} U_{ij}^*(x',x)t_j(x)d\Gamma = + \int_{\Gamma} n_{\alpha}(x)N_{\alpha\beta}(x)u_{3,\beta}(x)U_{i3}^*(x',x)d\Gamma - \sum_{k=1}^{N_{cel}} \int_{\Gamma_k} n_{\alpha}(x)N_{\alpha\beta}(x)u_{3,\beta}(x)U_{i3}^*(x',x)d\Gamma \quad (2)$$

A dedução da equação 2 pode ser encontrada no trabalho de PALERMO JR. e SOARES JR. [13]. A integração das soluções fundamentais é feita no contorno da placa. A contribuição da não linearidade geométrica é dada por células de domínio onde a integração é feita ao longo do contorno das células no domínio. Após a integração das soluções fundamentais, é necessário solucionar um problema de autovalor, onde as cargas críticas de flambagem são calculadas utilizando-se o quociente de Rayleigh, método numérico abordado com detalhes em PALERMO JR. [12], dado pela equação 3:

$$Ax^{(k+1)} = \lambda x^k$$

$$\lambda_k = \frac{(x^{(k+1)}, x^k)}{(x^{(k+1)}, x^{(k+1)})} \quad (3)$$

Um exemplo detalhado da discretização dos elementos de contorno e células de domínio é ilustrado na figura 3:

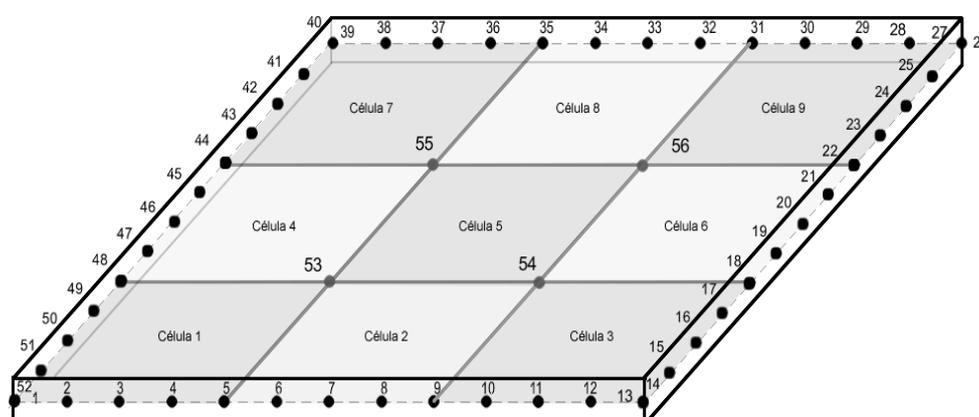


Figura 3 – Discretização utilizada

A descrição completa da parte numérica utilizada neste trabalho é dada em SOARES JR. [16].

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

São mostrados os resultados para o parâmetro crítico de flambagem dado pela Eq. (4):

$$k = L^2 \frac{N_{crit}}{\pi^2 D} \quad (4)$$

Onde:

k = Valor do parâmetro crítico de flambagem

L = Tamanho do lado da placa

D = Módulo de rigidez à flexão

N_{crit} = Carga crítica encontrada

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As placas analisadas são quadradas com: $L = 0,5\text{m}$ de lado, o módulo de Young = $2,069 \cdot 10^{11}$ N/m², o coeficiente de Poisson = 0,3. São também avaliados diversos tamanhos de espessura h da placa, podendo ser muito fina até moderadamente espessa. A cada dois elementos quadráticos de contorno, será utilizada 1 célula de domínio. A malha utilizada é de 128 elementos de contorno e 256 células de domínio, podendo ser vista na figura 4:

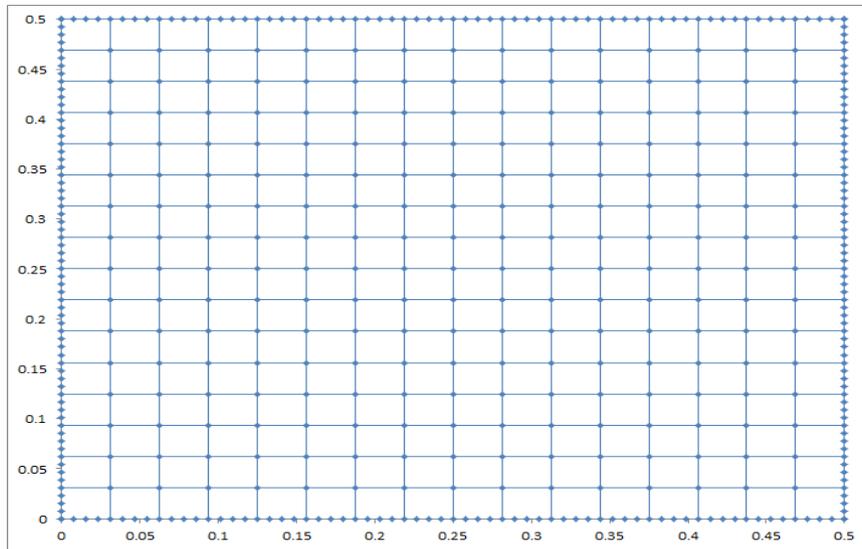


Figura 4 – Malha utilizada

Os tipos de vinculação utilizados são dados pela figura 5:

————— A - Simplesmente Apoiado

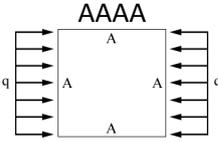
/////// E - Apoio Engastado

===== L - Apoio Livre

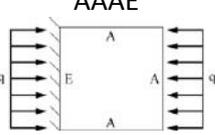
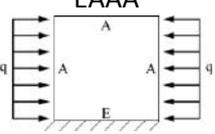
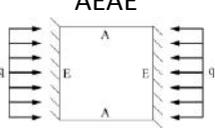
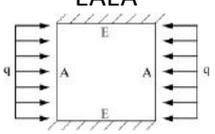
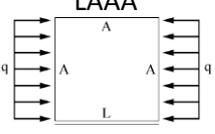
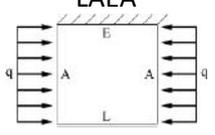
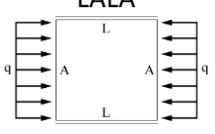
Figura 1 – Tipos de vinculação

3.1 Resultados para placa com carga constante unidirecional

A tabela 1 mostra os parâmetros críticos calculados para placas com carga unidirecional:

Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	Solução Analítica [7]	MIZUSAWA [10]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
	0,001	4,0128	4,0000	4,0000	0,3200	0,3200
	0,01	4,0105	-	3,9980	-	0,3127
	0,05	3,9561	3,9440	3,9280	0,3068	0,7154
	0,1	3,7953	3,7864	3,7290	0,2351	1,7780
	0,2	3,2643	3,2637	3,1190	0,0184	4,6585

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	Solução Analítica [7]	MIZUSAWA [10]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
 <p>AAEE</p>	0,001	4,8707	4,8471	4,8470	0,4869	0,4890
	0,01	4,8665	-	4,8420	-	0,5060
	0,05	4,7681	4,7454	4,7170	0,4784	1,0833
	0,1	4,4858	4,4656	4,3720	0,4523	2,6029
	0,2	3,6250	3,6115	3,4180	0,3738	6,0562
 <p>EAAA</p>	0,001	5,7598	5,7401	5,7400	0,3432	0,3449
	0,01	5,7539	-	5,7330	-	0,3646
	0,05	5,6164	5,5977	5,5740	0,3341	0,7607
	0,1	5,2335	5,2171	5,1400	0,3144	1,8191
	0,2	4,1473	4,1364	3,8760	0,2635	6,9995
 <p>AEAE</p>	0,001	6,7967	6,7431	6,7430	0,7949	0,7964
	0,01	6,7875	-	6,7310	-	0,8394
	0,05	6,5742	6,5238	6,4620	0,7726	1,7363
	0,1	5,9910	5,9487	5,7650	0,7111	3,9202
	0,2	4,4260	4,4004	4,1090	0,5818	7,7148
 <p>EAEA</p>	0,001	7,7543	7,6911	7,6910	0,8217	0,8230
	0,01	7,7373	-	7,6710	-	0,8643
	0,05	7,3561	7,2989	7,2280	0,7837	1,7723
	0,1	6,4140	6,3698	6,1780	0,6939	3,8200
	0,2	4,3413	4,3204	4,0560	0,4838	7,0340
 <p>LAAA</p>	0,001	1,4038	1,4014	1,4020	0,1713	0,1284
	0,01	1,4029	-	1,4000	-	0,2071
	0,05	1,3850	1,3813	1,3780	0,2679	0,5080
	0,1	1,3442	1,3270	1,3270	1,2962	1,2962
	0,2	1,2168	1,2138	1,1730	0,2472	3,7340
 <p>LAEA</p>	0,001	1,6555	1,6522	1,6530	0,1997	0,1512
	0,01	1,6536	-	1,6500	-	0,2182
	0,05	1,6246	1,6197	1,6150	0,3025	0,5944
	0,1	1,5605	1,5558	1,5390	0,3021	1,3970
	0,2	1,3738	1,3701	1,3230	0,2701	3,8398
 <p>LALA</p>	0,001	0,9537	0,9523	0,9523	0,1470	0,1470
	0,01	0,9533	-	0,9516	-	0,1786
	0,05	0,9450	0,9432	0,9412	0,1908	0,4037
	0,1	0,9236	0,9222	0,9146	0,1518	0,9840
	0,2	0,8516	0,8512	0,8274	0,0470	2,9248

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

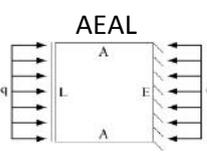
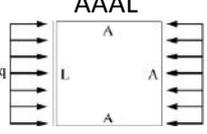
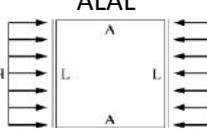
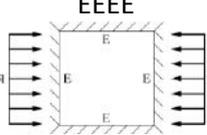
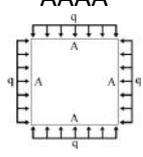
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	Solução Analítica [7]	MIZUSAWA [10]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
 <p>AEAL</p>	0,001	2,3952	2,3901	2,3920	0,2134	0,1338
	0,01	2,3788	-	2,3780	-	0,0336
	0,05	2,2747	2,2667	2,2600	0,3529	0,6504
	0,1	2,1090	2,1010	2,0780	0,3808	1,4918
	0,2	1,7274	1,7200	1,6660	0,4302	3,6855
 <p>AAAL</p>	0,001	2,3690	2,3639	2,3660	0,2157	0,1268
	0,01	2,3530	-	2,3530	-	0,0000
	0,05	2,2520	2,2442	2,2370	0,3476	0,6705
	0,1	2,0908	2,0829	2,0600	0,3793	1,4951
	0,2	1,7178	1,7105	1,6570	0,4268	3,6693
 <p>ALAL</p>	0,001	2,0456	2,0413	2,0430	0,2107	0,1273
	0,01	2,0308	-	2,0320	-	-0,0591
	0,05	1,9508	1,9457	1,9420	0,2621	0,4531
	0,1	1,8271	1,8216	1,8070	0,3019	1,1123
	0,2	1,5389	1,5333	1,4970	0,3652	2,7989
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	TIMOSHENKO [17]	DAWE et al. [4]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
 <p>EEEE</p>	0,001	10,1605	10,0700	-	0,8987	-
	0,01	10,1382	-	10,0630	-	0,7473
	0,05	9,6326	-	9,5150	-	1,2359
	0,1	8,3411	-	8,0840	-	3,1804
	0,2	5,3175	-	5,0200	-	5,9263

Tabela 1 – Parâmetro crítico de flambagem – Carga unidirecional

Os resultados para cargas unidirecionais mostraram que com o uso de 128 elementos de contorno e 256 células de domínio é possível obter um erro relativo menor que 0,5% para a solução analítica.

3.2 Resultados para placa com carga constante bidirecional

A tabela 2 mostra as cargas críticas calculadas para placas com carga bidirecional:

Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	Solução Analítica [7]	Diferença (1) (%)
 <p>AAAA</p>	0,001	2,0064	2,0000	0,3200
	0,005	2,0061	1,9997	0,3200
	0,05	1,9782	1,9718	0,3246
	0,1	1,8980	1,8919	0,3224
	0,15	1,7780	1,7722	0,3273

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

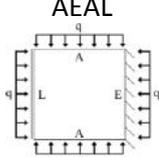
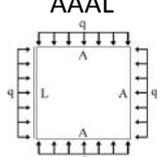
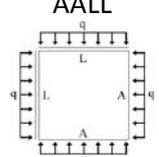
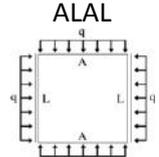
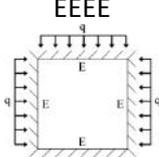
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	Solução Analítica [7]	Diferença (1) (%)		
	0,001	1,1456	1,1431	0,2187		
	0,005	1,1451	1,1412	0,3417		
	0,05	1,1157	1,1119	0,3418		
	0,1	1,0674	1,0641	0,3101		
	0,15	1,0075	1,0049	0,2587		
	0,001	1,0567	1,0548	0,1801		
	0,005	1,0566	1,0535	0,2943		
	0,05	1,0353	1,0322	0,3003		
	0,1	0,9981	0,9954	0,2712		
	0,15	0,9497	0,9476	0,2216		
	0,001	0,9284	0,9321	-0,3970		
	0,005	0,9270	0,9316	-0,4938		
	0,05	0,9032	0,9207	-1,9007		
	0,1	0,8672	0,8977	-3,3976		
	0,15	0,8235	0,8650	-4,7977		
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	LIEW et al. [8]	Diferença (1) (%)		
	0,001	1,1937	-	-		
	0,005	1,1907	-	-		
	0,05	1,1492	1,1199	2,6163		
	0,1	1,0889	1,1010	-1,0990		
	0,15	1,0186	1,0660	-4,4465		
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	TIMOSHENKO [17]	DAWE et al. [4]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
	0,001	5,3483	5,3100	-	0,7213	-
	0,005	5,3460	-	5,2970	-	0,9251
	0,05	5,1254	-	-	-	-
	0,1	4,5741	-	4,5460	-	0,6181
	0,15	3,8992	-	-	-	-

Tabela 2 – Parâmetro crítico de flambagem – Carga bidirecional

Os resultados obtidos pelo presente trabalho para solicitação bidirecional tiveram boa aproximação com os resultados dados por HOSSEINI-HASHEMI et al. [7], pois estes autores utilizaram uma formulação analítica para obter as cargas críticas com o efeito da deformação por cortante.

3.3 Resultados para placa submetidas ao cisalhamento em suas bordas

A tabela 3 mostra as cargas críticas calculadas para placas com carga de cisalhamento puro:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

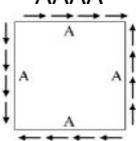
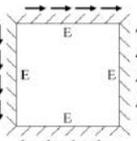
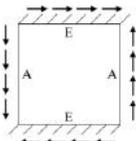
Condição de Contorno	h/L	Presente Trabalho	TIMOSHENKO [17]	BUI et al. [3]	Diferença (1) (%)	Diferença (2) (%)
	0,001	9,4260	9,3400	-	0,9208	-
	0,01	9,4083	-	9,3780	-	0,3231
	0,05	8,9979	-	-	-	-
	0,1	7,9201	-	-	-	-
	0,15	5,3269	-	-	-	-
	0,001	14,8702	14,7100	-	1,0891	-
	0,01	14,8109	-	14,6155	-	1,3369
	0,05	13,5493	-	-	-	-
	0,1	10,8454	-	-	-	-
	0,15	6,1663	-	-	-	-
	0,001	12,7360	12,5997	-	1,0818	-
	0,01	12,6947	-	12,5800	-	0,9118
	0,05	11,7923	-	-	-	-
	0,1	9,7344	-	-	-	-
	0,15	5,8443	-	-	-	-

Tabela 3 – Parâmetro crítico de flambagem – Cisalhamento puro

Os resultados também tiveram boa aproximação com os resultados obtidos por MIZUSAWA [10], mas com uma diferença maior do que quando comparado com a solução analítica de HOSEINI-HASHEMI et al. [7]. Isto é devido ao fato de que Mizusawa considerou termos adicionais para levar em conta o efeito da não linearidade geométrica. Por outro lado, ele também mostrou que o uso desses termos adicionais nem sempre reduzem a carga crítica para algumas condições de vinculação.

4. CONCLUSÃO

Quando calculado pelo método dos elementos de contorno, o problema de instabilidade placas mostra uma boa convergência utilizando-se de poucos elementos, com apenas 128 elementos de contorno e 256 células de domínio foi possível obter uma diferença com o resultado analítico de em média 0,5%, nos resultados para o parâmetro crítico de flambagem. Com esta quantidade de elementos, o esforço computacional foi baixo, utilizando em média 15% do CPU em um computador com processador Intel Core i3 2328M de 2.20GHz.

O esforço computacional se mostrou variável com relação às condições de contorno, se as bordas estão engastadas ou simplesmente apoiadas o esforço computacional foi menor do que com relação a utilização de bordas livres. As placas com $h/L = 0,001$ mostraram um esforço computacional muito maior do que com relação às outras espessuras revelando que o método de integração da transformação de Telles se mostrou sensível à esta configuração, onde foi necessário aumentar os pontos de Gauss para 22 para que a integração tivesse bons resultados. Caso não se queira utilizar muitos pontos de Gauss, é possível utilizar uma técnica de sub-elementos para realizar a integração.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer a CAPES pela ajuda financeira no desenvolvimento deste trabalho e a todos que de uma forma ou de outra contribuíram para a conclusão desse trabalho.

REFERÊNCIAS

1. BERGMAN, S.; REISSNER, H. Über die Knickung von rechteckigen Platten bei Schubbeanspruchung. Z. Flugtech Motorluftschiffahrt, v. 23, p. 6, 1932.
2. BEZINE, G.; CIMETIERE, A.; GELBERT, J. P. Unilateral buckling of thin elastic plates by the boundary integral equation method. International journal for numerical methods in engineering, v. 21, n. 12, p. 2189-2199, 1985.
3. BUI, T. Q.; NGUYEN, M. N.; ZHANG, C. Buckling analysis of Reissner–Mindlin plates subjected to in-plane edge loads using a shear-locking-free and meshfree method. Engineering Analysis with Boundary Elements, v. 35, n. 9, p. 1038-1053, 2011.
4. DAWE, D. J.; ROUFAEIL, O. L. Buckling of rectangular Mindlin plates. Computers & Structures, v. 15, n. 4, p. 461-471, 1982.
5. DOVAL, P. C. M.; ALBUQUERQUE, E. L.; SOLLERO, P. Análise de estabilidade de estruturas usando o método dos elementos de contorno. Nono Simpósio de Mecânica Computacional, SIMMEC, 2010
6. GOSPODINOV, G.; LJUTSKANOV, D. The boundary element method applied to plates. Applied Mathematical Modelling, v. 6, n. 4, p. 237-244, 1982.
7. HOSSEINI-HASHEMI, S.; KHORSHIDI, K.; AMABILI, M. Exact solution for linear buckling of rectangular Mindlin plates. Journal of Sound and Vibration, v. 315, n. 1, p. 318-342, 2008.
8. LIEW K.M.; XIANG Y.; KITIPORNCHAI S., Analytical buckling solutions for mindlin plates involving free edges, International Journal of Mechanical Sciences, v. 38, n. 10, p. 1127-1138, 1996.
9. MINDLIN, 1951. Raymond D. Influence of rotary inertia and shear on flexural motions of isotropic elastic plates. 1951.
10. MIZUSAWA, T. Buckling of rectangular Mindlin plates with tapered thickness by the spline strip method, International Journal of Solids and Structures, v. 30, p. 1663–1677, 1993.
11. PALERMO JR., L. A análise de placas e o Método dos Elementos de contorno. Livro docência. Universidade Estadual de Campinas, 2000.
12. PALERMO JR., L. Esforços de Flexão e Flexo-Torção em Teoria de Segunda Ordem - Automatização de Cálculo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo – Escola de engenharia de São Carlos, 1985.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

13. PALERMO JR., L.; SOARES JR., R. A. On the boundary element formulation to compute critical loads considering the effect of shear deformation in the plate bending. *Boundary Elements and Other Mesh Reduction Methods XXXVIII*, v. 38, 2015.
14. PURBOLAKSONO, J.; ALIABADI, M. H. Buckling analysis of shear deformable plates by boundary element method. *International journal for numerical methods in engineering*, v. 62, n. 4, p. 537-563, 2005.
15. REISSNER, E., 1945. "The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates". *Journal of applied Mechanics*, v. 12, p. 69-77.
16. SOARES JR., R. A., 2015. Aplicação do método dos elementos de contorno na análise de instabilidade de placas perfuradas. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)*. Universidade Estadual de Campinas.
17. TIMOSHENKO, S.; GERE. J. *Theory of elastic stability*. McGraw-Hill New York 1961, v. 294, 1961.
18. TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY-KRIEGER, S., 1959. *Theory of plates and shells*. New York: McGraw-hill.
19. WEEËN, F. V., 1982. "Application of the boundary integral equation method to Reissner's plate model". *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 18, n. 1, p. 1-10.
20. XIANG, Y. et al. Mindlin Plate Buckling with Prebuckling In-Plane Deformation. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 119, n. 1, p. 1-18, 1993.
21. YOSHIKAZU, J.; NARUOKA, M. Buckling coefficient of simply supported rectangular plates under combined bending and compressive stresses in two perpendicular directions. *Stahlbau*, v. 40, n. 7, p. 217-221, 1971.

Tema: oficial de submissão

Formulação do Modo de Flambagem Distorcional em Perfis de Aço Formados a Frio de Seção 'U Enrijecido' sob Compressão Axial*

Guilherme Cardoso de Salles¹
Daniel Carlos Taisum Cardoso²
Eduardo de Miranda Batista³
Paulo Batista Gonçalves⁴

Resumo

O desenvolvimento de fórmulas para o cálculo de tensões críticas de flambagem distorcional de vigas e colunas tem sido alvo de pesquisas na área de estruturas de paredes finas nas últimas décadas (e.g. Lau e Hancock [1], Schafer [2], Teng *et al.* [3], Silvestre e Camotim [4], Zhou *et al.* [5]). Entretanto, as fórmulas obtidas por esses autores dependem do cálculo de inúmeros parâmetros, dificultando sua utilização em projetos de estruturas de uma forma adequada. Com isso, fórmulas práticas e precisas para prever tensões críticas do modo distorcional de perfis de aço formados a frio (PFF) não estão ainda disponíveis para aplicação, de forma combinada com o método das seções efetivas proposto na norma brasileira NBR 14762:2010[6]. O presente trabalho utiliza o Método do Quociente de Rayleigh para desenvolver fórmulas explícitas para o cálculo das tensões de flambagem distorcional em barras com seção do tipo U enrijecido sob compressão axial. As expressões foram validadas comparando-se os resultados obtidos com os resultados pela *generalized beam theory* (GBT) para 62 seções comerciais de diferentes dimensões. As fórmulas finais são relativamente simples e os valores de tensão crítica obtidos pelo método proposta apresentaram uma média de $0,97 \pm 0,10$ quando comparados com a GBT.

Palavras-chave: Estruturas de Paredes Finas; Colunas de Aço Formadas a frio; Flambagem Distorcional.

¹ Aluno de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

² Professor Assistente, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

³ Professor Titular, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

⁴ Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Closed-Form Equation for Distortional Buckling of Cold-Formed Lipped Channels Subject to Axial Compression

Abstract

In the past decades, many scientific researches have focused on the development of rational explicit equations to determine the distortional buckling critical stress of thin-walled columns and beams (e.g. Lau and Hancock [1], Schafer [2], Teng *et al.* [3], Silvestre and Camotim [4], Zhou *et al.* [5]). However, these expressions require the computation of several parameters, making them complex to be effectively used in structural design. Consequently, practical and accurate analytical formulae for design are still required to enhance the use of effective section method prescribed by the Brazilian code NBR 14762:2010[6]. This paper employs Rayleigh quotient approximation to develop explicit equation for distortional buckling of long lipped channel columns subject to axial compression. The obtained expressions are validated by comparisons with the results obtained with generalized beam theory (GBT) for 62 commercially available sections with distinct geometries. The formulae are relatively simple and the average ratio of critical stresses with proposed method and GBT is 0.97 ± 0.10 within the range of typical cross-sections.

Keywords: Thin-walled Structures; Cold-formed steel columns; Distortional Buckling.

1. INTRODUÇÃO

Os métodos para cálculo de carga última ou de colapso de colunas de aço formado a frio exigem o conhecimento das forças críticas de flambagem elástica local, distorcional e globais, visto que as curvas de resistência dependem de índices de esbeltezas expressos pela relação entre a carga de plastificação total da seção e a carga crítica de flambagem elástica de cada modo. Essas forças de flambagem elástica podem ser obtidas de forma precisa por métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos, o Métodos das Faixas Finitas (Schafer e Ádány [7]) ou softwares que implementam soluções com base na *Generalised Beam Theory* (Schardt [8]). Contudo, a disponibilidade de fórmulas para o seu cálculo manual permitiria o uso do método das seções efetivas (Batista [9]) proposto na norma brasileira NBR 14762:2010[6] de forma muito mais prática, sem a necessidade de recorrer a programas computacionais, como já é possível proceder quando tratamos da flambagem local de PFFs.

Para o modo distorcional, ainda não se dispõe de fórmulas práticas e precisas para a previsão da força axial de compressão e dos momentos críticos elásticos. Alguns trabalhos científicos (Lau e Hancock [1], Schafer [2], Teng *et al.* [3], Silvestre e Camotim [4]) desenvolveram fórmulas para o cálculo da tensão crítica de flambagem distorcional, entretanto os procedimentos propostos exigem o cálculo de inúmeros parâmetros, o que dificulta seu uso prático em projetos de engenharia. Procedimentos para o cálculo direto da tensão crítica de flambagem distorcional são encontrados em algumas normas, como é o caso, por exemplo, da especificação válida para Austrália e Nova Zelândia (AS/NZS 4600:2005[10]).

Essa necessidade de fórmulas simples e precisas para cálculo de tensões críticas de flambagem distorcional motivou essa pesquisa. A partir de uma formulação por Energia Potencial de sistemas estruturais e a aplicação do Método do Quociente de Rayleigh, fórmulas para calcular o comprimento crítico e a tensão crítica de flambagem elástica do modo distorcional para colunas com seção do tipo U Enrijecido foram obtidas. A formulação aplicada nesse trabalho assemelha-se à utilizada por Cardoso *et al.* [11] para desenvolver fórmulas explícitas para flambagem local de perfis pultrudados.

1.1 Revisão Bibliográfica

O modo distorcional caracteriza-se, para seções do tipo U enrijecido, pela rotação do conjunto mesa+enrijecedor em torno do canto dobrado alma-mesa, com flexão fora do plano da alma (semelhante ao modo de flambagem local) e deslocamentos das arestas (cantos dobrados) das chapas que compõem o perfil. Em geral, o conjunto mesa+enrijecedor sofre pequenas deformações por flexão. A figura 1 apresenta o modo distorcional para o caso de compressão axial.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 1: Deformações da seção transversal no modo distorcional para caso de compressão axial.

Nos perfis U e Z enrijecidos mais usuais, Schafer [12] afirma que o modo de flambagem local é geralmente o modo crítico, dada a esbelteza natural da alma. Entretanto, segundo Vazquez [13], existem seções em que o modo distorcional pode ser prevalente: (i) colunas com seção transversal do tipo rack, (ii) seções U enrijecidos com relação entre altura da alma e largura da mesa em torno de 1, (iii) seções com enrijecedores intermediários na mesa e (iv) seções com enrijecedores de borda excessivamente curtos.

Sharp [14] apresenta o primeiro tratamento teórico da flambagem distorcional, denominada “*overall buckling*”. Esse foi o primeiro trabalho a notar a similaridade de comportamento entre uma coluna sofrendo flambagem distorcional e uma estrutura formada pela mesa+enrijecedor submetida à compressão uniforme com apoios elásticos na extremidade não enrijecida da mesa. A partir de simplificações na restrição à rotação na junção da mesa com a alma, foi feita uma aproximação para a tensão crítica de flambagem distorcional de perfis U enrijecido e cartola de alumínio. Silvestre e Camotim [4] apontam duas inconsistências no modelo de Sharp [14]: (i) considerar as restrições elásticas devido à alma independentes da carga aplicada e (ii) supor que o conjunto mesa+enrijecedor não se movia lateralmente.

Lau e Hancock [1] utilizaram o modelo de Sharp [14], mas consideraram a influência da carga aplicada nas restrições elásticas e permitiram deslocamentos laterais do conjunto mesa+enrijecedor para obter as tensões de bifurcação de flambagem distorcional para colunas birrotuladas de perfis U enrijecidos, perfis racks de 90° e perfis racks de 90° com enrijecedores adicionais. Esse novo modelo proposto considera as deformações por flexão na mesa e no enrijecedor através de apenas um fator de correção. Sobre o modelo de Lau e Hancock, Li e Chen [15] afirmam que este, quando comparado com o Método das Faixas Finitas, apresenta resultados não-conservadores para a tensão crítica de flambagem, sobretudo para casos em que a rigidez rotacional elástica é elevada.

Partindo do mesmo modelo de Lau e Hancock [1], Hancock [16] obteve expressões para o cálculo da tensão crítica de flambagem distorcional elástica em membros birrotulados de perfis U e Z enrijecidos sofrendo flexão em torno do eixo perpendicular à alma.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Teng *et al.* [3] estendeu a formulação de Lau e Hancock [1] para perfis U enrijecidos e racks submetidos a compressão uniforme e flexão em torno do eixo paralelo à alma (eixo de menor inércia para maioria desses perfis). Foram analisadas peças de seção rack com condições de apoio simplesmente apoiadas e submetidas à carga de compressão excêntrica, gerando flexão no plano de simetria.

Zhou *et al.* [5], utilizando o modelo teórico de Lau e Hancock [1], apresentam fórmulas para cálculo da tensão crítica de flambagem distorcional de perfis U enrijecidos com extremidades simplesmente apoiadas e engastadas sob compressão uniforme. As fórmulas obtidas são semelhantes às de Lau e Hancock, mas um novo fator de redução para a rigidez rotacional do apoio devido à flexão da alma é adotado.

Schafer [2] propôs e validou um novo método para prever a tensão de flambagem distorcional de colunas birrotuladas de perfis U e Z enrijecidos e racks. Os modelos de Lau e Hancock [1] e Schafer [2] são conceitualmente semelhantes para os flanges das seções, a diferença reside no tratamento da alma já que Schafer faz uma aproximação explícita da parcela da alma na rigidez rotacional na junção alma/mesa (Schafer [12]). Nessa aproximação, a rigidez rotacional da junção é composta por uma parcela de rigidez geométrica dependente da tensão atuante e outra parcela de rigidez elástica, sendo que tanto a alma quanto a mesa contribuem para a rigidez total.

Silvestre e Camotim [4] apresentam uma formulação baseada no *Generalized Beam Theory* (GBT) para determinar o comprimento crítico e a tensão crítica de flambagem distorcional. As fórmulas são aplicáveis para perfis U e Z enrijecidos com qualquer inclinação de enrijecedores e perfis cartola, que podem estar submetidos à compressão axial, flexão ou à combinação das duas e a quatro condições de apoio distintas. Por incorporar “*folded-plate theory*” em sua formulação, este método contorna as limitações das outras formulações apresentadas, notadamente a consideração da flexão dos flanges e enrijecedores. O trabalho de Silvestre e Camotim [17] valida essa formulação.

Os métodos citados anteriormente fornecem fórmulas racionais e precisas para a obtenção da tensão crítica de flambagem distorcional. Entretanto a aplicação das fórmulas propostas exige o cálculo de diversos parâmetros, aumentando a possibilidade de erros e diminuindo a praticidade do uso.

2. METODOLOGIA DE ANÁLISE DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL

O método do Quociente de Rayleigh é utilizado nesse trabalho para determinar a tensão crítica de flambagem distorcional de colunas de seção U enrijecido. Assume-se uma configuração deformada aproximada para a coluna e calcula-se, para essa configuração, a energia de deformação, U , e o trabalho por unidade de força de compressão, W . Assim, a tensão crítica σ_{cr} pode ser obtida pela condição de equilíbrio neutro, conforme equação 1:

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$\sigma_{cr} = \frac{U}{W} \quad (1)$$

Para esse método, são exigidas configurações deformadas que atendam às condições cinemáticas e sejam contínuas até a derivada de ordem 1. A precisão dos resultados depende fundamentalmente da qualidade da forma deformada assumida, quanto mais próxima esta estiver da configuração real, mais próxima da tensão crítica real estará o valor obtido pelo método.

As hipóteses básicas assumidas para esse trabalho são: (i) material isotrópico e linearmente elástico, (ii) compatibilidade de rotação entre as paredes que constituem a seção, ou seja, os ângulos iniciais entre essas são preservados após a flambagem, (iii) as deformações por flexão de placa (fora do plano) do flange e do enrijecedor são desprezadas, (iv) pequenos deslocamentos e rotações são assumidos e (v) considera-se uma coluna suficientemente longa de forma que desenvolvam-se múltiplas meias-ondas do modo e que a influência das condições de extremidade seja desprezada. O modo de flambagem ϕ pode ser escrito conforme a expressão a seguir:

$$\phi(X, Y, Z) = \phi_{yz}(Y, Z) \text{sen}\left(\frac{\pi X}{L}\right) \quad (2)$$

Na equação 2, ϕ_{yz} é a deformação da seção transversal, L é o comprimento de flambagem e X , Y e Z são os eixos globais conforme a figura 2. Eixos locais x , y e z para cada parede do perfil também são adotados e apresentados na figura 2, sendo b_w , b_f e b_s as dimensões da alma, mesa e enrijecedor, respectivamente e t a espessura constante das paredes.

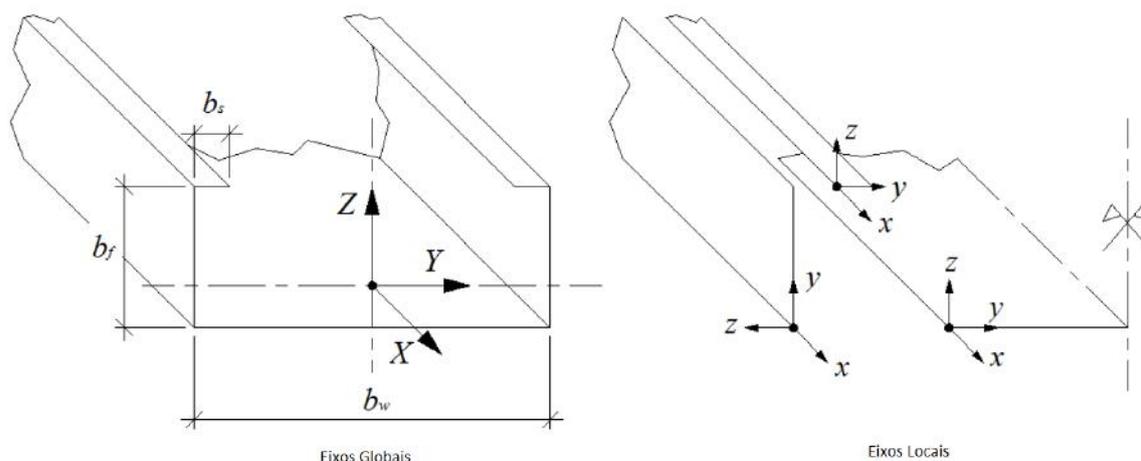


Figura 2: Convenção de eixos em uma seção de chapas dobradas do tipo U enrijecido.

Nesse trabalho, duas configurações deformadas distintas foram consideradas para determinar a tensão crítica, originando os Modelos 1 e 2 apresentados a seguir.

O modo de flambagem distorcional pode ser entendido pela combinação de 3 parcelas ou funções de deslocamentos apresentadas na figura 3: (i) uma parcela de flexão da alma expressa por w , (ii) uma parcela de rotação do conjunto flange+enrijecedor em torno do ponto S distante Y_s da junção alma/mesa expressa por θ e (iii) uma parcela de flexão da coluna em torno do seu eixo de menor inércia expressa por δ_w .

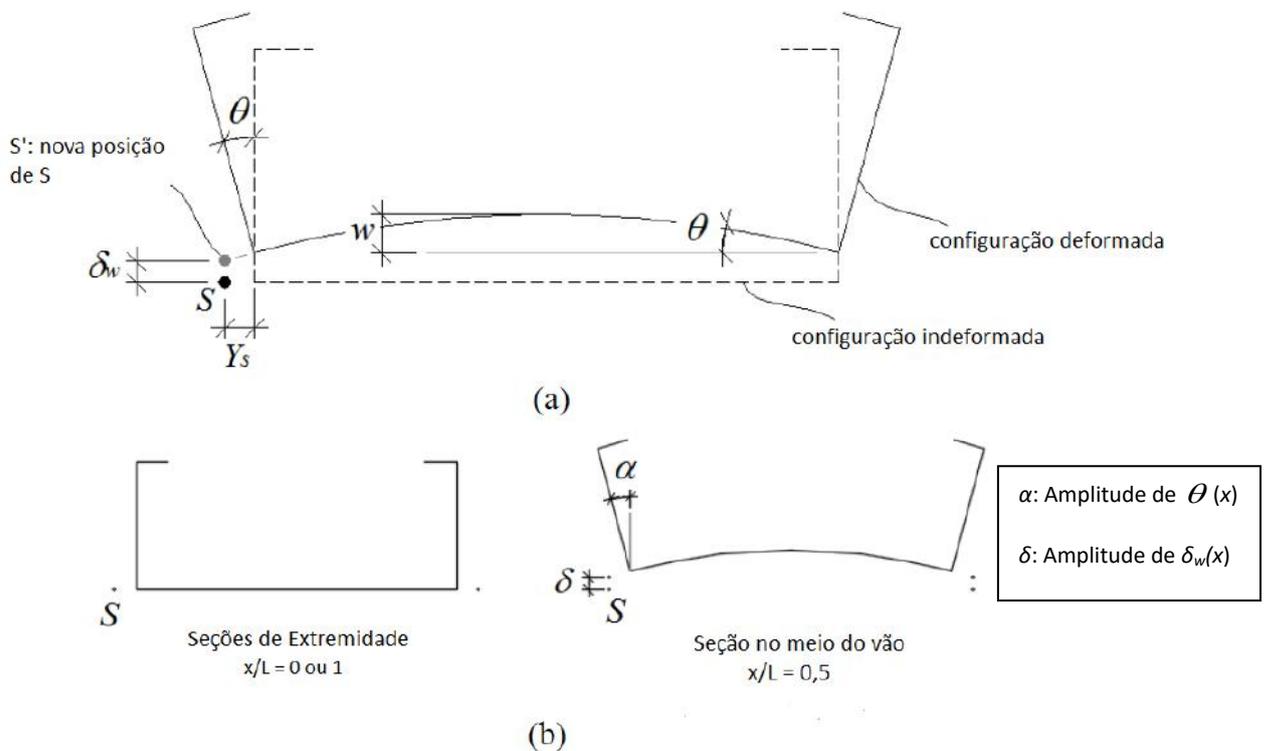


Figura 3: (a) Deformações do modo distorcional (b) configurações deformadas das seções extremas e central.

As energias de deformações relacionadas a cada parcela podem ser calculadas pelas expressões a seguir, todas referidas aos eixos locais (e.g., Bazant e Cedolin [18]):

$$U_p = \frac{D}{2} \int_0^L \int_0^{b_w} \left\{ \left(\frac{d^2}{dx^2} w(x, y) + \frac{d^2}{dy^2} w(x, y) \right)^2 - 2(1-\nu) \left[\frac{d^2}{dx^2} \frac{d^2}{dy^2} w(x, y) - \left(\frac{d}{dx} \frac{d}{dy} w(x, y) \right)^2 \right] \right\} dy dx \quad (3)$$

$$U_w = \frac{EI_w}{2} \int_0^L \left(\frac{d^2}{dx^2} \theta(x) \right)^2 dx \quad (4)$$

$$U_t = \frac{GJ}{2} \int_0^L \left(\frac{d}{dx} \theta(x) \right)^2 dx \quad (5)$$

$$U_\delta = \frac{EI_{YY}}{2} \int_0^L \left(\frac{d^2}{dx^2} \delta_w(x) \right)^2 dx \quad (6)$$

U_p , U_w , U_t e U_δ são respectivamente as energias de deformação da flexão da alma, do empenamento da mesa+enrijecedor, da torção de St. Venant da mesa+enrijecedor e da flexão da coluna. D é a rigidez flexional de placa, $D = Et^3/[12(1-\nu^2)]$, E é o módulo de elasticidade, G é o módulo de elasticidade transversal, ν é o coeficiente de Poisson, I_w é a constante de empenamento do conjunto mesa+enrijecedor em relação ao ponto S, J é a constante de torção do conjunto mesa+enrijecedor e I_{YY} é a inércia da seção em relação ao eixo de menor inércia Y. A energia de deformação total U será a soma dessas parcelas considerando a seção inteira ($U = U_p + 2 U_w + 2 U_t + U_\delta$).

Os deslocamentos de cada parede, apresentados na tabela 1, podem ser escritos em função de w , θ e δ_w . Adota-se a convenção de $v_{t,i}$ para denotar os deslocamentos na direção y da parede i e $w_{t,i}$, os deslocamentos na direção z da parede i. O trabalho produzido pela força de compressão para cada parede, W_i , pode ser calculado pela equação 7 e o trabalho total W será a soma de todos os W_i 's.

$$W_i = \frac{t}{2} \int_0^L \int_0^b \left[\left(\frac{d}{dx} w_{t,i}(x, y, z) \right)^2 + \left(\frac{d}{dx} v_{t,i}(x, y, z) \right)^2 \right] dy dx \quad (7)$$

Sendo b , a largura da parede i.

Tabela 1: Componentes de Deslocamentos de cada Parede

Parede	v_t	w_t
Alma	$v_{t,w}(x, y) = 0$	$w_{t,w}(x, y) = w(x, y) + \delta_w(x) + \theta(x) \cdot (Y_s + y)$
Flange	$v_{t,f}(x, y) = \delta_w(x) + \theta(x) \cdot Y_s$	$w_{t,f}(x, y) = \theta(x) \cdot y$
Enrijecedor	$v_{t,s}(x, y) = -\theta(x) \cdot b_f$	$w_{t,s}(x, y) = \delta_w(x) + \theta(x) \cdot (Y_s + y)$

2.1 Modelo 1

Para esse modelo: (i) considera-se que a junção alma/mesa não translada, isto é, o pólo de rotação S coincide com a junção ($Y_s=0$), e (ii) despreza-se a parcela de flexão na menor inércia

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

($\delta_w=0$). Com isso, os deslocamentos w e θ podem ser escritos de acordo com as equações 8 e 9:

$$\theta(x) = \alpha \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (8)$$

$$w(x, y) = \frac{\alpha b_w}{\pi} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{\pi y}{b_w}\right) \quad (9)$$

Substituindo esses deslocamentos nas equações de 3 a 6, a energia de deformação total U será $U = U_p + 2(U_w + U_t)$ e o trabalho potencial W será $W = W_w + 2(W_f + W_s)$. A tensão crítica $\sigma_{cr,d}$ do Modelo 1 pode ser calculada então pela equação 10, obtendo-se a seguinte expressão final após manipulações algébricas:

$$\sigma_{cr,d} = \frac{\frac{DL^2}{4b_w} \left(1 + \left(\frac{b_w}{L}\right)^2\right)^2 + \frac{\pi^2}{L^2} EI_w + GJ}{I_0 + b_w^3 t / (4\pi^2)} \quad (10)$$

Na equação 10, I_0 é o momento de inércia polar do conjunto mesa+enrijecedor em relação à junção alma/mesa, que coincide com o ponto S.

Derivando a expressão de $\sigma_{cr,d}$ em relação a L e igualando a zero, o comprimento crítico de flambagem pode ser obtido, conforme a equação 11:

$$L_{cr} = b_w \left(1 + 4\pi^2 \frac{EI_w}{Db_w^3}\right)^{1/4} \quad (11)$$

2.1 Modelo 2

As tensões de empenamento no flange e no enrijecedor para o Modelo 1 são apresentados na figura 4, verifica-se que para essa configuração não há equilíbrio de forças e nem de momentos na seção. Ao considerar a rotação do conjunto mesa+enrijecedor em torno do ponto S, distante Y_S da junção mesa/alma, e uma flexão da coluna em torno do eixo de menor inércia, os equilíbrios podem ser alcançados, conforme pode ser observado na mesma figura 4. A parcela de flexão δ_w pode ser escrita como:

$$\delta_w(x) = \delta \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (12)$$

Sendo δ a amplitude da deflexão.

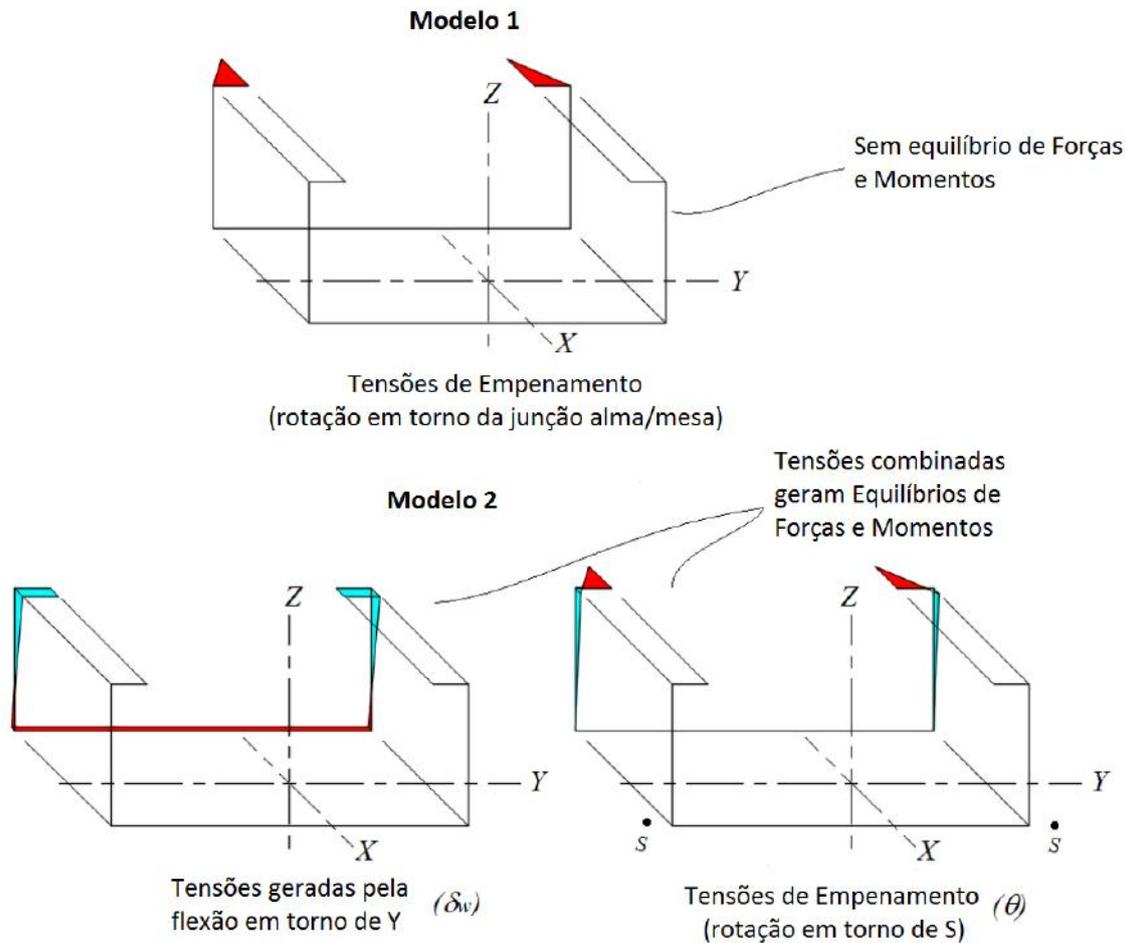


Figura 4: Tensões normais nos Modelos 1 e 2.

Através do equilíbrio de forças geradas pelas tensões de empenamento na direção X, a expressão 13 para Y_s pode ser obtida. Pelo equilíbrio de momentos em Y, a amplitude da parcela de flexão δ pode ser obtida pela equação 14, relacionada com a amplitude de rotação α .

$$Y_s = \frac{b_s^2}{b_f + 2b_s} \quad (13)$$

$$\delta = \beta\alpha = \left(\frac{3b_f b_s^2 + 3b_s^2 b_w}{b_f^2 + 4b_f b_s + 2b_f b_w + 6b_s b_w} - Y_s \right) \alpha \quad (14)$$

Seguindo o mesmo desenvolvimento do Modelo 1 (as funções de deslocamentos $w(x,y)$ e $\theta(x)$ não se alteram), as expressões obtidas para a tensão crítica $\sigma_{cr,d}$ e o comprimento crítico de flambagem L do Modelo 2 são:

$$\sigma_{cr,d} = \frac{\frac{Db_w}{4} \left[\left(\frac{L}{b_w} \right) + \left(\frac{b_w}{L} \right) \right]^2 + \frac{\pi^2}{L^2} E \left(I_w + \frac{\beta^2 I_{YY}}{2} \right) + GJ}{(Y_s + \beta)^2 (A/2) + (Y_s + \beta) (b_s^2 + 2b_w^2 / \pi^2) t + I_0 + b_w^3 t / (4\pi^2)} \quad (15)$$

$$L = \left(\frac{b_w}{D} \right)^{1/4} \left(Db_w^3 + 4\pi^2 EI_w + 2\pi^2 \beta^2 EI_{YY} \right)^{1/4} \quad (16)$$

A é a área da seção transversal e β é o coeficiente que correlaciona as amplitudes de flexão e de rotação, dado pela equação 14.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados de comprimentos e tensões críticas calculadas pelos Modelos 1 e 2 de acordo com as expressões 10, 11, 15 e 16 são apresentados e comparados com os valores obtidos com auxílio do programa computacional GBTUL (Bebiano *et al.* [19]), software livre que utiliza a formulação da GBT para análise de flambagem de PFFs. Na análise de estabilidade elástica do GBTUL, foi necessário desativar alguns modos de flambagem (na figura 5, apenas os modos 5 e 6 são distorcionais) para a obtenção de resultados correspondentes ao modo distorcional “puro”, de acordo com a formulação desse trabalho.

Foram analisadas 62 seções comerciais ‘U enrijecido’ considerando-se material com módulo de elasticidade $E=200$ GPa e $\nu=0,3$. As geometrias das seções analisadas bem como os resultados obtidos pelos Modelos 1 e 2 e o GBTUL são apresentados na tabela 2.

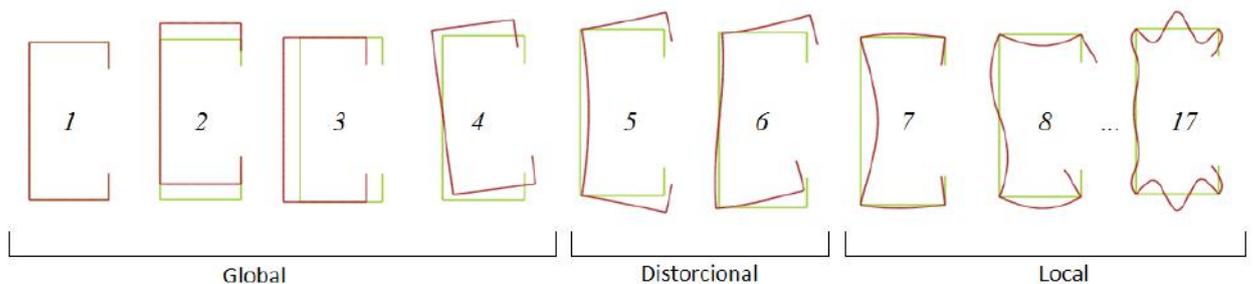


Figura 5: Modos de flambagem adotados com auxílio do programa computacional GBTUL.

Tabela 2: Geometrias e Resultados para Seções Comerciais Analisadas (dimensões em milímetros; tensões em MPa)

Geometria das Seções					GBTUL		Modelo 1			Modelo 2		
$b_w \times b_f \times b_s$	t	b_w/t	b_f/b_w	b_s/b_f	$L_{cr,GBTUL}$	$\sigma_{cr,d,GBTUL}$	L_{cr}	$\sigma_{cr,d}$	$\sigma_{cr,d}/\sigma_{cr,d,GBTUL}$	L_{cr}	$\sigma_{cr,d}$	$\sigma_{cr,d}/\sigma_{cr,d,GBTUL}$
50 x 25 x 10	1,52	32,9	0,50	0,20	210	947	210	1459	1,54	187	1029	1,09
	1,90	26,3	0,50	0,20	190	1244	188	1890	1,52	168	1344	1,08
	2,28	21,9	0,50	0,20	170	1566	172	2349	1,50	153	1683	1,07
	2,66	18,8	0,50	0,20	160	1914	159	2834	1,48	142	2045	1,07
	3,04	16,4	0,50	0,20	150	2287	149	3348	1,46	133	2430	1,06
75 x 40 x 15	1,52	49,3	0,53	0,20	400	558	399	869	1,56	357	624	1,12
	1,90	39,5	0,53	0,20	360	722	357	1113	1,54	319	803	1,11

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

	2,28	32,9	0,53	0,20	330	896	326	1368	1,53	292	992	1,11
	2,66	28,2	0,53	0,20	300	1080	301	1633	1,51	270	1190	1,10
	3,04	24,7	0,53	0,20	280	1274	282	1910	1,50	253	1399	1,10
100 x 50 x 17	1,52	65,8	0,50	0,17	530	396	526	581	1,47	475	428	1,08
	1,90	52,6	0,50	0,17	470	510	470	744	1,46	425	550	1,08
	2,28	43,9	0,50	0,17	430	632	430	914	1,45	388	679	1,07
	2,66	37,6	0,50	0,17	400	759	398	1090	1,44	359	814	1,07
	3,04	32,9	0,50	0,17	370	894	372	1274	1,43	336	955	1,07
	3,42	29,2	0,50	0,17	350	1035	351	1465	1,42	317	1103	1,07
100 x 55 x 20	3,00	33,3	0,55	0,20	450	857	444	1304	1,52	399	957	1,12
100 x 60 x 25	5,00	20,0	0,60	0,25	420	1570	424	2543	1,62	377	1807	1,15
100 x 70 x 15	3,00	33,3	0,70	0,15	430	557	403	756	1,36	376	644	1,16
127 x 50 x 17	1,52	83,6	0,39	0,13	550	317	558	426	1,34	504	310	0,98
	1,90	66,8	0,39	0,13	490	411	500	548	1,33	451	400	0,97
	2,28	55,7	0,39	0,13	450	510	456	676	1,33	412	497	0,97
	2,66	47,7	0,39	0,13	420	616	423	810	1,32	382	599	0,97
	3,04	41,8	0,39	0,13	390	728	396	951	1,31	357	707	0,97
	3,42	37,1	0,39	0,13	370	846	373	1098	1,30	337	820	0,97
150 x 40 x 10	2,00	75,0	0,27	0,07	310	279	309	276	0,99	286	227	0,81
150 x 60 x 20	1,52	98,7	0,40	0,13	710	259	720	349	1,35	651	255	0,98
	1,90	78,9	0,40	0,13	640	335	644	448	1,34	582	328	0,98
	2,28	65,8	0,40	0,13	580	414	588	550	1,33	532	405	0,98
	2,66	56,4	0,40	0,13	540	497	545	657	1,32	493	486	0,98
	3,04	49,3	0,40	0,13	510	596	510	769	1,29	461	571	0,96
	3,42	43,9	0,40	0,13	480	677	481	885	1,31	435	660	0,98
	3,80	39,5	0,40	0,13	450	773	457	1005	1,30	413	753	0,97
	4,18	35,9	0,40	0,13	430	874	436	1130	1,29	394	850	0,97
	4,76	31,5	0,40	0,13	410	1036	409	1330	1,28	370	1006	0,97
180 x 40 x 10	2,00	90,0	0,22	0,06	325	193	327	180	0,94	303	151	0,78
180 x 40 x 15	3,00	60,0	0,22	0,08	346	415	359	445	1,07	323	334	0,80
180 x 40 x 20	4,00	45,0	0,22	0,11	362	684	384	839	1,23	338	565	0,83
200 x 75 x 20	1,90	105,3	0,38	0,10	778	210	775	250	1,19	711	195	0,93
	2,28	87,7	0,38	0,10	710	260	707	308	1,19	649	242	0,93
200 x 75 x 25	2,66	75,2	0,38	0,13	765	355	774	460	1,30	699	338	0,95
	3,04	65,8	0,38	0,13	715	416	724	537	1,29	654	396	0,95
	3,42	58,5	0,38	0,13	675	479	683	616	1,29	617	456	0,95
	3,80	52,6	0,38	0,13	641	545	648	698	1,28	586	518	0,95
	4,18	47,8	0,38	0,13	612	614	618	782	1,27	559	583	0,95
	4,76	42,0	0,38	0,13	574	724	580	917	1,27	525	687	0,95
250 x 85 x 25	1,90	131,6	0,34	0,10	1022	170	1030	202	1,19	939	153	0,90
	2,28	109,6	0,34	0,10	934	210	941	248	1,18	858	189	0,90
	2,66	94,0	0,34	0,10	865	251	872	296	1,18	794	226	0,90
	3,04	82,2	0,34	0,10	811	295	816	347	1,18	744	265	0,90
	3,42	73,1	0,34	0,10	765	341	770	399	1,17	702	306	0,90
	3,80	65,8	0,34	0,10	726	388	731	453	1,17	666	349	0,90
	4,18	59,8	0,34	0,10	694	438	697	509	1,16	636	394	0,90
	4,76	52,5	0,34	0,10	651	518	654	599	1,16	597	466	0,90
300 x 85 x 25	1,90	157,9	0,28	0,08	1063	126	1079	138	1,10	983	105	0,83
	2,28	131,6	0,28	0,08	971	156	986	170	1,09	898	130	0,83
	2,66	112,8	0,28	0,08	900	188	913	204	1,09	833	157	0,83
	3,04	98,7	0,28	0,08	844	221	855	240	1,09	780	185	0,84
	3,42	87,7	0,28	0,08	796	256	807	277	1,08	736	214	0,84
	3,80	78,9	0,28	0,08	757	293	766	316	1,08	700	245	0,84
	4,18	71,8	0,28	0,08	722	331	732	356	1,08	668	278	0,84
	4,76	63,0	0,28	0,08	679	394	687	421	1,07	628	331	0,84

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Alguns comentários sobre os resultados podem ser apresentados: (i) o Modelo 1 apresentou resultados para os comprimentos críticos mais próximos do GBTUL, com uma média para a relação $L_{cr,d}/L_{cr,dGBTUL}$ de $(1,01 \pm 0,01)$, se comparado com os resultados obtidos pelo Modelo 2, com uma média de $(0,92 \pm 0,01)$; (ii) o Modelo 1 apresentou as maiores diferenças para as tensões críticas comparadas com as obtidas pelo GBTUL, chegando a uma diferença máxima de +62%, enquanto para o Modelo 2, as máximas diferenças encontradas foram de $\pm 16\%$; (iii) a relação geométrica b_w/t parece ser a de menor influência na tensão crítica do modo distorcional, pois para seções com mesmas dimensões b_w , b_f e b_s , variando apenas a espessura t , as máximas diferenças para as tensões críticas das seções chegam a 8%; (iv) para seções com relações $b_f/b_w > 0,4$ e $b_s/b_f > 0,13$, os resultados do Modelo 2 para tensão crítica foram sempre superiores aos do GBTUL, e inferiores nos casos em que essas relações geométricas não são respeitadas; (v) seções com $b_f/b_w=0,4$ e $b_s/b_f=0,13$ resultaram em tensões críticas no modo distorcional calculadas pelo Modelo 2 com melhor índice de concordância em relação os resultados originados do GBTUL.

A figura 6 apresenta graficamente os resultados da relação $\sigma_{cr,d}/\sigma_{cr,dGBTUL}$ para cada modelo analisado (conforme tabela 2). Para o Modelo 1, a relação apresentou uma média de 1,30 com desvio padrão de 0,16. Já para o Modelo 2, a relação entre as tensões críticas calculadas e aquelas obtidas com o programa de análise GBTUL resultou em uma média de 0,97 com desvio padrão de 0,10.

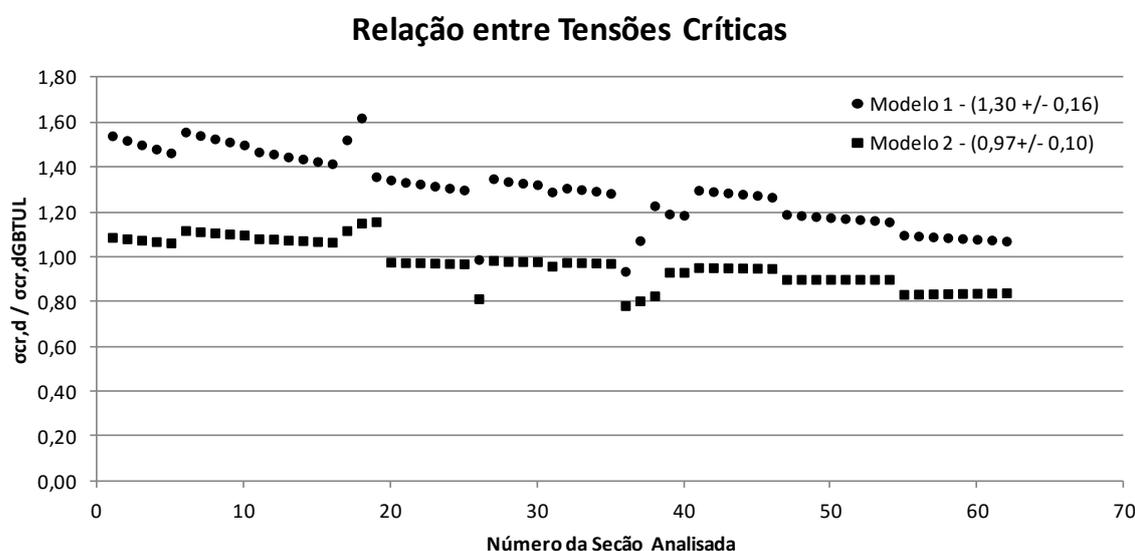


Figura 6: Relação $\sigma_{cr,d}/\sigma_{cr,dGBTUL}$ de cada Modelo de análise para as seções indicadas na tabela 2.

4. CONCLUSÕES

Nesse trabalho, foi apresentado um método simples e razoavelmente preciso para estimar as tensões e comprimentos críticos de flambagem distorcional em colunas de perfil 'U enrijecido' submetidas à compressão axial. Nesse desenvolvimento, foi empregado o Método do Quociente de Rayleigh e as expressões obtidas por dois modelos distintos foram aplicadas a 62

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

seções comerciais. Os resultados do cálculo direto, segundo os Modelos 1 e 2, foram comparados com aqueles obtidos com auxílio do programa computacional GBTUL de análise de flambagem. As tensões críticas calculadas pelo modelo mais refinado, o Modelo 2, apresentaram uma média de $(0,97 \pm 0,10)$ quando comparadas com os valores do GBTUL.

Alguns fatores podem explicar as diferenças encontradas entre o método proposto e os resultados pela GBT: (i) as deformações por flexão no flange e no enrijecedor foram desprezadas no presente trabalho e (ii) a deformação por flexão da alma foi aproximada por uma função dupla de senos. Para tentar aprimorar o método, funções de deslocamentos refinadas estão sendo estudadas pelos autores.

Agradecimentos

Esse trabalho contou com o apoio financeiro da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

REFERÊNCIAS

1. Lau, S.C.W., Hancock, G.J. Distortional Buckling Formulas for Channel Columns. *Journal of Structural Engineering*. 1987; 113 (5): 1063-1078.
2. Schafer, B.W. Cold-Formed Steel Behaviour and Design: Analytical and Numerical Modeling of Elements and Members with Longitudinal Stiffeners [Ph.D. Thesis]. Ithaca, New York: Cornell University; 1997.
3. Teng, J.G., Yao, J., Zhao, Y. Distortional Buckling of Channel Beam-columns. *Thin-Walled Structures*. 2003; 41(7): 595-617.
4. Silvestre, N., Camotim, D. Distortional Buckling formulae for cold-formed steel C and Z-sections members: Part I- derivation. *Thin-Walled Structures*. 2004; 42(11): 1567-1597.
5. Zhou, X., Liu, Z., He, Z. General Distortional Buckling Formulae for both Fixed-ended and Pinned-ended C-section columns. *Thin-Walled Structures*. 2015; 94(9): 603-611.
6. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio, 2010.
7. Schafer, B.W., Ádány, S. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. 18th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures. Orlando, Florida, USA, October 26-27, 2006.
8. Schardt, R. Generalized Beam Theory – An Adequate Method for Coupled Stability Problems. *Thin-Walled Structures*. 1994; 19(2-4): 161-180.
9. Batista, E.M. Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global interaction. *Thin-Walled Structures*. 2010, 48: 345-356.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

10. Australian/New Zealand Standard – Cold-Formed Steel Structures, 2005.
11. Cardoso, D.C.T., Harries, K.A., Batista, E.M. Closed-Form Equations for Local Buckling of Pultruded Thin-Walled Sections. *Thin-Walled Structures*. 2014; 79(6): 16-22.
12. Schafer, B.W. Distortional Buckling of Cold-formed Steel Columns. Final Report, Project Sponsored by the American Iron and Steel Institute, 2000.
13. Vazquez, E.G. Análise Teórica e Experimental da Instabilidade Torcional de Perfis Formados a Frio sob Compressão Centrada [Tese de D. Sc.]. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ; 2002.
14. Sharp, M.L. Longitudinal Stiffeners for Compression Members. *Journal of Structural Division*. 1966; 92(5): 187-212.
15. Li, L., Chen, J. An analytical model for analysing distortional buckling of cold-formed steel sections. *Thin-Walled Structures*. 2008; 46(12): 1430-1436.
16. Hancock, G.J. Design for distortional buckling of flexural members. *Thin-Walled Structures*. 1997; 27(1): 3-12.
17. Silvestre, N., Camotim, D. Distortional Buckling formulae for cold-formed steel C and Z-sections members: Part II- validation and application. *Thin-Walled Structures*. 2004; 42(11): 1599-1629.
18. Bazant, Z.P., Cedolin, L. *Stability of Structures: elastic, inelastic, fracture and damage theories*. New York: Oxford University; 1991.
19. Bebiano, R., Pina, P., Silvestre, N., Camotim, D. GBTUL-buckling and vibration analysis of thin-walled members. DECivil/IST, Technical University of Lisbon, 2008.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ELASTOPLASTIC ANALYSIS WITH NONLINEAR HARDENING LAW FOR STEEL STRUCTURES WITH COMPACT CROSS-SECTIONS*

Yuri Teixeira¹
Eduardo M. B. Campello²

Abstract

In this work, we present the formulation and numerical implementation of a simple elastoplastic constitutive equation for geometrically exact rod models with consideration of cross-sectional warping. Given the kinematical hypothesis of non-deformability of the cross-section in the projection of its plane, we work with compact cross-sections and assume that the plastic deformations occur due only to the cross-sectional normal stresses, thereby allowing us to work under a simple uniaxial framework. Our approach adopts a standard additive decomposition of the strains together with a linear elastic relation for the elastic part of the deformations. Both ideal plasticity and plasticity with (nonlinear) isotropic hardening are considered. The resulting equation is implemented within a finite element rod model and is validated by means of several numerical examples. The rod model considers warping effects and has 7 degrees of freedom. We believe that a simple elastoplastic model embedded within a robust rod finite element is a useful tool for the analysis of thin-walled rod structures, such as, e.g., steel structures.

Keywords: Plasticity; Elastoplastic constitutive equation; Rod model; Finite elements; Steel structures

ANÁLISE NÃO-LINEAR ELASTOPLÁSTICA DE ESTRUTURAS DE AÇO COM PERFIS DE SEÇÃO TRANSVERSAL COMPACTA*

Resumo

Neste trabalho, apresentamos a formulação e implementação computacional de uma equação constitutiva elastoplástica simples para modelos de barra geometricamente exatos com consideração do empenamento. Dada a hipótese cinemática de não deformabilidade da seção transversal da barra na projeção de seu plano, trabalhamos com seções transversais compactas e assumimos que as deformações plásticas ocorrem devido apenas às tensões normais à seção transversal, permitindo-nos trabalhar com um modelo constitutivo uniaxial simples. Nossa abordagem adota uma decomposição aditiva das deformações, com uma relação linear para a parte elástica. Tanto plasticidade ideal quanto plasticidade com encruamento isótropo (não-linear) são considerados. A equação resultante é implementada em um modelo de elementos finitos de barras e é validada em diversos exemplos numéricos. O modelo de barra considera efeitos de empenamento da seção transversal e possui 7 graus de liberdade. O resultado é um modelo elastoplástico simples combinado com um elemento finito de barra robusto que se mostra útil para a análise de estruturas reticuladas constituídas por barras de seção transversal de paredes delgadas, mas que não estão suscetíveis a instabilidades localizadas, como, por exemplo, estruturas constituídas de perfis de aço laminados e soldados de seção compacta.

Palavras-chave: Plasticidade; Equação constitutiva elastoplástica; Modelo de barra; Elementos finitos; Estruturas de aço

¹ Arquiteto e Urbanista, Estudante de Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP, São Paulo, São Paulo, Brasil.

² Engenheiro Civil, Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da USP e pesquisador (nível 2) do CNPq, São Paulo, São Paulo, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1. INTRODUCTION

One of the motivations for the development of scientific research in engineering is the optimization of structural elements with respect to the relation between quantity of material and capacity to perform its function. This greater efficiency is acquired through application of ever more accurate analyses of physical behavior of the structural element in the designed structure. This minimizes the excess of material used to attain the necessary performance and safety. For steel structural elements, one of the biggest barriers to the advance in this area is the complexity of methods of analysis with consideration of geometrical nonlinearity (GNL) and the description of the boundaries of elastic and plastic deformation regimens of the material, i.e. consideration of material nonlinearity (MNL). Given the characteristics of structural steel material and the slender geometry of these elements, effects of GNL and MNL are relevant for many design criteria, most notably in statically indeterminate plane and spatial frames.

The design of structural elements to work in plastic regimen considers resistances greater than those in elastic regimen and allow a gain of efficiency maintaining the necessary safety in design with adequate loading and geometric conditions. This consideration involves the analysis of the structure with partial plastification of the cross-sections as well as, in statically indeterminate structures, the formation of full plastic hinges.

The classical methods of structural analysis with consideration of plasticity and GNL are laborious and have been giving way to analyses with mathematical models that allow a better use of the processing capacity of current computers. The development and implementation of constitutive models with consistent kinematical formulations is, because of that, a subject that has attracted researchers over many recent years.

In this work, we present the formulation and implementation of a simple elastoplastic constitutive equation for geometrically exact thin-walled rod models. We assume that the plastic deformations may occur due only to the cross-sectional normal stresses, thereby allowing us to work under a simple uniaxial framework. Our approach adopts a standard additive decomposition of the strains together with a linear elastic relation for the elastic part of the deformation. Both ideal plasticity and plasticity with (linear) isotropic hardening are considered. The model is implemented within a finite element thin-walled rod model and is validated by means of numerical examples. We believe that simple elastoplastic models combined with robust thin-walled rod finite elements may be a useful tool for the analysis of thin-walled rod structures, such as, e.g., steel structures.

Throughout this text, italic Greek or Latin lowercase letters ($a, b, \dots, \alpha, \beta, \dots$) denote scalar quantities, bold italic Greek or Latin lowercase letters ($\mathbf{a}, \mathbf{b}, \dots, \boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\beta}, \dots$) denote vectors and bold italic Greek or Latin capital letters ($\mathbf{A}, \mathbf{B}, \dots$) denote second-order tensors in a three-dimensional Euclidean space. Summation convention over repeated indices is adopted, with Greek indices ranging from 1 to 2 and Latin indices from 1 to 3.

2. GEOMETRICALLY EXACT ROD KINEMATICS

The kinematical rod model that is the basis of this work had its first developments in the works of Pimenta and Yoho (1993), with a first implementation in Campello (2000). It is a geometrically exact formulation in which shear deformation due to bending and cross-section warping due to combined bending and non-uniform torsion are explicitly taken into account. A straight reference configuration is assumed for the rod axis at the outset. A local orthonormal system $\{e_1^r, e_2^r, e_3^r\}$ with corresponding coordinates $\{x_1, x_2, x_3\}$ is defined in this configuration, with vectors e_α^r ($\alpha = 1, 2$) placed on the rod's cross-section and e_3^r placed along the rod axis as shown in Fig. 1. Points in this configuration are described by the vector field

$$\boldsymbol{\xi} = \boldsymbol{\zeta} + \mathbf{a}^r. \quad (1)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

The rod axis is described by $\zeta = x_3 e_3$, where $x_3 \in L = [0, l]$ is the axis coordinate, with l being the rod's reference length, and the cross-section is described relative to the rod axis by $\mathbf{a}^r = x_\alpha e_\alpha$.

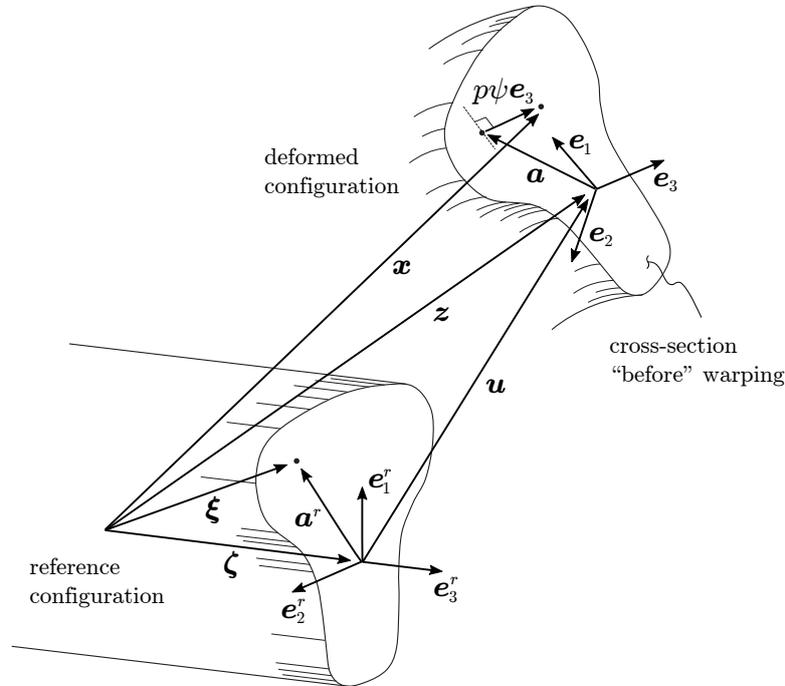


Figure 1: Rod description and kinematics.
Source: created by the authors.

In the deformed configuration, another orthonormal system $\{e_1, e_2, e_3\}$ is defined, as depicted in Fig. 1. The deformation of the rod is then described by a vector field \mathbf{x} such that the position of the material points is expressed by

$$\mathbf{x} = \mathbf{z} + \mathbf{a} + p\psi e_3, \quad (2)$$

where $\mathbf{z} = \hat{\mathbf{z}}(x_3)$ describes the position of points at the deformed axis, $\mathbf{a} = \hat{\mathbf{a}}(x_\alpha, x_3)$ defines the position of points at the deformed cross-section *in the projection of its plane*, $\psi = \hat{\psi}(x_\alpha)$ is a function defining the warping of the cross-section with respect to its shear center (the so-called warping function) and $p = \hat{p}(x_3)$ is a scalar parameter that gives ψ its amplitude. Many possibilities exist for the choice of ψ , as for example the classical Saint-Venant warping function, the Vlasov sectorial area (Vlasov, 1961), or any other function that adequately describes the out-of-plane deformation of the cross-section. In the present work, we adopt a ψ that is approximated using the finite element method on a bidimensional mesh of the cross-section.

In Eq. (2), and from Fig. 1, one finds that $\mathbf{z} = \zeta + \mathbf{u}$, where \mathbf{u} is the displacement vector of points of the rod axis. Vector \mathbf{a} , in turn, is obtained by $\mathbf{a} = \mathbf{Q}\mathbf{a}^r = x_\alpha e_\alpha$, in which \mathbf{Q} is the rotation tensor of the cross-section. Accordingly, no cross-sectional in-plane distortion is allowed, but first order shear deformations are accounted for since \mathbf{a} is not necessarily normal to the deformed axis. Relation $e_i = \mathbf{Q}e_i^r$ ($i = 1, 2, 3$) holds for the local systems.

The rotation tensor \mathbf{Q} may be written in terms of the Euler rotation vector $\boldsymbol{\theta} = \theta e$ by means of the

well-known Euler-Rodrigues formula

$$\mathbf{Q} = \mathbf{I} + \frac{\sin \theta}{\theta} \boldsymbol{\Theta} + \frac{1}{2} \frac{(\sin(\theta/2))^2}{(\theta/2)^2} \boldsymbol{\Theta}^2, \quad (3)$$

in which $\theta = \|\boldsymbol{\theta}\|$ is the rotation angle of the cross-section and $\boldsymbol{\Theta} = \text{Skew}(\boldsymbol{\theta})$ is the skew-symmetric tensor whose axial vector is $\boldsymbol{\theta}$.

Components of \mathbf{u} and $\boldsymbol{\theta}$ on a global Cartesian system along with the scalar parameter p constitute the seven degrees-of-freedom of this rod model. They are grouped into a vector \mathbf{d} as follows:

$$\mathbf{d} = \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \boldsymbol{\theta} \\ p \end{bmatrix}. \quad (4)$$

The deformation gradient \mathbf{F} is obtained from differentiation of Eq. (2) with respect to ξ . Using the notation $(\bullet)' = \partial(\bullet)/\partial x_3$ and $(\bullet)_{,\alpha} = \partial(\bullet)/\partial x_\alpha$ for derivatives, it is written as

$$\mathbf{F} = \mathbf{Q}(\mathbf{I} + \psi_{,\alpha} p \mathbf{e}_3^r \otimes \mathbf{e}_\alpha^r + \boldsymbol{\gamma}_3^r \otimes \mathbf{e}_3^r), \quad (5)$$

where

$$\boldsymbol{\gamma}_3^r = \boldsymbol{\eta}^r + \boldsymbol{\kappa}^r \times (\mathbf{a}^r + \psi p \mathbf{e}_3^r) + \psi p' \mathbf{e}_3^r, \quad (6)$$

in which

$$\boldsymbol{\eta}^r = \mathbf{Q}^T \mathbf{z}' - \mathbf{e}_3^r \quad \text{and} \quad \boldsymbol{\kappa}^r = \boldsymbol{\Gamma}^T \boldsymbol{\theta}'. \quad (7)$$

With these we can also define the back-rotated deformation gradient

$$\mathbf{F}^r = \mathbf{Q}^T \mathbf{F} = \mathbf{I} + \psi_{,\alpha} p \mathbf{e}_3^r \otimes \mathbf{e}_\alpha^r + \boldsymbol{\gamma}_3^r \otimes \mathbf{e}_3^r, \quad (8)$$

Vector $\boldsymbol{\gamma}_3^r$ in Eq. (6) can be regarded as the cross-sectional generalized strain vector, with $\boldsymbol{\eta}^r$ and $\boldsymbol{\kappa}^r$ of Eq. (7) being the rod's strains (they encompass the axis elongation and the cross-sectional shear and specific rotations). Tensor $\boldsymbol{\Gamma}$ in Eq. (7)₂ relates the angular velocities vector $\boldsymbol{\omega}$ to the temporal derivatives of the rotation parameters $\boldsymbol{\theta}$ and reads as

$$\boldsymbol{\Gamma} = \mathbf{I} + \frac{1}{2} \frac{(\sin(\theta/2))^2}{(\theta/2)^2} \boldsymbol{\Theta} + \frac{1 - (\sin \theta)/\theta}{\theta^2} \boldsymbol{\Theta}^2. \quad (9)$$

Linearization of Eq. (5) with respect to \mathbf{d} yields the virtual deformation gradient. Using the symbol “ δ ” to denote linearized or virtual quantities, the result is as follows:

$$\delta \mathbf{F} = \delta \boldsymbol{\Omega} \mathbf{F} + \mathbf{Q}(\psi_{,\alpha} \delta p \mathbf{e}_3^r \otimes \mathbf{e}_\alpha^r + \delta \boldsymbol{\gamma}_3^r \otimes \mathbf{e}_3^r), \quad (10)$$

where $\delta \boldsymbol{\Omega} = \delta \mathbf{Q} \mathbf{Q}^T$ is a skew-symmetric tensor whose axial vector is denoted by $\delta \boldsymbol{\omega}$. One can show that $\delta \boldsymbol{\omega} = \text{axial}(\delta \mathbf{Q} \mathbf{Q}^T) = \boldsymbol{\Gamma} \delta \boldsymbol{\theta}$, with $\boldsymbol{\Gamma}$ given by Eq. (9). The virtual strain vector $\delta \boldsymbol{\gamma}_3^r$ of Eq. (10) is obtained from linearization of Eq. (6) and reads as

$$\delta \boldsymbol{\gamma}_3^r = \delta \boldsymbol{\eta}^r + \delta \boldsymbol{\kappa}^r \times (\mathbf{a}^r + \psi p \mathbf{e}_3^r) + \psi \delta p' \mathbf{e}_3^r + \psi \delta p \boldsymbol{\kappa}^r \times \mathbf{e}_3^r, \quad (11)$$

in which

$$\delta \boldsymbol{\eta}^r = \mathbf{Q}^T (\delta \mathbf{u}' + \mathbf{Z}' \boldsymbol{\Gamma} \delta \boldsymbol{\theta}) \quad \text{and} \quad \delta \boldsymbol{\kappa}^r = \mathbf{Q}^T (\boldsymbol{\Gamma}' \delta \boldsymbol{\theta} + \boldsymbol{\Gamma} \delta \boldsymbol{\theta}') \quad (12)$$

* Contribuição tecnológica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

are obtained from the linearization of Eq. (7). In the above expressions, \mathbf{Z}' is the skew-symmetric tensor whose axial vector is \mathbf{z}' , i.e. $\mathbf{Z}' = \text{Skew}(\mathbf{z}')$. Let now the first Piola-Kirchhoff stress tensor be expressed in terms of its column-vectors as

$$\mathbf{P} = \boldsymbol{\tau}_i \otimes \mathbf{e}_i^r. \quad (13)$$

Vectors $\boldsymbol{\tau}_i$ are the nominal stresses acting on a point of the rod according to planes whose normals in the reference configuration are \mathbf{e}_i^r . One may also write $\mathbf{P} = \mathbf{Q}\mathbf{P}^r$, with

$$\mathbf{P}^r = \boldsymbol{\tau}_i^r \otimes \mathbf{e}_i^r \quad (14)$$

as the back-rotated counterpart of \mathbf{P} . In this case, vectors $\boldsymbol{\tau}_i^r$ are the back-rotated stress vectors.

The internal virtual work of the rod, with the aid of Eqs. (10) and (13), is given by

$$\delta W_{int} = \int_L \int_A (\mathbf{P} : \delta \mathbf{F}) dA dL \quad (15)$$

where A is the area of the cross-sections at the reference configuration. Performing integration over the area, we define the following cross-sectional stresses:

$$\begin{aligned} \mathbf{n}^r &= \int_A \boldsymbol{\tau}_3^r dA = V_\alpha \mathbf{e}_\alpha^r + N \mathbf{e}_3^r \\ \mathbf{m}^r &= \int_A (\mathbf{a}^r + \psi p \mathbf{e}_3^r) \times \boldsymbol{\tau}_3^r dA = M_\alpha \mathbf{e}_\alpha^r + T \mathbf{e}_3^r \\ Q &= \int_A ((\boldsymbol{\tau}_\alpha^r \cdot \mathbf{e}_3^r) \psi_{,\alpha} + \boldsymbol{\tau}_3^r \cdot (\boldsymbol{\kappa}^r \times \mathbf{e}_3^r) \psi) dA \\ B &= \int_A (\boldsymbol{\tau}_3^r \cdot \mathbf{e}_3^r) \psi dA. \end{aligned} \quad (16)$$

Components of the first two vectors above are the resultant shear forces (V_α), normal force (N), bending moments (M_α) and torsional moment (T) of the cross-sections, whereas Q and B are the so-called bi-shear and bi-moment due to the consideration of warping.

Grouping them in a generalized stress vector $\boldsymbol{\sigma}^r$ and matching them with their corresponding virtual strains in vector $\delta \boldsymbol{\varepsilon}^r$ we obtain

$$\boldsymbol{\sigma}^r = \begin{bmatrix} \mathbf{n}^r & \mathbf{m}^r & Q & B \end{bmatrix}^T \quad \text{and} \quad \delta \boldsymbol{\varepsilon}^r = \begin{bmatrix} \delta \boldsymbol{\eta}^r & \delta \boldsymbol{\kappa}^r & \delta p & \delta p' \end{bmatrix}^T \quad (17)$$

which are 8×1 vectors that can be used to rewrite Eq. (15) as

$$\delta W_{int} = \int_L (\boldsymbol{\sigma}^r \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon}^r) dL. \quad (18)$$

Vector $\delta \boldsymbol{\varepsilon}^r$ of Eq. (17), in view of Eq. (12), may be written as $\delta \boldsymbol{\varepsilon}^r = \boldsymbol{\Psi} \boldsymbol{\Delta} \delta \mathbf{d}$, where

$$\boldsymbol{\Psi} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}^T & \mathbf{Q}^T \mathbf{Z}' \boldsymbol{\Gamma} & \mathbf{O} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{O} & \mathbf{Q}^T \boldsymbol{\Gamma}' & \mathbf{Q}^T \boldsymbol{\Gamma} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & 1 & 0 \\ \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{and} \quad \boldsymbol{\Delta} = \begin{bmatrix} \mathbf{I} \frac{\partial}{\partial x_3} & \mathbf{O} & \mathbf{O} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{O} & \mathbf{I} & \mathbf{I} \frac{\partial}{\partial x_3} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & 1 & \mathbf{I} \frac{\partial}{\partial x_3} \end{bmatrix}^T. \quad (19)$$

The external virtual work of the rod is given by

$$\delta W_{ext} = \int_L \left(\int_C \bar{\mathbf{t}} \cdot \delta \mathbf{x} dC + \int_A \bar{\mathbf{b}} \cdot \delta \mathbf{x} dA \right) dL \quad (20)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

in which $\bar{\mathbf{t}}$ is the external surface traction acting on the rod's surface per unit reference area, C is the contour of the cross-sections, and $\bar{\mathbf{b}}$ is the vector of external body forces per unit reference volume. With $\delta\mathbf{x}$ above given from linearization of Eq. (2), evaluation of the contour and area integrals in Eq. (20) renders the external force resultants. They are grouped into vector $\bar{\mathbf{q}}$ as shown below:

$$\bar{\mathbf{q}} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{n}} \\ \bar{\mathbf{B}} \end{bmatrix}, \quad \text{where} \quad \bar{\mathbf{m}} = \int_C (\mathbf{a} + \psi p \mathbf{e}_3) \times \bar{\mathbf{t}} dC + \int_A (\mathbf{a} + \psi p \mathbf{e}_3) \times \bar{\mathbf{b}} dA \quad (21)$$

$$\bar{\mathbf{B}} = \int_C \psi \bar{\mathbf{t}} \cdot \mathbf{e}_3 dC + \int_A \psi \bar{\mathbf{b}} \cdot \mathbf{e}_3 dA.$$

allowing us to rewrite Eq. (20) as

$$\delta W_{ext} = \int_L (\bar{\mathbf{q}} \cdot \delta \mathbf{d}) dL. \quad (22)$$

Components of $\bar{\mathbf{n}}$ and $\bar{\mathbf{m}}$ are respectively the resultant external forces and moments, whereas $\bar{\mathbf{B}}$ is the resultant external bi-moment, all per unit reference length of the rod axis.

The equilibrium of the rod is enforced by means of the virtual work theorem in a standard way:

$$\delta W = \delta W_{int} - \delta W_{ext} = 0 \quad \text{in } L, \quad \forall \delta \mathbf{d} \mid \delta \mathbf{d}(0) = \delta \mathbf{d}(l) = \mathbf{o}, \quad (23)$$

with δW_{int} and δW_{ext} given by Eqs. (15) and (20) or by Eqs. (18) and (22). The Fréchet derivative of the above weak form with respect to \mathbf{d} leads to the tangent formulation of this model:

$$\delta(\delta W) = \int_L ((\mathbf{D}\Psi\Delta\delta\mathbf{d}) \cdot (\Psi\Delta\delta\mathbf{d}) + (\mathbf{G}\Delta\delta\mathbf{d}) \cdot (\Delta\delta\mathbf{d}) - (\mathbf{L}\delta\mathbf{d} \cdot \delta\mathbf{d})) dL, \quad (24)$$

in which

$$\mathbf{D} = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}^r}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^r}, \quad \mathbf{G} = \frac{\partial \Psi^T \boldsymbol{\sigma}^r}{\partial (\Delta \mathbf{d})} \quad \text{and} \quad \mathbf{L} = \frac{\partial \bar{\mathbf{q}}}{\partial \mathbf{d}}. \quad (25)$$

They represent the constitutive effects, the geometric effects of the internal forces and the geometric effects of the external loading on the tangent operator. Operators \mathbf{G} and \mathbf{L} are

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{G}_{u'\theta} & \mathbf{O} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{G}_{u'\theta}^T & \mathbf{G}_{\theta\theta} & \mathbf{G}_{\theta\theta'} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{O} & \mathbf{G}_{\theta\theta'}^T & \mathbf{O} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & 0 & 0 \\ \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & \mathbf{o}^T & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{and} \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} L_{uu} & L_{u\theta} & L_{up} \\ L_{\theta u} & L_{\theta\theta} & L_{\theta p} \\ L_{pu} & L_{p\theta} & L_{pp} \end{bmatrix} \quad (26)$$

They are given in detail in Pimenta and Yojo (1993) and Campello (2000). Observe that if \mathbf{D} is symmetric and the external loading is conservative, the tangent operator will also be symmetric. Expressions for \mathbf{D} will be developed in the following chapter.

3. ELASTOPLASTIC CONSTITUTIVE EQUATION

3.1. Model for small strains and large displacements and rotations

For the elastic regimen of deformation, we assume that the behavior of the material is governed by the classic Kirchhoff-Saint Venant model, which states that

$$\mathbf{S} = \lambda(\mathbf{I} : \mathbf{E} + 2\mu\mathbf{E}) \quad (27)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

in which λ and μ are the Lamé parameters, \mathbf{E} is the Green-Lagrange strain tensor and \mathbf{S} is the second Piola-Kirchhoff stress tensor. For homogeneous isotropic materials, the Lamé parameters can be written in terms of the elastic modulus E and shear modulus G as (Gaussmann, 1951):

$$\mu = G \quad \text{and} \quad \lambda = \frac{G(E - 2G)}{3G - E}. \quad (28)$$

In this case, it can be shown that, up to the first order, $\mathbf{Q}^T \mathbf{P} = \mathbf{P}^r \approx \mathbf{S}$ (Campello, 2000, p. 49) and Eq. (15) of the internal virtual work can be rewritten as

$$\delta W_{int} = \int_L \int_A (\mathbf{S} : \delta \mathbf{E}) dA dL \quad (29)$$

This relation allows us a simple expression for the back-rotated stress vector τ_{33}^r . We start with the Green-Lagrange strain tensor \mathbf{E} , energetically conjugated to \mathbf{S} , that is

$$\mathbf{E} = \frac{1}{2}(\mathbf{F}^{rT} \mathbf{F}^r - \mathbf{I}) = \frac{1}{2} \left(\begin{bmatrix} 1 & 0 & p\psi_{,1} \\ 0 & 1 & p\psi_{,2} \\ \gamma_{31}^r & \gamma_{32}^r & \gamma_{33}^r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & \gamma_{31}^r \\ 0 & 1 & \gamma_{32}^r \\ p\psi_{,1} & p\psi_{,2} & \gamma_{33}^r \end{bmatrix} - \mathbf{I} \right) \quad (30)$$

where $\gamma_{3\alpha}^r$ and γ_{33}^r are the components of γ_3^r . Keeping only the first order terms in these component products yields

$$\mathbf{E} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & \gamma_{31}^r + p\psi_{,1} \\ 0 & 0 & \gamma_{32}^r + p\psi_{,2} \\ \gamma_{31}^r + p\psi_{,1} & \gamma_{32}^r + p\psi_{,2} & 2\gamma_{33}^r \end{bmatrix}. \quad (31)$$

Replacing Eq. (31) and Eq. (28) in Eq. (27), we obtain the classic linear elastic relations for all stresses in $\mathbf{P}^r \approx \mathbf{S}$ which, in components, reads as

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} \lambda \gamma_{33}^r & 0 & \mu(\gamma_{31}^r + p\psi_{,1}) \\ 0 & \lambda \gamma_{33}^r & \mu(\gamma_{32}^r + p\psi_{,2}) \\ \mu(\gamma_{31}^r + p\psi_{,1}) & \mu(\gamma_{32}^r + p\psi_{,2}) & (\lambda + 2\mu)\gamma_{33}^r \end{bmatrix}.$$

Converting the material parameters we get

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} \left(\frac{G(E-2G)}{3G-E}\right) \gamma_{33}^r & 0 & G(\gamma_{31}^r + p\psi_{,1}) \\ 0 & \left(\frac{G(E-2G)}{3G-E}\right) \gamma_{33}^r & G(\gamma_{32}^r + p\psi_{,2}) \\ G(\gamma_{31}^r + p\psi_{,1}) & G(\gamma_{32}^r + p\psi_{,2}) & \left(2G + \frac{G(E-2G)}{3G-E}\right) \gamma_{33}^r \end{bmatrix}.$$

Observing the components of \mathbf{E} in Eq. (31) that are zero, the components of \mathbf{S} that will contribute to the internal virtual work are:

$$\tau_{3\alpha}^r = \tau_{\alpha 3}^r = G(\gamma_{3\alpha}^r + p\psi_{,\alpha}) \quad \text{and} \quad \tau_{33}^r = \frac{G(4G - E)}{3G - E} \gamma_{33}^r \quad (32)$$

where τ_{33}^r and $\tau_{3\alpha}^r$ are the components of τ_3^r and correspond to the cross-sectional normal and shear stresses respectively. Observe that for materials with $E \approx 2G$ we have $\tau_{33}^r = E\gamma_{33}^r$ and that a relation of $E = 3G$ implies that Poisson's ratio $\nu = 0.5$ and the material would be perfectly incompressible.

With these relations in Eq. (16) we can obtain the tangent matrix $D = \partial\sigma/\partial\varepsilon$ of constitutive effects.

When in plastic deformation regimen, we assume that the material behavior of the rod is described by the classical elastoplastic constitutive model for small strains. Accordingly, using superscripts $|e$ and $|p$ for elastic and plastic parts respectively, the cross-sectional strain vector γ_3^r of Eq. (6) is decomposed additively as

$$\gamma_3^r = \gamma_3^{r|e} + \gamma_3^{r|p}. \quad (33)$$

Furthermore, the plastic strain $\gamma_3^{r|p}$ is assumed to occur due only to the cross-sectional normal stress τ_{33}^r from Eq. (14). This allows us to work under a simple uniaxial framework for the plastic deformations. With these deformation components and considering the linear elastic relation of the Kirchhoff-St. Venant material, we formulate the elastic stress-strain relationship governing τ_{33}^r and $\gamma_{33}^{r|e}$ as

$$\tau_{3\alpha}^r = \tau_{\alpha 3}^r = G(\gamma_{3\alpha}^r + p\psi_{,\alpha}) \quad (34)$$

$$\tau_{33}^r = \frac{G(4G - E)}{3G - E} \gamma_{33}^{r|e} = \frac{G(4G - E)}{3G - E} (\gamma_{33}^r - \gamma_{33}^{r|p}). \quad (35)$$

Considering isotropic hardening of the material that follows Ludwik's hardening law, the admissible stresses for this component lie within the following conditions:

$$\mathcal{F}(\tau_{33}^r, \alpha) = |\tau_{33}^r| - (\sigma_Y + K\alpha^m) \leq 0 \quad \text{and} \quad \alpha \geq 0 \quad (36)$$

where \mathcal{F} is the yield criterion, σ_Y is the initial yield stress, α is the internal hardening variable, K is the strength coefficient and m is the strain hardening exponent. We adopt an associative plastic flow rule and a simple evolutionary equation for the hardening variable as equivalent plastic strain given by

$$\dot{\gamma}_{33}^{r|p} = \dot{\alpha}\hat{n} \quad \text{and} \quad \dot{\alpha} = |\dot{\gamma}_{33}^{r|p}| \quad \text{where} \quad \hat{n} = \frac{\partial\mathcal{F}}{\partial\tau_{33}^r} \quad (37)$$

The Kuhn-Tucker loading/unloading conditions and the consistency condition are then expressed as

$$\mathcal{F} \leq 0, \quad \dot{\alpha} \geq 0, \quad \dot{\alpha}\mathcal{F} = 0 \quad \text{and} \quad \dot{\alpha}\dot{\mathcal{F}} = 0 \quad (38)$$

With these conditions it is possible to characterize the material behavior in the elastic and plastic states when subject to loading or unloading:

$$\begin{array}{l} \text{elastic :} \\ \text{plastic :} \end{array} \left\{ \begin{array}{lll} \text{loading :} & \mathcal{F} < 0, & \dot{\mathcal{F}} > 0, & \dot{\alpha} = 0 \\ \text{unloading :} & \mathcal{F} < 0, & \dot{\mathcal{F}} < 0, & \dot{\alpha} = 0 \\ \text{loading :} & \mathcal{F} = 0, & \dot{\mathcal{F}} = 0, & \dot{\alpha} > 0 \\ \text{unloading :} & \mathcal{F} = 0, & \dot{\mathcal{F}} < 0, & \dot{\alpha} = 0 \end{array} \right.$$

To implement this constitutive model within the kinematics described in the previous section, we recover the internal virtual work from Eqs. (11), (12) and (15) and write it in terms of τ_i^r and $\delta\gamma_3^r$:

$$\begin{aligned} \delta W_{int} &= \int_L \int_A (\mathbf{P} : \delta\mathbf{F}) dA dL \\ &= \int_L \int_A \tau_{\alpha 3}^r \delta\gamma_{\alpha 3}^r + \boldsymbol{\tau}_3^r \cdot (\delta\boldsymbol{\eta}^r + \delta\boldsymbol{\kappa}^r \times (\mathbf{a}^r + \psi p \mathbf{e}_3^r) + \psi \delta p' \mathbf{e}_3^r + \psi \delta p \boldsymbol{\kappa}^r \times \mathbf{e}_3^r) dA dL \\ &= \int_L \int_A \tau_{\alpha 3}^r \delta\gamma_{\alpha 3}^r + \boldsymbol{\tau}_3^r \cdot \delta\boldsymbol{\gamma}_3^r dA dL \end{aligned} \quad (39)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.2. Stress integration algorithm

To implement the stress integration algorithm, specifically the well-known return mapping algorithm for the uni-dimensional case (Simo and Hughes, 1998), we replace the stress, strain and hardening rates by finite increments. It allows us to perform the analysis using an incremental loading scheme.

At the start of the analysis, variables for the hardening and plastic strains are initialized and have their history stored to be used in later steps. We compute the elastic trial stress $\tau_{33n+1}^{r \text{ trial}}$ as part of the same finite element models of Campello and Lago (2014) and described in section 2 and Eq. (39). From this stress component we compute \mathcal{F} and verify the compliance with the yield criterion. Here, the hardening variable from the previous step must be provided:

$$\tau_{33n+1}^{r \text{ trial}} = \frac{G(4G - E)}{3G - E} (\gamma_{33n+1}^r - \gamma_{33n}^{r|p}) \quad (40)$$

$$\mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}} = |\tau_{33n+1}^{r \text{ trial}}| - (\sigma_Y + K\alpha_n^m) \quad (41)$$

If $\mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}} \leq 0$, the model is either in elastic state or in neutral loading, and the stress and strain are effectively the trials computed. The hardening variables do not change in this case. However, if the yield criterion is not fulfilled, the trial stress is projected to the yield surface and the plastic strain and hardening variables are incremented:

$$\Delta\alpha = \frac{\mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}}}{\frac{G(4G-E)}{3G-E} + Km\alpha_{n+1}^{m-1}} \quad \text{if } \mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}} > 0, \quad \text{else } \Delta\alpha = 0, \quad (42)$$

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n + \Delta\alpha \quad (43)$$

$$\gamma_{33n+1}^{r|p} = \gamma_{33n}^{r|p} + \hat{n}\Delta\alpha \quad \text{with } \hat{n} = \frac{\tau_{33n+1}^{r \text{ trial}}}{|\tau_{33n+1}^{r \text{ trial}}|}, \quad (44)$$

$$\tau_{33n+1}^r = \frac{G(4G - E)}{3G - E} (\gamma_{33n+1}^r - \gamma_{33n+1}^{r|p}). \quad (45)$$

To solve the nonlinear Eq. (42) when $\mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}} > 0$, we use a local iterative Newton procedure. Since there is no kinematic hardening, the target function simplifies to the yield criterion \mathcal{F} which is convex, so the convergence of the Newton procedure is guaranteed. Iterating in k steps, it is as follows:

$$\text{initialize } \Delta\alpha_0 = 0, \quad \alpha_0 = \alpha_n \quad (46)$$

$$\text{if } \mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}}(\alpha_k) \leq 0, \quad \Delta\alpha = \Delta\alpha_k \quad (47)$$

$$\text{else } \Delta\alpha_{k+1} = \frac{\mathcal{F}_{n+1}^{\text{trial}}(\alpha_k)}{\frac{G(4G-E)}{3G-E} + Km\alpha_k^{m-1}} \quad (48)$$

$$\alpha_{k+1} = \alpha_n + \Delta\alpha_{k+1} \quad (49)$$

$$k \leftarrow k + 1.$$

3.3. Integration over the cross-section

To compute the stress resultants of Eq. (16), the integration over the cross-section is needed and it cannot be performed analitically because of the progressive plastification of the cross-section. For this implementation, the procedures described above are broken down into a series of steps

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

to account for this integration and also to provide an adequate model for partial plastification of the cross-sections of the rod. As seen in Eq. (6), the dependence of γ_3^r on coordinates over the cross-section is gathered in the vector $\mathbf{a}^r = x_\alpha \mathbf{e}_\alpha$. For this elastoplastic constitutive model, we use an integration scheme similar to that in Campello and Lago (2014). The integration over the cross-section is approximated numerically using a 2-dimensional mesh. For every cell of this cross-sectional mesh we compute the quantities that depend on \mathbf{a}^r using the coordinates of the midpoint and weight this contribution with the area s of the cell.

$$\int_A (\bullet) dA \simeq \sum_A (\bullet)_s \quad (50)$$

The stress integration algorithm above is then applied to components τ_{33}^r and γ_{33}^r of the stress and strain vectors and to the internal hardening α and plastic strain $\gamma_{33}^{r|p}$ for each of these cells. After that, the tangent matrix and residuum vector can be assembled as in the elastic model.

The warping function used in this implementation is obtained exactly by employing the finite element method using the cross-sectional mesh to solve the following variational problem

$$\int_A \nabla v \cdot \nabla \psi dA - \int_A \nabla v \cdot \mathbf{g} dA = 0 \quad \text{where} \quad \mathbf{g} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -1 & 0 \end{bmatrix} \mathbf{a}^r, \quad (51)$$

v is a test function and ψ is the warping function. We assume that ψ remains unchanged in the plastic deformation regimen.

4. NUMERICAL EXAMPLES

The formulation presented in the previous Section was implemented in the finite element models of the works of Pimenta and Yojo (1993), Campello (2000), Campello and Pimenta (2001) and Campello and Lago (2014). Both 2-node and 3-node rod elements (linear and quadratic interpolation functions for all degrees-of-freedom of Eq. (4)) were considered. To resolve the constitutive equation, computation of the stress resultants of Eq. (16) was performed via integration over the cross-section as mentioned. Reduced Gaussian quadrature was used for integration over the rod's length. A Newton incremental/iterative solution scheme is adopted.

We performed several numerical tests in order to validate the implementation. We analyzed examples involving compression, bending, torsion and warping. The results obtained were excellent and compared very well with reference solutions whenever these were available (both in nodal solution and in stress resultants). For the sake of simplicity, we show here the results of only a few of these tests.

For all examples, a triangle mesh is used for the cross-section. The results over the cross-section correspond, on the axis, to the nearest quadrature point in cases of results on the middle or the end of the rod. To improve the approximation of these results, the axis mesh is refined around the critical cross-section. These results are for the formulation without warping of the cross-section. Results with warping cross-sections and reference solutions are being prepared and will be ready in the near future.

ACKNOWLEDGEMENTS

First author acknowledges CAPES (Brazilian Agency of Graduate Education from Ministry of Education) for the research grant given through the Postgraduate Program in Civil Engineering of the Polytechnic School of the University of São Paulo.

Second author acknowledges CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) for the research grant 303793/2012-0.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERENCES

- CAMPELLO, E. M. B. (2000) *Nonlinear Analysis of cold-formed steel members*. Dissertation (Master) (in Portuguese). Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of São Paulo.
- CAMPELLO, E. M. B., LAGO, L. B. (2014) *Effect of higher order constitutive terms on the elastic buckling of thin-walled rods*. *Thin Walled Structures* 77:8-16.
- CAMPELLO, E. M. B., PIMENTA, P. M. (2001) *Geometrically nonlinear analysis of thin-walled space frames*. In: Proceedings of the Second European Conference on Computational Mechanics (II ECCM). Cracow.
- GAUSSMANN, F. (1951) *Über die elastizität poroser medien. (On elasticity of porous media)*. *Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gessellschaft in Zurich*, 96, p. 1-23.
- PIMENTA, P. M., YOJO, T. (1993) *Geometrically exact analysis of spatial frames with consideration of torsion warping*. In: Proceedings of the XVI Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (XVI CILAMCE), São Paulo, p. 21-30.
- SIMO, J. C.; HUGHES, T. J. R. (1998) *Computational Inelasticity*. New York: Springer. (Interdisciplinary Applied Mathematics, v. 7).
- SIMO, J. C., VU-QUOC, L. (1986) *A three-dimensional finite strain rod model. Part II: Computational Aspects*. *Comput Methods Appl Mech Eng* 58:79-116.
- SIMO, J. C., VU-QUOC, L. (1991) *A geometrically exact rod model incorporating shear and torsion-warping deformation*. *International Journal of Solids and Structures* 27:371-93.
- VLASOV, V. Z. (1961) *Thin-walled elastic beams*. Jerusalem, Israel. Program for Scientific Translation.



Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO OTIMIZADOS DE ESTRUTURAS PLANAS DE AÇO

Felipe Isamu Harger Sakiyama¹

Gustavo de Souza Veríssimo²

José Luiz Rangel Paes³

José Carlos Lopes Ribeiro⁴

Resumo

Neste trabalho apresenta-se uma metodologia para análise e dimensionamento otimizados de estruturas planas de aço, com base no controle de deslocamentos horizontais. Uma ferramenta computacional foi desenvolvida para o emprego da metodologia proposta e a avaliação de sua influência no dimensionamento de modelos estruturais de edifícios usuais em aço. Apresenta-se uma análise crítica dos atuais critérios de avaliação do desempenho de estruturas sujeitas ao ELS de deslocamentos horizontais. Os resultados obtidos demonstram que o deslocamento horizontal relativo entre pisos é o que apresenta o maior potencial de dano a elementos não estruturais e que a avaliação tradicional, considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos provocados pela ação do vento, é insuficiente para prevenir os danos provocados nos elementos não estruturais. A metodologia proposta permite uma avaliação mais realista da potencialidade de dano nos elementos não estruturais, considerando os deslocamentos horizontais relativos, provocados pela ação do vento, e os deslocamentos verticais relativos, provocados pela combinação de ações gravitacionais e do vento numa região da estrutura. Conclui-se que a utilização da metodologia apresenta um impacto positivo no dimensionamento de estruturas planas de aço em que o dimensionamento é governado pelos deslocamentos horizontais.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Otimização; Dimensionamento; Deslocamentos horizontais.

OPTIMIZED ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAMED STRUCTURES

Abstract

This paper presents a methodology for optimized analysis and design of steel framed structures, based on the control of horizontal displacements. A software was developed for the use of the proposed methodology and the evaluation of its influence on the design of structural models of usual steel buildings. A critical analysis of current performance evaluation criteria for structures subjected to horizontal drifts was presented. The results showed that the relative drift between floors is the one with the greatest potential for damage to non-structural elements and the traditional evaluation, considering only the horizontal component of the drift caused by the wind, it is not sufficient to prevent damage caused to non-structural elements. The proposed methodology allows a more realistic assessment of potential damage to non-structural elements, considering the relative horizontal drift caused by the wind and the relative vertical drift caused by a combination of gravity and wind actions in some parts of the structure. The methodology has a positive impact on the design of plane steel structures in which the design is governed by horizontal drifts.

Keywords: Steel structures; Optimization; Design; Drifts.

¹ Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Professor Assistente, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri, *Campus* do Mucuri, Teófilo Otoni, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Doutor em Ingeniería de la Construcción, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

⁴ Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do processo de projeto e dimensionamento de uma estrutura metálica, os engenheiros podem idealizar diversos sistemas estruturais distintos. Cada sistema apresentará um determinado desempenho e consumirá uma certa quantidade de material. A escolha do sistema e as decisões tomadas durante sua definição são feitas normalmente com base na experiência prévia do projetista e, embora envolvam uma série de aspectos técnicos, ainda são de caráter pessoal. Existe uma carência no mercado de metodologias ou ferramentas que tornem o processo criativo e decisório mais objetivo, baseado em análises físicas.

Segundo Charney (1993), quando o dimensionamento de uma estrutura é governado pelos esforços no Estado Limite Último (ELU) as dimensões dos elementos são determinadas de maneira direta, principalmente quando se dispõe de algum programa computacional. Os elementos menos resistentes são facilmente identificados e substituídos por elementos mais resistentes. Entretanto, quando os deslocamentos sofridos pela estrutura nos Estados Limites de Serviço (ELS) governam o dimensionamento, o redimensionamento não é uma tarefa fácil. Apenas ao final do dimensionamento de todos os elementos torna-se possível determinar se a estrutura é muito flexível ou muito rígida. Dependendo da complexidade do sistema estrutural, não é simples identificar qual ou quais elementos influenciam mais ou menos na rigidez global da estrutura. Dada essa dificuldade, ao final do processo de análise e dimensionamento de uma estrutura de aço a configuração idealizada atende as exigências de norma quanto à segurança e ao desempenho, mas não é necessariamente a estrutura ótima em termos econômicos.

Ao contrário dos critérios de dimensionamento no ELU, os critérios para os ELS de deslocamentos horizontais excessivos não possuem uma normatização explícita (Charney, 1990). O ELS é geralmente associado a um evento não catastrófico e serve como parâmetro do nível de qualidade de uma estrutura ou elemento. Exceder um ELS em um edifício significa que as suas funções são comprometidas devido aos danos causados ou devido ao desconforto provocado em seus ocupantes (Griffis, 1993). As consequências nos ELS estão associadas a fatores econômicos e nos ELU à segurança da estrutura.

Chegar à configuração ótima da estrutura manualmente, ou utilizando ferramentas clássicas de análise e dimensionamento, na prática é inviável, tendo em vista o rigor exigido para o cumprimento de prazos na realidade atual. Entretanto, os recursos de computação disponíveis atualmente permitem não somente o desenvolvimento de aplicações mais sofisticadas como também a integração de aplicativos existentes, possibilitando a automatização de processos complexos que demandam a execução de grandes quantidades de cálculos, viabilizando a obtenção de soluções mais sofisticadas ou mais otimizadas do que as que se consegue com os métodos convencionais. Com estes avanços, há uma evolução das metodologias que viabilizam um dimensionamento otimizado de estruturas, levando em conta não somente os critérios de resistência estabelecidos nas normas técnicas, mas também o comportamento estrutural nas situações de serviço.

Velivasakis e DeScenza (1983) desenvolveram um método para o controle da rigidez de edifícios altos, sujeitos a deslocamentos horizontais excessivos, que utiliza o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) para identificar a contribuição da rigidez de cada elemento para a rigidez total da estrutura. A utilização do PTV na otimização da rigidez foi aprimorada por Baker (1990), Forrest-Brown e Samali (1990), Henige (1991), Wada (1992), Charney (1993) e Barrar (2009). De posse

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dos resultados da análise pelo PTV, é possível identificar a falta ou o excesso de rigidez de cada elemento e, então, redimensioná-los de maneira otimizada. O PTV é uma solução interessante para a otimização de estruturas de edifícios, pois as bases matemáticas dessa técnica já são conhecidas pelos projetistas e os resultados são apresentados em termos do comportamento físico. Além disso, a informação necessária para a otimização é dada ao projetista, que tem controle total do processo de redimensionamento.

Este trabalho visou o desenvolvimento de uma metodologia de análise e dimensionamento otimizados de estruturas de aço, a partir da integração de algoritmos de análise, de controle de rigidez baseados na energia de deformação da estrutura, de dimensionamento e de pesquisa em banco de dados. Uma ferramenta computacional foi desenvolvida para avaliar o impacto da metodologia no dimensionamento de modelos estruturais de estruturas reticuladas planas de aço de edifícios usuais.

1.1 Estado Limite de Serviço: deslocamentos horizontais devidos à ação do vento

O termo deslocamento horizontal se refere tradicionalmente aos deslocamentos resultantes da aplicação de um carregamento lateral em uma estrutura. Na maioria das vezes, o deslocamento horizontal é uma medida relativa e, portanto, depende da localização de um ponto de interesse na estrutura e do plano de referência em relação ao qual as medições são realizadas (Charney, 1990a). Os deslocamentos horizontais de maior importância em relação a um plano de referência são:

- deslocamento horizontal total em um determinado nível da estrutura, em relação à base;
- deslocamento horizontal total no topo da estrutura, em relação à base;
- e o deslocamento horizontal relativo entre dois pavimentos consecutivos.

Quando o deslocamento horizontal no topo é dividido pela altura da estrutura, o valor resultante é o *índice de deslocamento total*. Da mesma maneira, se o deslocamento relativo entre pisos é dividido pela altura entre os pisos, o valor obtido é o *índice de deslocamento entre pisos*. Alguns limites usuais variam de $H/100$ a $H/600$, para o deslocamento horizontal no topo, e de $h/200$ a $h/600$, para o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos, dependendo do tipo de edifício e do tipo de material empregado nas fachadas.

É importante reconhecer que as distorções por cisalhamento na estrutura são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios como, por exemplo, fachadas e fechamentos. O deslocamento horizontal considera apenas o componente horizontal da distorção de cisalhamento e não inclui o componente vertical – decorrente das deformações axiais diferenciais entre colunas – que contribui para a ocorrência dos danos. Ademais, alguns deslocamentos horizontais podem provocar apenas rotação de corpo rígido de um elemento de fachada ou fechamento sem a ocorrência de distorções e, conseqüentemente, sem provocar danos.

O *DMI (Drift Measurement Index)* é um índice, definido por Griffis (1993), para avaliação da magnitude da distorção média por cisalhamento sofrida por uma região retangular da estrutura, designada como *DDZ (Drift Damageable Zone)*, região danificável por deslocamento horizontal. Uma *DDZ* é definida pelos pisos superior e inferior e pelas linhas de colunas ou paredes divisórias adjacentes. Na Figura 1 apresenta-se uma *DDZ* definida pelo painel retangular ABCD.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

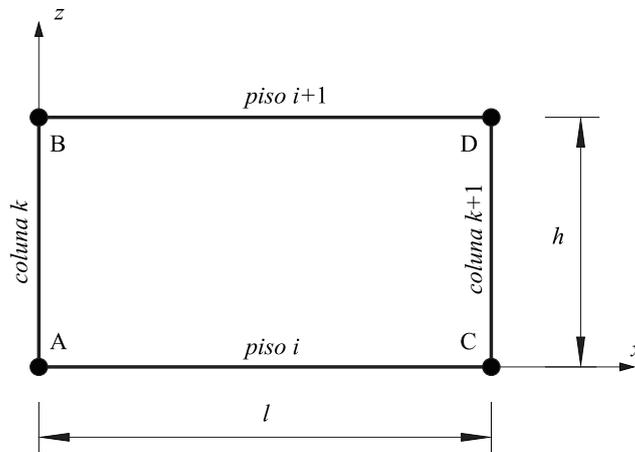


Figura 1. Definição de uma DDZ.

Se as translações vertical e horizontal de cada vértice da DDZ são conhecidas, o DMI será a soma das médias dos deslocamentos horizontais relativos e dos deslocamentos verticais relativos, dado por:

$$DMI = \frac{D_1 + D_2}{2} + \frac{D_3 + D_4}{2} \quad (1)$$

onde,

$$D_1 = (x_B - x_A)/h \quad (\text{deslocamento horizontal relativo entre os vértices A e B})$$

$$D_2 = (x_D - x_C)/h \quad (\text{deslocamento horizontal relativo entre os vértices C e D})$$

$$D_3 = (z_C - z_A)/l \quad (\text{deslocamento vertical relativo entre os vértices A e C})$$

$$D_4 = (z_D - z_B)/l \quad (\text{deslocamento vertical relativo entre os vértices B e D})$$

h = altura da região

l = largura da região

Observa-se que as parcelas D_1 e D_2 da Eq. (1) representam o índice de deslocamento entre pisos e as parcelas D_3 e D_4 representam os componentes verticais da distorção do painel.

Quando o deslocamento vertical relativo de um painel tem o sentido de rotação oposto ao do deslocamento horizontal relativo, a distorção por cisalhamento da DDZ é amplificada, ao passo que o deslocamento vertical relativo no mesmo sentido do deslocamento horizontal relativo reduz a distorção por cisalhamento. Esse comportamento é ilustrado na Figura 2.

Na Figura 3 apresenta-se uma ilustração da distorção de cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado. Observa-se que os painéis externos apresentam elevadas distorções enquanto o painel central sofre apenas um deslocamento de corpo rígido.

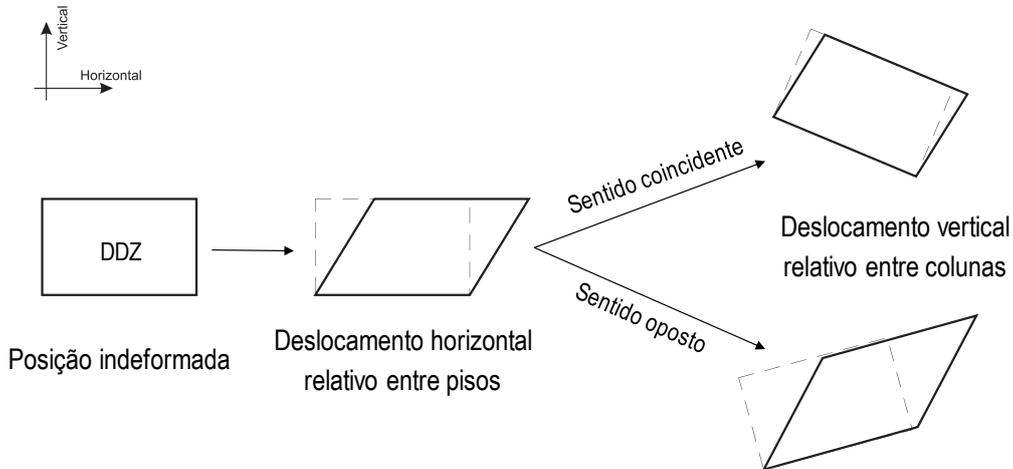


Figura 2. Distorção por cisalhamento de um painel (DDZ).

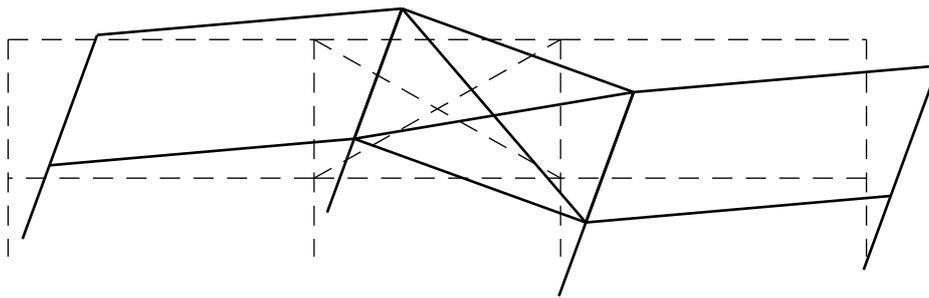


Figura 3. Distorção por cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado.

1.2 Estabelecendo os limites de deslocamento da estrutura e o limiar de dano para os elementos não estruturais.

Considerando que o *DMI* é o parâmetro que deve ser controlado, os limites para os deslocamentos horizontais são obtidos em função do limiar de dano para os diferentes tipos de elementos não estruturais e do nível de dano aceitável para o empreendedor e para o usuário da estrutura (Charney, 1990a).

O limiar de dano é geralmente obtido por meio de *racking tests* de elementos não estruturais. Algan (1982) *apud* Griffis (1993) realizou mais de 700 *racking tests* de vários elementos não estruturais obtidos de mais de 30 fontes diferentes. Os elementos estudados incluem: tijolo maciço e furado, bloco de concreto, *drywall*, painéis de gesso e painéis de madeira. A intensidade do dano foi estabelecida numa escala de 0,00 a 1,00, sendo 0,1 a 0,3 definido como de menor dano; 0,4 a 0,5 de dano moderado; 0,6 a 0,7 de dano substancial; e 0,8 a 1,0 de maior dano. Uma intensidade de dano igual a 1,0 é considerada intolerável. Na Figura 4 apresenta-se o gráfico que relaciona a intensidade de dano com a distorção de cisalhamento para quatro diferentes tipos de materiais.



Se for fixada uma intensidade de dano aceitável de 0,3, então a distorção de cisalhamento limite de 0,25% (1/400) fica estabelecida para um elemento de *drywall*. Para um bloco de concreto, a deformação limite seria em torno de 0,15% (1/600). Estes limites de deformação são definidos por Griffis (1993) como *DDI* (*Drift Damage Index*), índice de dano por deslocamento horizontal. Do ponto de vista do ELS, fica estabelecido o seguinte critério de verificação dos deslocamentos horizontais:

$$DMI \leq DDI \quad (2)$$

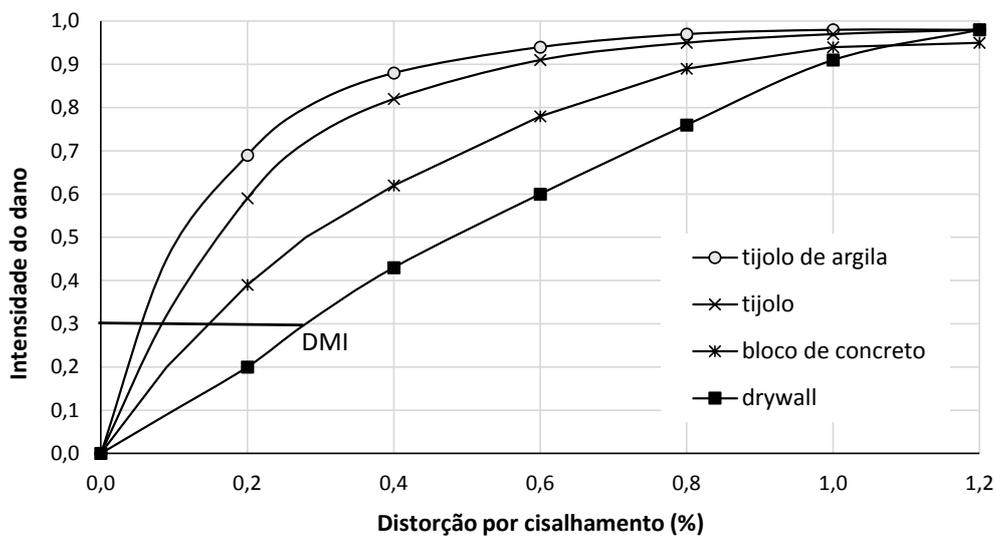


Figura 4. Limiar de dano para diferentes materiais (adaptado de Griffis, 1993).

1.3 Período de retorno da velocidade do vento para ELS

A magnitude da ação do vento nas verificações de serviço depende da frequência com que um dano em potencial é tolerado. Uma prática comum entre os projetistas é adotar para os ELS a mesma velocidade básica do vento utilizada nas verificações de ELU, determinada para um período de retorno de 50 anos para estruturas usuais e 100 anos para estruturas especiais.

Segundo Charney (1990a) e Griffis (1993), fundamentar os critérios de serviço em um nível de carregamento que pode ocorrer, em média, apenas uma vez durante a vida útil da estrutura pode ser considerado um padrão irreal e muito rigoroso. Além disso, Loh e Isyumov (1985) *apud* Charney (1990a), após um estudo comparativo entre as ações obtidas em túnel de vento e por meio de normas técnicas para vários tipos de edifícios, constataram que os esforços obtidos nos ensaios rigorosos em um túnel de vento foram em média 70% dos valores obtidos por meio das normas técnicas. A discrepância dos resultados foi principalmente devida à rugosidade do terreno no entorno do edifício e teve pouca influência do formato da edificação.

Galambos e Ellingwood (1986a) *apud* Charney (1990a) sugeriram adotar um período de retorno entre 8 e 10 anos, tendo em vista que as consequências de exceder um ELS não estão relacionadas com a segurança. Segundo Griffis (1993), vários autores determinaram que o período de retorno numa situação de serviço deve ser de 5 a 10 anos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.4 Critérios da norma brasileira

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta prescrições sucintas relativas aos deslocamentos nas estruturas, apresentando uma tabela única com os índices de deslocamentos máximos permitidos em diversas situações. Com relação ao deslocamento horizontal de edifícios de múltiplos andares, existem duas condições a serem atendidas:

- deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base: inferior a $H/400$;
- deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos: inferior a $h/500$.

H é a distância vertical do topo do pilar considerado à base e h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos. Na verificação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos consecutivos, devem ser desprezadas as deformações axiais nos pilares e nas vigas.

Para a determinação dos deslocamentos horizontais da estrutura, a norma brasileira estabelece que: (a) na análise estrutural as imperfeições iniciais geométricas e de material podem ser dispensadas; (b) para estruturas de pequena e média deslocabilidade, os deslocamentos podem ser obtidos a partir de análise elástica de primeira ordem.

As ações atuantes devem ser obtidas por meio das combinações de serviço, conforme o elemento estrutural considerado, que podem ser: combinações quase permanentes, frequentes ou raras. Para situações que envolvem a aparência da estrutura, a norma recomenda utilizar as combinações quase permanentes. No caso de deslocamentos que venham a causar empoçamentos na cobertura ou danos em elementos não estruturais, é recomendado utilizar, no primeiro caso, as combinações frequentes e, no segundo, as raras. Não há recomendação explícita do período de retorno para o cálculo das ações devidas ao vento no ELS.

Na ABNT NBR 6123:1988, “Forças devidas ao vento em edificações”, a velocidade básica do vento é definida para uma probabilidade de 63% de ser excedida em um período de retorno de 50 anos. Tendo em vista as considerações de Charney (1990a) e Griffis (1993), acerca do período de retorno no ELS, pode-se adotar um período de retorno inferior, usualmente de 10 anos.

A consideração de um período de retorno diferente de 50 anos pode ser feita por meio do fator estatístico S_3 . No Anexo B da ABNT NBR 6123:1988 é apresentada uma tabela que relaciona o fator S_3 com a probabilidade de a velocidade básica do vento ser excedida e com o período de retorno. O fator S_3 é igual a 1,0 para uma probabilidade de 63% e período de retorno de 50 anos, variando diretamente com o período de retorno e inversamente com a probabilidade de superação da velocidade do vento.

2 METODOLOGIA

A metodologia adotada para atingir os objetivos propostos foi desenvolvida em três etapas: (a) implementação de rotinas para integração da ferramenta computacional com um aplicativo de análise estrutural; (b) implementação do algoritmo para otimização da rigidez pelo PTV; (c) estudo comparativo de modelos estruturais quanto aos impactos da otimização.

Foi elaborado um modelo de estrutura reticulada plana de aço, mostrado na Figura 5. A estabilidade no plano da estrutura é garantida pela capacidade de transmissão de momento das ligações viga-pilar. Por se tratar de modelo estrutural plano, os deslocamentos dos nós na

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

direção perpendicular ao plano da estrutura foram impedidos. As dimensões do modelo foram de 3000 mm entre pisos e 6000 mm entre pilares.

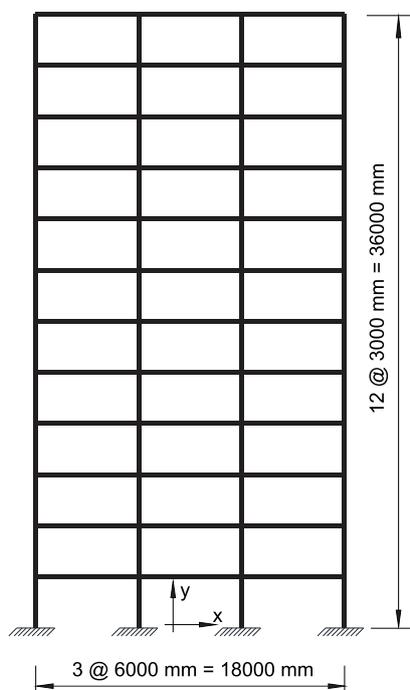


Figura 5 – Esquema estrutural do modelo estudado.

Foi considerada uma ação concentrada devida ao vento, aplicada em cada pavimento, no sentido positivo do eixo x. Os valores foram obtidos por meio do coeficiente de arrasto, conforme prescrito na ABNT NBR6123:1988. As ações gravitacionais distribuídas consideradas foram: ações permanentes devidas ao peso próprio da estrutura de aço, da estrutura de concreto e da alvenaria; e uma sobrecarga variável de utilização.

Primeiramente, efetua-se a otimização no ELU para o menor peso da estrutura, de acordo com a ABNT NBR8800:2008. O dimensionamento pode ser realizado de duas maneiras: por elemento ou por grupo de elementos. No primeiro caso, o perfil é dimensionado para cada elemento individualmente e no segundo, um único perfil é dimensionado e atribuído a todos os elementos do grupo. Em ambos os casos, é escolhido o perfil mais leve que atende a todas as solicitações no ELU. Após o término da otimização do peso, os perfis das barras são alterados no modelo estrutural, de acordo com os resultados do dimensionamento.

Nas estruturas sensíveis à variação de seção, a distribuição dos esforços internos está diretamente relacionada à rigidez dos elementos. Um perfil com maior rigidez à flexão absorverá uma parcela maior dos esforços à flexão do que outro menos rígido. Portanto, a alteração dos perfis, numa dada iteração do processo, provoca uma variação nos resultados da análise estrutural da iteração subsequente. A tendência é que a variação dos resultados entre duas iterações consecutivas se estabilize, cabendo ao projetista determinar o critério de parada. Neste trabalho foi utilizado o seguinte critério para a otimização do peso: diferença entre o peso

de duas iterações consecutivas inferior a 5% após pelo menos três iterações consecutivas. O fluxograma da otimização do peso é mostrado na Figura 6.

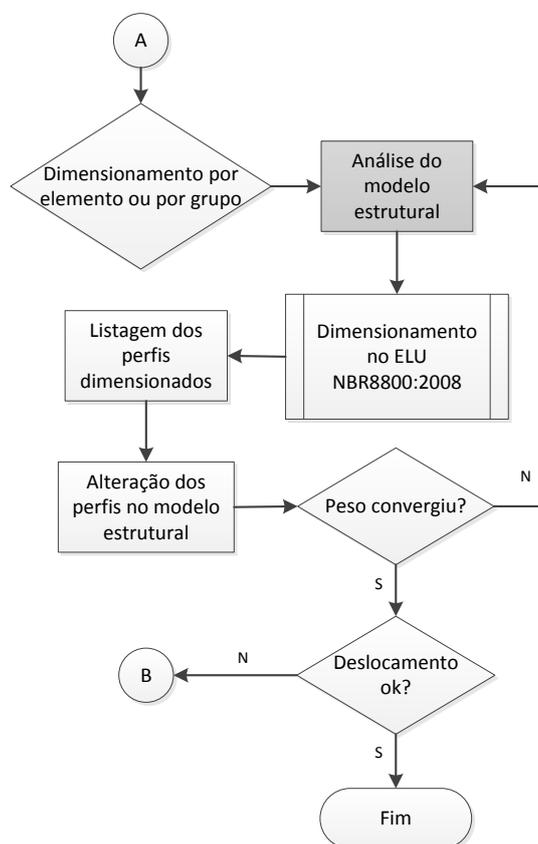


Figura 6 – Fluxograma da otimização do peso no ELU.

Uma vez atingido o peso ótimo da estrutura que atende aos ELU, é realizada a verificação do ELS de deslocamentos horizontais devido à ação do vento. Quando os deslocamentos na estrutura são inferiores aos limites de norma, a estrutura de peso ótimo atende simultaneamente aos requisitos nos ELU e nos ELS, não sendo necessária nenhuma alteração no dimensionamento. Neste caso, o dimensionamento é governado pela resistência.

Se, por outro lado, a estrutura apresenta deslocamentos horizontais que ultrapassam o limite de norma, é necessário aumentar sua rigidez a fim de reduzir os deslocamentos. Como o problema da resistência já foi resolvido na primeira etapa, o aumento da rigidez implica no aumento do peso dos elementos da estrutura além do necessário para resistir aos esforços solicitantes. Neste caso, o dimensionamento é governado pela rigidez da estrutura. Para isto, é utilizado o algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV, com o objetivo de encontrar a estrutura mais leve que atenda aos critérios de resistência no ELU e de rigidez no ELS. Os ELS foram verificados utilizando-se quatro métodos, conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1. Métodos utilizados na verificação do ELS de deslocamento horizontal.

Método	Descrição
A	Deslocamento horizontal no topo em relação à base.
B	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.
C	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devido a todas as fontes de deformação.
D	Determinado pelo índice <i>DMI</i> de cada DDZ definido na estrutura.

Na Figura 7 encontra-se o fluxograma do processo de otimização da rigidez pelo PTV. A otimização da rigidez pode ser realizada de duas maneiras: por elemento ou por grupo de elementos. Em ambos os casos é possível determinar quais grupos de elementos participam da otimização da rigidez da estrutura. Por exemplo, considere-se a situação em que a resistência a ações horizontais de uma estrutura é dada por uma subestrutura de contraventamento de pórtico em forma de treliça. Neste caso, os elementos ou grupos de elementos que não participam do sistema de resistência a ações horizontais podem ser removidos do processo de otimização.

O carregamento virtual e a combinação de serviço são determinados de acordo com o local, a direção e o sentido para os quais se deseja obter o deslocamento. Para avaliar o deslocamento horizontal do topo da estrutura, uma força horizontal virtual unitária deve ser aplicada no topo, na direção horizontal. Na avaliação do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, duas forças horizontais virtuais unitárias deve ser aplicadas, em sentidos opostos, nos pisos em que se deseja determinar os deslocamentos relativos. O *DMI* é obtido por meio de uma combinação de ações virtuais aplicadas nos quatro vértices da *DDZ*, conforme mostrado na Figura 8.

Em seguida, os deslocamentos alvo são determinados de acordo com os limites prescritos pela ABNT NBR8800:2008 para deslocamentos horizontais em edifícios, que para o caso do modelo estrutural estudado é mostrado na Tabela 2. Na sequência, as restrições de resistência são definidas selecionando-se as combinações últimas que devem ser atendidas durante a otimização pelo PTV.

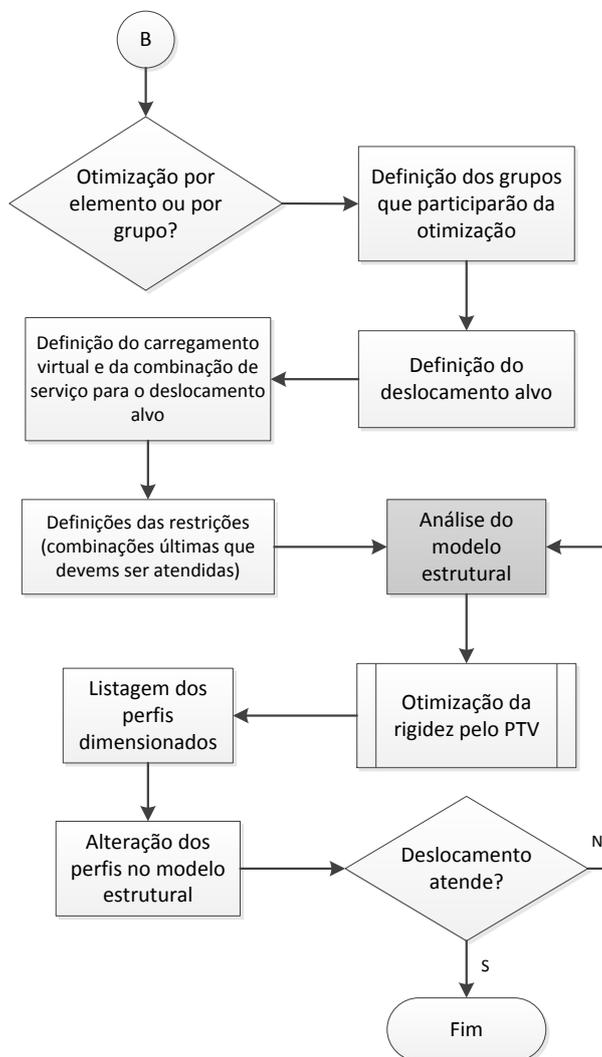


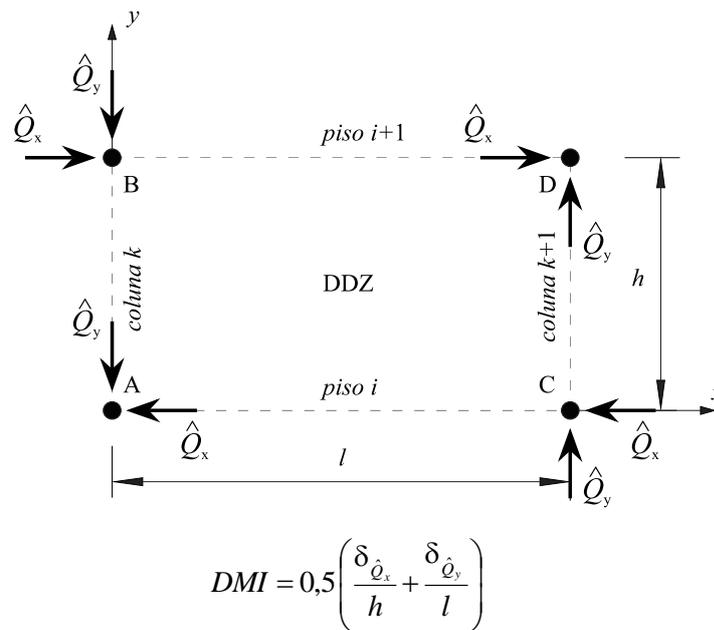
Figura 7 – Fluxograma da otimização da rigidez no ELS.

Tabela 2. Deslocamentos horizontais máximos.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$	
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$	90 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$	6 mm
<i>DDI</i>	1/500	0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido devidos às deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

O procedimento da otimização da rigidez deve ser repetido até que o deslocamento na direção do carregamento virtual se aproxime do deslocamento alvo (Sakiyama 2015). Como o conjunto de soluções é discreto – um conjunto finito de perfis de um determinado catálogo – e a otimização da rigidez deve atender às restrições de resistência no ELU e de rigidez no ELS, devem ser realizadas iterações da otimização da rigidez até à convergência dos resultados das deformações.



\hat{Q}_x é o carregamento virtual unitário horizontal, aplicado entre pisos

\hat{Q}_y é o carregamento virtual unitário vertical, aplicado entre colunas

$\delta_{\hat{Q}_x}$ é a soma dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos

$\delta_{\hat{Q}_y}$ é a soma dos deslocamentos verticais relativos entre colunas

Figura 8. Avaliação do DMI de uma DDZ pelo PTV.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O modelo estrutural adotado neste estudo foi dimensionado considerando-se duas situações de projeto no ELS: (a) velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos e (b) velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos. Em ambas as situações foi realizado o dimensionamento otimizado para os ELS de deslocamento horizontal no topo e deslocamento horizontal relativo entre pisos.

Os pesos finais do modelo estrutural para os ELS, verificados considerando-se a velocidade básica do vento para os períodos de retorno de 50 e 10 anos, são apresentados na Tabela 3.a e na Tabela 3.b, respectivamente.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 3. Peso final da estrutura para diferentes períodos de retorno da velocidade básica do vento.

a) *Velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos*

Caso	Altura total H (m)	Altura entre pisos h (m)	Vão livre entre pilares l (m)	Peso total no ELS (toneladas)			
				Deslocamento no topo ^{a)}	Deslocamento horizontal relativo entre pisos ^{b)}		
					Método A	Método B ^{c)}	Método C ^{d)}
1	36,0	3,0	6,0	23,2	23,2	29,6	29,4

b) *Velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos*

Caso	Altura total H (m)	Altura entre pisos h (m)	Vão livre entre pilares l (m)	Peso total no ELS (toneladas)			
				Deslocamento no topo ^{a)}	Deslocamento horizontal relativo entre pisos ^{b)}		
					Método A	Método B ^{c)}	Método C ^{d)}
1	36,0	3,0	6,0	21,7	21,7	25,2	25,1

- a) Para um deslocamento horizontal máximo de $H/400$.
b) Para um índice de deslocamento horizontal máximo de $1/500$.
c) Determinado de acordo com a ABNT NBR8800:2008, considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.
d) Determinado considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos à todas as fontes de deformação.
e) Determinado pelo índice *DMI* de cada *DDZ* definido na estrutura.

Na Figura 9 é mostrado um gráfico comparativo do peso final do modelo estrutural para os períodos de retorno considerados, para cada um dos métodos de verificação do ELS de deslocamentos horizontais apresentados na Tabela 1.

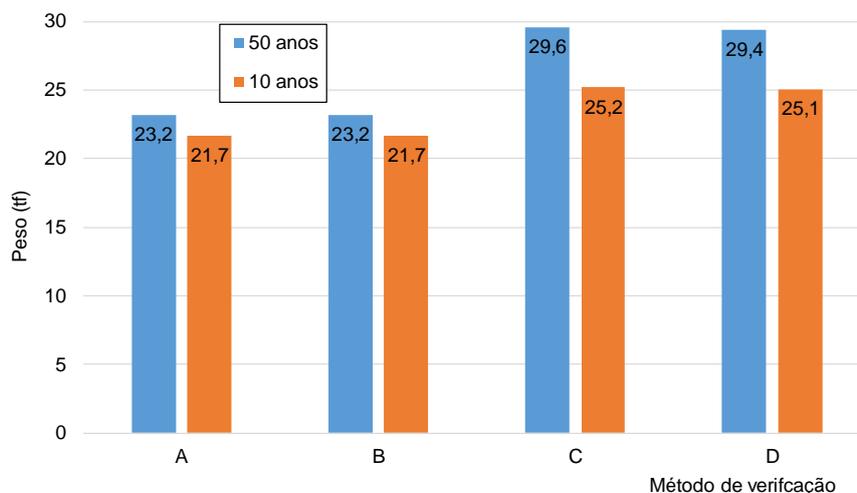


Figura 9. Comparativo do peso final do modelo estrutural, considerando a velocidade básica do vento para períodos de retorno de 50 anos e de 10 anos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Observando a Figura 9, nota-se que o peso de aço ao final do processo de otimização para um período de retorno de 10 anos foi sempre menor que para um período de retorno de 50 anos. Isto se deve ao fato de a velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos ser menor do que para um período de retorno de 50 anos. Os resultados para os diferentes métodos de avaliação no ELS de deslocamento horizontal foram diferentes. Isto ocorreu porque a resposta da estrutura para os diferentes deslocamentos horizontais é distinta.

A seguir, apresentam-se esquemas gráficos da verificação dos ELS de deslocamento horizontal considerados no dimensionamento. Para todos os casos, foram utilizados os resultados obtidos para a situação em que a velocidade básica do vento corresponde a um período de retorno de 50 anos (Tabela 3.a). O modelo estrutural foi avaliado considerando-se o dimensionamento otimizado para três ELS de deslocamento horizontal, a saber: deslocamento horizontal no topo, deslocamento horizontal relativo entre pisos e índice *DMI*. Para cada dimensionamento, os parâmetros de aceitação dos ELS de deslocamento horizontal foram verificados e ilustrados nos esquemas gráficos.

Nas Figuras 10, 11 e 12, são apresentados os resultados do modelo estrutural.

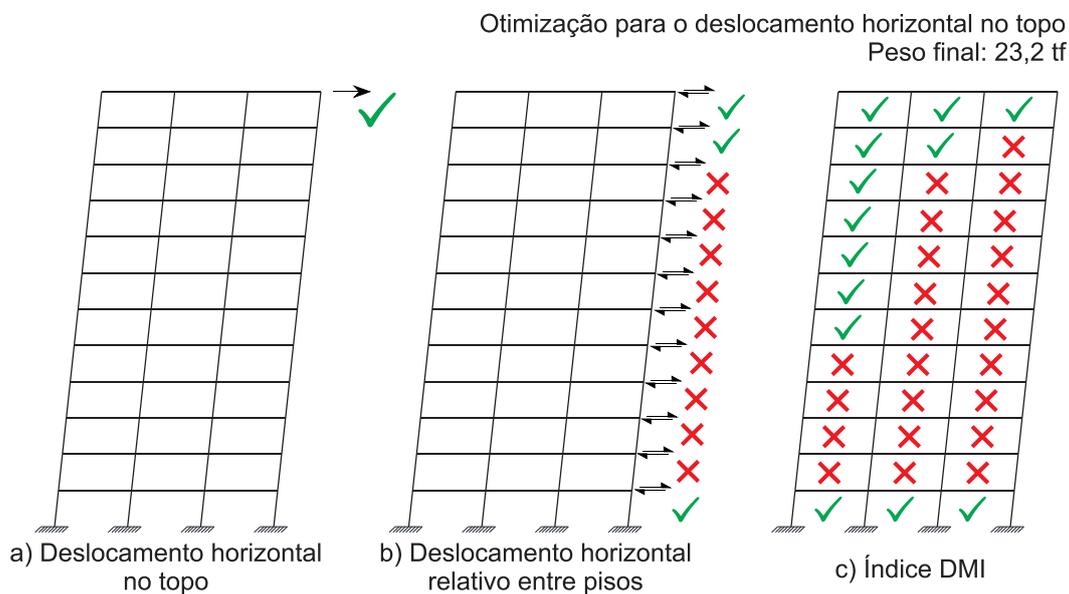


Figura 10. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

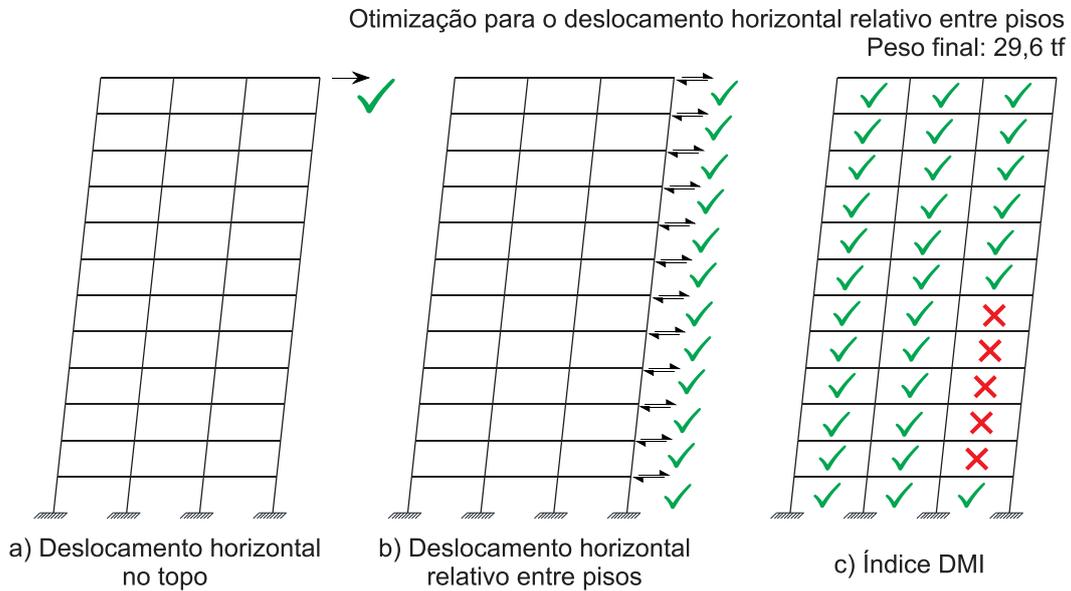


Figura 11. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

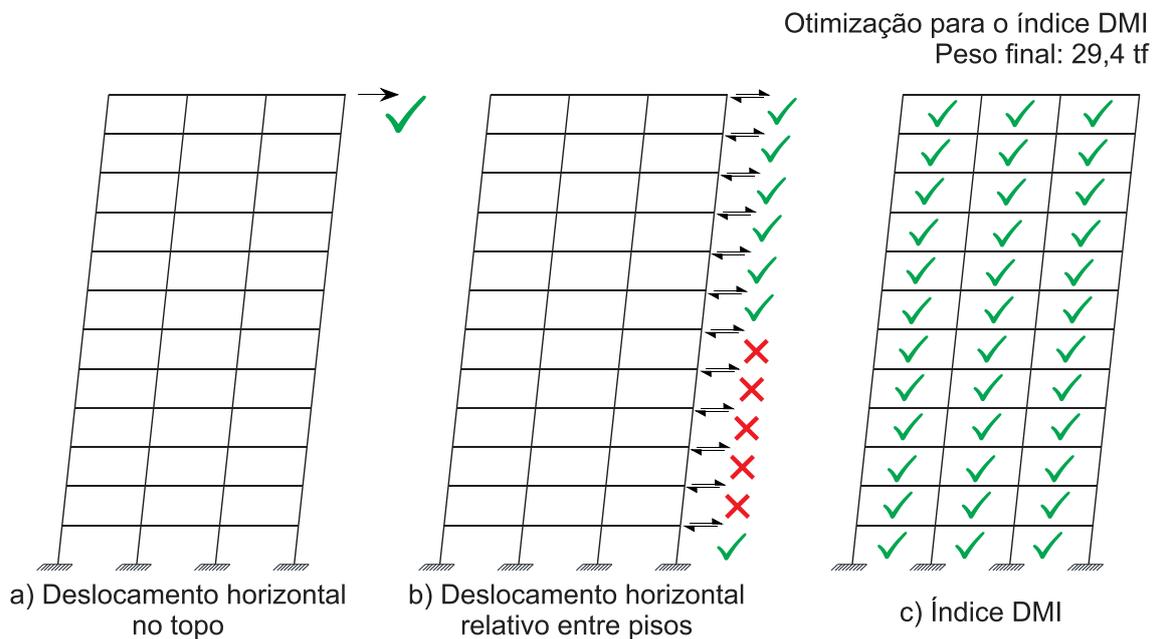


Figura 12. Caso 1 – Otimização para o índice DMI.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 10), o deslocamento horizontal no topo foi atendido, enquanto nove dos 12 pavimentos e 23 das 36 *DDZ* não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 2. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 23,2 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 11), tanto o deslocamento horizontal no topo quanto os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos consecutivos foram atendidos. Entretanto, 5 das 36 *DDZ* apresentaram um índice *DMI* acima do limite estabelecido (Tabela 2). O peso final foi de 29,6 tf.

Nota-se que, na otimização para o índice *DMI* (Figura 12), o deslocamento horizontal no topo, assim como todas as *DDZ* atenderam aos limites de deslocamento horizontal. Os 5 pavimentos marcados com um “X” vermelho na Figura 12b apresentaram deslocamentos horizontais relativos acima do limite máximo estabelecido na Tabela 2 (Figura 12b) porque não foi computada a influência dos deslocamentos verticais relativos. Neste caso, os deslocamentos verticais relativos entre pilares atenuam os deslocamentos horizontais relativos, de forma que para todas as *DDZ* o *DMI* é inferior ao limite de distorção *DDI*. O peso final foi de 29,4 tf.

Outros estudos de caso estão documentados em Sakiyama (2015).

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia de dimensionamento otimizado de estruturas planas de aço, considerando os ELU e os ELS de deslocamentos horizontais. A metodologia foi desenvolvida com o auxílio de uma ferramenta computacional implementada para integrar um algoritmo de dimensionamento de elementos estruturais de aço, um algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV e o aplicativo de análise estrutural SAP2000. Foram avaliados o efeito da metodologia sobre a economia de aço e a potencialidade para o estudo do desempenho estrutural em estruturas metálicas reticuladas planas de edifícios usuais.

Os resultados obtidos indicam que a metodologia de dimensionamento otimizado foi eficiente na economia de aço dos modelos estruturais analisados. A otimização da rigidez pelo PTV permitiu a redução dos deslocamentos horizontais dos modelos estruturais com o mínimo acréscimo de aço necessário. A ferramenta computacional possibilitou a avaliação do desempenho estrutural frente às ações horizontais do vento, dando subsídios ao projetista para a tomada de decisões de projeto no ELS de deslocamentos horizontais. A integração do algoritmo de dimensionamento no ELU e o programa de análise estrutural SAP2000 permitiu a execução de sucessivas iterações da metodologia de dimensionamento otimizado.

O deslocamento horizontal relativo entre pisos é aquele que apresenta o maior potencial de dano a elementos não estruturais e, portanto, deve ser o principal parâmetro no controle de deslocamentos horizontais de edifícios altos. Entretanto, a avaliação desses deslocamentos pelo método tradicional, que considera apenas a componente horizontal dos deslocamentos provocados pela ação do vento, é incompleta, podendo tanto subestimar como superestimar a distorção por cisalhamento de cada *DDZ* num mesmo pavimento, por ignorar a influência dos deslocamentos verticais relativos. Uma avaliação mais realista e consistente da potencialidade de dano nos elementos não estruturais pode ser obtida por meio do índice *DMI*. Este índice considera os deslocamentos horizontais relativos – provocados pela ação do vento – e os deslocamentos verticais relativos – provocados pela combinação de ações gravitacionais e do vento – de uma *DDZ* da estrutura. Usando esta abordagem é possível identificar se os deslocamentos sofridos nas *DDZ* caracterizam uma distorção por cisalhamento ou um movimento de corpo rígido.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As simulações demonstraram que o que a ABNT NBR8800:2008 prescreve na nota *m* da Tabela C.1 parece não corresponder à realidade. Nos pórticos rígidos, as deformações de cisalhamento das barras contribuíram com apenas 9% para os deslocamentos horizontais, o que é muito pouco. A norma estabelece ainda que não devem ser consideradas as deformações axiais dos pilares. Entretanto, observou-se, no caso analisado, que as deformações axiais dos pilares podem produzir deslocamentos verticais relativos que podem incrementar as distorções por cisalhamento nos painéis da estrutura, que são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios.

Não existe nas normas técnicas brasileiras uma especificação acerca da velocidade básica do vento que deve ser considerada para os ELS. Tradicionalmente, adota-se a mesma velocidade básica utilizada para os ELU, para a qual há uma probabilidade de 63% de que seja excedida em um período de retorno de 50 anos. O ELS de deslocamento horizontal excessivo está relacionado, principalmente, à potencialidade de danos em elementos não estruturais. Isto posto, é preciso estabelecer um equilíbrio entre o custo de evitar os danos e o custo de repará-los. Dimensionar uma estrutura de forma a assegurar a não ocorrência de danos em elementos não estruturais devidos aos deslocamentos horizontais para um período de 50 anos é uma solução conservadora e cara, uma vez que os danos serão evitados pelo aumento da rigidez dos elementos estruturais. Atualmente, diversos autores sugerem, para efeito de verificação do ELS de deslocamentos horizontais, considerar a velocidade básica do vento correspondente a um período de retorno de 10 anos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPQ, à FAPEMIG e à UFV pelo suporte para a realização desta pesquisa e ao engenheiro Robert P. DeScenza, da Thornton Tomasetti, pelas informações fornecidas.

REFERÊNCIAS

- 1 ABNT, NBR 8800. "Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios." Rio de Janeiro, 2008.
- 2 ABNT, NBR6123. "Forças devidas ao vento em edificações." Rio de Janeiro, 1988.
- 3 Baker, W. F. "Sizing Techniques for Lateral System in Multi-Story Steel Buildings." Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1990. 857-868.
- 4 Barrar, C. D. "Structural Optimization Using the Principle of Virtual Work and an Analytical Study on Metal Buildings." Blacksburg, Virginia, 2009.
- 5 Charney, F. A. "Economy of steel framed buildings through identification of structural behavior." ASCE, 1993. 12-1-13-33.



- 6 Charney, F. A. "Wind drift serviceability limit state design of multistory buildings." Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1990a: 203-212.
- 7 Forrest-Brown, G.; B. Samali. "Practical Optimisation of Framed Structures Using Virtual Work Principles." Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council of Tall Buildings and Urban Habitat, 1990. 1019-1029.
- 8 Griffis, L.G. "Serviceability Limity States Under Wind Load." Engineering Journal, 1993: 1-15.
- 9 Henige Jr., R. A. "Structural Optimization to Limit Natural Periods." Proceedings of the 1991 Structures Congres. Indianapolis, Indiana: ASCE, 1991. 253-260.
- 10 Sakiyama, F. I. H. Metodologia para análise e dimensionamento otimizados de estruturas planas de aço [Dissertação de Mestrado]. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa; 2015.
- 11 Velivasakis, E. E., e R. DeScenza. "Design Optimization of Lateral Load Resisting Frameworks." Proceedings of the Eight Conference on Electronic Computation. Houston, Texas: ASCE, 1983. 130-143.
- 12 Wada, A. "Drift Control Method for Structural Design of Tall Buildings." Los Angeles, California: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1991. 425-434.

Tema: Estruturas de aço

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS ALVEOLARES DE EIXO CURVO CONSIDERANDO EFEITOS DO PROCESSO DE FABRICAÇÃO

Heider de Castro e Andrade¹
José Carlos Lopes Ribeiro²
Gustavo de Souza Veríssimo³

Resumo

As vigas alveolares de eixo curvo são compostas a partir do encurvamento de duas metades obtidas pelo corte longitudinal de dois perfis metálicos de seção I com comprimentos distintos. Tal processo introduz concentração de tensões em algumas regiões da peça, em especial nas zonas próximas às aberturas. Este trabalho busca avaliar a influência dos esforços introduzidos durante o processo de fabricação no comportamento estrutural das vigas alveolares curvas. Com base na adoção de um critério de deformação excessiva, é estabelecido um limite para curvatura máxima dos elementos. Em seguida, são gerados modelos de vigas nos quais são inicialmente consideradas as tensões impostas durante a fabricação e modelos nos quais tais efeitos são desprezados. O colapso dos modelos é simulado numericamente e a capacidade resistente e os deslocamentos das estruturas são avaliados. As simulações são realizadas utilizando o Método dos Elementos Finitos através do software Abaqus. A partir dos resultados obtidos, é observada uma redução de até 5% na capacidade resistente dos modelos nos quais as tensões introduzidas pelo processo de fabricação são consideradas em relação aos modelos nos quais elas são desprezadas. Em relação à análise de deslocamentos, para um nível de carregamento em serviço, os modelos com os efeitos introduzidos na fabricação chegaram a apresentar deslocamentos no centro do vão até 10% superiores aos dos modelos sem consideração desses efeitos.

Palavras-chave: Estruturas Metálicas; Vigas com abertura na alma; Vigas Alveolares; Vigas Alveolares de Eixo Curvo; Simulação Numérica.

Numerical analysis on structural behavior of curved alveolar beams considering manufacturing effects

Abstract

Curved alveolar beams are fabricated by bending two halves obtained by the longitudinal cut of two I-section steel beams of different length. This process introduces stress concentration at some regions of the structure, especially near the web openings. This work investigates the influence of these stresses introduced by the manufacturing process in the structural behavior of curved alveolar beams. First, based on a maximum plastic deformation criterion, a limit to the maximum allowable curvature is defined to the analyzed models. Then, curved beams models considering and not considering manufacturing effects are created. The failure of the beams is numerically simulated and the strength and the displacements of the structures are

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

assessed. The simulations are carried out using the finite element method through software Abaqus. From the results obtained, it was observed a reduction in the strength up to 5% of the beams considering the stresses introduced by the manufacturing process when compared with the corresponding model without the consideration of these stresses. Regarding the displacements analysis, some models with initial stress had displacements over than 10% higher than those obtained in the corresponding models without initial stress.

Keywords: Steel structures; beams with web openings; alveolar beams; curved alveolar beams; numerical simulation.

¹ Mestrando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

² Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

³ Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As vigas alveolares surgiram na Europa na década de 1930 como alternativa para atender a demanda de perfis com altura superior à dos perfis I laminados produzidos pela indústria da época. Elas são produzidas a partir do corte longitudinal de perfis metálicos com seção I, segundo um traçado próprio que possibilita separar as duas metades obtidas, deslocá-las de certo comprimento e soldá-las. A estrutura resultante contém uma sequência de aberturas na alma e apresenta seção com ganho de inércia em relação ao perfil original com praticamente o mesmo peso (Figura 1).

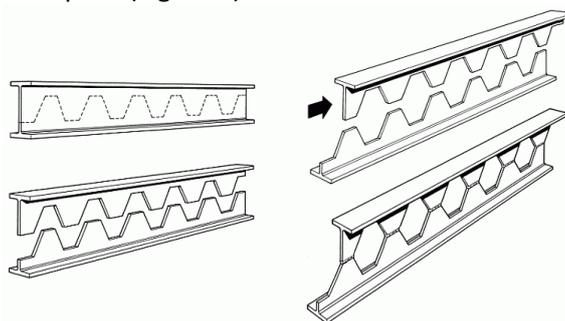


Figura 1 - Processo de obtenção de vigas alveolares com abertura hexagonal (fonte: Grünbauer [1]).

O surgimento das vigas alveolares foi possível em razão do desenvolvimento da tecnologia de solda elétrica, que apresentou grandes avanços na década de 1920. As primeiras vigas de altura expandida foram projetadas e fabricadas no início dos anos 1930 pelas indústrias Skoda em Pilsner, na República Tcheca. Elas foram utilizadas como viga de cobertura em uma fábrica em Doudlevec para vencer um vão livre de 12 metros [1].

No início da produção de vigas alveolares o corte do perfil original era feito de forma manual, o que demandava um grande consumo de mão de obra. Ademais, apenas geometrias de alvéolos mais simples eram possíveis, como o formato hexagonal (Figura 1) e octogonal. Após a Segunda Guerra Mundial, a mão-de-obra nos países industrializados se tornou mais cara, onerando os custos associados à produção das vigas alveolares. Por essa razão, por um longo período essas estruturas deixaram de ser empregadas como solução estrutural. Todavia, avanços tecnológicos ocorridos nas últimas décadas na área de automação e comando numérico computadorizado permitiram a execução das tarefas de corte e solda para vigas alveolares a custos competitivos. Além disso, os avanços possibilitaram o surgimento de configurações mais sofisticadas, com aberturas circulares (Figura 2) e sinusoidais, e também a fabricação de vigas alveolares de eixo curvo.

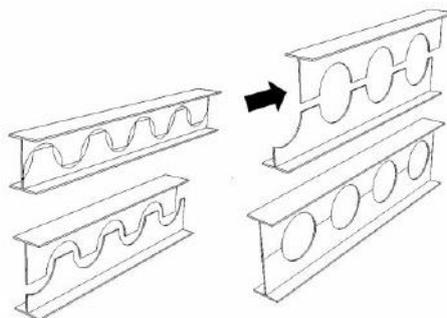


Figura 2 - Processo de obtenção de vigas alveolares com abertura circular (fonte: Silveira [2]).

A altura da viga alveolar é cerca de 50% superior à do perfil original, podendo ser ainda maior no caso da utilização de uma chapa expansora. Com isso, a inércia da seção transversal, proporcional ao cubo da altura, é aumentada em mais de 200%, conduzindo a uma estrutura com maior rigidez à flexão. Portanto, as vigas alveolares são apropriadas para vencer grandes vãos ou ainda em situações nas quais os deslocamentos sejam o condicionante do dimensionamento.

Além da boa capacidade de resistência à flexão, as vigas alveolares possuem grande apelo estético pela elegância de sua sequência de aberturas. Quando comparadas com as soluções em perfis de alma cheia e em treliças, as vigas alveolares conferem uma maior leveza visual aos ambientes nos quais são aplicadas.

A sequência de aberturas na alma das vigas possibilita a passagem de tubos e dutos que fazem parte das instalações das edificações (Figura 3a). Dessa forma, é possível reduzir a altura dos pavimentos, gerando economia de material, ou ainda viabilizar a adição de pavimentos em prédios com limitação de altura total.



Figura 3 - Vigas alveolares aplicadas em sistema (a) de piso e (b) de cobertura (fonte: Westok [3]).

Outra possibilidade que representa um atrativo para os projetistas atualmente, especialmente em sistemas de cobertura, é a viga alveolar de eixo curvo (Figura 3b). Elas são obtidas cortando-se dois perfis originais com alvéolos de tamanhos ligeiramente diferentes. As metades do perfil com alvéolos maiores irão constituir os dois tês superiores de duas vigas curvas e as metades do perfil com alvéolos menores irão constituir os dois tês inferiores dessas mesmas vigas (Figura 4a). A (Figura 4b) mostra a fabricação de uma viga castelada curva.

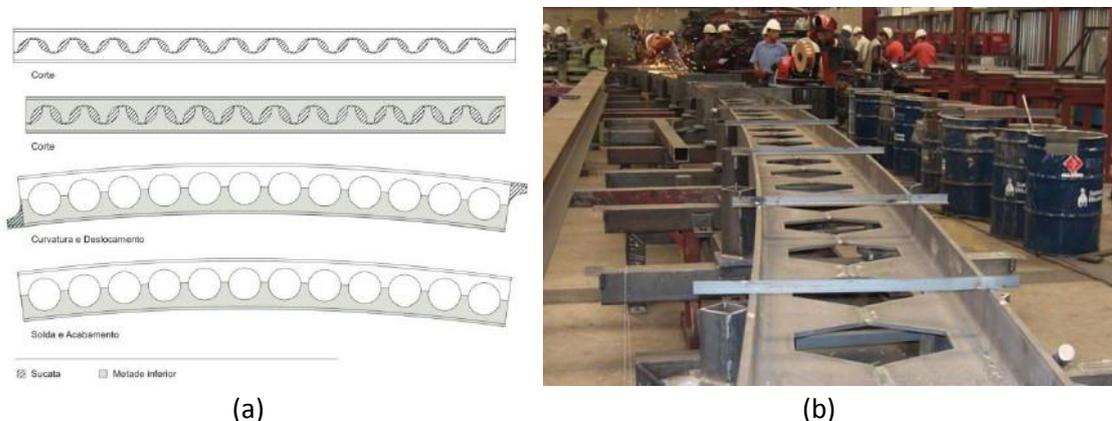


Figura 4 - (a) Esquema de fabricação de uma viga celular com eixo curvo (fonte: Oliveira [4]). (b) Fabricação de uma viga castelada curva (fonte: Steelssalg [5]).

No caso das vigas alveolares de eixo curvo, no processo de fabricação, as metades obtidas após o corte têm de ser encurvadas para assumir a conformação final. Esse processo introduz concentrações de tensões em algumas regiões da peça. Tais tensões podem influenciar a estabilidade dos elementos constituintes da viga e promover alterações nos modos de colapso da estrutura. É exatamente na investigação desse ponto que se insere este trabalho, no qual se busca avaliar a influência das tensões introduzidas durante o processo de fabricação sobre a capacidade resistente e sobre os deslocamentos da estrutura. Para tanto, a partir de simulações numéricas via Método dos Elementos Finitos, inicialmente será realizado um estudo paramétrico para determinação dos limites de flechas admissíveis para vigas alveolares de eixo curvo, tendo em vista um critério adotado de deformação plástica excessiva. Na sequência, serão simulados modelos de vigas sem e com a consideração das tensões residuais introduzidas durante a fabricação. Os resultados para capacidade resistente em ambos os casos serão comparados, bem como os deslocamentos máximos para níveis de solicitação em serviço.

Embora haja alguns estudos sobre vigas alveolares na literatura técnico/científica, a difusão do uso das vigas alveolares no Brasil demanda novas pesquisas, uma vez que os aços produzidos atualmente pela indústria siderúrgica, bem como a geometria das seções dos perfis, possuem características diferentes das que eram correntes em décadas passadas. Essas diferenças são responsáveis por mudanças no comportamento estrutural desses elementos e exigem uma reavaliação dos modelos para predição de sua capacidade resistente e dos critérios de segurança estabelecidos no passado. Além disso, os estudos são ainda escassos na avaliação do comportamento de vigas alveolares curvas, tanto na literatura nacional quanto na literatura internacional.

1.1 Tipologias usuais

As vigas alveolares podem ser fabricadas em diferentes tipologias, ou seja, com diferentes tipos de configuração dos alvéolos, sendo as mais usuais as vigas casteladas e as celulares. As vigas casteladas mais comuns apresentam aberturas hexagonais, como mostrado na Figura 5a. Por sua vez, as vigas celulares possuem alvéolos em formato circular, como ilustrado na Figura 5b.

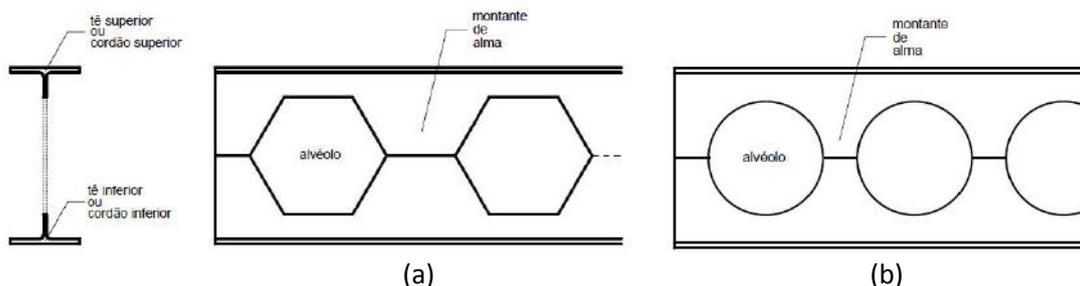


Figura 5 - (a) Viga castelada com aberturas hexagonais e (b) viga celular (fonte: Silveira [2]).

As vigas casteladas podem ainda ter sua altura aumentada por chapas intermediárias, formando alvéolos octogonais. Entretanto esse tipo de tipologia tem seu uso limitado pela diminuição da sua capacidade resistente em função da instabilidade dos montantes de alma, consequência de uma alma excessivamente esbelta.

1.2 Padrões geométricos de vigas alveolares

Os diversos padrões geométricos existentes representam uma busca por geometrias ótimas, de acordo com os equipamentos de corte e os perfis disponíveis na época de sua concepção. Os traçados mais usuais encontrados para vigas alveolares com aberturas hexagonais são: padrão Litzka (Figura 6a), Peiner (Figura 6b) e Anglo-saxão (Figura 6c).

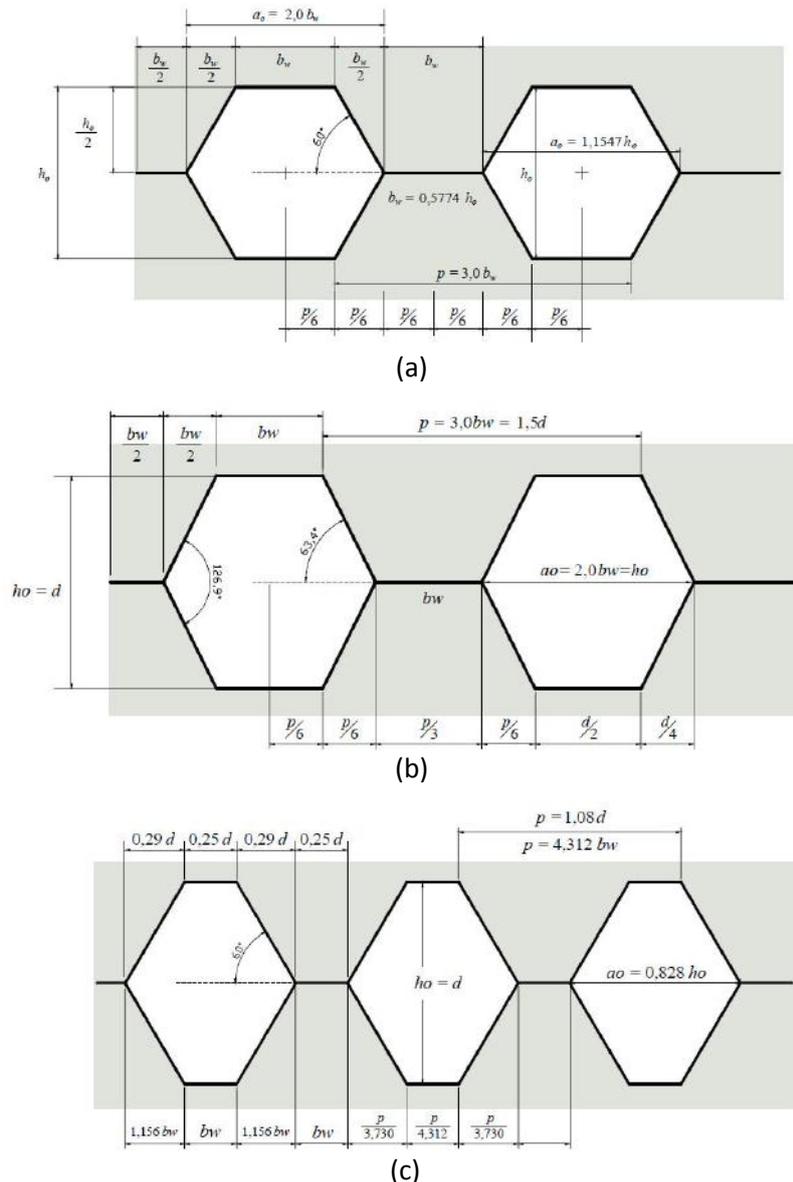


Figura 6 - Geometria dos padrões (a) Litzka (b) Peiner e (c) Anglo-saxão (fonte: Silveira [2]).

O padrão Litzka apresenta aberturas em forma de hexágonos regulares e proporções sempre medidas em relação ao passo, divididas em seis partes iguais. Já o padrão Peiner difere do Litzka apenas pela largura do montante ou da abertura, que resulta em um ângulo interno do alvéolo de $63,4^\circ$. Esse traçado também permite que montante e alvéolos possam ser medidos em relação ao passo, sempre o dividindo em seis partes iguais. O padrão Anglo-saxão

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

apresenta um ângulo interno de 60° e as propriedades das aberturas são tomadas de forma que o passo tenha um valor igual a 1,08 vezes a altura do perfil original.

As vigas celulares apresentam maior flexibilidade no que diz respeito ao tamanho das aberturas e ao espaçamento entre elas. Existem diversas propostas de relações entre diâmetro da abertura e altura da viga e entre o passo e o diâmetro da abertura. Segundo Harper [6], essas variáveis são usualmente mantidas dentro de certos limites que oferecem resultados compensadores, como pode ser observado na Figura 7.

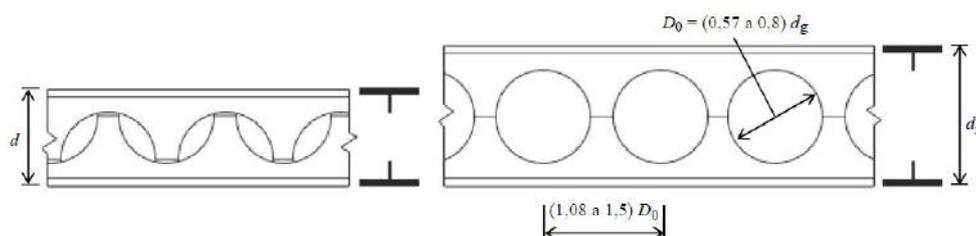


Figura 7 - Geometria de vigas celulares (fonte: Silveira [2]).

1.3 Modos de colapso

A presença das aberturas nas vigas alveolares conduz a novos tipos de colapso que não são comumente observados em vigas de alma cheia. O aumento da esbelteza da alma provocado pelo aumento da altura da seção transversal mantendo-se a mesma espessura de chapa e a variação das propriedades da seção transversal ao longo do comprimento da viga são alguns dos fatores que influenciam diretamente o comportamento da estrutura.

Os modos de colapso típicos das vigas alveolares são os seguintes:

- colapso por formação de mecanismo plástico (por flexão e Vierendeel);
- colapso do montante de alma por cisalhamento;
- colapso do montante de alma por flexão;
- colapso por flambagem do montante de alma;
- colapso por rasgamento da solda de emenda à meia altura do montante de alma;
- colapso da viga por flambagem lateral com torção (acompanhada de distorção da alma)

Alguns dos mecanismos de colapso observados em vigas alveolares e que serão abordados neste trabalho são expostos em maiores detalhes nos itens a seguir.

1.3.1 Colapso por formação de mecanismo plástico por flexão

Vigas que apresentam vãos longos, com relação altura/vão superior a 20, costumam apresentar como modo de colapso o mecanismo plástico por flexão (rótula plástica). Esse modo de colapso tem como característica a plastificação dos tês superior e inferior no centro do vão. É comum ocorrer em vigas sujeitas a momento fletor puro. Nesse caso, a capacidade máxima para uma viga alveolar é dada por:

$$M_p = Z' f_y \quad (1)$$

onde Z' é o módulo plástico da seção tomada em relação à maior abertura do alvéolo.

Os primeiros autores a observar a sequência de escoamento devido a esse modo de colapso foram Toprac e Cooke [7].

1.3.2 Colapso por mecanismo Vierendeel

O mecanismo Vierendeel é causado devido à necessidade de transferência do esforço cortante ao longo das aberturas da alma de maneira consistente com a variação do momento fletor ao longo da viga. Segundo Tsavdaridis e D'Mello [8], esse tipo de colapso é mais observado em vigas alveolares com grandes aberturas e com alvéolos mais espaçados.

Esse tipo de falha é um caso especial de formação de mecanismo plástico, entretanto o seu condicionante é a presença de força cortante com alta intensidade. Devido aos momentos secundários na região do alvéolo, há uma deformação diferencial entre dois montantes de alma, levando a formação de rótulas plásticas nos cantos das aberturas. Com isso, há formação de um mecanismo de quatro barras hipostático, rotuladas nos nós, o que promove a distorção e desconformação da geometria do alvéolo (Figura 8).

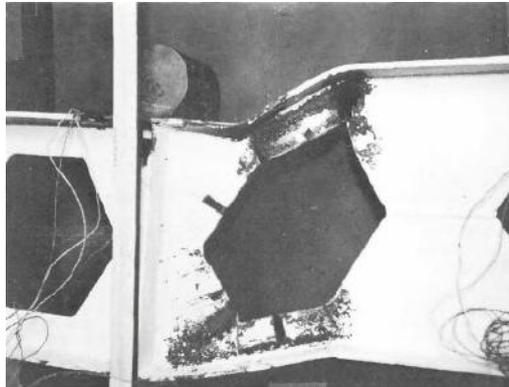


Figura 8 - Formação do mecanismo de Vierendeel (fonte: Hosain e Speirs [9]).

1.3.3 Colapso por flambagem do montante de alma

O montante de alma de vigas alveolares pode sofrer flambagem devido a esforços de compressão ou de cisalhamento, dependendo da geometria das aberturas e também da intensidade dos esforços atuantes. Quando o esforço predominante é o momento fletor, ocorre a flambagem por compressão. Já a flambagem por cisalhamento ocorre quando a força cortante é significativa em relação ao momento.

Fazendo-se o equilíbrio de momentos na metade do módulo mostrado na Figura 9a, é obtido um esforço cisalhante F ao longo da junta soldada. Tal esforço irá solicitar o montante de alma à flexão. Assim, na região próxima ao contorno AB surgirão esforços de tração, enquanto na região próxima ao contorno CD surgirão esforços de compressão. Esses esforços podem provocar a flambagem do montante de alma em cada uma das metades do módulo, surgindo assim um ponto de inflexão na região da solda, conforme representado pela Figura 9a. Segundo Kerdal e Nethercot [10] este é o mecanismo do colapso por flambagem do montante de alma por cisalhamento (Figura 9b).

A flambagem do montante de alma por cisalhamento pode ser influenciada pela geometria da abertura, em especial pela esbelteza do montante de alma.

Na flambagem por compressão, o montante de alma sofre um deslocamento para fora do plano da viga sem que ocorra torção como na flambagem por cisalhamento. Normalmente esse modo de colapso ocorre no ponto de cargas concentradas, como em pontos de carregamento ou em apoios.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

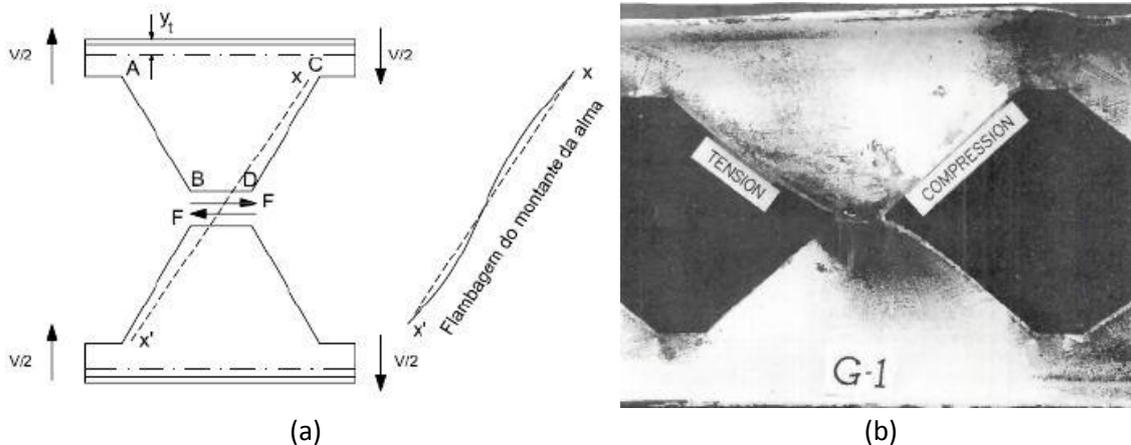


Figura 9 - (a) Mecanismo de flambagem (fonte: Kerdal e Nethercot [10]). (b) Flambagem do montante de alma de uma viga castelada (fonte: Hosain e Speirs [9]).

De modo geral, a flambagem das vigas pode ocorrer em regime elástico ou inelástico. No primeiro caso, a instabilidade se dá com tensões ainda abaixo da tensão de escoamento do material. No segundo, a flambagem se dá após o início do escoamento do material.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Geração dos modelos base de viga alveolar curva

As simulações numéricas foram realizadas no *software* Abaqus v 6.12. Inicialmente, foi implementado um *plug-in* no programa para geração automática dos modelos base de vigas alveolares curvas. Esse *plug-in* foi desenvolvido na linguagem de programação Python e foi denominado *AlveolarBuilder* (Figura 10).

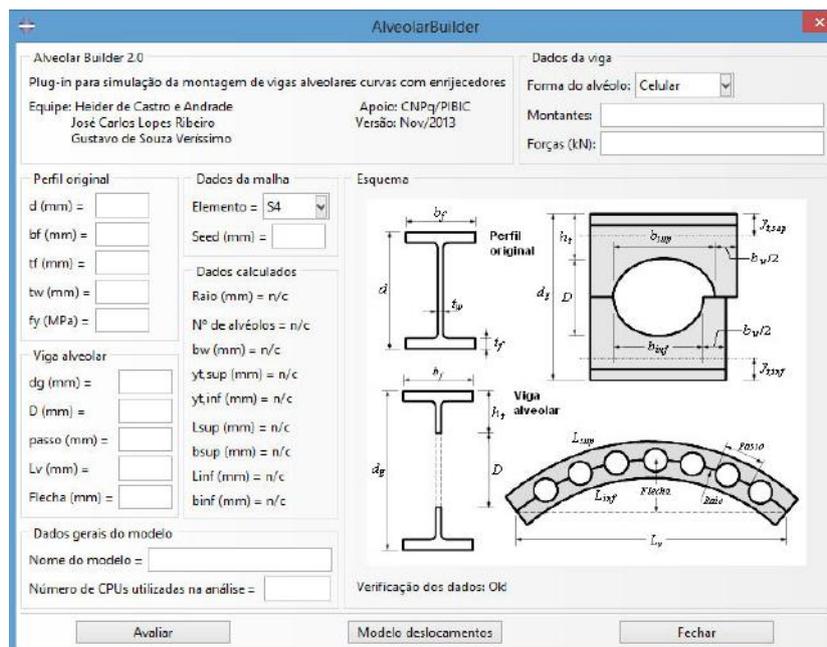


Figura 10 - Caixa de diálogo do *plug-in* AlveolarBuilder.

As prescrições geométricas para os modelos foram adotadas conforme o trabalho de Oliveira [4]. Após a entrada dos dados, o *plug-in* gera automaticamente as duas metades que irão compor a viga curva. Tanto a geometria quanto o carregamento da viga são considerados simétricos. Dessa forma, apenas metade da estrutura é modelada. São considerados apenas carregamentos concentrados aplicados em montantes de alma. Nos locais de aplicação da carga são adicionados enrijecedores de forma a evitar a flambagem local da alma do perfil devido à introdução da força concentrada.

A partir do modelo criado, o encurvamento da viga pode ser simulado. Na análise são consideradas não linearidades físicas e geométricas. Ao final da simulação é obtida a geometria curva com os esforços associados ao processo. Em seguida é realizada uma análise de autovetor e autovalor para definição dos modos flambagem críticos da estrutura curva sujeita às condições de contorno e carregamento prescritos.

2.2 Análise das vigas alveolares curvas submetidas a carregamento

Para geração dos modelos com e sem tensão para avaliação da capacidade resistente e dos deslocamentos da viga alveolar curva foi criado um novo *plug-in*, denominado *NonLinear*. A caixa de diálogo desse *plug-in* é mostrada na Figura 11.

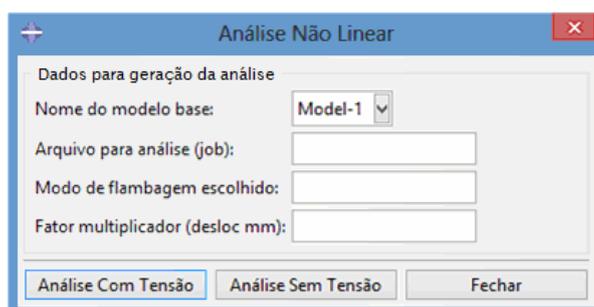


Figura 11 - Caixa de diálogo do *plug-in NonLinear*.

O *plug-in NonLinear* permite criar modelos de vigas alveolares curvas a partir dos resultados obtidos na simulação de encurvamento. A tensão determinada ao final dessa simulação pode ou não ser importada para o novo modelo. Além disso, pode-se prescrever imperfeições iniciais na estrutura a partir da deformada obtida para um dos modos de flambagem da viga curva, dada em função de um deslocamento máximo unitário, ponderada por um fator de multiplicação. Neste trabalho foi utilizado um fator multiplicador correspondente a 80% da relação de flecha máxima da alma permitida para perfis soldados, igual a $h/200$, sendo h a diferença entre a altura expandida d_g e duas vezes a espessura da mesa t_f . A porcentagem de 80% foi tomada com base na recomendação da norma EN 1993-1-5:2006 [11].

As análises do carregamento da viga até o colapso foram realizadas considerando o método de Riks, ou método do comprimento de arco. Tal método permite simular o comportamento da viga pós-colapso.

As cargas foram aplicadas na mesa superior da viga, em pontos que coincidisse com os montantes de alma. Nas análises de carregamento foram consideradas vigas com padrão de castelação Litzka e com padrão celular. A distância entre os pontos de aplicação das cargas foi aproximadamente 1,4 metros para o padrão Litzka, compreendendo dois alvéolos entre cargas, e aproximadamente 1,6 metros para o padrão celular, compreendendo três alvéolos

entre cargas. Essas distâncias simulam o espaçamento entre as terças indicado para o caso do uso de telhas onduladas, tipo de telha flexível e muito utilizado em coberturas arqueadas [12]. O posicionamento das cargas para as diferentes tipologias é esquematizado pela Figura 12.

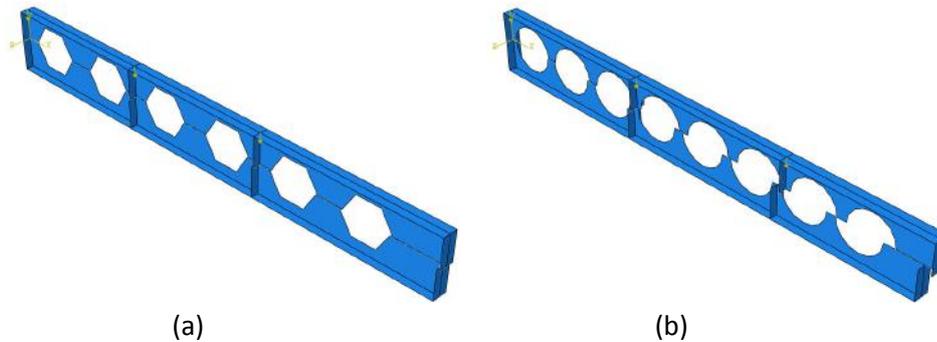


Figura 12 - Indicação das posições de aplicação das cargas para vigas com padrão (a) Litzka e (b) celular.

2.3 Definição do material

O aço de composição das vigas alveolares analisadas foi o ASTM A572 Grau 50, que possui tensão de escoamento f_y igual a 345 MPa e módulo de elasticidade E igual a 200 GPa. O comportamento do material foi tomado como elástico perfeitamente plástico, que apresenta um patamar de escoamento conforme representado pela Figura 13.

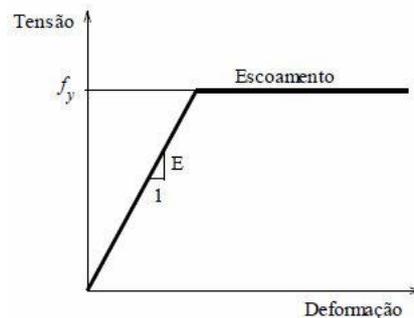


Figura 13 - Relação tensão x deformação para o material elástico perfeitamente plástico.

2.4 Condições de contorno

As seguintes condições de contorno são utilizadas para a simulação do encurvamento da viga de forma a colocar suas metades na posição final (Figura 14a):

- Restrição transversal da alma nas bordas e no centro do vão (“vínculo de garfo”) para impedir problemas com flambagem;
- Restrição longitudinal das partes no centro do vão, indicando que o centro do vão não se desloca longitudinalmente enquanto as partes são dobradas devido a condições de simetria;
- Restrição vertical das mesas dos perfis no meio do vão, indicando que o centro do vão não se desloca verticalmente enquanto as partes são dobradas.

Já para a simulação de carregamento, foi considerado um modelo de viga biapoada com as seguintes condições de contorno (Figura 14b):

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Restrição transversal da alma nos apoios (“vínculo de garfo”) para impedir problemas com flambagem;
- Restrição transversal do ponto de aplicação das cargas, simulando o travamento das terças nas vigas de cobertura;
- Restrição longitudinal da viga no centro do vão, indicando que o centro do vão não se desloca longitudinalmente durante o carregamento devido às condições de simetria;

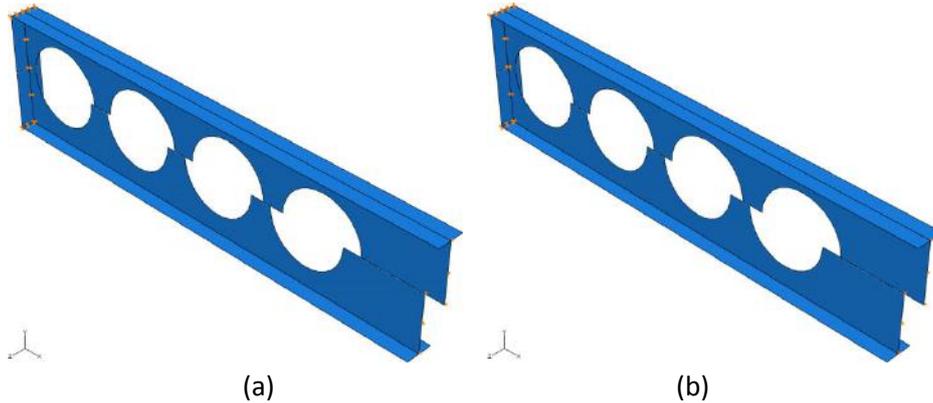


Figura 14 - Indicação das condições de contorno na (a) análise de encurvamento e na (b) análise de carregamento.

2.5 Simulação do encurvamento e conexão dos montantes de alma

A aplicação da curvatura da viga é feita a partir de elementos conectores *wires*, do tipo CONN3D2. Esses elementos ligam um nó da malha da parte superior da viga até outro nó da malha da parte inferior da viga na região dos montantes de alma, sendo que esses nós ficarão juntos após o encurvamento.

A seção desses conectores é do tipo *Translator* (Figura 15). Ela permite apenas a translação relativa em uma direção entre os pontos conectados, impedindo os cinco outros graus de liberdade no espaço.



Figura 15 - Conexão do tipo *Translator* (fonte: SIMULIA [13]).

O encurvamento é então realizado a partir da prescrição dos deslocamentos necessários aos conectores para que os nós das partes superior e inferior fiquem na mesma posição. Com isso, a viga se encurva e atinge a sua configuração final.

2.6 Malha de elementos finitos

Para a discretização da estrutura foram utilizadas malhas compostas por elementos quadriláteros, com aproximação linear e com quatro pontos de integração. Esse elemento é denominado S4 no Abaqus (Figura 16).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

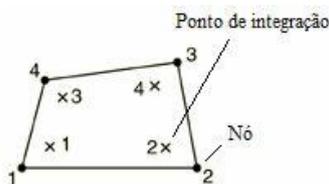


Figura 16 - Elemento quadrilátero S4 (fonte: adaptado de SIMULIA [13]).

A partir de uma análise de sensibilidade, foi adotado um tamanho global dos elementos igual a 20 mm. Para os pontos singulares com concentração de tensões, fez-se um refinamento da malha de forma a obter de maneira precisa a deformação plástica no local, uma vez que essa informação é condicionante para a determinação da flecha máxima (item 2.7). Assim, a partir de novos testes de sensibilidade de malha, foram adotados elementos com tamanho aproximado de 0,4 mm ao longo do raio de concordância (adotado como 5 mm) nos vértices dos alvéolos das vigas casteladas (Figura 17a). Nos alvéolos das vigas celulares, variou-se o tamanho da malha de 20 mm na região próxima ao montante de alma até 4 mm nos pontos mais próximos das mesas superior e inferior do perfil (Figura 17b).

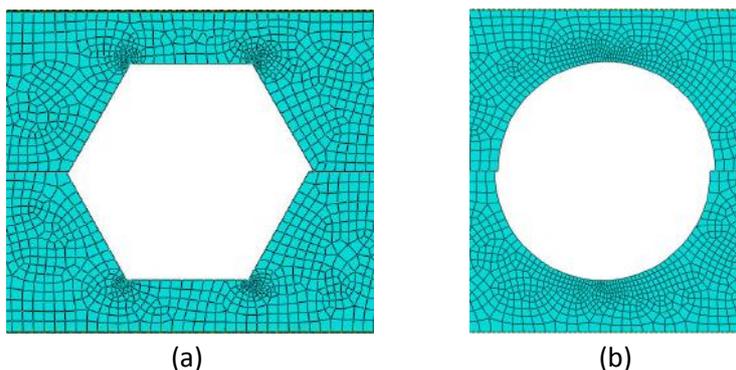


Figura 17 - Refinamento da malha ao redor do alvéolo em vigas (a) casteladas e (b) celulares.

2.7 Critério para determinação do limite de flecha imposta durante a fabricação

O critério utilizado para a determinação da flecha máxima permitida para o encurvamento das vigas alveolares foi o da deformação plástica excessiva. A máxima deformação plástica permitida foi a correspondente ao início do encruamento do aço. Segundo Gere e Goodno [14], essa deformação é de 10 a 15 vezes a máxima deformação elástica do material. Para este trabalho, foi adotado o limite igual a 10 vezes a máxima deformação elástica do aço considerado, o ASTM A572 Grau 50, como deformação plástica máxima admissível, ou seja:

$$\varepsilon_{plás,máx} = 10 \varepsilon_{elás} \quad (2)$$

A máxima deformação elástica ($\varepsilon_{elás}$) pode ser obtida a partir da tensão de escoamento de projeto ($f_{y,d}$) e do módulo de elasticidade do material (E):

$$\varepsilon_{elás} = \frac{f_{y,d}}{E} = \frac{345}{1,1 \times 200000} = 1,568 \times 10^{-3} \quad (3)$$

Substituindo a Eq. (3) na Eq. (2), obtém-se o valor da máxima deformação plástica admissível no material no processo de encurvamento:

$$\varepsilon_{plás,máx} = 1,568 \times 10^{-2} = 1,568\% \quad (4)$$



2.8 Definição do nível de carregamento correspondente a deslocamentos de serviço

A avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação das vigas alveolares nos deslocamentos da estrutura foi realizada a partir dos modelos simulados numericamente para a avaliação da capacidade resistente da viga. Para tanto, foi necessário estabelecer um nível de carregamento em serviço, para o qual os deslocamentos correspondentes fossem obtidos na relação força x deslocamento da estrutura.

Conforme Martins [15], o quociente entre carga permanente (F_G) e sobrecarga (F_Q) está entre 2,5 e 3,0 em edifícios comerciais e entre 3,6 e 4,1 em edifícios residenciais. Considerando esses ambientes os mais favoráveis à utilização de vigas alveolares curvas, tomou-se o maior valor, igual a 4,1, para representar a razão entre carga permanente e sobrecarga por se tratar de um valor crítico para a análise de deslocamentos realizada. Dessa forma:

$$\frac{F_G}{F_Q} = 4,1 \Rightarrow F_G = 4,1F_Q \quad (5)$$

Utilizando uma combinação última normal para a estrutura e comparando com o valor de carga última (F_u) determinada para o modelo em que são consideradas as tensões devido ao processo de fabricação, tem-se:

$$F_{sd} = \gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q \leq \frac{F_u}{\gamma_{a1}} = F_{Rd} \quad (6)$$

Substituindo os valores dos coeficientes dados pela ABNT NBR 8800:2008 [16] e a Eq. (5) na Eq. (6), chega-se a:

$$1,35 \times 4,1F_Q + 1,5F_Q \leq \frac{F_u}{1,1} \quad (7)$$

Tomando a igualdade:

$$F_Q = \frac{F_u}{7,74} \Rightarrow F_G = \frac{F_u}{1,89} \quad (8)$$

Considerando uma combinação frequente de serviço para avaliação dos deslocamentos da estrutura, tem-se:

$$F_{ser} = F_G + \psi_1 F_Q \quad (9)$$

Substituindo o valor do coeficiente encontrado na ABNT NBR 8800:2008 [16] e a Eq. (8) na Eq. (9) e desenvolvendo, chega-se a:

$$F_{ser} = 0,607F_u \quad (10)$$

Assim, pode-se considerar que a carga em serviço é aproximadamente 60% da carga última observada para a estrutura. Os deslocamentos no centro do vão para os modelos com e sem tensão devido ao processo de encurvamento foram determinados para esse nível de carregamento.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Determinação do limite de flecha imposta durante a fabricação

3.1.1 Flecha máxima para vigas casteladas

A avaliação da flecha máxima admissível para vigas casteladas foi realizada a partir dos perfis laminados da Gerdau Açominas [17] constantes na Tabela 1. Buscou-se utilizar perfis

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



com diferentes esbeltezes de alma para fins de comparação. Neste trabalho não foram simulados os raios de concordância entre a mesa e a alma desses perfis.

Tabela 1 - Dados dos perfis utilizados na determinação da flecha máxima para vigas casteladas.

Designação	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	λ_w	d_g (mm)
W410x38,8	399	140	8,8	6,4	12	59,60	598,50
W410x60,0	407	178	12,8	7,7	12	49,53	610,50
W410x85,0	417	181	18,2	10,9	12	34,92	625,50

Para o perfil alveolar foi utilizada uma razão de expansão igual a 1,5. Na Tabela 1 também é indicada a altura expandida correspondente aos perfis para a razão de expansão adotada. Para cada perfil foi variado o padrão de castelação, sendo utilizados os padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão. Para cada um dos padrões, foi variado o valor do vão de forma que a relação entre vão e altura do perfil expandido (Lv/d_g) assumisse os valores 10, 15 e 20.

Com os dados do perfil original, o padrão de castelação, a altura do perfil expandido e o vão, foram gerados modelos no Abaqus a partir do *plug-in AlveolarBuilder*. A flecha foi variada até se obter o maior valor tal que a máxima deformação plástica equivalente se aproximasse do valor limite determinado no item 2.7. Na Tabela 2 são mostrados os raios mínimos de curvatura obtidos para os diferentes padrões de castelação analisados.

Tabela 2 - Resultados de raio mínimo de curvatura para os padrões castelados

Perfil	λ_w	Lv/d_g	Litzka		Peiner		Anglo-Saxão	
			Raio (m)	Média (m)	Raio (m)	Média (m)	Raio (m)	Média (m)
W 410x38,8	59,60	10	91,40		84,51		86,13	
		15	90,82	90,9	84,72	84,7	84,72	85,4
		20	90,55		84,99		85,39	
W 410x60,0	46,42	10	95,10		91,38		89,62	
		15	92,82	94,3	89,65	90,8	89,65	90,4
		20	93,28		91,45		91,90	
W 410x85,0	32,72	10	95,92		88,95		90,59	
		15	94,11	94,7	91,00	90,5	91,00	90,6
		20	93,26		91,52		90,26	

Nota-se que para todos os padrões de castelação não houve grande diferença entre os raios determinados para as diferentes relações Lv/d_g para um determinado perfil. Assim, pode-se considerar que o raio de curvatura mínimo admissível para determinado perfil independe do vão. Isso ocorre porque o fator determinante para curvatura máxima é o módulo que se repete ao longo da viga. Ou seja, o máximo encurvamento admissível de uma viga castelada está ligado ao máximo encurvamento que cada passo de castelação pode admitir. O aumento do vão apenas aumenta o número de passos presente na viga. Como não há alteração do módulo básico, o raio mínimo continua praticamente constante.

Também pode ser observado a partir da Tabela 2 que os padrões de castelação Peiner e Anglo-Saxão apresentam comportamentos semelhantes quanto ao encurvamento máximo admissível. Já o padrão Litzka apresenta raios admissíveis maiores, o que indica que esse tipo de padrão permite flechas menores que os demais.



3.1.2 Flecha máxima para vigas celulares

A avaliação da flecha máxima admissível para vigas celulares foi realizada a partir dos mesmos perfis utilizados para vigas casteladas, cujas características estão presentes na Tabela 1. Como relações para as vigas celulares foram adotados $D/d = 1,1$ e $p/D = 1,2$, valores dentro dos limites propostos por Oliveira [4]. Para o padrão de castelação celular também foi utilizada uma razão de expansão igual a 1,5 e, para cada perfil, foi variado o vão de forma que a relação entre vão e altura do perfil expandido (Lv/d_g) assumisse os valores 10, 15 e 20.

O mesmo processo descrito no item 2.7 utilizado para vigas casteladas foi repetido para as vigas celulares com a finalidade de determinar a mínima curvatura admissível para a estrutura. Na Tabela 3 são mostrados os resultados obtidos.

Tabela 3 - Resultados de raio mínimo de curvatura para o padrão celular

Perfil	λ_w	Lv/d_g	Celular	
			Raio (m)	Média (m)
W 410x38,8	59,60	10	22,16	21,77
		15	21,58	
		20	21,57	
W 410x60,0	46,42	10	21,29	21,26
		15	21,34	
		20	21,16	
W 410x85,0	32,72	10	19,84	19,81
		15	19,76	
		20	19,84	

Observa-se que para um mesmo perfil houve uma pequena diferença entre os raios de curvatura determinados para determinada relação (Lv/d_g) e o valor médio. Portanto, pode-se considerar que o raio de curvatura mínimo admissível para determinado perfil seja independente do vão pela mesma razão enunciada para as vigas casteladas.

A empresa Macsteel Trading [18], na publicação *Cellular Beams Design Guide*, indica um valor geral para o raio de curvatura mínimo das vigas celulares. Segundo a empresa, para perfis originais com altura entre 305 mm e 457 mm o raio de curvatura mínimo é igual a 20 m. Esse valor está de acordo com os valores médios determinados pelas simulações numéricas realizadas neste trabalho.

3.2 Avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao encurvamento na capacidade resistente da viga

Os perfis utilizados para a avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao encurvamento na capacidade resistente da viga são os mesmos indicados pela Tabela 1. Para cada perfil foram simuladas vigas alveolares com os padrões de castelação Litzka e celular, variando a relação Lv/d_g em 10, 15 e 20. As vigas foram encurvadas com as flechas máximas correspondentes aos raios mínimos determinados no item 3.1 e também com as flechas correspondentes a um terço da máxima. Todos os modelos de vigas foram simulados com e sem a presença das tensões introduzidas pelo encurvamento.

Da Figura 18 até a Figura 23 são mostradas as diferentes curvas carga \times deslocamento para os vários perfis analisados. Na legenda, o símbolo "1/3" indica os perfis que foram simulados com flecha igual a 33% da flecha máxima obtida nos itens anteriores.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

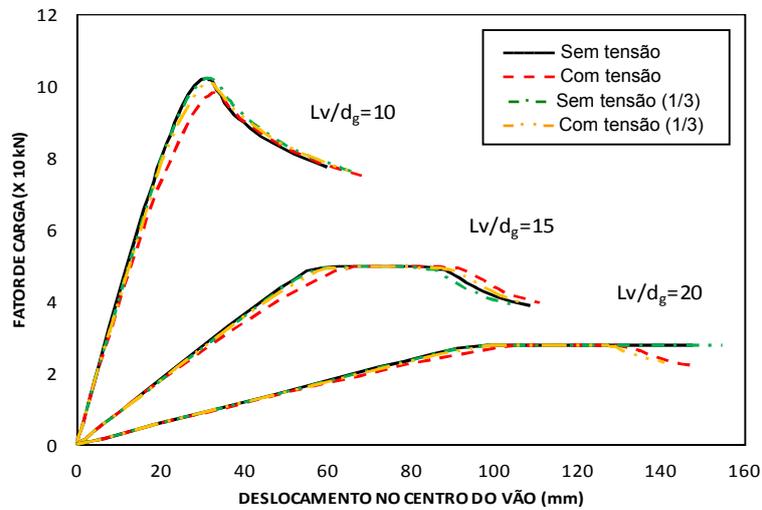


Figura 18 - Curvas de resistência para o perfil W 410x38,8, padrão Litzka.

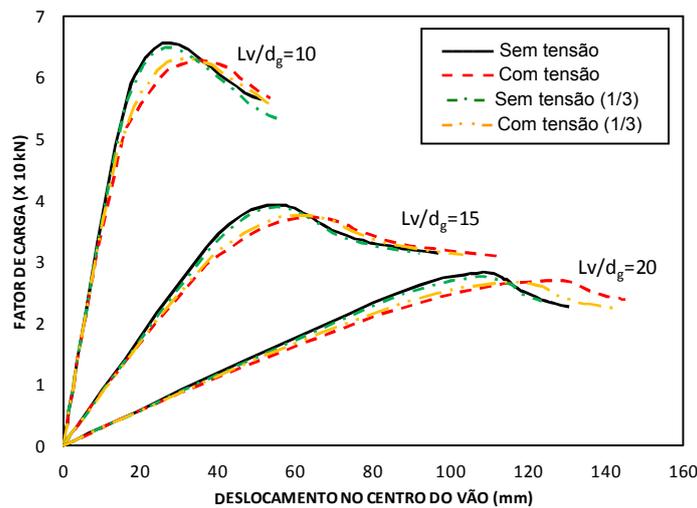


Figura 19 - Curvas de resistência para o perfil W 410x38,8, padrão celular.

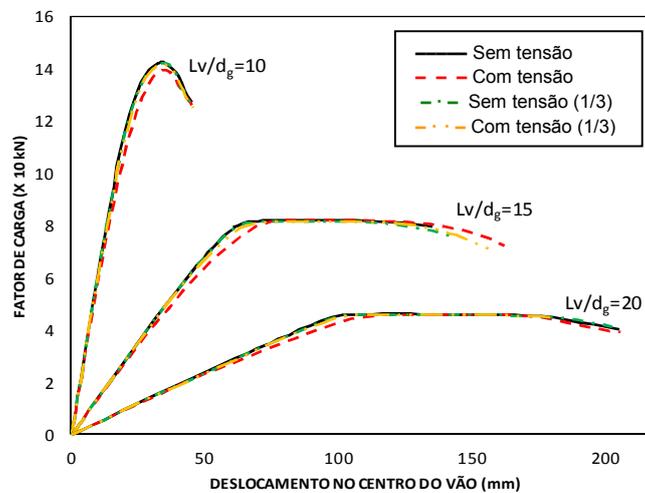


Figura 20 - Curvas de resistência para o perfil W 410x60,0, padrão Litzka.

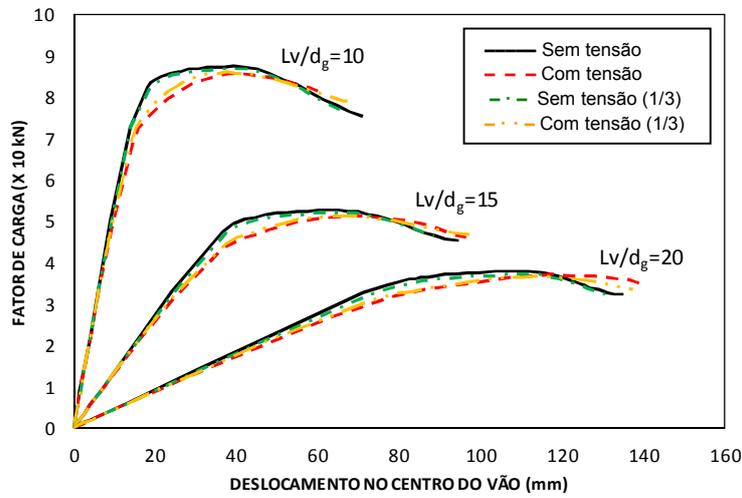


Figura 21 - Curvas de resistência para o perfil W 410x60,0, padrão celular.

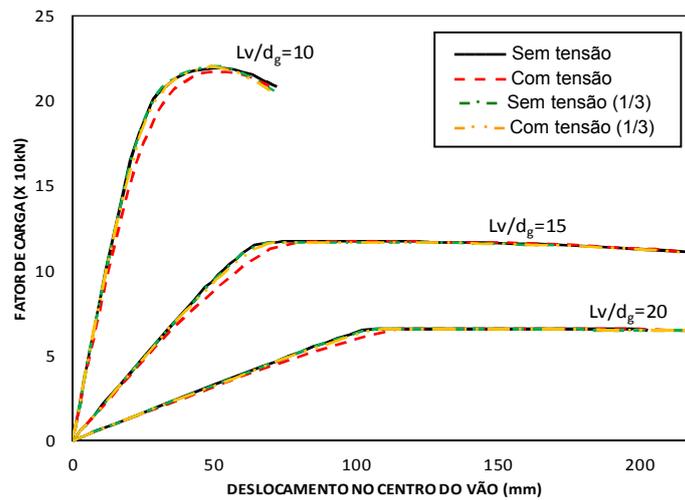


Figura 22 - Curvas de resistência para o perfil W 410x85,0, padrão Litzka.

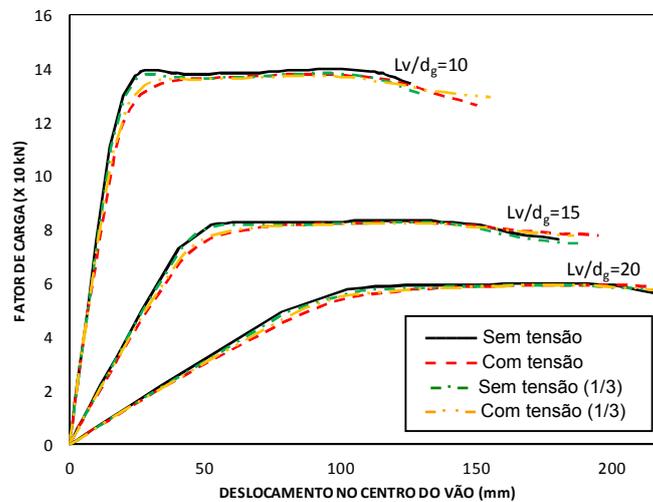


Figura 23 - Curvas de resistência para o perfil W 410x85,0, padrão celular.



A partir dos gráficos é possível observar uma redução da capacidade de carga com o aumento do vão, o que era esperado, uma vez que há também o aumento dos esforços gerados na viga.

Comparando os gráficos para determinado vão, observa-se que a partir de certo nível de carga, a curva referente ao modelo com tensão desloca-se para a direita em relação à curva do modelo sem tensão. Isso indica que o modelo com tensão é mais flexível, apresentando maiores deslocamentos. Esse efeito é semelhante ao causado pelas tensões residuais introduzidas pelo resfriamento desigual da seção transversal nos perfis laminados de aço.

Para o padrão Litzka, nota-se que o modelo com flecha igual a um terço da máxima se aproximou do comportamento dos modelos sem tensão. Isso ocorre pelo fato das flechas máximas para vigas padrão Litzka serem reduzidas, sendo ainda menor o seu terço. Consequentemente, nesses modelos as tensões introduzidas devido ao encurvamento são pequenas fora dos pontos de concentração de tensões (arestas dos alvéolos), exercendo pouca influência no comportamento da viga.

As cargas máximas observadas para o padrão Litzka foram superiores às observadas para o padrão celular. O modo de colapso típico das vigas com abertura circular foi a flambagem do montante de alma. Tal fato ocorre porque o montante de alma para o padrão celular é mais esbelto, favorecendo o fenômeno de flambagem. Já os colapsos típicos para os modelos com padrão Litzka foram o mecanismo Vierendeel, para os vãos menores, e a plastificação por flexão com flambagem inelástica no tê acima do alvéolo próximo ao centro do vão, para os vãos intermediários e maiores.

Na Tabela 4 e na Tabela 5 são mostrados os resultados de capacidade de carga para os padrões Litzka e celular, respectivamente.

Tabela 4 - Resultados de capacidade de carga para o padrão Litzka

Perfil	L_v/d_g	Fch (mm)	R (m)	CCT (kN)	CST (kN)	CCT/CST
W 410x38,8	10	48,7	92,0	97,9	102,0	0,960
		16,2	276,1	101,1	102,3	0,988
	15	110,8	91,0	49,8	49,8	1,000
		36,9	272,7	49,6	49,6	1,000
	20	196,2	91,4	28,0	28,0	0,999
		65,4	273,8	27,9	27,9	0,999
W 410x60,0	10	48,8	95,4	139,7	142,3	0,981
		16,3	286,2	141,7	142,1	0,997
	15	113,1	92,8	82,0	82,1	0,999
		37,7	278,2	81,8	81,8	1,000
	20	200,2	93,2	46,1	46,2	0,999
		66,7	279,3	46,0	46,0	1,000
W 410x85,0	10	50,9	96,2	217,0	219,2	0,990
		17,0	288,5	219,6	220,1	0,998
	15	115,8	95,1	117,3	117,4	0,999
		38,6	285,0	116,9	116,9	1,000
	20	208,5	93,9	66,0	66,0	0,999
		69,5	281,5	65,8	65,8	1,000



Tabela 5 - Resultados de capacidade de carga para o padrão celular

Perfil	Lv/d_g	Fch (mm)	R (m)	CCT (kN)	CST (kN)	CCT/CST
W 410x38,8	10	199,5	22,5	62,6	65,6	0,955
		66,5	67,4	63,1	64,9	0,973
	15	472,5	21,6	37,3	39,3	0,949
		157,5	64,0	37,5	38,8	0,967
	20	806,7	23,1	26,8	28,2	0,952
		268,9	68,2	26,6	27,5	0,969
W 410x60,0	10	218,0	21,5	85,6	87,3	0,980
		72,7	64,1	85,9	86,8	0,989
	15	482,0	22,0	51,3	52,6	0,975
		160,7	65,3	51,4	52,0	0,987
	20	881,4	22,0	37,0	37,9	0,974
		293,8	64,9	36,6	37,1	0,986
W 410x85,0	10	223,4	22,0	138,0	139,8	0,987
		74,5	65,7	137,4	138,2	0,994
	15	493,8	22,5	82,8	83,5	0,991
		164,6	66,9	82,5	82,8	0,996
	20	843,0	24,1	59,4	59,9	0,992
		281,0	71,3	59,3	59,5	0,997

Nessas tabelas são mostradas as cargas máximas obtidas via simulação numérica para os diferentes perfis a partir da variação do vão (Lv/d_g) e da consideração ou não das tensões devido ao processo de fabricação. São mostradas as cargas máximas para os modelos com flecha máxima admissível e com flecha igual a um terço da máxima. Ainda, são indicadas as relações entre a carga máxima para o modelo com tensão (CCT) e a carga máxima para o modelo sem tensão correspondente (CST), de forma a avaliar a perda de resistência com a consideração das tensões devido ao processo de fabricação

Na Figura 24 é mostrado um histograma representando as relações entre cargas máximas observadas para os modelos com e sem a consideração das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação. Os modelos avaliados foram tanto os que possuíam flecha máxima admissível quanto os que apresentavam um terço dessa flecha.

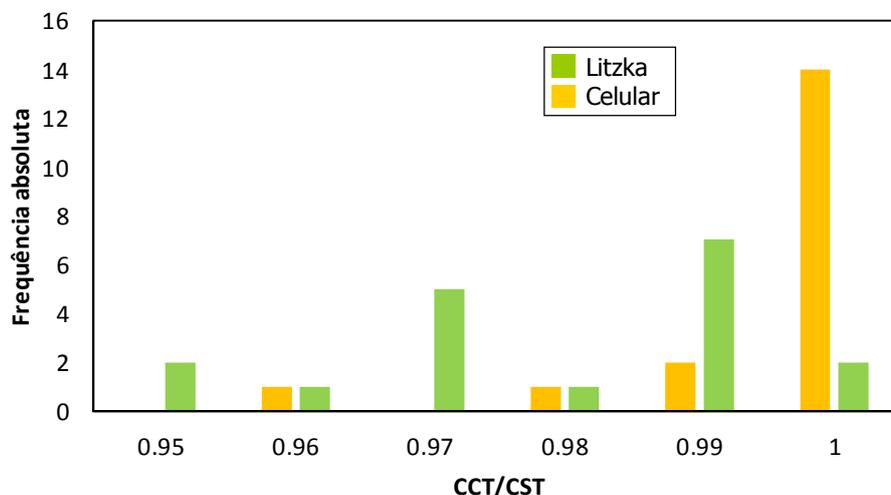


Figura 24 - Relações entre cargas máximas para modelos com tensão (CCT) e sem tensão (CST).



Pelo histograma é possível observar que, para o padrão Litzka, a maior parte das relações entre as resistências dos modelos com e sem tensão ficou próxima a 1,00, sendo que para alguns casos houve uma redução de até 4% na resistência. Como nesse tipo de castelação a flecha máxima admissível é reduzida e, conseqüentemente, as tensões geradas pelo encurvamento são menores, há pouca influência dessas tensões no comportamento da viga. Isso justifica valores de resistência aproximadamente iguais para os modelos CCT e CST.

Já para o padrão celular, nota-se que a maior parte dos modelos com tensão apresentou resistência inferior ao dos modelos sem tensão, sendo observada uma redução de até 5%. Pelo fato das vigas para esse padrão apresentarem maior curvatura e desenvolverem maiores tensões devido ao processo de encurvamento, há uma maior influência dessas tensões na capacidade resistente da estrutura.

3.3 Avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao encurvamento nos deslocamentos da viga

A avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação das vigas alveolares nos deslocamentos da estrutura foi realizada a partir dos mesmos modelos simulados para a avaliação da capacidade resistente, conforme mostrado no item 3.2. Para determinar o deslocamento em serviço foi utilizada a metodologia descrita no item 2.8.

Na Tabela 6 e na Tabela 7 são mostrados os deslocamentos no centro do vão para os modelos simulados com (*DCT*) e sem (*DST*) a consideração das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação para os padrões Litzka e Celular, respectivamente.

Tabela 6 - Deslocamentos para o padrão Litzka

Perfil	L_v/d_g	Fch (mm)	R (m)	DCT (mm)	DST (mm)	DCT/DST
W 410x38,8	10	48,7	92,0	15,7	14,7	1,070
		16,2	276,1	15,4	15,2	1,012
	15	110,8	91,0	35,0	33,3	1,048
		36,9	272,7	33,6	33,5	1,006
	20	196,2	91,4	58,6	56,8	1,032
		65,4	273,8	57,1	57,0	1,003
W 410x60,0	10	48,8	95,4	15,0	14,0	1,076
		16,3	286,2	14,4	14,3	1,009
	15	113,1	92,8	37,6	35,5	1,060
		37,7	278,2	35,9	35,6	1,009
	20	200,2	93,2	61,6	59,2	1,041
		66,7	279,3	59,7	59,5	1,004
W 410x85,0	10	50,9	96,2	17,2	15,8	1,088
		17,0	288,5	16,3	16,1	1,015
	15	115,8	95,1	38,8	36,6	1,061
		38,6	285,0	37,1	36,7	1,009
	20	208,5	93,9	63,8	61,2	1,043
		69,5	281,5	61,7	61,4	1,005

Tabela 7 - Deslocamentos para o padrão celular

Perfil	L_v/d_g	Fch (mm)	R (m)	DCT (mm)	DST (mm)	DCT/DST
W 410x38,8	10	199,5	22,5	11,1	10,3	1,077
		66,5	67,4	10,9	10,6	1,026
	15	472,5	21,6	27,6	25,6	1,079
		157,5	64,0	27,3	26,4	1,031
	20	806,7	23,1	60,7	55,6	1,093
		268,9	68,2	58,3	56,4	1,033
W 410x60,0	10	218,0	21,5	10,4	9,6	1,086
		72,7	64,1	10,2	9,8	1,035
	15	482,0	22,0	24,5	23,0	1,067
		160,7	65,3	24,2	23,6	1,024
	20	881,4	22,0	52,4	48,7	1,076
		293,8	64,9	50,9	49,4	1,031
W 410x85,0	10	223,4	22,0	12,3	11,2	1,103
		74,5	65,7	11,7	11,3	1,032
	15	493,8	22,5	29,0	26,7	1,085
		164,6	66,9	28,1	27,3	1,028
	20	843,0	24,1	61,5	56,7	1,085
		281,0	71,3	59,5	57,9	1,028

Na Figura 25 e na Figura 26 são mostrados os histogramas com a distribuição de frequência absoluta das relações de flechas dos modelos com e sem tensão para os padrões Litzka e Celular, respectivamente.

Pelos resultados encontrados, nota-se que para curvaturas menores e, conseqüentemente, menores níveis de tensão devido ao processo de fabricação, há uma menor diferença entre os deslocamentos para os casos com e sem tensão. Para os modelos que foram considerados apenas um terço da flecha máxima admissível, essa diferença foi de no máximo 2% para o padrão Litzka e de 4% para o padrão celular.

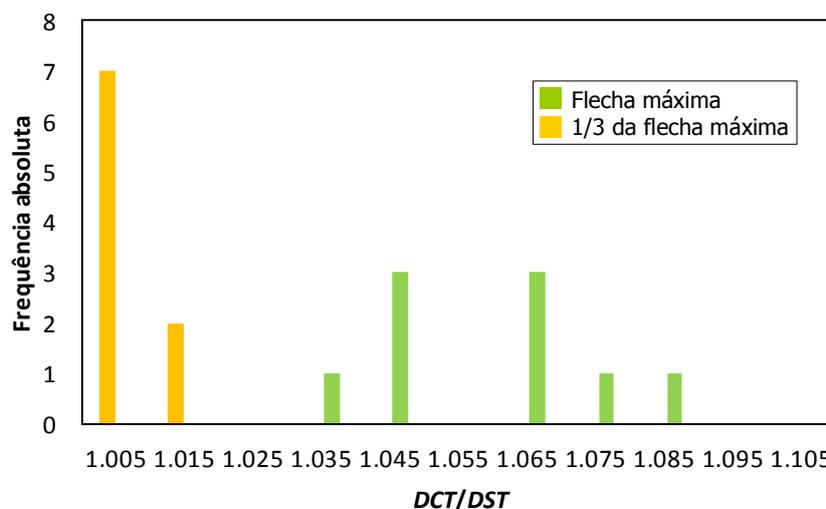


Figura 25 - Relações entre deslocamentos no centro do vão para modelos com tensão (DCT) e sem tensão (DST) para padrão Litzka.

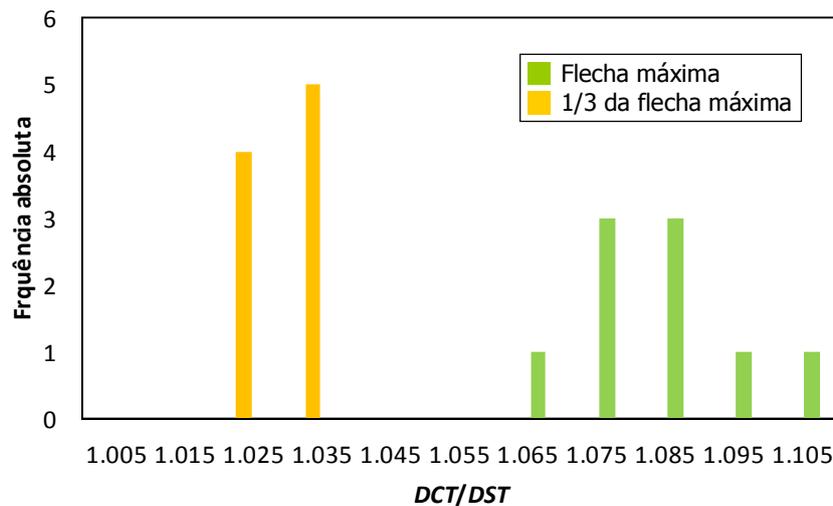


Figura 26 - Relações entre deslocamentos no centro do vão para modelos com tensão (DCT) e sem tensão (DST) para padrão celular.

Para os modelos com curvatura máxima, os deslocamentos no centro do vão nas análises com consideração de tensão (DCT) chegaram a ser cerca de 9% superiores para o padrão Litzka e cerca de 10% superiores para o padrão celular quando comparados com as análises sem tensão (DST).

O padrão Litzka, por necessitar de maiores raios de curvatura, apresentou menores relações entre os deslocamentos com e sem tensão do que o padrão celular. Além disso, para o padrão Litzka houve diminuição dessa relação com o aumento do vão. Isso ocorre pela influência do esforço cortante nos deslocamentos, especialmente nas regiões das singularidades do alvéolo, que sofrem com concentração de tensões. Com o aumento do vão, o efeito do cisalhamento passa a ser reduzido em relação ao efeito do momento fletor, reduzindo também a diferença entre os deslocamentos observados para o modelo com tensão e para o modelo sem tensão.

4 CONCLUSÃO

A partir desse trabalho foi possível verificar a influência das tensões introduzidas durante o processo de fabricação no comportamento estrutural de vigas alveolares de eixo curvo.

Inicialmente foram determinadas curvaturas máximas aplicáveis às vigas alveolares a partir de um critério de deformação plástica excessiva. Observou-se que o raio de curvatura para determinado perfil independe do vão considerado, dependendo apenas das dimensões da seção transversal e do padrão de castelação. Foram obtidas flechas máximas maiores para o padrão celular em relação aos padrões castelados, uma vez que para esses últimos há concentração de tensões nos vértices dos alvéolos, aumentando as deformações que ocorrem nessas regiões.

Na avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação na carga máxima suportada pela estrutura, observou-se que para os padrões Litzka e celular pode haver uma redução da capacidade resistente de até 4% e 5%, respectivamente, nos modelos em que são consideradas tais tensões em relação aos modelos nos quais não se consideram essas tensões.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Já os resultados obtidos na avaliação da influência das tensões introduzidas devido ao processo de fabricação nos deslocamentos da estrutura mostraram que as vigas tornam-se mais flexíveis com a consideração dessas tensões. Ademais, para situações em serviço e considerando a curvatura máxima imposta às vigas, os deslocamentos podem ser até 9% e 10% superiores para os modelos com tensão em relação aos modelos sem tensão para os padrões Litzka e celular, respectivamente.

Dessa forma conclui-se que a consideração do efeito das tensões introduzidas no processo de fabricação das vigas alveolares é essencial para a verificação dos estados limites último e de serviço da estrutura.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro fornecido pelo CNPq e Fapemig, sem o qual esta pesquisa não poderia ter sido realizada.

REFERÊNCIAS

[1] GRÜMBAUER BV. Strong in Steel. Acesso em 28/05/2016. Disponível em: <http://www.grunbauer.nl/eng/inhoud.htm>.

[2] SILVEIRA, E.G. Estudo de vigas alveolares com ênfase nos modos de colapso com formação de rótulas plásticas. Dissertação de Mestrado. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa; 2011.

[3] WESTOK. Acesso em 02/05/2013. Disponível em: <http://www.westok.co.uk>.

[4] OLIVEIRA, L.B. Procedimento para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura. Dissertação de Mestrado. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa; 2012.

[5] STEELSSALG ENGINEERING Inc. Recent Projects. Acesso em: 30/05/2016. Disponível em: <http://www.steelssalg.com>.

[6] HARPER, C.S. Design in steel 4: Castellated & cellular beams. British Steel Publications, 1994.

[7] TOPRAC, A.A.; COOKE, B.R. An experimental investigation of open-web beams. Welding Research Council Bulletin Series. 1959; No.47.

[8] TSAVDARIDIS, D. T.; D'MELLO, C. Optimisation of novel elliptically-based web opening shapes of perforated steel beams. Journal of Constructional Steel Research. 2012, No 76: 39-53.

[9] HOSAIN, M.U.; SPEIRS, W.G. Experiments on Castellated Steel Beams. Welding Research Supplement. 1973: 329-342.

[10] KERDAL, D.; NETHERCOT, D.A. Failure Modes for Castellated Beams. Journal of Construction Steel Research. 1984; v.4: 295-315.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- [11] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993-1-5:2006: Design of steel structures Part 1-5: Plated structural elements. Eurocode 3. Bruxelas, 2006.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA - ABCEM. Manual técnico: Telhas de aço. 2009.
- [13] SIMULIA, DASSAULT SYSTÈMS CORP. Abaqus Documentation v 6.9. 2009.
- [14] GERE, J.M.; GOODNO, B.J. Mechanics of Materials. 7a ed. Toronto: Cengage Learning, 2009.
- [15] MARTINS, M.M. Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2000.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR: 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [17] GERDAU AÇOMINAS. Tabela de Bitolas. Acesso em: 30/05/2016. Disponível em: <http://www.soufer.com.br/arquivos/laminados/2.pdf>.
- [18] MACSTEEL TRADING. Cellular Beams Design Guide. 2003. Acesso em 27/05/2016 Disponível em: http://www.macsteel.co.za/files/data_downloads/25/macsteel-trading-cellular-beams-design-guide.pdf.

Tema: Estruturas de aço

ANÁLISE DA ESTABILIDADE HORIZONTAL DE EDIFÍCIOS DE AÇO COM MÚLTIPLOS ANDARES

Laura Cristina Retore¹
Erica Fernanda Aiko Kimura²
Elisabeth Penner³

Resumo

O presente trabalho aborda algumas das técnicas usuais para estabilização horizontal de estruturas de múltiplos andares de aço, apresentando suas vantagens e desvantagens, além de realizar a análise linear e não-linear do comportamento dos sistemas a partir de um estudo de caso. Neste estudo foram avaliados os efeitos das ações horizontais atuantes na edificação, com o objetivo de comparar cada um dos sistemas propostos em seus quesitos técnicos e de funcionalidade. O aumento da demanda por edificações metálicas de múltiplos pavimentos torna necessário o estudo mais aprofundado das referidas técnicas, considerando a variedade de opções apresentadas em literatura e em utilização na prática da construção civil. Os resultados obtidos para os sistemas estruturais estudados apresentam a importância do uso de combinações entre treliças verticais e horizontais, além das diferenças entre as análises de primeira e segunda ordem de cada sistema.

Palavras-chave: Estrutura de Aço; Múltiplos Andares; Estabilidade Horizontal; Análise Estrutural.

HORIZONTAL STABILITY ANALYSIS OF MULTISTORY STEEL BUILDINGS

Abstract

This paper shows a set of usual techniques for horizontal stabilization of multistory steel buildings is presented, with their advantages and disadvantages, and linear and nonlinear analysis of the behavior of such structures from a case study. This study evaluated the effects of horizontal loads acting on the building, in order to compare each of the systems proposed in their technical requirements and functionality. The increased demand for multiple floors metal buildings further study is necessary of such techniques, considering the variety of options presented in the literature and in use worldwide. The results obtained for structural systems show the importance of the use of combinations of vertical and belt trusses, beyond the differences between the first and second-order analysis of each system.

Keywords: *Steel Structure; Multistory; Horizontal Stabilit;. Structural Analysis*

¹ Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Engenheira de Estruturas, Andrade Rezende Engenharia de Estruturas, Curitiba, Paraná, Brasil.

² Graduada em Engenharia Civil, Doutora pela Universidade de São Paulo, Docente, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

³ Graduada em Engenharia Civil, Doutora pela Universidade de São Paulo, Docente, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

1. INTRODUÇÃO

As edificações de múltiplos andares existem há muitos anos e surgiram com diversos propósitos. Altas concentrações de pessoas nas grandes cidades e terrenos cada vez mais escassos são alguns dos motivos pelos quais as construções horizontais tiveram que dar lugar às verticais. Serra [1] afirma que não são apenas por estas questões que os edifícios de andares múltiplos são construídos, há também fatores ligados a poder e questões simbólicas.

Nos últimos tempos, as edificações de múltiplos andares em estrutura metálica vêm ganhando visibilidade e competitividade. De acordo com Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA [2], as construções em aço representam atualmente 14% do setor de edificações, um aumento considerável se comparado aos dados de 2002. O uso deste material apresenta diversos fatores que o tornam vantajoso perante as soluções em concreto, como, por exemplo, ter um processo quase inteiramente industrial, mais preciso, evitando desperdícios e sendo mais ágil durante fabricação e execução.

Segundo Sáles [3], o uso do aço é uma das alternativas mais viáveis quando há limitações específicas no projeto, como vãos muito grandes nos pisos; necessidade de flexibilidade no *layout* interno; possibilidade de ampliações futuras; solo com pouca capacidade de suporte e prazo de construção reduzido.

Um dos itens citados anteriormente, a baixa capacidade de suporte do solo, implica na necessidade de uma estrutura mais leve para viabilizar a sua construção. Neste ponto, as edificações em aço são extremamente vantajosas, entretanto, quando se trata de edifícios de múltiplos andares, em especial os considerados altos, a leveza da estrutura pode ser fator complicador para um item: a estabilidade lateral.

Quanto mais leve e esbelta a estrutura, mais suscetível aos deslocamentos decorrentes geradas pelos esforços laterais ela se torna. O deslocamento horizontal do topo de um edifício nem sempre consegue ser notada por quem o observa, entretanto, para quem ocupa os seus últimos pavimentos, isso se torna perceptível quando a estrutura é atingida por rajadas de vento mais intensas. Como exemplo disto, a *Willis Tower* (antigamente conhecida como *Sears Tower*), com seus 520m de altura, chega a oscilar seu topo afastando em 30 cm do eixo quando sujeito a ventos fortes, segunda Salvadori [4]. Sob rajadas de 160 quilômetros por hora, esta amplitude chega a 90 cm.

Além do desconforto sentido pelos usuários, os deslocamentos excessivos na estrutura podem gerar patologias na construção. O edifício de 60 pavimentos *John Hancock Tower*, em Boston, é muito esbelto, assemelhando-se a uma placa espelhada. Em 1971, no final da obra do edifício, os vidros começaram a quebrar numa proporção tão elevada que após dois anos, quase um quarto dos vidros já tinha sido perdido. Foram então, introduzidas correções estruturais para evitar a torção e oscilações excessivas da estrutura, o que adiou em três anos a inauguração do edifício. Essas oscilações, apesar de gerarem desconforto e quebra dos vidros, não implicavam, em princípio, em qualquer ameaça de ruína, segundo Serra [1].

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. EDIFICAÇÕES DE MÚLTIPLOS ANDARES

O objeto principal de estudo são os edifícios considerados “altos”. Segundo Sáles [3], estes edifícios são representados pelas edificações onde a altura predomina em relação às

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dimensões em planta, ou então, pelas construções em que os esforços horizontais geram efeitos mais significativos que os verticais.

Com o avanço das tecnologias construtivas, as edificações atuais chegam a alturas inimagináveis em épocas anteriores. Como exemplo disso, o prédio mais alto da Europa, conhecido como “*The Shard*”, valeu-se, segundo Faria [5], de uma estrutura em aço, estabilizada por um núcleo central de concreto para garantir resistência aos esforços gerados pelo vento e sismo em seus 306 metros de altura.

Para permitir esses avanços com segurança, são necessárias boas estruturas, concebidas em bons projetos estruturais, que, conforme afirma Martha [6], têm como objetivo a concepção de uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo questões de segurança, condições de utilização, econômicas, estéticas, questões ambientais, condições construtivas e restrições legais. Ainda, segundo o mesmo autor, o projeto possui inúmeras etapas, partindo de uma concepção geral da estrutura e termina com os documentos que viabilizam a construção.

Dentre as etapas dos projetos já referidos, está a análise estrutural. Conforme Martha [6], esta é a fase em que é feita a idealização do comportamento da estrutura que inclui diversos parâmetros e, dentre eles, os deslocamentos da estrutura.

2.2. ESTABILIDADE HORIZONTAL

A análise de estabilidade lateral global de estruturas metálicas, tema do presente trabalho, trata dos deslocamentos laterais admissíveis, dadas pela norma vigente ou, então, conforme cita a ABNT-NBR 8800:2008 [7], por limites mais rigorosos, devido a fatores como o uso da edificação, materiais de acabamento, percepção dos ocupantes (desconforto) e funcionamento adequado de equipamentos. Esses deslocamentos nodais laterais, se excessivos, podem levar a estrutura a seu estado limite de utilização, o que determina também o dimensionamento das peças.

As cargas horizontais transversais que podem gerar deslocamentos e perdas de estabilidade lateral global têm diversas naturezas, das quais Bastos [8] cita as ações de vento, as devidas às imperfeições geométricas, às atividades sísmicas e ao impacto.

Na parte do território brasileiro enquadrada como Zona 0 segundo a ABNT-NBR 15.421:2006 [9], não são exigidos requisitos de resistência sísmica. Esta área abrange quase 80% das terras brasileiras e por, isso, muitas vezes, os efeitos sísmicos são desprezados nas análises.

As ações de impacto nas estruturas, segundo a ABNT-NBR 8800:2008 [7], devem ser considerados no projeto, caso isso seja desfavorável. Entretanto, para as ocupações recorrentes dos edifícios de múltiplos andares de aço – normalmente comerciais ou residenciais – as ações de impacto citadas em norma se restringem aos elevadores, cujo efeito não tem predominância horizontal.

Conforme cita Bastos [8], é responsabilidade do engenheiro projetista avaliar a relevância e influência de cada tipo de ação horizontal no projeto. Partindo dos argumentos acima citados e das considerações recorrentes do estudo que serviu como base para a execução desta análise, feito por BORGES *et al.* [10] foram consideradas apenas as cargas devidas às ações do vento, assimetrias e imperfeições geométricas dos elementos estruturais.

A ABNT-NBR 8800:2008 [7] divide as estruturas de acordo com a sua sensibilidade aos deslocamentos laterais em três categorias: estruturas de pequena, média ou grande deslocabilidade. Essa classificação é feita a partir da relação entre o deslocamento lateral do

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, para todos os andares e todas as combinações últimas de cálculo.

As estruturas de pequena deslocabilidade são as que possuem esta relação menor ou igual a 1,1; nas de média deslocabilidade, os valores estão entre 1,1 e 1,4, enquanto que para as estruturas de grande deslocabilidade, aquela relação está acima de 1,4, conforme citado pela ABNT [7]. Há a permissão, dentro da mesma norma, de utilizar o coeficiente B_2 como parâmetro de classificação, segundo Machado [11].

Sobre as estruturas de grande deslocabilidade, é importante destacar que a norma anteriormente citada exige consideração de efeitos globais e locais de segunda ordem. Ao mesmo tempo, conforme citado pela ABNT [7] para as estruturas de pequena deslocabilidade, a análise de primeira ordem é suficiente desde que as barras não estejam solicitadas mais de 50% da sua capacidade axial e que os efeitos das imperfeições geométricas estejam sendo considerados como força horizontal equivalente nas análises.

2.3. ESTRUTURAS CONTRAVENTADAS COM TRELIÇAS VERTICAIS

As estruturas contraventadas são assim denominadas por possuírem subestruturas de contraventamento, que tem por finalidade absorver determinados tipos de forças, geralmente horizontais, diminuindo as deformações da estrutura principal à qual estão conectados. No caso dos edifícios, estes elementos têm a função de aumentar sua rigidez lateral e, assim, garantir a segurança da construção, a também resistir a forças excepcionais, como, por exemplo, aquelas provocadas por abalos sísmicos, segundo Bastos [8].

Há dois tipos recorrentes de sistemas de contraventamento: o sistema treliçado, composto por treliças verticais e que muitas vezes é conhecido apenas como sistema contraventado; e o sistema com núcleo resistente de concreto, que se utiliza da rigidez do concreto para conter os deslocamentos horizontais.

Os sistemas estruturais contraventados treliçados, muito usuais, são os formados por quadro rotulados (nós flexíveis) e uma treliça vertical. O objetivo desta solução é que as cargas verticais sejam absorvidas pelo quadro, e as horizontais, pela treliça vertical, segundo Bellei, Pinho e Pinho [12].

A localização dessas treliças verticais deve ser avaliada de acordo com a ocupação e circulação interna dos pavimentos, conforme cita Fabrizzi [13] ou, então, segundo CBCA [14], pode ser aplicada nas faces externas da edificação, onde pode se tomar partido arquitetônico da estrutura secundária

Em alguns casos onde essas estruturas interferem com itens essenciais da edificação, como portas e janelas, por exemplo, podem ser utilizadas outras formas de travamento, como os contraventamentos em Y e contraventamentos em K.

Bellei, Pinho e Pinho [12] citam que este sistema torna a estrutura mais econômica, enquanto que Dias [15] ressalta, ainda, que a estrutura se torna mais simples de ser calculada, fabricada e montada, utilizando menor quantidade de material. Machado [11] afirma que esta pode ser a solução mais indicada para edifícios de até 40 pavimentos. Este autor também escreve que dentre as vantagens dos sistemas estruturais constituídos de quadros treliçados estão a fácil execução das ligações flexíveis, os baixos deslocamentos horizontais e pilares dimensionados basicamente para os efeitos das forças normais, resultando em um edifício mais leve.

Fabrizzi [13] cita que as treliças podem ser posicionadas nos núcleos ou então nas fachadas, sendo que, nesta última posição, elas possuem maior eficiência no controle das deformações horizontais. Ainda podem-se acrescentar treliças horizontais apenas em alguns andares, como

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

no último ou à meia altura do edifício. Machado [11] também referencia as treliças horizontais, conhecidas com *outrigger trusses*, afirmando que estas, quando ligadas rigidamente ao contraventamento vertical, mobiliza os pilares externos para que estes também contribuam na resistência às ações laterais.

Outra solução incluída aos contraventamentos verticais são linhas horizontais de contraventamentos nas fachadas, conhecidas como *belt trusses*, ou cintas treliçadas. As vantagens dos subsistemas estruturais constituídos de quadros treliçados são decorrentes da fácil execução das ligações flexíveis, dos baixos deslocamentos horizontais consequentes da alta rigidez lateral da estrutura e, por último, dos pilares serem dimensionados apenas para o efeito das forças normais, resultando, assim, em um edifício mais leve, portanto mais econômico, segundo Machado [11].

Com o conjunto de treliças verticais e horizontais, Machado [11] ressalta que é possível reduzir o momento fletor e, conseqüentemente, melhorar a eficiência do sistema, levando a estruturas econômicas de até 60 pavimentos, além de economia nas fundações.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

O prédio estudado é o mesmo que fora anteriormente analisado por Borges *et al.*[10], composto por 42 pavimentos, com altura de 2,95m cada, resultando numa altura total de 123,90m.

Este edifício, concebido em concreto armado no estudo original, tem as seguintes características:

- Os pavimentos são compostos por lajes maciças de oito centímetros de espessura e lajes nervuradas bidirecionais de 26 cm de altura total (capa cinco centímetros e altura de nervura 21cm).
- As vigas do contorno têm dimensões de 12cmx140cm, enquanto que as internas, em sua maioria, possuem as dimensões de 15cmx70cm e 30cmx45cm, devido a exigências arquitetônicas.
- O sistema estrutural é constituído por pórticos planos segundo duas direções ortogonais compostos por 3 ou 4 pilares unidos por vigas de altura elevada, bem distribuídos, e localizados inclusive na periferia da estrutura (BORGES *et al.*, [10]).

Esta concepção estrutural fora então adaptada para estrutura metálica, mantendo-se as mesmas dimensões em planta e elevação e mesmas posições de pilares e vigas, conforme Figura 1. As lajes foram consideradas como diafragmas rígidos para análise, conforme modelo adotado por Borges *et al.*[10], pois estas apresentam grande rigidez frente às ações horizontais, e praticamente não se deformam axialmente quando assim solicitadas.

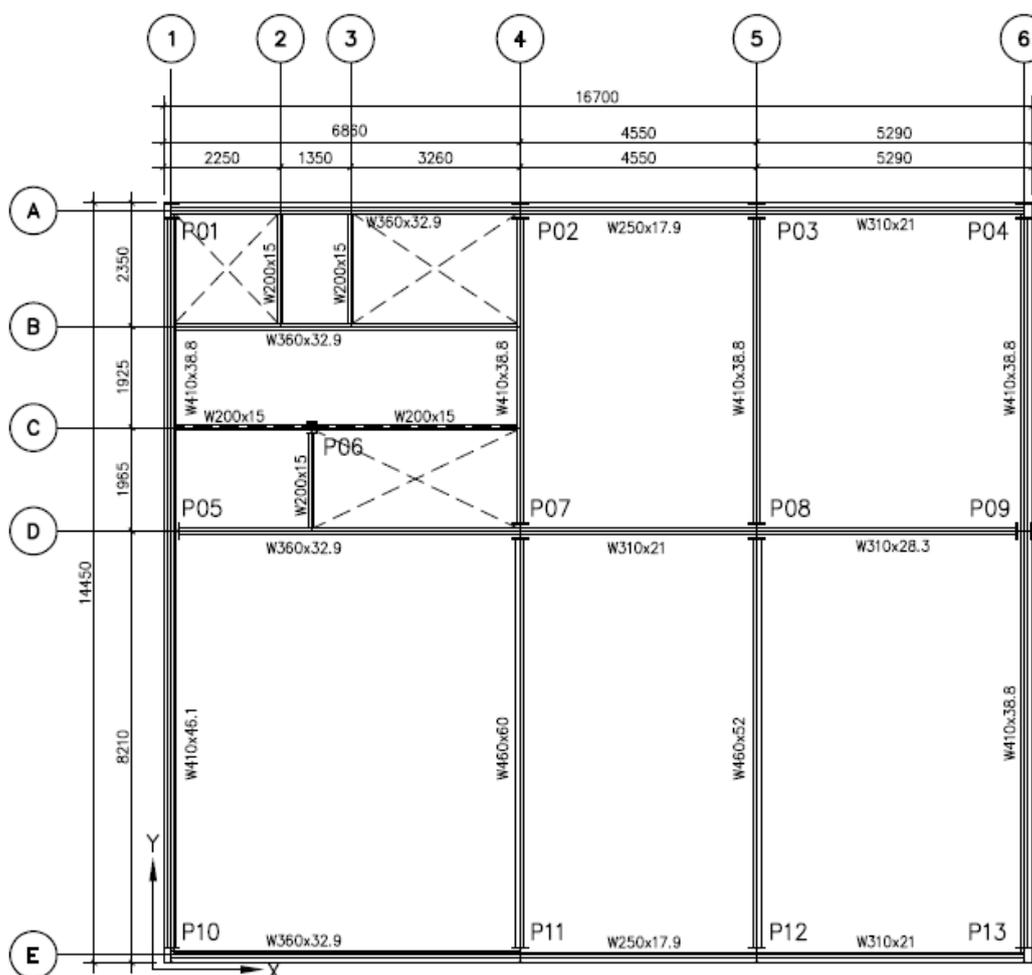


Figura 1 - Planta Baixa do edifício analisado em aço
 Fonte: As autoras (2015).

3.2. PREMISSAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise do edifício em estudo, e suas hipóteses de contenção lateral foi realizada pelo método dos elementos finitos no programa computacional SAP2000®, versão 15, desenvolvido e comercializado pela CSI® (*Computer and Structures, Inc*). Os modelos numéricos da estrutura foram criados de forma tridimensional, através de elementos reticulados (barras), que possuem 12 graus de liberdade cada, sendo seis em cada um dos dois nós que os definem (três graus de deslocamentos e três graus de rotação). Para simular as lajes e permitir uma distribuição mais adequada das cargas, foram criados elementos de placas simplesmente apoiados nas vigas, que geram restrições de deformação longitudinal no seu plano, ou seja, um diafragma rígido.

Os pilares foram propostos em perfis tipo Coluna Soldada, denominados CS, que têm suas dimensões padronizadas pela norma NBR 5884 [16]. As vigas foram calculadas com perfis “I” laminados, seguindo dimensões recorrentes de fabricantes. Para todos os perfis estruturais de aço, foi utilizado como material o aço AR350, cujo módulo de elasticidade (E) é de 200 GPa.

As vigas foram ligadas de forma flexível (ligação rotulada), assim sendo, não recebem momentos provenientes dos pilares, e possuem o papel apenas de suporte das cargas verticais, abrindo mão das conexões rígidas, que são mais complexas.

As cargas adotadas para a verificação foram peso próprio (PP) e Sobrecarga de projeto (SC), analogamente ao utilizado por Borges *et al.* [10], cujas magnitudes são as seguintes:

- Alvenaria de vedação em blocos cerâmicos sobre vigas 12,50 kN/m³
- Revestimento das lajes 1 kN/m²
- Sobrecarga de utilização para edifícios residenciais 1,5 kN/m²

Os carregamentos referentes às vedações em alvenaria foram aplicados em todas as vigas como cargas distribuídas, adotando-se 20cm de espessura de paredes externas e 15cm para paredes internas.

As cargas estáticas referente aos efeitos de vento também foram extraídas do estudo de Borges *et al.* [10]. Estes carregamentos foram considerados seguindo as direções X, Y, -X e -Y, seguindo os parâmetros da ABNT-NBR 6123:1988 [17], a citar:

- V₀ - Velocidade básica do vento 30 m/s
- S₁ – Fator topográfico 1
- S₂ – Categoria de rugosidade II
- S₂ – Classe da Edificação C
- S₃ – Fator Estatístico 1
- Coeficientes de arrasto C_a (x; -x) = 1,41
C_a (y; -y) = 1,49

A pressão de vento foi então, aplicada como cargas distribuída nos pilares, variando de acordo com suas alturas, conforme recomendações da ABNT-NBR 6123 [17]. Os carregamentos referentes à direção -X são idênticos em valores absolutos aos carregamentos da direção X, apenas invertendo o sentido das cargas. A mesma correlação é válida para os carregamentos referentes à direção -Y.

A partir dos carregamentos, foram então, criadas combinações de cálculo, em que, além do carregamento de vento nas direções X, Y (V_x, V_y, V-x e V-y), foram considerados também o peso próprio (PP), cargas permanentes de revestimentos e alvenarias (CP) e sobrecarga de projeto (SC), conforme recomendações prescritas da ABNT-NBR 8800 [7], com o intuito de pré-dimensionar a estrutura para resistência, e principalmente, para serviço. Para a análise de resistência, seguindo os Estados Limites Últimos, foram utilizadas combinações normais, as quais são:

ELU1: 1,25 *PP + 1,35 * CP + 1,5 * SC	ELU8: 1,25 *PP + 1,35*CP + 0,5*1,5*SC + 1,4*V-x
ELU2: 1,00 *PP + 1,00 * CP + 1,4 * Vx	ELU9: 1,25 * PP + 1,35*CP + 0,5*1,5*SC + 1,4*V-y
ELU3: 1,00 *PP + 1,00 * CP + 1,4 * Vy	ELU10: 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*SC + 0,6*1,4*Vx
ELU4: 1,00 *PP + 1,00 * CP + 1,4 * V-x	ELU11: 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*SC + 0,6*1,4*Vy
ELU5: 1,00 *PP + 1,00 * CP + 1,4 * V-y	ELU12: 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5*SC + 0,6*1,4*V-x
ELU6: 1,25 *PP + 1,35*CP + 0,5*1,5*SC + 1,4*Vx	ELU13: 1,25*PP + 1,35*CP + 1,5zSC + 0,6*1,4*V-y
ELU7: 1,25 *PP + 1,35*CP + 0,5*1,5*SC + 1,4*Vy	

A análise de Estados Limites de Serviço (ELS) foi feita a partir de uma combinação frequente de serviço, para cargas gravitacionais, e outras quatro combinações raras de serviço, para as solicitações do vento na estrutura.

Assim sendo, a carga variável (vento) é incluída integralmente na combinação. Cabe aqui ressaltar que, para dimensionamentos à resistência, são utilizadas pressões de ventos que tem 63% de probabilidade de serem excedidos em 50 anos. Porém, para verificações de serviço,

estas cargas de vento são muito severas. A norma brasileira, ABNT-NBR 6123 [17] afirma que verificações de conforto humano podem ser feitas utilizando ventos com recorrência de 10 anos.

Segundo o ASCE 7-10 [18], nos comentários do Apêndice C, que trata de considerações de serviço, pode ser adotado tempo de recorrência de 10 anos para verificar deslocamentos decorrentes de ações de ventos em edificações comuns, e que a escolha do tempo de recorrência a ser verificada para estado de limite de serviço é uma questão de julgamento de engenharia.

Se valendo ainda dos códigos norte-americanos, o AISC Design Guide 03 [19], complemento da norma AISC 360-10, apresenta que as ações de vento com recorrência de 10 anos representam 70% do valor das ações de vento com recorrência de 50 anos. Desta forma, as combinações adotadas para Estado Limite de Serviço foram:

ELS1: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,6 * SC	ELS6: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,6 * SC + 0,7 * Vx
ELS2: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,7 * Vx	ELS7: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,6 * SC + 0,7 * Vy
ELS3: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,7 * Vy	ELS8: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,6 * SC + 0,7 * V-x
ELS4: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,7 * V-x	ELS9: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,6 * SC + 0,7 * V-y
ELS5: 1,00 * PP + 1,00 * CP + 0,7 * V-y	

As abreviaturas utilizadas na descrição das combinações de cálculo supracitadas, para os carregamentos da estrutura, foram:

PP	Peso Próprio da estrutura
CP	Cargas Permanentes de Alvenaria e revestimento
SC	Sobrecarga de utilização
Vx	Vento na direção X
Vy	Vento na direção Y
V-x	Vento na direção -x
V-y	Vento na direção -Y

3.3. ANÁLISE NUMÉRICA DAS ESTRUTURAS

Para permitir a comparação de eficiência na contenção de deslocamentos laterais e avaliar o consumo de materiais nas hipóteses, foi criado, *a priori*, um modelo de cálculo para o sistema contraventado com treliças verticais, com análise linear, para permitir um pré-dimensionamento, e por consequência, uso de perfis e sistemas estruturais coerentes com a realidade. Com os sistemas estruturais resolvidos, foram, então, feitas as análises não-lineares das estruturas.

O dimensionamento das peças foi feito pelo aplicativo de dimensionamento de estruturas metálicas do próprio pacote computacional, o qual utilizou o método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), da AISC 360-05. O método LRFD é uma denominação do método dos Estados Limites Últimos, uma vez que a presente norma americana converge em seus critérios de dimensionamento com a atual norma brasileira de estruturas metálicas, a ABNT-NBR 8800 [7]. O objetivo dessa verificação expedita de resistência consistiu em refinar o modelo de cálculo, levando a perfis coerentes com os esforços solicitantes.

Como forma de padronizar a análise, os pilares foram considerados como engastados em sua base, e, ao longo de sua altura, divididos em 5 trechos, de aproximadamente 8 pavimentos cada; as vigas e lajes foram consideradas com mesma rigidez para todos os modelos. As diferenças entre os modelos de cálculo foram apenas referentes a localização e o formato das treliças verticais, as quais foram pré-determinadas, de forma que, para buscar otimizar a estrutura, foram variadas as rigidezes das barras que compõem estas treliças.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.3.1. Simulação Numérica de Estrutura Contraventada com Treliças Verticais

Para simular a estrutura contraventada com treliças verticais, foram utilizadas barras em perfis CS, que têm suas dimensões padronizadas pela norma ABNT-NBR 5884 [16], que formam o contraventamento desejado. O mesmo tipo de perfil foi utilizado para compor as colunas. As vigas foram calculadas com perfis "I" laminados, seguindo dimensões correntes de fabricantes. Os contraventamentos em treliça foram ligados de forma flexível (ligação rotulada), assim sendo, não recebem momentos provenientes dos pilares, funcionando apenas como tirantes, que resistem à tração, ou escoras, que resistem à compressão. As vigas também foram conectadas de forma flexível, pois, neste sistema, elas possuem o papel apenas de suporte das cargas verticais, abrindo mão das conexões rígidas, que são mais complexas.

Em uma primeira tentativa de estabilizar a estrutura em análise linear para que o deslocamento no topo do prédio estivesse dentro dos limites estabelecidos na ABNT-NBR 8800 [7], foram definidas treliças verticais da base até o topo, nos eixos 4 e D, que são centrais. Entretanto, a estrutura em análise é assimétrica em ambas as direções, o que cria desequilíbrios naturais de cargas e, conseqüentemente, torção. Devido a esta torção, optou-se por remover os contraventamentos centrais e inserir nas faces externas do edifício, conforme Figura 3, nas seguintes posições:

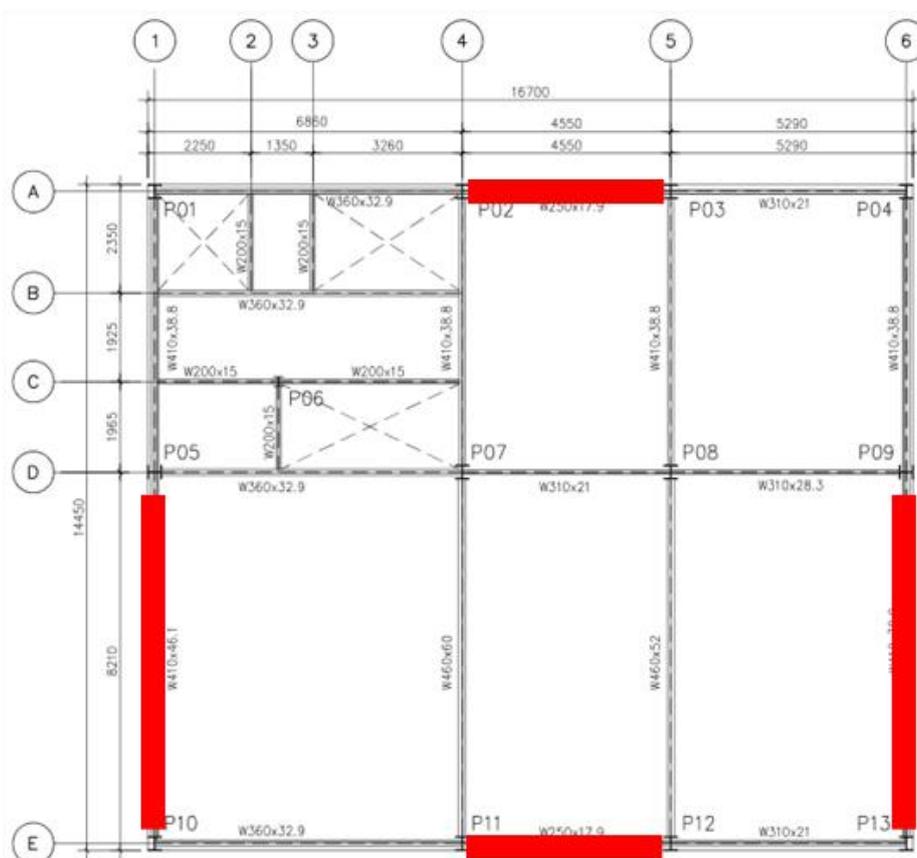


Figura 2 - Planta com a localização das treliças verticais
Fonte: As autoras (2016).

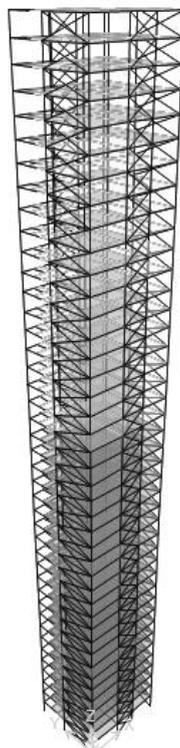


Figura 3 – Vista tridimensional do modelo numérico contraventado com treliças
Fonte: As autoras (2016).

A partir disto, iniciou-se um trabalho iterativo até obter-se pilares, vigas e contraventamentos com resistência adequada perante aos esforços, além de deslocamento do topo do edifício dentro dos parâmetros normativos. Nas primeiras simulações feitas, foram variadas as seções transversais dos pilares e das diagonais da treliça para buscar uma maior rigidez do conjunto.

Entretanto, foi observado que grandes acréscimos de rigidez nos pilares e na treliça não geravam melhorias significativas na deslocabilidade lateral. Desta forma, foi possível inferir que apenas o sistema de treliças verticais não era suficiente. Foram então inseridos contraventamentos horizontais, que transmitem os esforços da treliça vertical para os pilares externos. Como os contraventamentos verticais estavam localizados nas fachadas, essas peças horizontais formaram cintas de treliça, também conhecidos como *belt trusses*.

Esse sistema, conforme apresentado na Figura 4b, produz inflexões nos diagramas de momentos fletores pela introdução de uma cinta treliçada no topo e na Figura 4c uma descontinuidade no diagrama na região da cinta intermediária. Para a estrutura em estudo, foram feitos testes com um, dois e três cintas equidistantes, que, apesar da melhoria, não foram suficientes para reduzir o deslocamento lateral até um valor admissível por norma. Ao serem inseridos quatro cintas equidistantes então, foram obtidos resultados admissíveis.

Os resultados admissíveis citados são referentes ao deslocamento lateral admissível no topo do edifício, delimitado pelo Anexo C da NBR 8800 [7]. Não foram consideradas outras limitações, como por exemplo, limitações de deslocamentos e deformações nos materiais dos fechamentos (vidros, alvenarias ou outros materiais), devido ao desconhecimento deste tipo de informação. Neste caso, o valor limite é dado por $H/400$, sendo H a altura do edifício, que é

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

de 123,9 metros. Desta forma, o valor utilizado como limite para deslocamentos laterais é de 309,75mm.

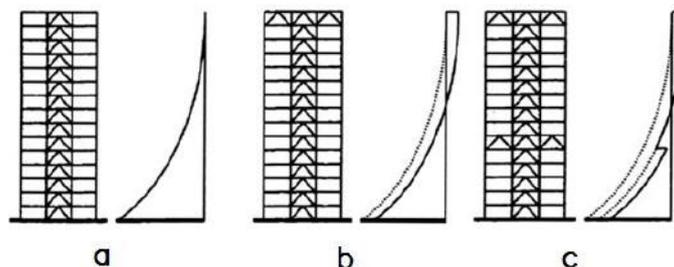


Figura 4 – Diferenças entre diagramas de momento fletor entre edifícios sem e com treliças horizontais
Fonte: Bayati; Mahdikhani e Rahaei [20].

A partir deste modelo estabilizado, com os quatro cintas de treliças horizontais e com pilares e vigas atendendo aos quesitos de resistência e serviço, obteve-se um modelo base. Este modelo base teve como função padronizar os pilares, as vigas e treliças para todas as outras análises. Para permitir uma análise mais coerente, os modelos sem, com uma, duas ou três treliças horizontais foram refeitos a partir do modelo base, além de um modelo numérico onde todas as faces estavam treliçadas de cima a baixo. Estas simulações foram criadas para medir os ganhos relativos de estabilidade com o acréscimo destas cintas horizontais de treliças.

3.3.2. Processamento De Análise Linear

As análises lineares dos modelos numéricos estudados foram feitas sem considerar as não linearidades geométricas ou de material. Através desta análise, foram obtidos os deslocamentos de cada pavimento para os seguintes modelos numéricos: apenas treliças verticais; treliças verticais e mais uma, duas, três, quatro ou quarenta e duas treliças horizontais

Os deslocamentos extraídos de cada combinação provieram da soma de cada ação, ponderada de acordo com os coeficientes de majoração de cada tipo de solicitação. Esta soma gerou um resultado global de deslocamentos e rotações dos nós, sendo selecionados um de cada pavimento. Para padronizar a extração de resultados, foram selecionados os nós onde o pilar P10 se conecta às vigas dos andares.

Dentre os seis resultados de rotações e deslocamentos, foram filtrados para estudo os dois que convém ao presente trabalho: os deslocamentos horizontais em X e Y. Entretanto, para comparação com os limites estabelecidos por norma, é conveniente que se compare o deslocamento total, ou seja, a soma das composições dos vetores em X e Y. Através destes resultados então, as informações necessárias para as análises foram retiradas e comparadas.

3.3.3. Processamento De Análise Não-Linear

Os modelos numéricos citados no item 3.3.2 foram utilizados como base para o processamento de análise não-linear. Nestes modelos, optou-se por utilizar o recurso disponível no *software* utilizado, que permite que sejam levados em conta os efeitos de segunda ordem gerados pelas ações aplicadas na estrutura.

A opção por essa análise foi feita por que a mesma permite obter resultados mais fiéis à realidade, se comparado com o método de cargas nocionais, além de ser de fácil execução.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Como a análise P-Delta é iterativa, os resultados são os correspondentes à estrutura deformada e estável da última etapa da iteração que o programa realizou. Os deslocamentos das demais etapas não foram ser extraídos, devido à forma como estes são apresentados.

3.4. ANÁLISE COMPARATIVA

A partir dos resultados obtidos de cada modelo em arquivos de dados, foram geradas tabelas e gráficos, para melhor visualização dos efeitos das ações na estrutura. Através destas ferramentas, foram feitas as seguintes comparações e/ou análises entre os modelos contraventados com treliças:

- Análise da combinação de estado limite de serviço determinante para a estrutura;
- Comparação nos deslocamentos globais do topo do edifício para as diferentes soluções estruturais (sem ou com treliças horizontais);
- Comparação dos efeitos de primeira e segunda ordem em cada um dos modelos utilizados, classificando-os em grande, média ou pequena deslocabilidade, segundo a ABNT-NBR 8800:2008 [7].

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos modelos numéricos, foram extraídos dados para as discussões do presente trabalho. Dentre elas, estão os perfis estruturais que melhor atenderam às condições normativas impostas, tanto para estado limite último quanto para estado limite de serviço. Além destas informações, há os resultados-foco, que são os deslocamentos dos nós dos pavimentos de acordo com as combinações utilizadas, e para os dois tipos de análise: a linear e não-linear geométrica.

Outro item avaliado foi a correlação entre os dois tipos de análise, da qual se pode inferir qual o grau de sensibilidade a deslocamentos laterais, um item essencial para parametrizar as análises e possíveis dimensionamentos das estruturas.

4.1. MATERIAIS UTILIZADOS

4.1.1. Modelo Base

O modelo base, que serviu de origem para todos os modelos, cujos perfis utilizados foram repassados aos seus sucessores, é formado por vigas em perfis “W”, laminados, conforme apresentado na Figura 1, e pilares metálicos conforme o Quadro 1, e sua legenda, na Figura 5.

TRECHO	PAVIMENTOS	TIPO DE PILAR		
		A	B	C
1	Térreo ao 8º	CS700x640	CS700x441	CS250x76
2	8º ao 16º	CS600x402	CS600x332	CS250x63
3	16º ao 24º	CS500x263	CS500x263	CS250x49
4	24º ao 33º	CS400x155	CS400x201	CS200x34
5	33º ao 42º	CS300x92	CS300x109	CS200x29

Quadro 1 – Pilares utilizados no modelo base e demais modelos numéricos

Fonte: As autoras (2016).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

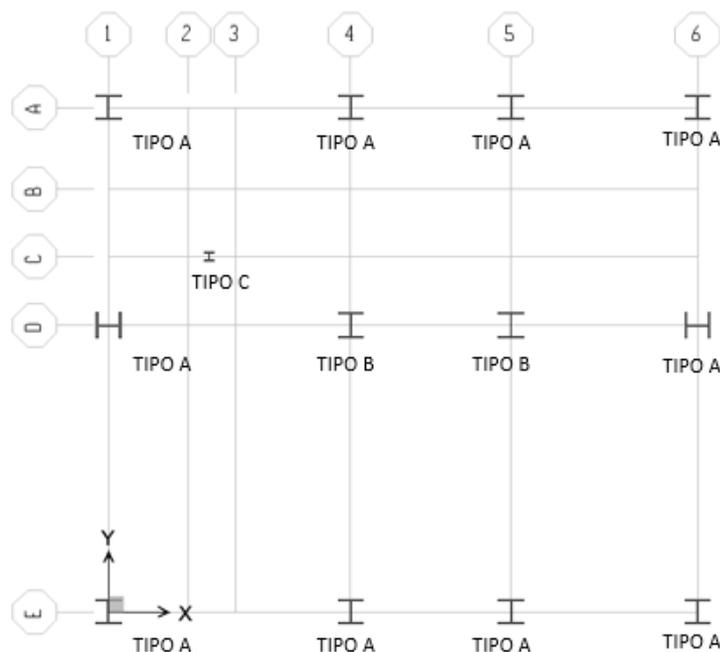


Figura 5 - Legenda de tipos de pilares
Fonte: As autoras (2016).

4.1.2. Contraventamentos Verticais

Para as treliças de contraventamento verticais, foi seguido o mesmo escalonamento dos pilares, variando os perfis utilizados de acordo com os trechos. Esse tipo de variação, tanto para pilares, quanto para barras de treliça, tem a função de reduzir o peso e, conseqüentemente, o custo dos insumos das edificações. Também é observado que não se façam variações em excesso, uma vez que isto pode gerar dificuldades na execução, seja por troca acidental de bitolas, ou por aumentos nos custos de execução.

Os perfis utilizados nas diagonais das treliças verticais estão apresentados no Quadro 2, os quais formaram travamentos em forma de "X" entre pavimentos, seguindo as posições especificadas no item 3.3.1.

TRECHO	PAVIMENTOS	TRELIÇA VERTICAL
1	Térreo ao 8º	CS200x50
2	8º ao 16º	CS200x41
3	16º ao 24º	CS200x39
4	24º ao 33º	CS200x34
5	33º ao 42º	CS200x29

Quadro 2 – Barras de contraventamento utilizadas nos modelos numéricos
Fonte: As autoras (2016).

4.1.3. Contraventamentos Horizontais

Nos modelos em que foram inseridas cintas de contraventamentos horizontais, foram utilizados perfis CS250x63 no intervalo de pavimentos escolhidos em todas as faces do edifício.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Nos trechos que pertencem simultaneamente à treliça vertical e ao cinta horizontal, substituiu-se o perfil da treliça vertical pelo utilizado na horizontal, mantendo o mesmo padrão para todas as *outrigger trusses*.

4.2. DESLOCAMENTOS DOS NÓS

Foram extraídos e analisados os dados dos seis modelos de cálculo com treliças. Os resultados apresentados neste tópico fazem referência à combinação de cálculo ELS8, que foi a que gerou maiores valores de deslocamentos globais.

4.2.1. Modelo Com Apenas Treliças Verticais

O modelo com apenas treliças verticais foi o primeiro a ser analisado, seguindo os perfis estruturais citados no item 4.1, e as posições de treliças verticais conforme já citado em 3.3.1. Nele, trabalhou-se com quatro trechos verticais contraventados, de baixo a cima, que, juntamente com os pilares, receberam a função de distribuir os esforços horizontais e controlar suas deformações.

Com isso, a estrutura se comportou de forma linear, se aproximando a um corpo único e uniforme (pilar engastado na base), como é possível visualizar na curva de deslocamentos nodais do Gráfico 1. Neste gráfico também é visível o acréscimo de deslocamentos que a análise P-Delta proporcionou para esta solução estrutural.

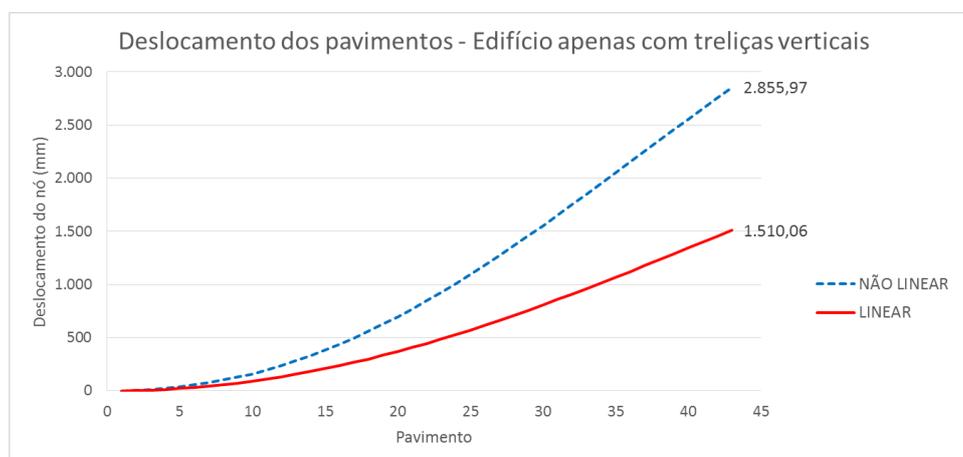


Gráfico 1 - Deslocamentos no edifício com apenas treliças verticais

Fonte: As autoras (2016).

Comparando-se os valores de deslocamento da análise não-linear, 2.855,97mm, e da análise linear, que é de 1.510,06mm, obtêm-se um quociente de 1,89. Este valor indica do grau de sensibilidade aos deslocamentos da estrutura, sendo que, segundo os parâmetros do item 4.9.4 da ABNT-NBR 8800:2008 [7], se categoriza como estrutura de grande deslocabilidade.

4.2.2. Modelo Com Treliças Verticais e Uma Treliça Horizontal

Uma vez observado que a estrutura com apenas treliças verticais não seria suficiente para controlar os grandes deslocamentos da estrutura, estas foram mantidas e foi acrescentado

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

uma linha de treliças horizontais no topo da edificação, formando uma “cinta”. Esta configuração, com a cinta de treliça entre os dois últimos andares, fora adotada seguindo referências bibliográficas, como ilustrado na Figura 4.

Essa configuração estrutural gerou uma mudança na curvatura da linha de deslocamentos e também uma redução considerável na variação de posição do topo do edifício, se comparado ao modelo sem cinta de treliça, como pode ser visualizado no Gráfico 2.

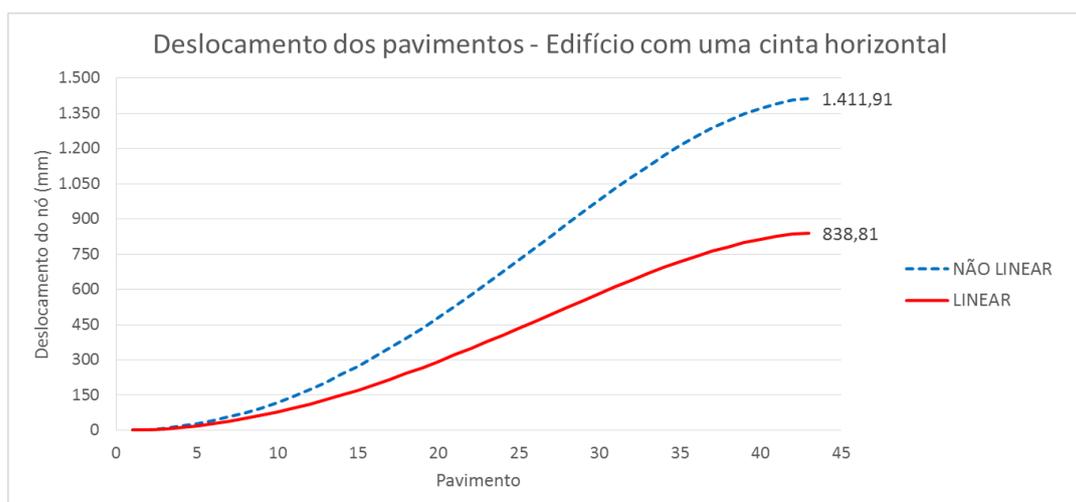


Gráfico 2 - Deslocamentos no edifício com treliças verticais e uma treliça horizontal
Fonte: As autoras (2016).

Para o presente caso, ao se comparar os valores de deslocamento da análise não-linear, 1411,91mm, e da análise linear, que é de 838,81mm, obtêm-se um quociente de 1,68. Comparando-se este valor aos parâmetros de grau de sensibilidade aos deslocamentos da estrutura, é possível inferir que este sistema classifica o edifício como estrutura de grande deslocabilidade.

4.2.3. Modelo Com Treliças Verticais e Duas Treliças Horizontais

Como o modelo com uma cinta de treliça não fora eficiente o suficiente para controlar os deslocamentos horizontais a que a edificação estava suscetível, foi acrescentado mais uma cinta, entre o vigésimo e o vigésimo primeiro andar. Esse sistema, com uma treliça horizontal no topo, e uma na altura intermediária é a mais recomendada pelos autores Camargo [21], Machado [11] e Sáles [3].

Essa configuração estrutural gerou uma descontinuidade na curvatura da linha de deslocamentos, como pode ser visualizado na região circulada no Gráfico 3, na região onde fora inserida a nova cinta de treliças. Isso comprova a teoria de que estas peças enrijecem a edificação, repassando parte dos esforços para os pilares que não estão conectados à treliça vertical. Mais uma vez, houve redução considerável na variação de posição do topo do edifício, se comparado ao modelo anterior, com apenas uma cinta.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

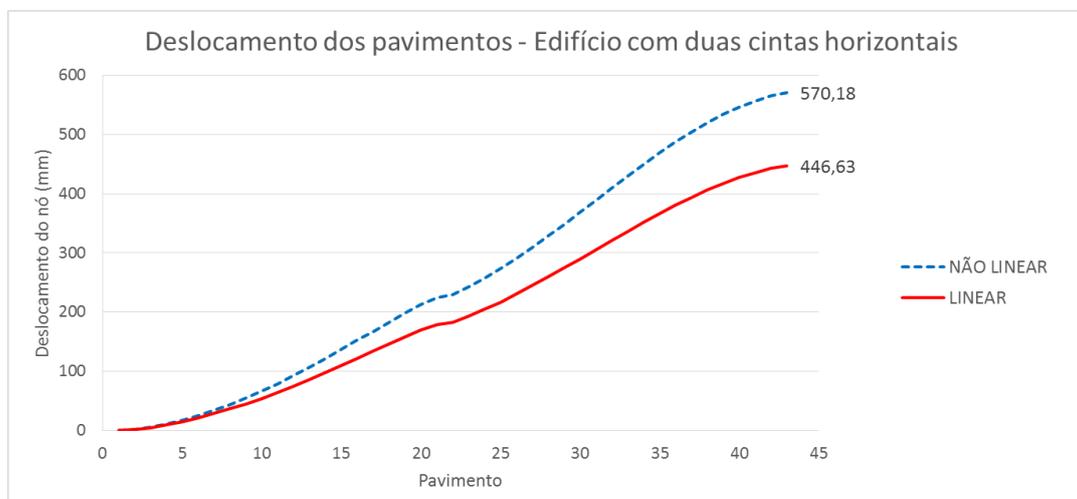


Gráfico 3 - Deslocamentos no edifício com treliças verticais e duas treliças horizontais
Fonte: As autoras (2016).

Para o presente caso, ao se comparar os valores de deslocamento da análise não-linear, 570,18mm, e da análise linear, que é de 446,63mm, obtêm-se um quociente de 1,28. Este valor conduziu a edificação à classificação de estrutura de média deslocabilidade.

4.2.4. Modelo Com Treliças Verticais e Três Treliças Horizontais

Outra análise feita foi a do edifício com as treliças verticais e três cintas horizontais, equidistantes, sendo a primeira entre o 13º e o 14º andar, a segunda entre o 27º e o 28º andar, e por último, uma treliça entre o 41º e 42º pavimento.

Assim como visto no modelo com duas cintas, podem ser observadas, no Gráfico 4, inflexões na curvatura da linha de deslocamentos na região onde estão inseridas as cintas de treliça. Novamente, houve redução na variação de posição deslocada do topo do edifício se comparado ao modelo anterior (duas cintas), porém em menor ordem de grandeza.

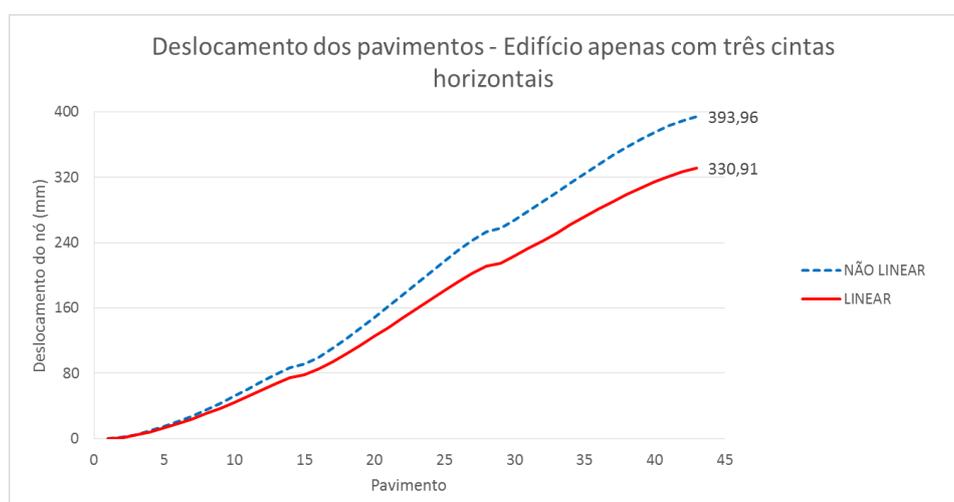


Gráfico 4 - Deslocamentos no edifício com treliças verticais e três treliças horizontais
Fonte: As autoras (2016).

Comparando-se os valores de deslocamento da análise não-linear, 393,96mm, e da análise linear, que é de 330,91mm, obtêm-se um quociente de 1,19, que categoriza a edificação como estrutura de média deslocabilidade. Com o aumento no número de cintas, é possível notar que melhora-se a sensibilidade da estrutura, diminuindo a proporção entre os resultados obtidos por P-Delta e por análise linear.

4.2.5. Modelo Com Treliças Verticais e Quatro Treliças Horizontais

Conforme já citado no item 3.3.1, o modelo de treliças verticais com quatro treliças horizontais foi o que atende aos critérios normativos de deslocamento, para a estrutura estudada. As cintas foram distribuídas da forma mais equidistante possível, sendo a primeira entre o 10º e o 11º andar, a segunda entre o 20º e o 21º andar, a terceira entre o 30º e 31º andar e por último, uma treliça entre o 41º e 42º pavimento.

As discontinuidades nas linhas de deslocamento também podem ser observadas para esta solução estrutural, no Gráfico 5. A redução entre o deslocamento do topo do prédio deste modelo para o de três cintas pode ser observada, porém, com menor magnitude. Os resultados dos dois tipos de análise atendem às solicitações da Norma de estruturas metálicas, o que indica que a presente solução é viável para os quesitos de deslocabilidade lateral.

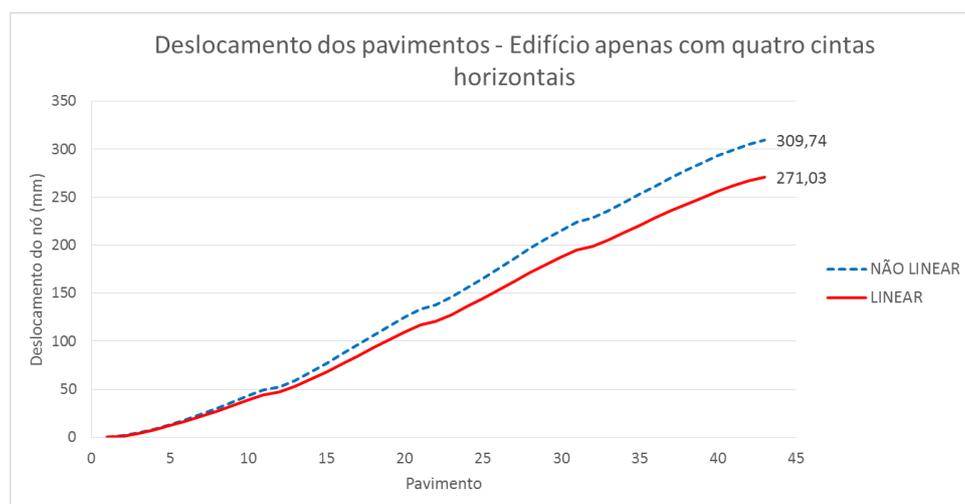


Gráfico 5 - Deslocamentos no edifício com treliças verticais e quatro treliças horizontais
Fonte: As autoras (2016).

Comparando-se os valores de deslocamento da análise não-linear, 309,74mm, e da análise linear, que é de 271,03mm, obtêm-se um quociente de 1,14, que categoriza a edificação como estrutura de média deslocabilidade. Com o aumento no número de cintas, é possível notar que diminui-se a sensibilidade da estrutura, reduzindo a proporção entre os efeitos P-Delta e lineares. Para este modelo estrutural, percebe-se que a edificação está muito próxima ao limiar de estruturas de pequena e média deslocabilidade, isto é, quociente de 1,1.

4.2.6. Modelo Com Todas as Faces Trelaçadas

Um último estudo foi feito, com todas as faces trelaçadas, com o intuito de verificar se esse grande acréscimo de cintas – totalizando 42, geraria ganhos muito significativos ou não. Com a retomada da continuidade da estrutura, as quebras nas linhas de deslocamento não são mais observadas no Gráfico 6. A redução entre o deslocamento do topo do prédio deste modelo para o de quatro cintas pode ser observada com uma redução na ordem de 60%.

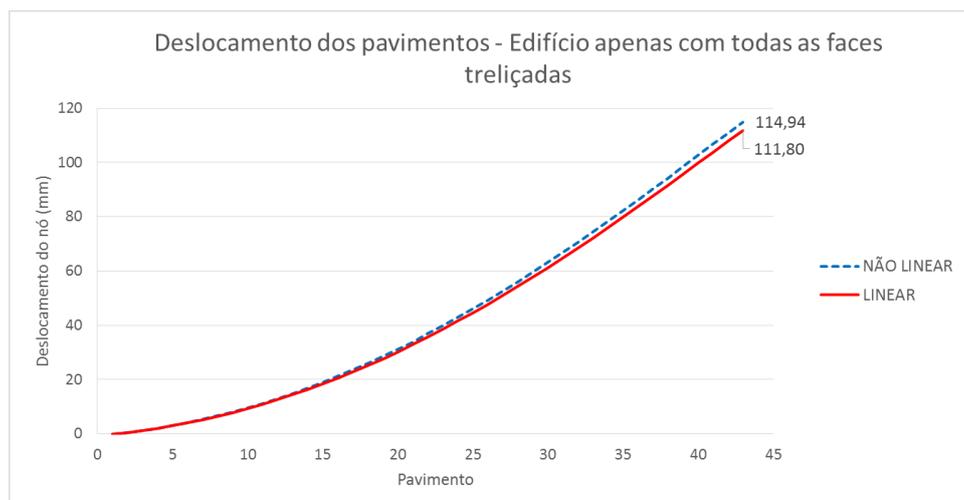


Gráfico 6 – Deslocamentos no edifício com todas as faces trelaçadas
Fonte: As autoras (2016).

Neste último modelo, ao comparar-se os valores de deslocamento da análise não-linear, 114,94mm, e da análise linear, que é de 111,80mm, obtêm-se um quociente de 1,03, que inclui a edificação na categoria de estrutura de pequena deslocabilidade. Ou seja, para esta solução estrutural, os efeitos locais e globais de segunda ordem geram acréscimos de solicitações de aproximadamente 3%.

4.2.7. Comparativos dos resultados

De posse de todos os resultados, é possível observar, no Gráfico 7, os acréscimos de rigidez aos deslocamentos laterais quando inseridas cintas trelaçadas, e também como esse aumento de rigidez faz com que os efeitos de segunda ordem sejam mitigados. As mudanças de rigidez do conjunto e consequentes mudanças no comportamento perante aos deslocamentos também podem ser visualizadas na Figura 6 e, posteriormente, na Figura 7, pode ser observado também as diferentes respostas de cada estrutura aos efeitos de segunda ordem.

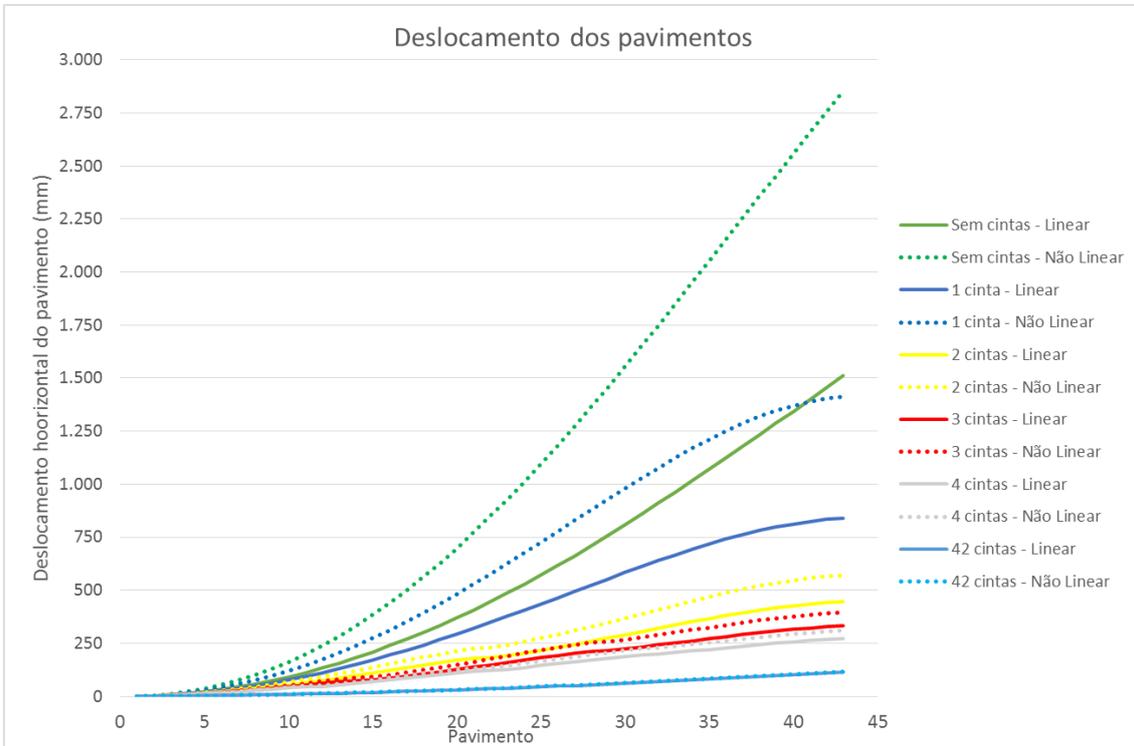


Gráfico 7 - Deslocamentos de todos os modelos
Fonte: As autoras (2016).

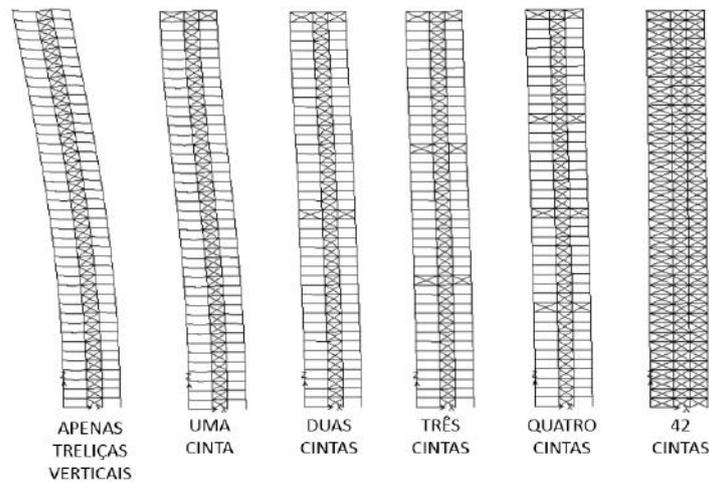


Figura 6 - Modelos deformados em análise linear (escala 20x)
Fonte: As autoras (2016).

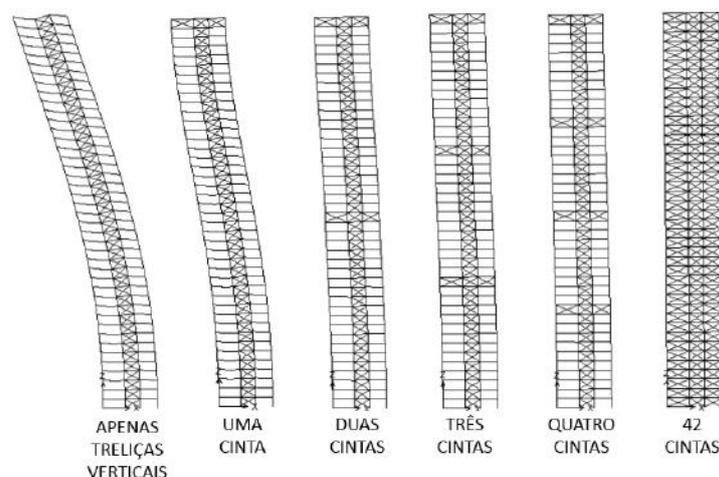


Figura 7 - Modelos deformados em análise não-linear (P-Delta) (escala 20x)
Fonte: As autoras (2016).

Outro item importante que pode ser observado, ao se comparar os deslocamentos do topo do edifício *versus* número de cintas, no Gráfico 8, é que as inserções de cintas iniciais, principalmente as duas primeiras, geram aumentos mais significativos na rigidez, próximos a 45% entre análises, enquanto que para a inserção da terceira e quarta cintas, os ganhos são de aproximadamente 20% cada. As demais cintas geram ganhos em escala cada vez menor, fazendo com que acréscimos de elementos estruturais não resultem em melhoria significativa no controle dos deslocamentos.

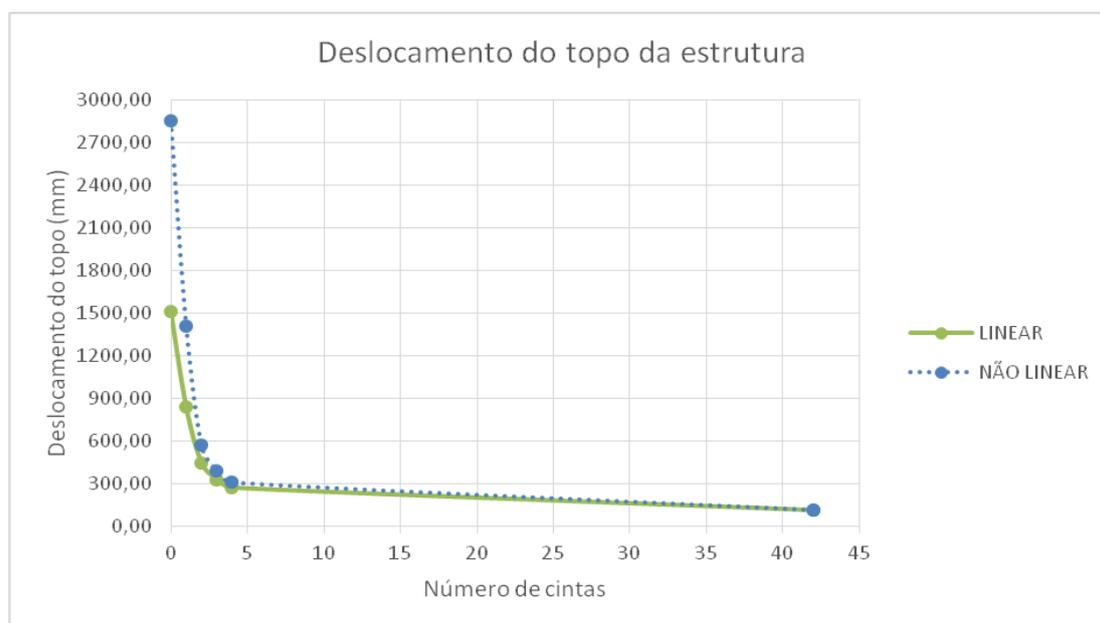


Gráfico 8 – Deslocamentos do topo da estrutura *versus* quantidade de cintas
Fonte: As autoras (2016).

Essa mesma análise é possível de ser realizada ao analisar o quociente entre as verificações de segunda e primeira ordem das estruturas na Tabela 1. Este quociente reduz conforme são

acrescentadas as cintas de treliça, conferindo mais rigidez à estrutura, e conseqüentemente, melhorando a classificação de sensibilidade aos deslocamentos laterais.

Tabela 1 – Classificação dos modelos numéricos quanto à deslocabilidade

Modelo Numérico	An. Linear	An. P-Delta	Quociente	Classificação
Sem cintas	1510,06	2855,97	1,89	Grande deslocabilidade
1 cinta	838,81	1411,91	1,68	Grande deslocabilidade
2 cintas	446,63	570,18	1,28	Média Deslocabilidade
3 cintas	330,91	393,96	1,19	Média Deslocabilidade
4 cintas	271,03	309,74	1,14	Média Deslocabilidade
42 cintas	111,80	114,94	1,03	Pequena Deslocabilidade

Fonte: As autoras (2016).

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho, com seu referencial teórico, estudos e resultados, gerou uma diversidade de informações, das quais foi possível inferir alguns itens. Dentre eles, está a existência de várias soluções estruturais metálicas para edifícios, sejam eles de pequeno, médio ou grande porte. Dentre os motivos que fazem com que uma seja selecionada ou combinada a outras, é o nível de eficiência que elas apresentam para cada situação, a viabilidade arquitetônica, executiva e econômica.

No presente trabalho, foi possível observar claramente que se houver a possibilidade de incluir linhas horizontais de treliças geram-se ganhos significativos de rigidez aos deslocamentos laterais. Os resultados relacionados aos ganhos com a inclusão de treliças horizontais confirmam o comentado por vários autores, de que os maiores ganhos de eficiência se dão com a inclusão de duas cintas: uma no topo e outra no centro. Apesar disso, para a estrutura em questão, foram necessárias quatro cintas para que os deslocamentos horizontais estivessem dentro dos limites.

Outro ponto observado foi que, o sistema com todas as faces treliçadas atendeu às solicitações da Norma ABNT-NBR8800 [7] com uma margem de segurança de 63%, mas é possível inferir que o consumo de material é muito maior se comparado a todos os outros sistemas analisados, o que pode inviabilizar a sua execução.

Como visualizado em todos os modelos numéricos, a análise em segunda ordem, que é mais coerente com o comportamento das edificações, revela um acréscimo nos esforços perante a estrutura analisada em primeira ordem. Nas soluções mais flexíveis, os efeitos são proporcionalmente maiores se comparados às soluções mais rígidas.

Em suma, foi possível observar, em geral, que o projeto de contraventamentos, se adotado como solução, é fundamental para a eficiência estrutural da edificação, além da otimização dos materiais que farão parte do conjunto.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

1. SERRA, Geraldo. Os edifícios muito altos. Revista aU. São Paulo, fev. 2002. Disponível em: <<http://au.pini.com.br/arquitetura-urbanismo/100/os-edificios-muito-altos-23779-1.aspx>>. Acesso em 16 jun. 15, 10:40.
2. CBCA - CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estatísticas**. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-estatisticas.php>>. Acesso em 02 jun. 15, 22:25.
3. SALES, José. J. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. 1995. 257f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1995DO_JoseJairo deSales.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1995DO_JoseJairo%20deSales.pdf)>. Acesso em: 15 mai. 2015, 21:05.
4. SALVADORI, Mario. **Por Que os Edifícios ficam de pé: a força da arquitetura**. Tradução: Eneida Vieira Santos *et al.* 2 ed. São Paulo: Editora WMF Martins Fontes, 2011.
5. FARIA, R. Pirâmide Londrina. **Téchne**. São Paulo, jun. 2012. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/185/piramide-londrina-edificio-mais-alto-da-europa-emprega-estrutura-287980-1.aspx>>. Acesso em 28 mai. 15, 22:00.
6. MARTHA, Luiz. F. **Métodos básicos da análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Tecgraf, 2010.
7. ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
8. BASTOS, André M. C. Q. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifício de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. 2014.76f. Projeto de Graduação – Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
9. ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
10. BORGES, Ana C. L.; FONTE, Antônio O. C.; FONTE, Felipe L. F.; CAVALCANTI, Guilherme A. D. **Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos**. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51. 2009, Recife. Disponível em: <http://xa.yimg.com/kq/groups/2354326/1270629065/name/Edificios+Altos_51CBC0250.pdf>. Acesso em 10 mai. 2015, 16:40.
11. MACHADO, Rafael T. **Análise da viabilidade econômica do projeto estrutural de edifícios de múltiplos andares com estrutura de aço**. 2012. 247f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2012ME_RafaelTamaniniMachado.pdf>. Acesso em 26 mai. 15, 21:10.
12. BELLEI, Ildony. H.; PINHO, Fernando. O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: Editora PINI, 2008.
13. FABRIZZI, Marcela. A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais aço-concreto**. 2007. 233f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-28082007-111757/en.php>>. Acesso em: 15 mai. 2015, 21:05.
14. CBCA - CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estabilidade Estrutural de edifícios de aço**, 2013. Disponível em: <<http://issuu.com/prodweb/docs/informe-cbca-pini-estabilidade-estr>> Acesso em 05 jun. 2015, 20:40.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

15. DIAS, Luís A. M. **Estruturas de aço: técnicas e linguagem**. 7ª edição. São Paulo: Zigurate Editora, 2009.
16. ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Especificação**. Rio de Janeiro, 2000.
17. ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
18. ASCE – AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE Standard ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Virginia, 2010.
19. AISC – AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-10 – Specification for Structural Steel Buildings**. Illinois, 2010.
20. BAYATI, Z.; MAHDIKHANI, M.; RAHAEI, A. **Optimized use of multi-outriggers system to stiffen tall buildings**. In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14. 2008, Beijing. Disponível em: <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_S14-032.PDF>. Acesso em 02 nov. 2015, 14:40.
21. CAMARGO, Rafael E. M. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. 328f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2012ME_RafaelEclacheMoreiraDeCamargo.pdf>. Acesso em: 13 mai. 2015, 22:00.

Tema: Aspectos arquitetônicos das construções de aço

PRÉ-DIMENSIONAMENTO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS DE AÇO EM PERFIS CONFORMADOS A QUENTE DE ABAS PARALELAS*

Danilo Pereira dos Santos¹
Felipe Tavares da Silva²

Resumo

As metodologias aplicadas ao projeto arquitetônico que acumulem em si rotinas de pré-dimensionamento estrutural de maior precisão irão ao encontro de concepções com melhor desempenho e relacionadas a menor consumo de material. Neste sentido, o presente trabalho traz uma rotina de pré-dimensionamento de estruturas em pórticos de aço utilizando perfis conformados a quente de abas paralelas. Esta rotina foi aplicada a uma faixa de valores usuais de vãos e dimensões estruturais, gerando assim uma base de dados com várias combinações de perfis e vãos. A partir desta base de dados, foram gerados gráficos e percentuais de pré-dimensionamento do sistema de piso e do sistema vertical como também as suas consequentes eficiências e taxas de consumo de aço associadas. Estes resultados se apresentam como um mapeamento das vantagens e limitações deste sistema estrutural, visualizando não só a relação entre vão e dimensão das peças do sistema de piso como também o número de pavimentos possíveis do sistema vertical. Com estas informações há maior facilidade em verificar nas fases iniciais de projeto a viabilidade técnico-econômica do sistema em uma determinada aplicação em projeto de edifícios em pórticos de aço.

Palavras-chave: Projeto paramétrico; Pré-dimensionamento; Estruturas; Taxa de consumo.

PARAMETRIC PRELIMINARY DESIGN OF STEEL FRAMES WITH WIDE-FLANGE SHAPED CROSS-SECTIONS

Abstract

The methodologies applied to architectural design that accumulate itself routines of structural preliminary design with more precision will meet design conceptions with better performance and lower material consumption. In this sense, this work brings a preliminary design routine of steel frame structures using hot-rolled wide flange profiles. This routine was applied to a range of useful values of spans and structural members dimensions, thereby generating a database with various combinations of profiles, spans and slab thickness. From this database, were generated graphics from the relations within floor systems and the vertical system, as well as their consequent efficiencies and steel consumption rates associated. These results are presented as a mapping of the advantages and limitations of this structural system, seeing not only the relationship between range and size of the floor system members but also the possible number of floors by the vertical structural system. With this information there is greater ease in check in the early stages of project technical and economic viability of the system in a particular application in the steel frame structure building design.

Keywords: Parametric Design; Structure; Preliminary design; Material ratio consumption.

¹Engenharia Civil, Graduando, Escola Politécnica da Univ. Federal da Bahia, Salvador, Brasil.

²Engenheiro, Dr., Prof. Faculdade de Arquitetura da Univ. Federal da Bahia, Salvador, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A moderna colaboração entre a arquitetura e engenharia, já reconhecida pela materialização de obras como Hancock Center (1969) e Sears Tower (1973) recebeu como poderoso aliado as novas ferramentas computacionais. Desta forma, a cooperação foi elevada a um novo patamar, conforme discutido por Besserud [1], sendo agora possível analisar um grande número de modelos e soluções estruturais em um curto período de tempo.

Tal tendência não só é atraente como também vital para o contínuo desenvolvimento e racionalidade econômica na construção civil. Na obra de um edifício 26% dos seus custos finais estarão investidos apenas na materialização do sistema estrutural, conforme os indicadores pesquisados por Goldman [2].

De acordo com discussão feita por Castro [3], é neste contexto que surgem os processos de parametrização de um modelo estrutural, incluindo a participação de algoritmos genéticos (AGs) que buscam depurar uma solução de desempenho estrutural ótimo através de inteligência computacional.

Não obstante a esta nova conjuntura, Beghini [4] identificou que o desequilíbrio entre engenharia e arquitetura ainda se constitui um dos problemas enfrentados pela indústria da construção em todo o mundo, desta maneira o processo de parametrização poderá se constituir como uma interseção para as etapas de projeto. Ainda, tais soluções paramétricas não têm como únicos alvos a arquitetura e engenharia de estruturas, mas também a engenharia ambiental como destacou Beghini [4], uma vez que através desta mesma metodologia é possível correlacionar variáveis de consumo, custo e eficiência.

Em se tratando de pré-dimensionamento, Rebello [5] anuncia a sua importância e destaca o uso de ábacos e formulações empíricas para sua geração. Entretanto, é comum que estes ábacos de pré-dimensionamento tragam a relação direta entre vão e altura do elemento estrutural individualizado, não dando subsídios para que o arquiteto projetista avalie outros parâmetros de aceitabilidade para a avaliação do modelo, como o comportamento global da estrutura e a taxa de consumo de material.

Por tudo isso, este trabalho se ocupa em apresentar rotinas de pré-dimensionamento que lancem mão de processos computacionais aplicados a um determinado modelo estrutural parametrizado, permitindo ao projetista extrair do modelo desde o número de pavimentos possíveis, perpassando pelas faixas de elementos estruturais elegíveis e alcançando também a delimitação das taxas de consumo associadas.

O consumo de aço indicado por Rebello [5] para edifícios de pórticos com vãos entre 6,0 m e 8,0 m é compreendido entre 25 Kg/m² a 45 Kg/m² para um edifício de até 3 pavimentos e entre 40 Kg/m² a 45 kg/m² para edifícios de 3 a 10 pavimentos.

Conceito de eficiência pode ser admitido como a razão entre a sobrecarga em um elemento estrutural pela carga total, conforme Sandeker [14], e será aplicado nos elementos aqui estudados.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O princípio do estudo consistiu na determinação e análise do modelo estrutural, pois através deste foi possível determinar seus parâmetros e variá-los no intuito de compreender diferentes soluções para esta mesma tipologia. Este sistema estrutural distingue-se em dois sistemas de piso, para os quais será atribuída a denominação Sistema de Piso 2M (Figura 1) e 3M (Figura 2).

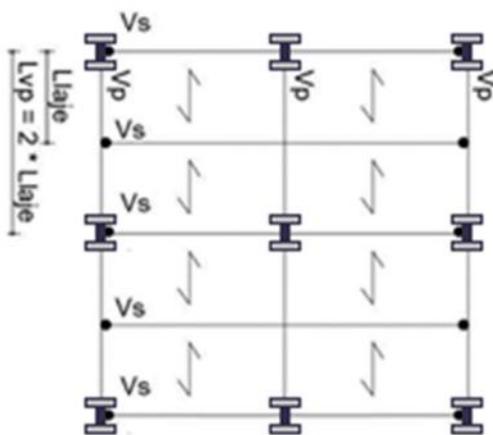


Figura 1 – Sistema de piso 2M. (Fonte: adaptado de Brito e Silva [8]).

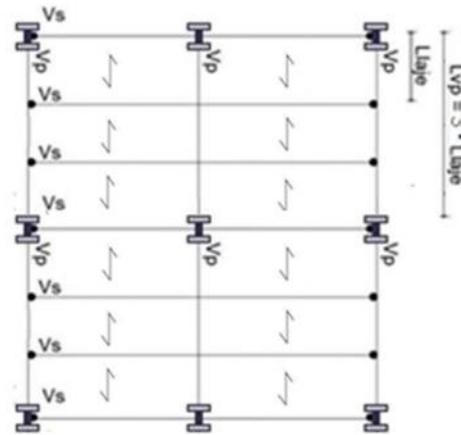


Figura 2 – Sistema de piso 3M. (Fonte: adaptado de Brito e Silva [8]).

Ambos os sistemas de piso poderão ser duplicados horizontalmente e verticalmente, conforme determinações de projeto. Este conceito foi trabalhado por Moussavi [13] na qual a proposta de uma unidade básica é discutida com vistas a sua replicação, esta ideia estende-se também aos sistemas verticais.

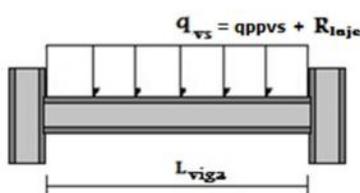


Figura 3 – Viga secundária. (Fonte: elaborada pelos autores).

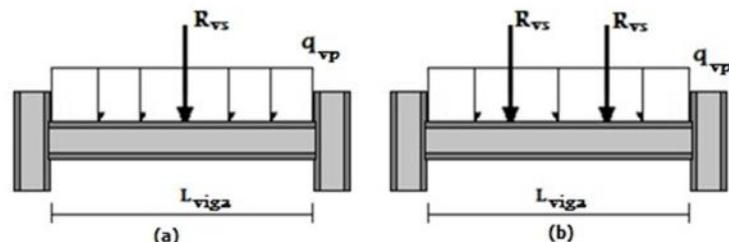


Figura 4 – Vigas principais dos sistemas (a) 2M e (b) 3M. (Fonte: elaborada pelos autores).

Estes sistemas de piso são compostos de vigas principais (V_p) e vigas secundárias (V_s), por definição tratamos como vigas secundárias (Figura 3) aquelas cujo carregamento é dado pela soma de seu peso próprio (q_{ppvs}) com as reações de apoio das vigas-faixa da laje (R_{laje}). As vigas principais (Figura 4) são aquelas que possuem como carregamento apenas seu peso próprio (q_{vp}) acrescido de cargas concentradas promovidas pelas reações de apoio às vigas secundárias (R_{vs}).

Além da variação na geometria do sistema de piso, a natureza das ligações das vigas principais também foi variada durante o estudo, para os casos de vigas principais engastadas, para a qual

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

foi proposta uma formulação de semi-engastamento, por considerar a possibilidade de rotação em função da rigidez no pilar, e rotuladas. Enquanto que as vigas secundárias, para qualquer combinação, mantiveram-se na condição de vigas rotuladas.

Os carregamentos promovidos por ações variáveis sobre a laje seguiram a indicação da NBR6120:1980 [7] na qual recomenda-se 1,5 KN/m² para edifícios residenciais e um carregamento máximo de 5,0 KN/m² para clubes. Em ambos os casos foi adicionada uma carga de 1,0 KN/m² para que estivesse incluído nos cálculos o peso do sistema de revestimento.

Além das combinações de espessura de laje, também foram variadas a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), avaliada para 20, 25, 30, 35 e 40 MPa.

As lajes aqui estudadas são unidirecionais, o que significa que a análise derivou da divisão de sua largura em vigas-faixa de 1 m simplesmente apoiadas às vigas secundárias, de modo que as reações de cada viga-faixa compõe carregamento distribuído apenas sobre as vigas secundárias, conforme sentidos indicados nas Figuras 1 e 2.

Foram examinados dois tipos de lajes para os sistemas de piso propostos: lajes maciças e lajes *steel-deck*. As respectivas formulações analíticas, utilizada nos códigos para a geração dos vãos máximos das lajes, foram propostas por Brito e Silva [8].

A determinação das expressões analíticas de pré-dimensionamento das vigas e pilares em perfis de aço foi realizada de acordo com a NBR8800:2008 [9].

Portanto, os estudos analíticos deste trabalho tiveram como horizonte impor que as resistências de projeto fossem sempre maiores ou iguais às solicitações de projeto (Equação 1).

$$R_d \geq S_d(1)$$

2.1 Parametrização das Vigas

Uma das formulações para vigas principais exige a condição de semi-engastamento em suas extremidades, então se fizeram necessárias equações que descrevessem seus esforços solicitantes e deformações no intuito de que estivessem descritas as solicitações máximas locais por todo o domínio da viga.

Desta forma, foi eleito o método da integração direta aplicado às vigas estaticamente indeterminadas que, conforme enunciado por Hibbeler [10], servirá ao cálculo das reações redundantes e constantes de integração através das condições de contorno e/ou continuidade da viga.

Portanto, a partir das formulações, foram determinadas as solicitações máximas de esforço cortante, momento fletor e deformação para cada uma das tipologias de viga, tais soluções estão indicadas na Tabela 1.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

			Esforço cortante máximo	Momento fletor máximo	Deflexão máxima
Viga Principal	2M	Engastada	$\frac{q_{vp}L_{viga} + R_{vs}}{2}$	$\frac{4q_{vp}L_{viga}^2 + 9R_{vs}L_{viga}}{48}$	$\frac{3q_{vp}L_{viga}^4 + 5R_{vs}L_{viga}^3}{384EI_x}$
		Apoiada	$\frac{q_{vp}L_{viga} + R_{vs}}{2}$	$\frac{q_{vp}L_{viga}^2 + 2R_{vs}L}{8}$	$\frac{5q_{vp}L_{viga}^4 + 8R_{vs}L_{viga}^3}{384EI_x}$
	3M	Engastada	$\frac{2R_{vs} + q_{vp}L_{viga}}{2}$	$\frac{8R_{vs}L + 3q_{vp}L_{viga}^2}{36}$	$\frac{224R_{vs}L_{viga}^3 + 81q_{vp}L_{viga}^4}{10368EI_x}$
		Apoiada	$\frac{2R_{vs} + q_{vp}L_{viga}}{2}$	$\frac{8R_{vs}L_{viga} + 3q_{vp}L_{viga}^2}{24}$	$\frac{135q_{vp}L_{viga}^4 + 368R_{vs}L_{viga}^3}{10368EI_x}$
Viga Secundária			$\frac{q_{vs}L_{viga}}{2}$	$\frac{q_{vs}L_{viga}^2}{8}$	$\frac{5q_{vs}L_{viga}^4}{384EI_x}$

Tabela 1 – Esforços solicitantes máximos para vigas. (Fonte: elaborada pelos autores).

Seguindo recomendação da NBR8800:2008 [9], estas solicitações terão um acréscimo de 40% em acordo com o coeficiente de ponderação dessas ações.

Em conformidade com o explicitado por Pfeil [11], a resistência à flexão de uma viga pode ser afetada pelos efeitos da flambagem local e lateral. A flambagem local foi analisada para todos os perfis que compõe o catálogo avaliado, considerando as três classificações de uma seção quanto a sua ocorrência (compacta, semi-compacta e esbelta). E, uma vez que nenhum dos perfis avaliados foi classificado como de seção esbelta, as formulações estarão restritas para as vigas de seção compacta e semi-compacta.

Para as de seção compacta a flambagem local não ocorrerá, entretanto para as semi-compactas, após o início da plastificação, a viga estará sujeita a flambagem local conforme discutido em Pfeil [11], deste modo o pré-dimensionamento dessas seções se ateu ao regime elástico, para contar a favor da segurança.

Foi adotado para tipologia estrutural deste trabalho vigas continuamente travadas à laje, por meio de conectores conforme ilustra a Figura 5. Portanto, nos elementos sujeitos apenas a momento fletor positivo, a flambagem lateral não ocorrerá, pois a região comprimida encontrar-se-á contida lateralmente, estando impedidos os deslocamentos laterais e rotações de torção.

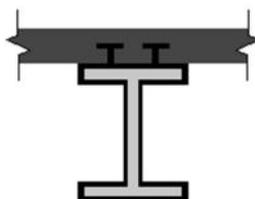


Figura 5 – Ligação mesa-laje por meio de conectores. (Fonte: adaptado de Pfeil [11]).

Entretanto para as vigas principais engastadas, em suas regiões próximas aos apoios, haverá compressão das regiões inferiores do perfil devido à presença de momento fletor negativo.

Por este motivo, para parametrização deste modelo estrutural, foi implementado o primeiro parâmetro: o raio de giração em relação à y, denotado por i_y . Tal parâmetro cuidará de tornar

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

inelegíveis os perfis sujeitos a flambagem lateral, sendo útil apenas para as vigas de ligação rígida e estando fixado através da condição expressa através da equação (2).

$$i_y \geq 0,568 \ell_b \left(\frac{E}{f_y} \right)^{-0,5} \quad (2)$$

Onde E , f_y e ℓ_b correspondem respectivamente ao módulo de elasticidade do aço, sua tensão de escoamento e o comprimento da viga cuja área inferior do perfil está sujeita a compressão.

E, para a determinação deste comprimento ℓ_b , lançamos mão da primeira raiz da equação do momento fletor deduzida para a viga através do método da integração direta, tal cálculo foi implementado junto ao algoritmo e fornece a informação necessária para a determinação do primeiro parâmetro estabelecido.

Tais considerações fornecem parâmetros diferentes para cada tipo de seção, estando as seções compactas parametrizadas a partir do módulo plástico (Z_x), e as seções semi-compactas por meio do módulo elástico (W_x), conforme indicado pela equação (3) para as vigas secundárias, pelas equações (4) e (5) para as vigas principais 2M semi-engastadas e rotuladas respectivamente, e pelas equações (6) e (7) para as vigas principais 3M de semi-engastadas e rotuladas, nesta ordem.

$$Z_x(\text{ou } W_x) \geq \frac{1,54 q_{vs} L_{viga}^2}{8 f_y} \quad (3)$$

$$Z_x(\text{ou } W_x) \geq \frac{1,54}{f_y} \left(\frac{4 q_{vp} L_{viga}^2 + 9 R_{vs} L_{viga}}{48} \right) \quad (4)$$

$$Z_x(\text{ou } W_x) \geq \frac{1,54}{f_y} \left(\frac{q_{vp} L_{viga}^2 + 2 R_{vs} L_{viga}}{8} \right) \quad (5)$$

$$Z_x(\text{ou } W_x) \geq \frac{1,54}{f_y} \left(\frac{8 q_{vs} L_{viga}^2 + 3 q_{vp} L_{viga}^2}{36} \right) \quad (6)$$

$$Z_x(\text{ou } W_x) \geq \frac{1,54}{f_y} \left(\frac{8 R_{vs} L_{viga} + 3 q_{vp} L_{viga}^2}{24} \right) \quad (7)$$

Também, em acordo com a discussão anterior, a área efetiva de cisalhamento por si só constitui um parâmetro suficiente para a elegibilidade de um perfil quando se leva em conta os efeitos provocados pelo esforço cortante, sendo assim a equação (8) traduz este critério para as vigas secundárias, enquanto que as equações (9) e (10) fornecem as áreas efetivas mínimas de cisalhamento para as vigas principais 2M (engastada e apoiada) e 3M (engastada e apoiada), respectivamente.

$$A_w \geq \frac{1,54 q_{vs} L_{viga}}{1,2 f_y} \quad (8)$$

$$A_w \geq \frac{1,54 (q_{vp} L_{viga} + R_{vs})}{1,2 f_y} \quad (9)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$A_w \geq \frac{1,54 (2R_{vs} + q_{vp}L_{viga})}{1,2f_y} \quad (10)$$

Por fim, o último parâmetro que determinará os perfis aptos a compor o modelo responderá às exigências da NBR8800:2008 [9] no que diz respeito aos seus deslocamentos máximos. Desta forma, o parâmetro estabelecido para este critério de pré-dimensionamento será o momento de inércia em relação ao eixo horizontal (I_x), onde a equação (11) estabelece essa parametrização para as vigas secundárias; as equações (12) e (13) para as vigas principais engastadas e rotuladas do sistema 2M, respectivamente; (14) e (15) para as vigas principais engastadas e rotuladas do sistema 3M, respectivamente.

$$I_x \geq \frac{1750q_{vs}L_{viga}^3}{384E} \quad (11)$$

$$I_x \geq \frac{350 (3 q_{vp}L_{viga}^3 + 5 R_{vs}L_{viga}^2)}{384E} \quad (12)$$

$$I_x \geq \frac{350 (5q_{vp}L_{viga}^3 + 8R_{vs}L_{viga}^2)}{384 E} \quad (13)$$

$$I_x \geq \frac{350L_{viga}^3 (224q_{vs} + 81q_{vp})}{10368 E} \quad (14)$$

$$I_x \geq \frac{350 (135q_{vp}L_{viga}^3 + 368R_{vs}L_{viga}^2)}{10368 E} \quad (15)$$

Portanto, as equações (2) à (15) parametrizam o sistema de piso para a unidade básica estudada levando em conta duas diferentes disposições de seus elementos estruturais.

2.2 Parametrização da carga de arrasto do vento sobre o edifício

Para a consideração da carga de vento no sistema de contraventamento estudado, foi considerada uma função que fornece o coeficiente de arrasto da carga do vento, dado pela equação (16).

$$C_a = p_{00} + p_{10}(I1/I2) + p_{01}(Npav Hpav/I1) + p_{20}(I1/I2)^2 + p_{11}(Npav Hpav/I2) + p_{02}(Npav Hpav/I1)^2 + p_{30}(I1/I2)^3 + p_{21}(I1/I2)^2(Npav Hpav/I1) + p_{12}(I1/I2)(Npav Hpav/I1)^2 + p_{03}(Npav Hpav/I1)^3 \quad (16)$$

Coeficientes para a função ajustada do coeficiente de arrasto para cálculo do vento lateral na estrutura de contraventamento	
p_{00}	0,25000
p_{10}	1,35500
p_{01}	0,04627
p_{20}	-0,57050
p_{11}	0,01457
p_{02}	-0,00166
p_{30}	0,07433
p_{21}	-0,00266
p_{12}	-4,65E-05

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

p_{03}	1,88E-05
----------	----------

Tabela 2 – Coeficientes para a equação (16). (Fonte: elaborada pelos autores).

2.3 Parametrização dos Sistemas verticais

Tomando como critério três tipologias básicas de pórticos, auto-contraventados, contraventados e de contraventamento, o desenvolvimento deste trabalho ateu-se aos dois últimos, portanto não compõe o escopo do presente estudo os sistemas de piso cujas vigas principais encontram-se engastadas aos pilares.

Conforme enunciado por Pfeil [11], pórticos cujas ligações viga-pilar são flexíveis não são estáveis para a ação de cargas horizontais, necessitando de um sistema de contraventamento que lhe confira esta rigidez.

Portanto, os pórticos formados pelo sistema de piso 2M, com vigas principais rotuladas aos pilares, que aqui foram analisados, trabalharão solidários a uma torre de contraventamento em treliça K-chevron que irá compor, junto ao sistema de piso e pilares, a estrutura da edificação.

As solicitações horizontais incluídas no cálculo foram as forças devido ao vento, seguindo as especificações da NBR 6123:1988 [12].

No que diz respeito aos pilares do pórtico, o estudo foi feito para o caso crítico do pilar central ao sistema de piso que é o responsável por acomodar as reações a duas vigas secundárias de meio de vão e duas vigas principais.

Conforme explicitado por Pfeil [11], a resistência à compressão será minorada pelo coeficiente adimensional χ , que é função da esbeltez da peça. Há ainda o efeito da flambagem local que é responsável pela redução da capacidade de carga dos pilares, esta consideração, para efeitos de cálculo, é feita através do coeficiente Q , função da geometria e das propriedades mecânicas do aço.

2.3.1 Parametrização dos pilares contraventados

Por estas considerações o número máximo de pavimentos tendo como fator limitante a resistência dos pilares contraventados está expressa pela equação (17), função de χ , Q e das reações R_{vp} e R_{vs} , além da área do perfil coluna em análise, A_s .

$$N_{pav_{pilar}} \leq \frac{Q A_s \chi f_y}{1,54 (2R_{vp} + 2R_{vs})} \quad (17)$$

2.3.2 Parametrização da torre treliçada de contraventamento

Para a torre de contraventamento treliçada, além da resistência mecânica do material avaliada para as diagonais, banzos e montantes da torre, também foram analisados como fatores limitantes a deslocabilidade no topo e a estabilidade global.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As solicitações indicadas na Figura 6, Psp1 e Ps3, para o sistema de piso 2M, referem-se às reações aos apoios de duas vigas secundárias e uma viga principal, enquanto Fv e Ps2 correspondem às solicitações horizontais impostas pelo vento e à reação de apoio a duas vigas secundárias, respectivamente.

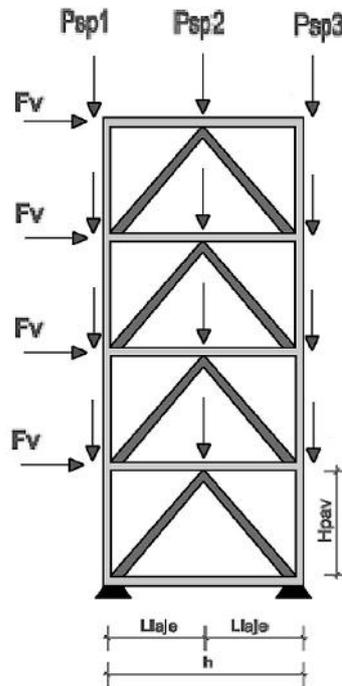


Figura 6 – Torre de contraventamento. (Fonte: adaptado de Pfeil [11]).

No desenvolvimento das equações, I1 e I2 fizeram referência às dimensões da edificação, em planta, I1 indicando o lado de maior comprimento do pórtico. Esses valores, durante a geração dos bancos de dados, estarão diretamente relacionados com os vãos vencidos pela laje, variando apenas a regra de proporção que será discutida na próxima seção.

As tabelas 2, 3, 4, 5 organizam os coeficientes das equações que parametrizam a torre de contraventamento entregando como dado de saída, como uma de suas raízes, o número máximo de pavimentos para cada fator de análise.

$$f_1(N_{pav}) = A_1 N_{pav}^6 + B_1 N_{pav}^5 + C_1 N_{pav}^4 + D N_{pav}^3 + E_1 N_{pav}^2 + F_1 N_{pav} + G_1 \quad (18)$$

Coeficientes para o número máximo de pavimentos devido à deslocabilidade no topo da torre	
Coeficiente	Expressão
A ₁	$\frac{0,00005649 H_{pav}^3}{I1^3}$
B ₁	$\frac{-H_{pav}^2(6978I1^2 + 248250 I2 I1 + 1883 H_{pav} I2)}{50 \times 10^6 I1^3 I2}$
C ₁	$\frac{H_{pav}}{100000000 I1^3 I2^2} (22596 H_{pav}^3 I2^2 \tan(a)^3 - 5649 H_{pav}^2 I2^2 + 9304 H_{pav} I1^2 I2 + 331000 H_{pav} I1 I2^2 - 796800 I1^4 + 1,8252 \times 10^7 I1^2 I2^2)$
D ₁	

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

	$0,75 - \frac{0,00055824 H_{pav}^3 \tan(a)^3}{I1 I2} + \frac{0,00013956 H_{pav}^2}{I1 I2} - \frac{0,01986 H_{pav}^3 \tan(a)^3}{I1^2}$ $+ \frac{0,00022596 H_{pav}^4 \tan(a)^3}{I2^2} + \frac{0,005312 H_{pav} I1}{I2^2} + \frac{4,065 I1}{I2} - \frac{0,12168 H_{pav}}{I2}$ $+ \frac{0,22299 I1^3}{I2^3} - \frac{1,7115 I1^2}{I2^2} + \frac{0,004965 H_{pav}^2}{I1^2} + \frac{0,00003766 H_{pav}^3}{I1^3}$
E ₁	$-0,5 - \frac{0,00055824 H_{pav}^3 \tan(a)^3}{I1 I2} - \frac{0,031872 H_{pav}^2 I1 \tan(a)^3}{I2^2} - \frac{0,00009304 H_{pav}^2}{I1 I2}$ $+ \frac{0,73008 H_{pav}^2 \tan(a)^3}{I1} - \frac{0,01986 H_{pav}^3 \tan(a)^3}{I1^2} + \frac{0,007968 H_{pav} I1}{I2^2} - \frac{2,71 I1}{I2}$ $- \frac{0,18252 H_{pav}}{I1} - \frac{0,14866 I1^3}{I2^3} + \frac{1,141 I1^2}{I2^2} - \frac{0,00331 H_{pav}^2}{I2^2}$
F ₁	$-0,75 - \frac{6,846 H_{pav} I1^2 \tan(a)^3}{I2^2} - \frac{0,031872 H_{pav}^2 I1 \tan(a)^3}{I2^2} + \frac{0,89196 H_{pav} I1^3 \tan(a)^3}{I2^3}$ $+ \frac{16,26 H_{pav} I1 \tan(a)^3}{I2} + \frac{0,73008 H_{pav}^2 \tan(a)^3}{I1} + \frac{1,7115 I1^2}{I2^2} - \frac{0,22299 I1^3}{I2^3}$ $+ \frac{0,12168 H_{pav}}{I1} - \frac{4,065 I1}{I2} + 3 H_{pav} \tan(a)^3 - \frac{0,005312 H_{pav} I1}{I2^2}$
G ₁	$\frac{1}{I2^3} (0,89196 H_{pav} I1^3 \tan(a)^3 + 0,14866 I1^3 - 6,846 H_{pav} I1^2 I2 \tan(a)^3 - 1,141 I1^2 I2$ $+ 16,26 H_{pav} I1 I2^2 \tan(a)^3 + 2,71 I1 I2^2 + 3 H_{pav} I2^3 \tan(a)^3 + 0,5 I2^3)$ $- \frac{48 As E \tan(a)^2}{Dinf Kdes qd}$

Tabela 3 – Coeficientes para a equação (18). (Fonte: elaborada pelos autores).

$$f_2(x) = A_2 N_{pav}^7 + B_2 N_{pav}^6 + C_2 N_{pav}^5 + D_2 N_{pav}^4 + E_2 N_{pav}^3 + F_2 N_{pav}^2 + G_2 N_{pav} \quad (19)$$

Coeficientes para o número máximo de pavimentos devido a estabilidade global da torre	
Coeficiente	Expressão
CTE	$\frac{2727 As E H_{pav}}{875 \left(\frac{1}{\tan(a)}\right)^2 (Psp1 + Psp2 + Psp3)}$
A ₂	A ₁
B ₂	B ₁
C ₂	C ₁
D ₂	$D_1 - CTE \left(\frac{1,883 \cdot 10^{-5} H_{pav}^3}{I1^3} \right)$
E ₂	$E_1 - CTE \left(\frac{H_{pav}^2}{I1^2} \right) \left(0,001655 + 4,652 \cdot 10^{-5} \left(\frac{I1}{I2} \right) \right)$
F ₂	$F_1 - CTE H_{pav} \left(\frac{0,04627}{I1} + \frac{0,01457}{I2} - 0,002656 \frac{I1}{I2^2} \right)$
G ₂	$G_1 - CTE \left(0,25 + 1,255 \frac{I1}{I2} - 0,5705 \left(\frac{I1}{I2} \right)^2 + 0,07433 \left(\frac{I1}{I2} \right)^3 \right)$

Tabela 4 – Coeficientes para a equação (19). (Fonte: elaborada pelos autores).

$$f_3(x) = A_3 N_{pav}^4 + B_3 N_{pav}^3 + C_3 N_{pav}^2 + D_3 N_{pav} + E_3 \quad (20)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Coeficientes para o número máximo de pavimentos devido à resistência da diagonal da torre treliçada	
Ndres _{DIAG}	$\frac{As Q X fy}{1,1}$
Coeficiente	Expressão
A ₃	$\frac{0,00001883 Hpav^3}{I1^3}$
B ₃	$\frac{0,00001883 Hpav^3}{I1^3} - \frac{0,001655 Hpav^2}{I1^2} - \frac{0,00004652 Hpav^2}{I1 I2}$
C ₃	$\frac{0,06084 Hpav}{I1} - \frac{0,001655 Hpav^2}{I1^2} - \frac{0,00004652 Hpav^2}{I1 I2} - \frac{0,002656 Hpav I1}{I2^2}$
D ₃	$\frac{0,07433 I1^3}{I2^3} - \frac{0,5705 I1^2}{I2^2} + \frac{0,06084 Hpav}{I1} + \frac{1,355 I1}{I2} - \frac{0,002656 Hpav I1}{I2^2} + 0,25$
E ₃	$\frac{0,07433 I1^3}{I2^3} - \frac{0,5705 I1^2}{I2^2} + \frac{1,355 I1}{I2} + 0,25 + \frac{7 Psp2 - 10 \sin(a)\tan(a)Ndres_{DIAG}}{4 Dinf Hpav qd \tan(a)}$

Tabela 5 – Coeficientes para a equação (20). (Fonte: elaborada pelos autores).

$$f_4(x) = A_4 N_{pav}^4 + B_4 N_{pav}^3 + C_4 N_{pav}^2 + D_4 N_{pav} + E_4 \quad (21)$$

Coeficientes para o número máximo de pavimentos devido à resistência do banço da torre treliçada	
Ndres _{BAN}	$\frac{As Q X fy}{1,1}$
Coeficiente	Expressão
A ₄	$\frac{4x10^{-9} Dinf Hpav^3 qd \left(\frac{1}{\tan(a)}\right) (1883 - 1883 Hpav)}{I1^3}$
B ₄	$\frac{Dinf Hpav^2 qd}{250000000 I1^3 I2 \tan(a)} (4652 Hpav I1^2 - 1883 I2 Hpav^2 + 165500 I2 Hpav I1 - 4652 I1^2 - 165500 I2 I1)$
C ₄	$\frac{Dinf Hpav qd}{62500000 I1^2 I2^2 \tan(a)} (1163 Hpav^2 I1 I2 + 41375 Hpav^2 I2^2 + 66400 Hpav I1^3 - 1,521x10^6 Hpav I1 I2^2 - 66400 I1^3 + 1,521x10^6 I1 I2^2)$
D ₄	$0,7 Psp2 + 1,4 Psp3 + \frac{Dinf qd}{1250000 I1 I2^3 \tan(a)} (1328 Hpav^2 I1^2 I2 - 30420 Hpav^2 I2^3 - 37165 Hpav I1^4 + 285250 Hpav * I1^3 * I2 - 677500 Hpav I1^2 I2^2 - 125000 Hpav I1 I2^3 + 37165 I1^4 - 285250 I1^3 I2 + 677500 I1^2 I2^2 + 125000 I1 I2^3)$
E ₄	$\frac{Dinf Hpav qd}{250000 I2^3 \tan(a)} (57050 I1^2 I2 - 7433 I1^3 - 135500 I1 I2^2 - 25000 I2^3) - Ndres_{BAN}$

Tabela 6 – Coeficientes para a equação (21). (Fonte: elaborada pelos autores).

$$f_5(x) = A_5 N_{pav}^4 + B_5 N_{pav}^3 + C_5 N_{pav}^2 + D_5 N_{pav} + E_5 \quad (22)$$

Coeficientes para o número de pavimentos devido à resistência do montante da torre treliçada

Ndres _{MON}	$\frac{AsQ \times fy}{1,1}$
Coeficiente	Expressão
A ₅	$\frac{0,000007532 \text{ Dinf Hpav}^4 qd}{I1^3}$
B ₅	$-\frac{\text{Dinf Hpav}^3 qd}{I1^2 I2} (0,000018608 I1 + 0,000662 I2)$
C ₅	$\frac{\text{Dinf Hpav}^2 qd}{I1 I2^2} (0,024336 I2^2 - 0,0010624 I1^2)$
D ₅	$\frac{\text{Dinf Hpav} qd}{I2^3} (0,029732 I1^3 - 0,2282 I1^2 I2 + 0,542 I1 I2^2 + 0,1 I2^3)$
E ₅	$\left(\frac{0,7 Psp^2}{\cos(\alpha)}\right) - Ndres_{MON}$

Tabela 7 – Coeficientes para a equação (22). (Fonte: elaborada pelos autores).

Desta maneira definimos as equações (18) a (22). Suas raízes serão reais e imaginárias, por isso a solução estrutural que representará o número máximo de pavimentos segundo cada fator limitante deverá ser o menor número real positivo diferente de zero de cada uma delas.

2.4 Geração da Base de Dados

Todos os parâmetros cuja formulação foi explicitada na seção anterior foram convertidos em código, através da linguagem de programação R, a fim de que fosse produzido um conjunto combinações estruturais que produzissem ábacos de pré-dimensionamento e que também indicassem conclusões a respeito do desempenho de diferentes sistemas estruturais.

Desta forma, a partir de duas tipologias de lajes, dois tipos de aço e quatro configurações de sistema de piso foram feitas combinações que avaliavam 88 perfis de abas paralelas sob duas diferentes condições de carregamento.

Para a torre de contraventamento foram usadas como opções de barras à treliça os 88 perfis. Sendo que as torres estudadas compreenderam oito diferentes proporções, em planta, de pórtico: 3 x 3, 5 x 3, 7 x 3, 9 x 3, 5 x 5, 7 x 5, 9 x 5, 11 x 5. Sendo que a unidade desta proporção foi adotada como o dobro do vão vencido pela laje, de modo que para cada iteração diferentes comprimentos puderam ser analisados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Através das equações apresentadas e implementadas foram avaliadas 5.795 combinações de sistemas de piso, 241.824 combinações de sistemas de piso com respectivo pilar central e 1.934.592 combinações de torres de contraventamento, estando experimentadas todas as opções de perfis do catálogo para os sistemas de piso propostos nas diferentes proporções de pórtico analisadas.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1 Lajes: relação dimensional e taxa de consumo de concreto

A primeira análise diz respeito à seleção do tipo de laje mais apropriado para determinado sistema, conforme indicação das figuras (7) e (8) é possível determinar uma escolha a partir do desempenho e suas taxas de consumo.

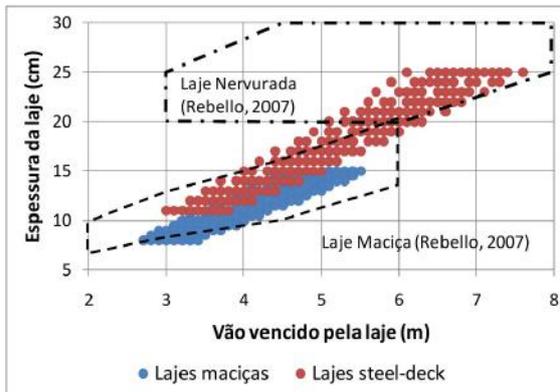


Figura 7 - Relação entre vão e espessura da laje.
(Fonte: elaborada pelos autores)

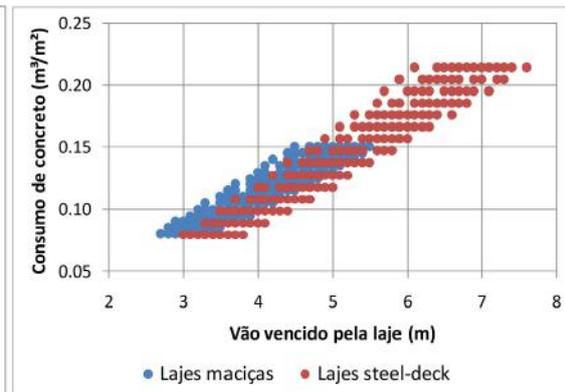


Figura 8 - Taxa de concreto em relação ao vão.
(Fonte: elaborada pelos autores)

Nota-se que a correlação explícita entre espessura e vão vencido pela laje fornecem um poderoso conjunto para a concepção do projeto arquitetônico, explicitando a correspondência entre a geometria e as de taxas de consumo.

3.2 Vigas: relação dimensional, consumo e eficiência

Para a análise do perfil e comprimento das vigas em função dos vãos vencidos, foram construídos gráficos que respondessem às propostas de vigas secundárias, figuras (9) e (10).

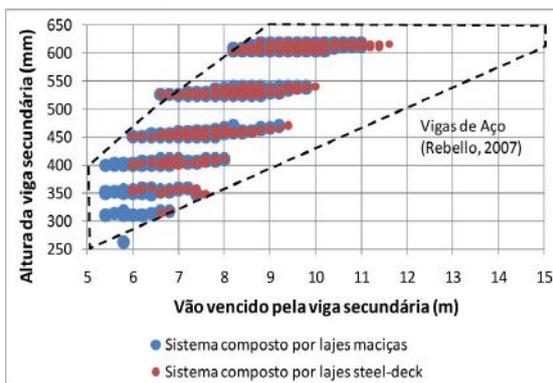


Figura 9 - Relação entre vão e altura da viga secundária em aço MR250. (Fonte: elaborada pelos autores)

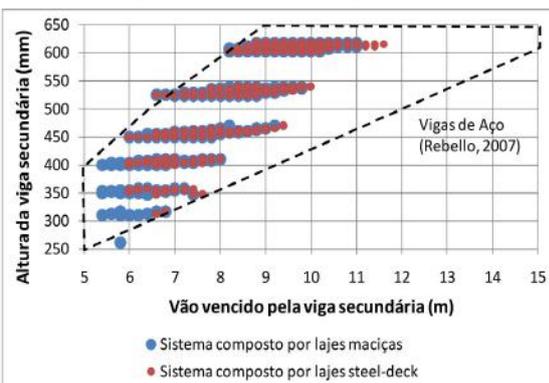


Figura 10 - Relação entre vão e altura da viga secundária em aço AR345. (Fonte: elaborada pelos autores)

Para a seleção dos perfis aptos ao banco de dados foi usado como parâmetro de ordenação que dentre todos os perfis capazes para determinado sistema de piso o eleito fosse aquele que suportasse maior peso tendo menor massa, isto é, aquele de maior eficiência.

Esta ordenação por eficiência afirma, através das figuras 9 e 10, que para as vigas secundárias os perfis mais eficientes serão os mesmos, independente do aço empregado, se MR250 ou AR345.

Desta maneira, para algumas das soluções propostas nestes ábacos, existirão outras opções de perfis mais compactos para o mesmo comprimento de vão, entretanto estes não serão as alternativas de maior eficiência.

Conclusão similar a esta se aplica às vigas principais, figuras (11) e (12), com a ressalva de que apesar da distribuição ser análoga para os dois aços indicados, há particulares distinções, sobretudo para os vãos vencidos pelas seções de até 450 mm de altura.

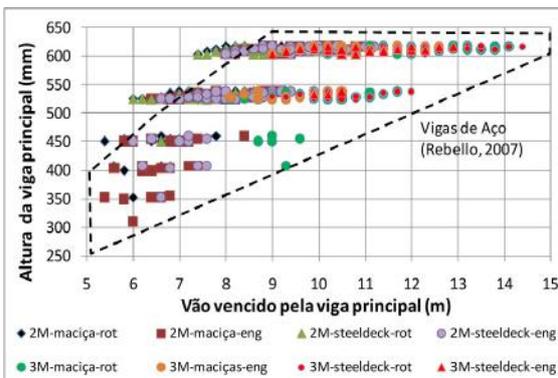


Figura 11 - Relação entre vão e altura da viga principal em aço MR250. (Fonte: elaborada pelos autores)

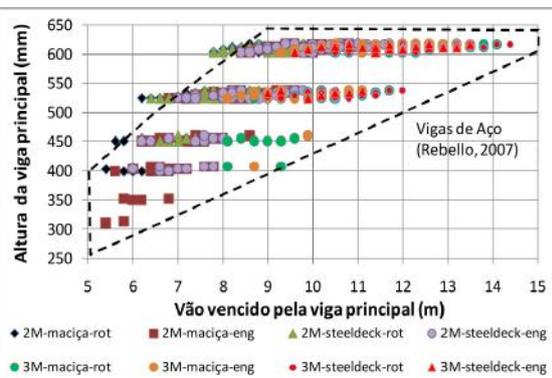


Figura 12 - Relação entre vão e altura da viga principal em aço AR345. (Fonte: elaborada pelos autores)

De maneira análoga foram propostos gráficos que relacionam o consumo de aço. Uma vez que as soluções indicadas através dos cálculos de eficiência apontaram para distribuições iguais ou similares de alturas para os perfis, as relações de consumo de aço por vão vencido também

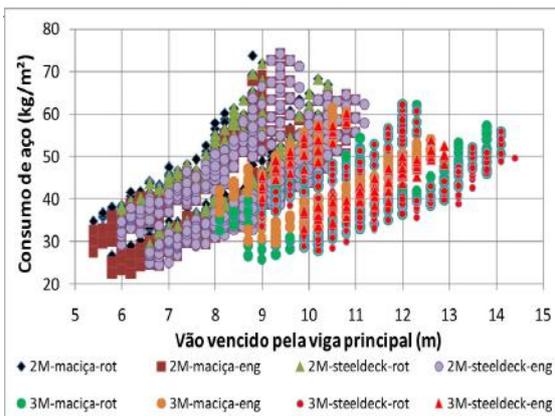


Figura 13 - Consumo de aço dos perfis das vigas em aço MR250. (Fonte: elaborada pelos autores)

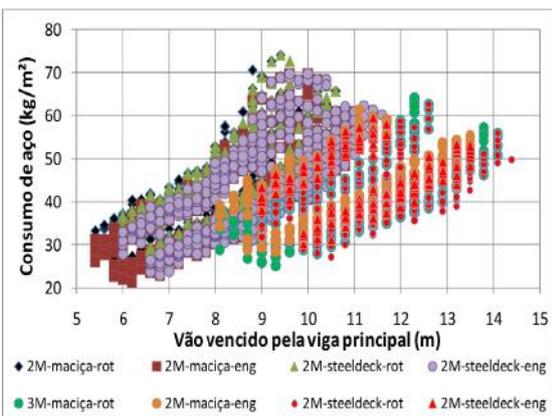


Figura 14 - Consumo de aço dos perfis das vigas em aço AR345. (Fonte: elaborada pelos autores)

O cálculo das eficiências dos perfis, que correlaciona seu peso com a carga suportada, também gerou gráficos expressos nas figuras (15) e (16).

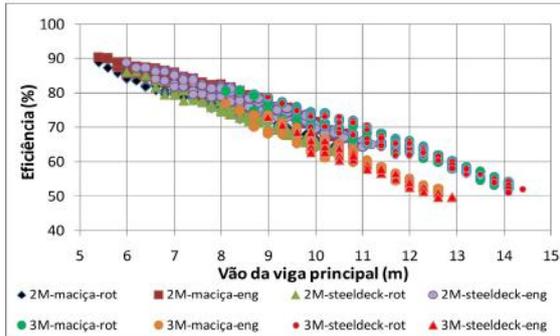


Figura 15 - Eficiência dos perfis das vigas em aço MR250. (Fonte: elaborada pelos autores)

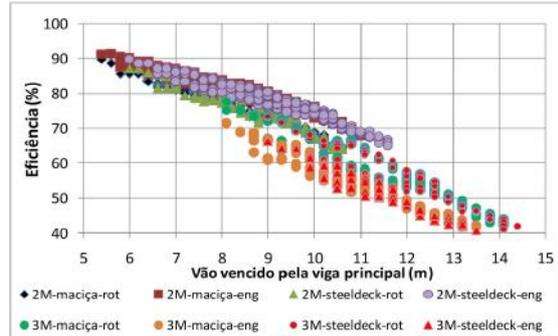


Figura 16 - Eficiência dos perfis das vigas em aço AR345. (Fonte: elaborada pelos autores)

Outra análise advinda dos estudos de eficiência e consumo através dos gráficos acima propostos informa que, não obstante ao fato dos sistemas de piso 2M suportarem maior carga em relação ao peso próprio dos elementos estruturais que o compõe, esses apresentaram, em média, taxas de consumo superiores aos sistemas de piso 3M.

3.3 Sistemas verticais: Número máximo de pavimentos, consumo e eficiência

Outra percepção importante atendida através do pré-dimensionamento por meio da parametrização da estrutura é o número de pavimentos possíveis a partir de determinado perfil para o pilar e/ou barra para a treliça de contraventamento.

3.3.1 Pilar central

Assim, propondo como primeiro fator limitante para o acréscimo de pavimentos a resistência do pilar central do sistema de piso, foi possível delimitar gráficos que correlacionam à altura do perfil analisado o número máximo de pavimentos possível a ele.

Esta análise foi feita de modo particular para os pilares em MR250 e AR345 aplicados às lajes maciças, figuras (17) e (18), e steel-deck, figuras (19) e (20) do sistema de piso 2M cujas vigas principais se encontram rotuladas.

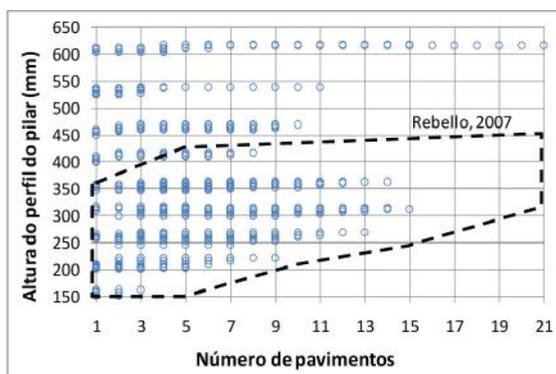


Figura 17 - Relação do número de pavimentos e perfis do pilar em aço MR250 e laje maciça. (Fonte: elaborada pelos autores)

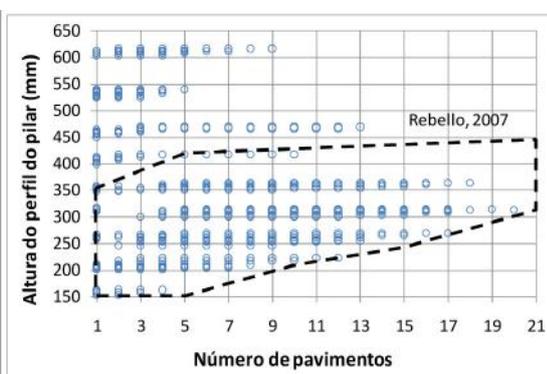


Figura 18 - Relação do número de pavimentos e perfis do pilar em aço AR345 e laje maciça. (Fonte: elaborada pelos autores)

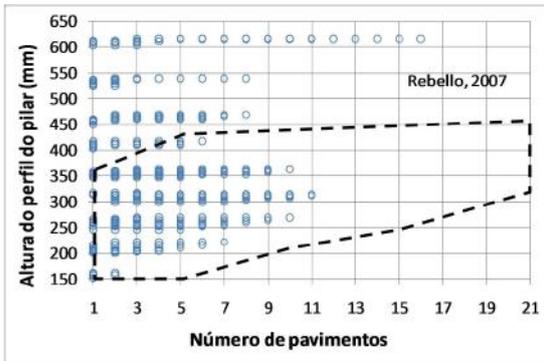


Figura 19 - Relação do número de pavimentos e perfis do pilar em aço MR250 e laje steel-deck.
(Fonte: elaborada pelos autores)

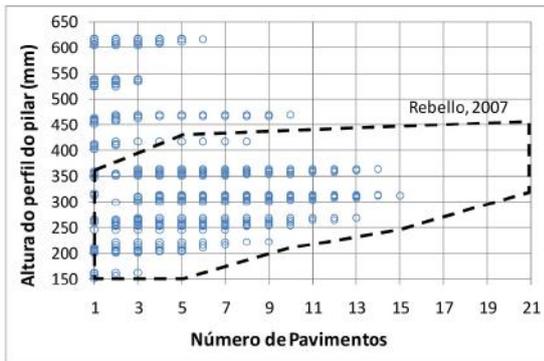


Figura 20 - Relação do número de pavimentos e perfis do pilar em aço AR345 e laje steel-deck.
(Fonte: elaborada pelos autores)

Compondo a análise também foram propostos gráficos que indicassem o consumo e a eficiência destes sistemas, indicando a distinção entre os aços MR250 e AR345, seguem as soluções para as lajes maciças e steel-deck através das figuras (21), (22) e (23), (24).

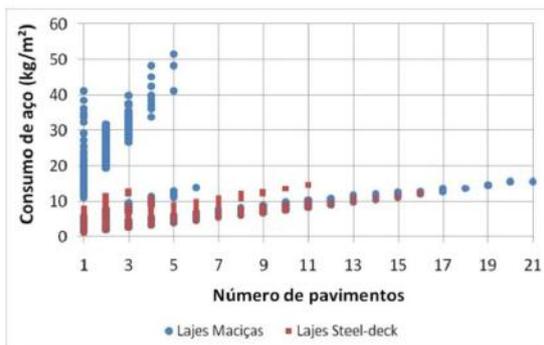


Figura 21 - Consumo de aço dos pilares de perfis em aço MR250.
(Fonte: elaborada pelos autores)

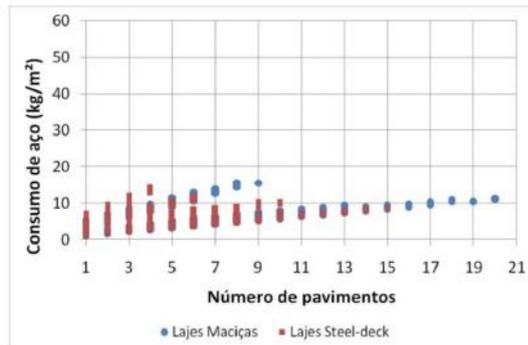


Figura 22 - Consumo de aço dos pilares de perfis em aço AR345.
(Fonte: elaborada pelos autores)

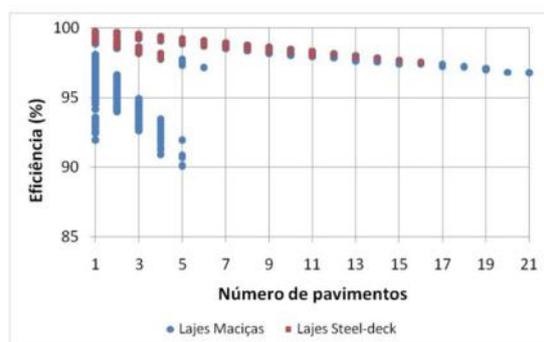


Figura 23 - Eficiência dos pilares de perfis em aço MR250.
(Fonte: elaborada pelos autores)



Figura 24 - Eficiência dos pilares de perfis em aço AR345.
(Fonte: elaborada pelos autores)

É possível identificar composições para as quais, não obstante o peso do perfil, o número de pavimentos vencidos varia. Tais eventos ocorrem para os casos em que estão compreendidos os maiores valores de carregamento e, em especial, os maiores vãos do sistema de piso, de modo que é necessária a adoção de perfis mais robustos, mesmo que para um menor número de pavimentos.

Esta conclusão produziu os gráficos, ilustrados por meio das figuras (25) e (26), que correlacionam diretamente os vãos da laje e o número de pavimentos do sistema vertical.

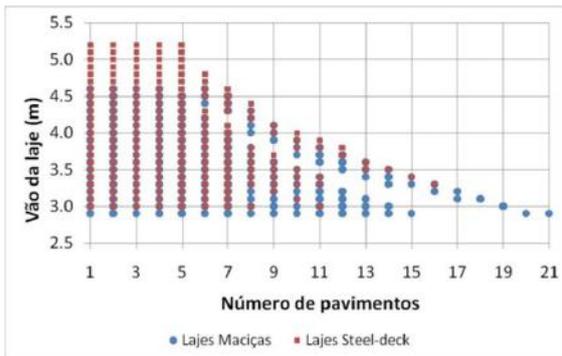


Figura 25 - Relação entre vão da laje e número de pavimentos de pilares em perfis em aço MR250.
(Fonte: elaborada pelos autores)

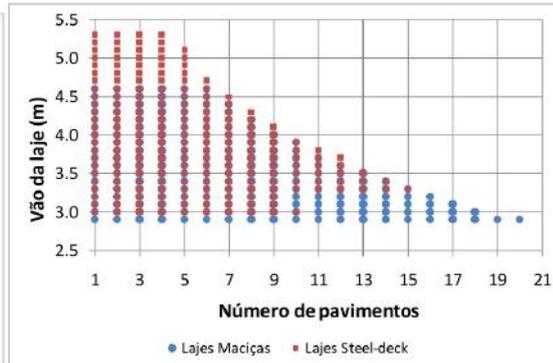


Figura 26 - Relação entre vão da laje e número de pavimentos de pilares em perfis em aço AR345.
(Fonte: elaborada pelos autores)

3.3.2 Torre de contraventamento

Para as barras da torre de contraventamento foram avaliados os aços MR250 e AR345 em todas as combinações do catálogo para as lajes maciças e steel-deck de vigas principais rotuladas. As primeiras conclusões dizem respeito à altura do perfil e ao número de pavimentos que se poderá vencer com ele.

É importante destacar que foram analisadas a estabilidade global da torre, o seu deslocamento no topo e as resistências dos banzos, das diagonais e dos montantes da treliça. Entretanto notou-se que os casos críticos ficaram restritos às três primeiras análises, de modo que apenas elas compõem os gráficos para pré-dimensionamento, ilustrados nas figuras (27), (28), (29) e (30).

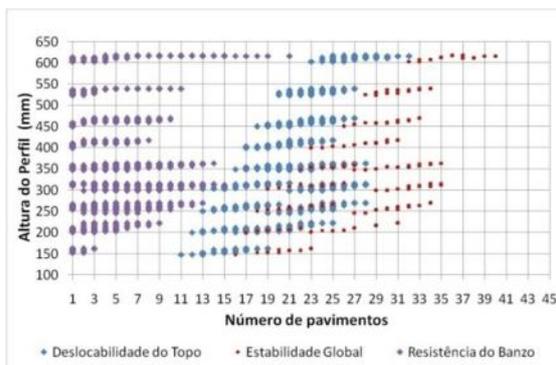


Figura 27 - Relação entre número de pavimentos da torre e perfis em aço MR250 com laje maciça.

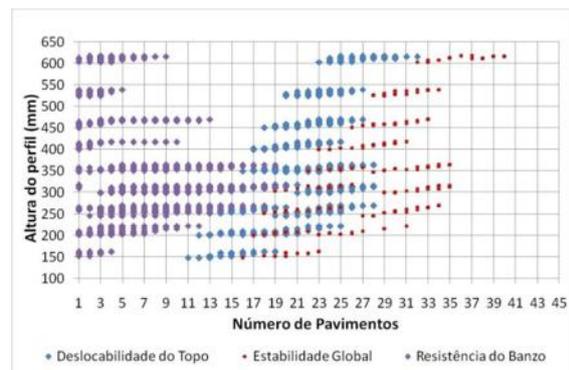


Figura 28 - Relação entre vão da laje e número de da torre e perfis em aço AR345 com laje maciça.

(Fonte: elaborada pelos autores)

(Fonte: elaborada pelos autores)

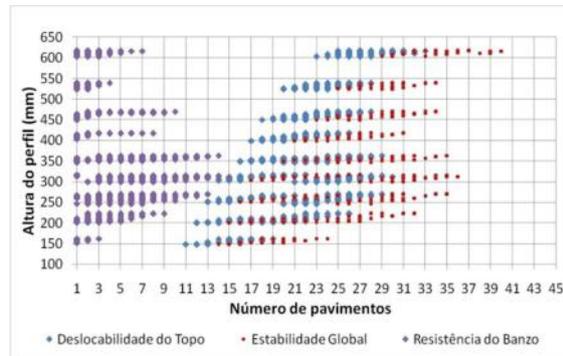
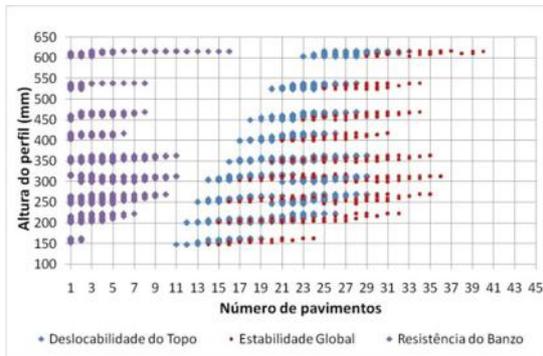


Figura 29 - Relação entre número de pavimentos da torre e perfis em aço MR250 e laje steel-deck.
(Fonte: elaborada pelos autores)

Figura 30 - Relação entre vão da laje e número de da torre e perfis em aço AR345 com laje steel-deck.
(Fonte: elaborada pelos autores)

As torres apresentaram como fator limitante, para a maioria dos casos, a resistência dos perfis, de tal forma que a limitação pelo deslocamento máximo do topo da torre esteve restrita a 0,027% dos casos, não sendo a estabilidade global fator preponderante para nenhum deles.

As análises de eficiência foram feitas em dois gráficos abordando o sistema vertical para lajes maciças e steel-deck em aços MR250, figura (31), e AR345, figura (32).

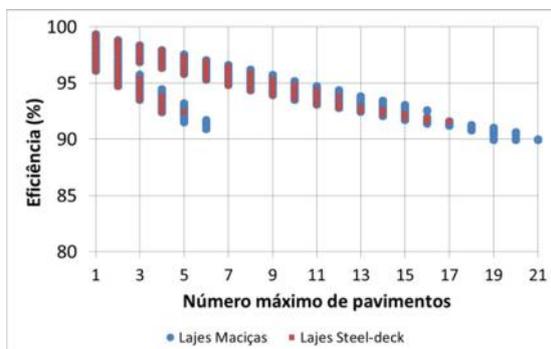


Figura 31 - Relação entre número de pavimentos da torre e a eficiência para aço MR250.
(Fonte: elaborada pelos autores)

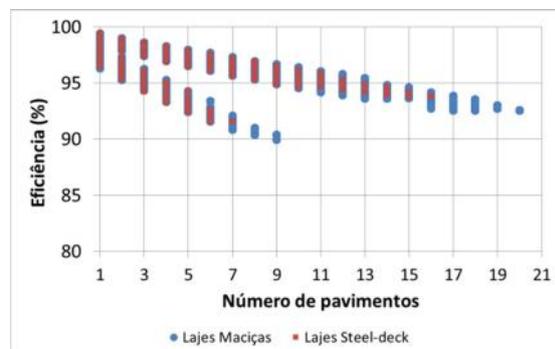


Figura 32 - Relação entre vão da laje e número de da torre e a eficiência para aço AR345.
(Fonte: elaborada pelos autores)

Da mesma maneira obteve-se as taxas de consumo para a treliça de contraventamento que atendem às formulações para lajes maciças e steel-deck em aço MR250, figura (33), e AR345, figura (34).

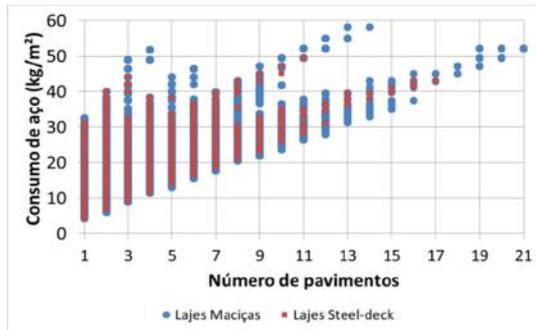


Figura 33 - Relação entre número de pavimentos da torre e o consumo para aço MR250.
(Fonte: elaborada pelos autores)

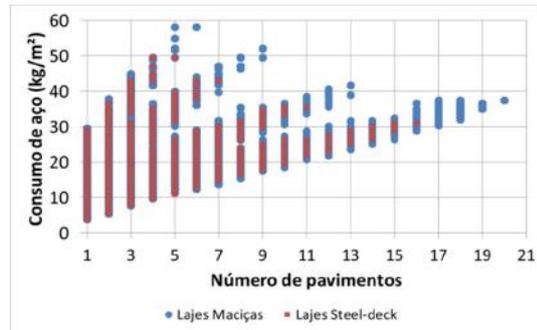


Figura 34 - Relação entre vão da laje e número de pavimentos da torre e o consumo para aço AR345.
(Fonte: elaborada pelos autores)

A eficiência dos elementos estruturais da treliça quando esta funciona como contraventamento para sistemas de piso de laje maciça alcançou valores ligeiramente maiores para um mesmo número de pavimentos. Entretanto as análises de taxa de consumo sugerem que o emprego das lajes steel-deck poderá ser validado tendo em vista sua menor taxa de consumo.

4 CONCLUSÃO

Dentro da perspectiva de um pré-dimensionamento que leve em conta as taxas de consumo como parâmetro de decisão, as lajes steel-deck aparecem como boa solução quando a mínima espessura da laje não é critério decisivo.

Este resultado está posto uma vez que, a partir das análises dos ábacos gerados, para um mesmo comprimento de vão as lajes steel-deck oferecem um menor consumo, em relação as lajes maciças, entretanto compõe uma solução de maior altura de seção.

E, de maneira geral, também é possível concluir que as soluções com sistema de piso 3M se apresentam como aquelas de menor percentagem de consumo por metro quadro.

Neste sentido, o sistema de piso 3M para lajes steel-deck com vigas principais rotuladas mostrou desempenho singular ao entregar os maiores vãos por taxas de consumo de aço e concreto inferiores às demais alternativas.

Outra definição diz respeito ao vão máximo para as vigas, pois apesar do sistema acomodar vãos de até 14 e 12 m, para as vigas principais e secundárias, respectivamente, não estará recomendado que estes ultrapassem os 9 m, uma vez que a partir deste valor de vão a eficiência das vigas decai com maior intensidade.

Para os sistemas verticais foi atestado que os comprimentos maiores de vãos, estabelecidos para o sistema de piso, refletirão no número máximo de pavimentos, requerendo perfis mais pesados aos pilares, impondo um limite mais restrito ao número de pavimentos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Apesar das variações relativas das taxas de consumo de aço AR345 e MR250 para as treliças de contraventamento terem sido pequenas para os menores vãos, após o 11º pavimento é possível afirmar que as alternativas de menor consumo estarão restritas aos aços AR345.

Em resumo, as formulações deste trabalho, também representadas através dos resultados gráficos, trazem ao projetista arcabouço para que as discussões a respeito da forma, como também do desempenho e minoração dos custos e consumo, sejam todas possíveis ainda nas fases iniciais do projeto.

Agradecimentos

Os autores agradecem a FAPESB pela concessão da bolsa de iniciação científica outorgada por meio do pedido de número 7310/2015.

REFERÊNCIAS

- [1] BESSERUD K., KATZ N., BEGHINI A. Structuralemergence: Architecturalandstructural design collaborationat SOM. Architectural Design, 83 (2013): 48-55.
- [2] GOLDMAN, Pedrinho – Introdução ao Planejamento e Controle de Custos na Construção Civil. 2ª edição, Editora Pini, São Paulo, 1986.
- [3] CASTRO L. Inteligência Computacional Aplicada à Engenharia de Estruturas. Tese de Doutorado. Distrito Federal: UnB; 2009..
- [4] BEGHINI L., BEGHINI A., KATZ N., BAKER W., PAULINO G. Connectingarchitectureandengineeringthroughstructuraltopologyoptimization. EngineeringStructures. 2014. 59 716-726.
- [5] REBELLO, Y. C. P. Bases para projeto estrutural na arquitetura. 2. ed. São Paulo: Ed. Ziguarte; 2007.
- [6] TAVARES, S. F. Metodologia de análise do ciclo de vida energético de edificações residenciais brasileiras. Tese de doutorado. Florianópolis: UFSC, 2006
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [8] BRITO, B. L., SILVA F. T. Estudo paramétrico de sistemas de piso bidirecional e unidirecional modulados em concreto armado. 2015; Encontro Brasileiro de Tecnologia de Informação e Comunicação na Construção. Anais 1-13
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [10] HIBBELER, R.C. Resistência dos Materiais - 7.ed. - São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



[11]PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático - 8.ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2009.

[12]ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

[13] MOUSSAVI, Farshid, The Function of Form, Actar D USA. New York, 2009

[14] SANDEKER, Bjorn Normann, Oms pan and space: exploring structures in architecture. Routledge 2008.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Aspectos arquitetônicos das construções de aço

TORRE DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA: UM NOVO OLHAR E POSSIBILIDADES PARA O CENÁRIO DE TRANSMISSÃO BRASILEIRO*

Karine Murta Elias¹
Ricardo Hallal Fakury²
Lucas Figueiredo Grilo³

Resumo

No cenário energético brasileiro, nota-se que uma parcela considerável da energia elétrica produzida é proveniente de usinas hidrelétricas. Por não se restringir a atender somente a demanda local, as linhas de transmissão levam energia para diferentes regiões do país. Essa transmissão, na maioria dos casos, é basicamente feita através de cabos suspensos, sustentados por postes ou torres metálicas. Essas torres, por sua vez, possuem projetos tradicionais, com estrutura treliçada, sem distinção de design quando cruzam cenários urbanos ou rurais. Por essa razão surgem conflitos no ambiente urbano, tanto visuais quanto socioeconômicos. Com o intuito de propor uma nova abordagem para as torres brasileiras, será apresentada uma nova solução, com a concepção de um projeto específico para áreas urbanas. Ao contrário das estruturas convencionais, compostas por perfis de aço de seção aberta, para permitir maior liberdade de criação, a nova torre será constituída por perfis tubulares circulares de aço. Essas mudanças possibilitarão uma nova relação da torre com a população e a paisagem urbana.

Palavras-chave: Perfis Tubulares Compostos Concêntricos; Compressão Axial; Curva de Resistência à Compressão; Estruturas de Aço.

POWER LINES OF TRANSMISSION: A NEW LOOK AND POSSIBILITIES FOR BRAZILIAN TRANSMISSION SCENARIO

Abstract

In the Brazilian energy scenario, it should be noted that a considerable portion of the electricity produced comes from hydroelectric plants. By not restricting the local demand, the transmission of lines play an important role to lead the energy for different regions of the country. This transmission, in most cases, is basically made through suspended cables, supported by poles or metallic towers. These towers, moreover, have traditional projects, with structure of truss, without design distinction when they cross urban or rural scenery. That is the reason for arise conflicts in the urban environment, arise of conflicts: visual, economic and social. With intention to propose a new approach to the towers in Brazil, it will be presented in this paper a new solution, with a specific design for urban areas. In contrast with the conventional structures, composed of steel open profiles, the new tower will be constituted by steel tubular of circular sections profiles, to allow greater freedom of creation. These changes will lead to possible new relationship between the tower, people and the urban landscape.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Keywords: Over Head Power Lines; Electricity; Design; Architecture and Urbanism.

¹ Arquiteta e Urbanista, Mestre em Engenharia de Estruturas, Contagem, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

³ Engenheiro Mecânico, Mestre em Engenharia de Estruturas, Doutorando em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As linhas de transmissão de energia elétrica têm grande importância no Brasil, uma vez que cruzam uma parte considerável do seu território. Partindo de estudos e projetos desenvolvidos no exterior, direcionados para a criação de diferentes tipos de torres, instigou-se a necessidade de inserir o Brasil no contexto de novas possibilidades para o sistema de transmissão aéreo, no que diz respeito às inovações do design para as torres urbanas.

Neste caso, em específico, o projeto da torre deixará de ser fundamentado apenas em relação aos quesitos elétricos e econômicos, sendo questões sociais e urbanas também partes essenciais no desenvolvimento deste trabalho.

1.1 OBJETIVOS

O desenvolvimento de um novo design para as torres urbanas brasileiras tem como objetivo geral incitar novos questionamentos e uma abordagem diferenciada no processo de criação ou ampliação do sistema de transmissão.

Como objetivo principal tem-se a tentativa de trabalhar os impactos causados pela imposição desse equipamento urbano ao meio e à sociedade. A ideia é, através do design, gerar uma sensação visualmente mais confortável e dar maior contextualidade às torres no meio específico no qual serão inseridas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Dada a relevância dos custos em uma linha de transmissão, foi necessária uma análise aproximada de valores, que servirá como um dos comparativos finais da proposta. Para tal, foi tomado como base os gastos de uma concessionária no que se refere a criação de uma linha de transmissão (aérea e subterrânea) de 138kV, tensão mais utilizada em áreas urbanas. Assim, segundo dados fornecidos pela CEMIG:

- A linha de transmissão aérea tem um custo aproximado de R\$ 250.000,00/km, onde o custo das torres representa de 15 a 25% do custo total da linha.
- A linha de transmissão subterrânea tem um custo bastante superior, atingindo R\$ 5.000.000,00/km.

Como pode ser observado, os dois tipos de linhas de transmissão apresentam uma razão de custo de até 20 vezes quando comparados entre si. Por essa razão a implantação das linhas de transmissão aéreas continua sendo uma boa opção financeira para as concessionárias. Desse modo, justifica-se a necessidade de propor um novo projeto de torre mais condizente com as transformações sociais e urbanas, dada a relevância e a quantidade de torres no sistema de transmissão aéreo.

Porém, este trabalho não visa a levar em consideração apenas a questão financeira, uma vez que uma torre de design não usual terá, provavelmente, um custo mais elevado que os modelos padronizados. Ao se basear na ideia de que com o passar dos tempos as necessidades

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

mudam, sejam elas sociais, econômicas ou da própria paisagem urbana, é importante o desenvolver novas opções, de acordo com as necessidades atuais.

Outro ponto importante é o fato de que o projeto das torres instaladas no ambiente urbano é o mesmo empregado em ambientes rurais. O diferencial que pode existir no design está mais ligado às questões relacionadas à transmissão de eletricidade do que especificamente aos locais por onde as linhas passam. Essa situação acaba causando a desvalorização dos locais adjacentes as torres, fato que pode ser trabalhado com um design específico para essas áreas.

2 A TORRE DE TRANSMISSÃO GENERALIDADES

Uma das primeiras linhas de transmissão de energia de que se tem registro no Brasil tinha 2 km de extensão e foi construída por volta de 1883, na cidade histórica de Diamantina (Minas Gerais). No cenário atual da transmissão de energia no Brasil, o país conta com uma rede de transmissão de aproximadamente 107.000 km (ANEEL [1]).

A linha de transmissão, que é parte do sistema de transmissão, é composta de modo geral por uma parte passiva, onde não há a passagem de corrente, no caso as torres, e a parte ativa da linha, onde há passagem de corrente, representada pelos cabos condutores. As torres são estruturas cuja função é fazer a sustentação mecânica dos cabos condutores e para-raios, transmitindo todos os esforços mecânicos à fundação. É justamente esse sistema que possibilita a ligação aérea entre as centrais de distribuição de energia e os consumidores.

O design das torres segue, na maioria dos casos, uma forma padronizada, composta por uma estrutura treliçada de aço. Principalmente por questões econômicas essas estruturas são padronizadas em Famílias de Torres, que são compostas por subestruturas iguais ou similares, como pode ser visto na a Figura 1.

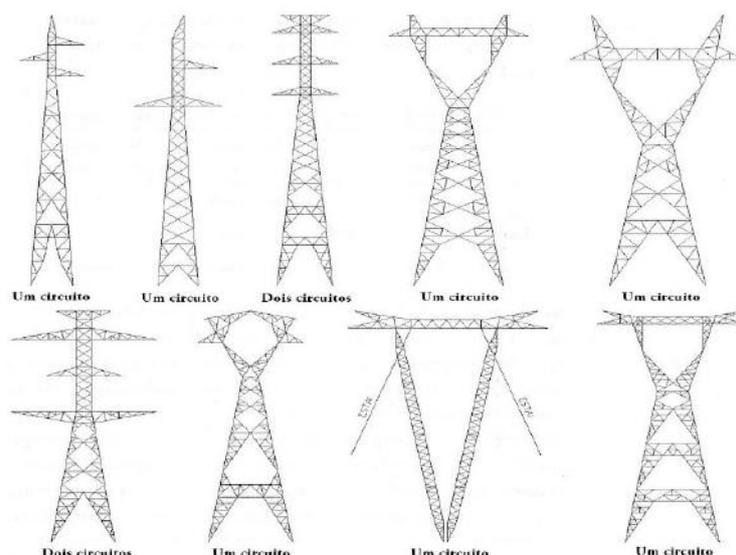


Figura 1 – Configurações de torres para 1 e 2 circuitos (GONTIJO [2], 1994)

Na maioria dos casos as torres são compostas por uma estrutura espacial treliçada de aço, e seguem um formato padronizado por questões econômicas e produtivas. Devido a essa

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

padronização, é possível classificá-las baseando-se em alguns aspectos técnicos, por exemplo, pela quantidade de circuitos.

No caso deste trabalho, a torre não poderá ser classificada segundo sua geometria, pois está fora dos padrões empregados, tanto pela nova silhueta quanto pelo material empregado. Porém, ela pode ser classificada segundo outros critérios técnicos, tais como o número de circuitos, a disposição dos cabos condutores (vertical) e à função (suspensão). Outras definições importantes são a tensão de operação, que no caso será a de 138 kV, escolhida por ser a tensão mais comum em áreas urbanas, e a forma de estrutural da torre, que será autoportante, trabalhando na suspensão dos cabos.

2.2 O MEIO AMBIENTE URBANO E A LINHA DE TRANSMISSÃO

Este projeto é destinado às áreas urbanas, e por isso leva em consideração o entorno imediato do local da intervenção, seja através da criação ou ampliação de uma linha de transmissão. Fazer um projeto dessa natureza em áreas urbanas é uma tarefa difícil, e requer uma análise diferenciada em relação aos projetos concebidos para áreas rurais. Existem alguns fatores que devem ser levados em consideração, como por exemplo a escassez de áreas disponíveis nos grandes centros e seus custos elevados, e a necessidade de essas áreas atenderem à requisitos mínimos para instalação das linhas de transmissão e distribuição de energia.

Com crescente a falta de espaço nos meios urbanos, muitas áreas que tem acesso restrito devido à passagem das linhas acabam sendo ocupadas de forma irregular. Essas situações ocorrem muitas vezes devido ao crescimento acelerado das cidades, à falta de planejamento adequado e de uma estratégia mais eficaz para coibir tais situações de risco. Segundo a ABNT NBR 5422:1985 [3], no trajeto da linha de transmissão deve haver um espaço reservado para o sistema, conhecido como faixa de passagem. Essa é mais uma questão que afeta diretamente no uso e ocupação do solo, aumentando a disputa de espaço nas cidades entre as linhas e as pessoas. Esse conflito pode ter suas proporções reduzidas, a partir do momento que a integração do objeto com o espaço urbano e as pessoas se torne realidade. Uma torre esteticamente diferenciada não irá diminuir os problemas sociais, porém, a partir do momento em que deixar de ser uma imposição e se tornar um marco no ambiente urbano, as relações poderão ser modificadas gradativamente. Segundo ECKARDT [4]:

“Instituir um ambiente que seja socialmente justo, esteticamente durável e tecnicamente eficiente, um ambiente que, acima de tudo crie e preserve o sentido de comunidade com outros, que nos dê importância e segurança, sentido de participação e partilha da vida comum”.

Essas relações nada mais são do que a proposição de uma integração urbana, tornando-se possível através dela a integração social. Para isso é necessário fazer com que as partes do ambiente se ajustem com as necessidades e qualidades específicas do lugar, para que a população se relacione, identifique-se e sinta-se como parte efetiva dele.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1 INOVAÇÕES NO EXTERIOR

O suporte para o desenvolvimento deste trabalho foi obtido pelo conhecimento de estudos, projetos executados e concursos realizados no exterior, voltados para o desenvolvimento de novas possibilidades de design de torres de transmissão de energia. Para ilustrar que esse tipo de projeto já é uma realidade, e não apenas um capricho estético ou arquitetônico, algumas possibilidades de design já desenvolvidas podem ser vistas na Figura 2.

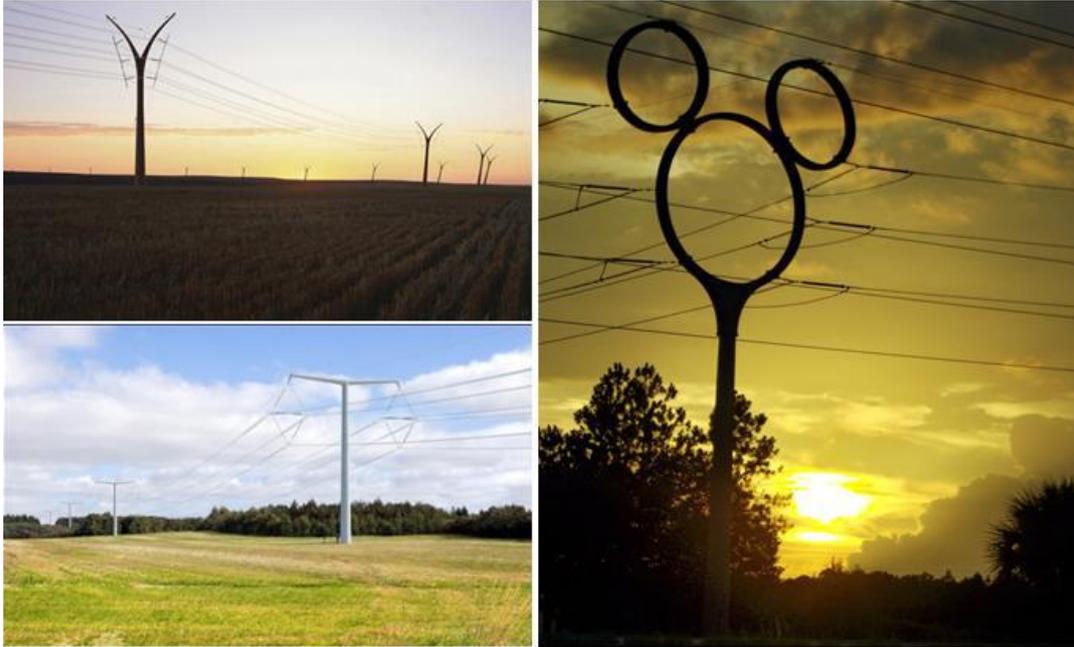


Figura 2 – Diferentes possibilidades de design de torre de transmissão

Essas e tantas outras alternativas demonstram que esse tipo de proposta é viável e que existe a necessidade de que haja modificações graduais na paisagem e no ambiente em geral, à medida que evoluem as necessidades do homem e da própria cidade. Servem também para se opor ao paradigma de que a criação de um novo projeto não possa vir a amenizar os impactos das linhas de transmissão de energia em relação ao meio e à população, sem prejuízo das funções às quais são destinadas.

Por esse e outros motivos já citados, a proposta de desenvolver um novo projeto para as torres de linha de transmissão no Brasil visa não apenas à melhoria estética, mas desenvolver uma estrutura específica para nosso país.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



3.2 PROCESSO DE CRIAÇÃO

Para criar uma forma que carregasse a essência brasileira seria necessário mergulhar na cultura do país. Porém, como se sabe, o país tem uma diversidade cultural muito ampla, o que dificulta a busca por um item que seja capaz de unificar essas diferenças. De modo simplificado, este projeto utilizou-se da bandeira brasileira e suas geometrias para efetuar um estudo apropriado da concepção de forma. Esse ponto em comum seria um símbolo comum entre todos os estados brasileiros. Porém, a bandeira por si só não é capaz de carregar a essência do país, mas foi o ponto de partida para a criação da forma da torre. (Figura 3)



Figura 3 – A bandeira do Brasil e suas geometrias, ponto de partida para a criação da forma

Após o desmembramento das geometrias, alguns croquis foram feitos (Figura 4) na tentativa de chegar à melhor forma possível, onde se utilizasse a menor quantidade possível de perfis sem que o design perdesse sua expressão. Pensando não só nos custos, mas na parte estética da torre, que é o foco principal, optou-se por trabalhar com os perfis tubulares circulares laminados da Vallourec Tubos do Brasil.

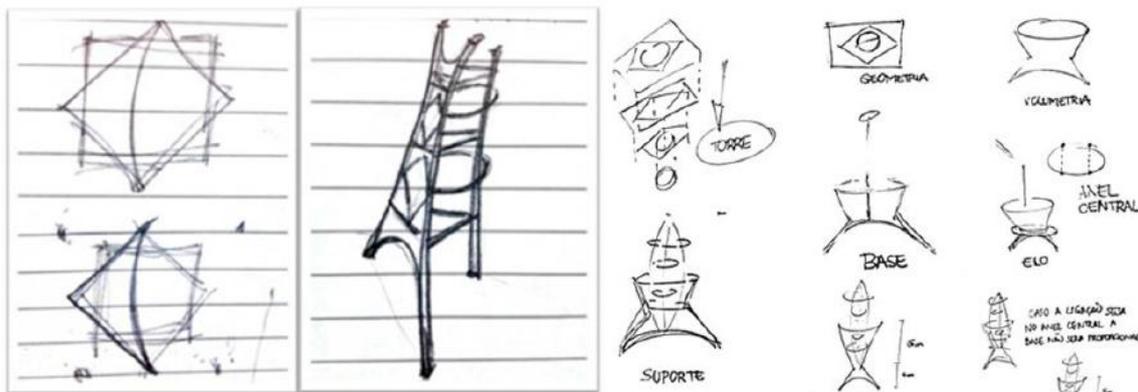


Figura 4 – Estudos de forma, croquis iniciais

3.2.1 Evolução da Forma

Como explicitado anteriormente, as geometrias da bandeira foram submetidas a modificações, junções, adaptações e interações até que a silhueta da torre fosse capaz de atender à expectativa estética e às necessidades estruturais e elétricas.

Durante a concepção do design foram geradas diversas possibilidades até se chegar ao resultado final. Algumas dessas alternativas podem ser vistas na Figura 5. Todas essas estruturas possuem justificativas para não terem sido consideradas ideais para cumprir com o objetivo deste trabalho, seja por questões estéticas, práticas ou elétricas.

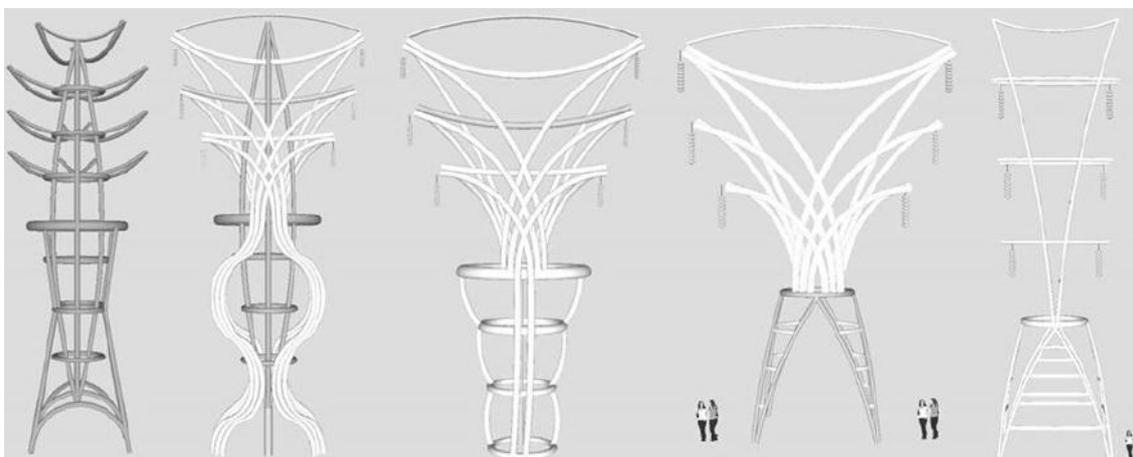


Figura 5 – Evolução da forma

Ainda analisando a Figura 5, como exemplo de questões estética e elétricas, tem-se a primeira estrutura. Foi observado que a geometria dela remete à arquitetura oriental, fugindo do conceito básico que seria fundamentar a torre como um símbolo brasileiro e, além disso, o ângulo das mísulas não é o suficiente para atender aos requisitos elétricos quanto ao balanço da cadeia de isoladores e do cabo condutor. Como problema das demais, de modo geral, nenhuma das formas mostradas levou em consideração a possibilidade de modulação do trecho inferior (base) para, caso necessário, ser possível realizar modificações na altura da base devido a variações topográficas.

Tendo em vista essa questão de lidar melhor com as variações topográficas, algumas adequações foram necessárias. Foram adicionados perfis estruturais que fazem a ligação entre o anel central e a mística inferior, para que a torre tenha maior capacidade de suportar os esforços transversais. Por fim a base tornou-se então modular, podendo sofrer alterações em sua altura conforme diferentes topografias por onde a linha necessite passar, sem que o projeto sofra interferências em suas demais partes. O design final pode ser visto na Figura 6.

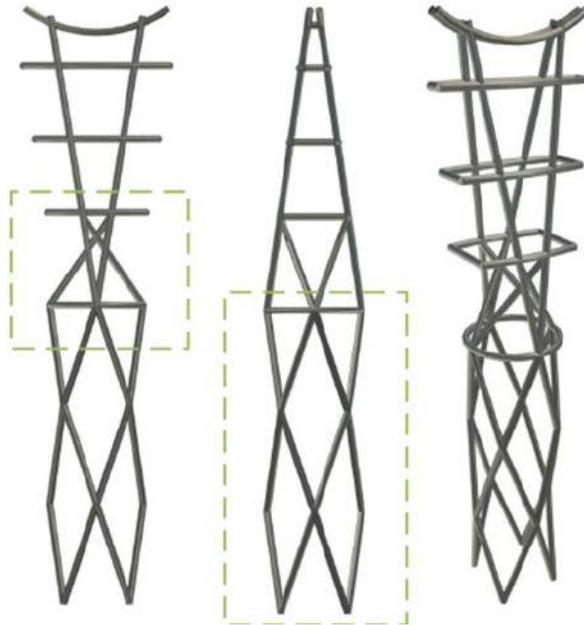


Figura 6 – Adaptações e design final

Fugindo da padronização das formas treliçadas e de forma mais sutil, suavizando sua relação com as pessoas e com o meio ambiente urbano, a proposta concebida é resultado da busca pela melhor opção de projeto. Por fim, o modelo priorizou não somente a otimização da parte elétrica, conforme ocorre atualmente no Brasil, mas também na transformação e adequação dessas estruturas pensando nos espaços urbanos em que serão instaladas. Ao melhorar a conexão com o meio urbano e visando à possibilidade de interação com a população dentro de limites aceitáveis, a torre ganha também uma função social no espaço urbano. A inserção da nova torre na paisagem urbana pode ser vista na Figura 7.



Figura 7 – A nova torre no contexto urbano

4 METODOLOGIA DE APLICAÇÃO

A ideia neste trabalho foi a de propor inicialmente uma mudança na visão de mercado, onde outras questões pudessem ser abordadas nos estudos de linhas de transmissão, levando em consideração a realidade atual dos locais que abrigam ou que receberão novas linhas. Nesse caso, as torres de transmissão de energia deixariam de ser apenas estruturas suportes entre tantas, mas também colaborariam com a melhoria na qualidade dos espaços urbanos nos quais estão inseridas.

Para se chegar ao resultado final foram utilizadas algumas normas específicas, cada uma voltada para as diferentes partes do projeto. A formulação do design se adequou aos parâmetros das normas de linha de transmissão [3] e [6], e após a definição da forma utilizou-se a norma para o cálculo de estruturas de aço [5]. Mesmo com todas as restrições que envolvem uma linha de transmissão, a nova solução mostrou que é possível propor alternativas diferenciadas e que a estética pode auxiliar na integração do objeto no contexto urbano, como mostra a Figura 8.



Figura 8 – Inserção do novo modelo da torre de transmissão no contexto urbano

5 RESULTADOS E CONTINUIDADE

Conforme abordado nesta pesquisa, a idealização de um novo formato de torre para áreas urbanas não se restringiu apenas a questões estéticas ou estruturais. O contínuo crescimento das cidades causa cada vez mais o aumento da demanda por energia, fazendo com que, muitas vezes, a ampliação ou a criação de novas linhas de transmissão gere conflitos com a população pela falta de espaço nas áreas urbanas. Foi pensando nisso que a proposta aqui apresentada abrangeu também os quesitos relacionados a questões urbanas e socioeconômicas, entre outras.

A complexidade das questões intrínsecas a esse tema é grande, uma vez que sua interdisciplinaridade faz com que seja difícil um único setor identificar ou propor soluções aos diferentes problemas relacionados aos impactos causados pela linha de transmissão. Por isso, a nova estrutura é apenas um ponto de partida para novas análises e questionamentos, ou seja, mais uma contribuição à sociedade. Sabe-se também que de modo isolado a solução apresentada não é capaz de mudar a realidade social brasileira, porém além do trabalho em conjunto de diferentes setores e áreas, é imprescindível que haja novos parâmetros de abordagem envolvendo estudos a respeito de linhas de transmissão.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Por fim, ao se pensar em novos empreendimentos a questão financeira não pode estar acima das questões sociais, mas sim ser analisada de forma conjunta, buscando alternativas ou meios de beneficiar todas as partes envolvidas. O desenvolvimento de estudos e de novas soluções para as torres de transmissão de energia para áreas urbanas se enquadra nesse contexto, propondo alternativas aos desafios urbanos e sociais contemporâneos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio incondicional do Mestre Carlos Roberto Gontijo (*in memoriam*). Agradecem também o apoio, interesse e disponibilidade de Carlos Kleber da Costa Arruda, professor do CEFET-RJ; Danilo Campos Lopes, gerente de Gestão da Expansão de Subestações e Linhas da Distribuição da CEMIG; Ivan José da Silva Lopes, professor no Departamento de Engenharia Elétrica da UFMG e Claudenir Janderlino Souza, doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Elétrica da UFMG.

Além das pessoas citadas, os autores agradecem o suporte das agências brasileiras CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais) e CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

REFERÊNCIAS

- 1 ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica; Disponível em: “<<http://www.aneel.gov.br/>>”.
- 2 GONTIJO, C. R.. Cálculo de torres para linhas de transmissão. 1994.
- 3 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR -5422: Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia. p.52, 1985.
- 4 ECKARDT, Wolf Von. “A crise das cidades. Um lugar para viver”. Rio de Janeiro, Zahar Editores, 1975. (pp. 36-43, 51-61, 67-81).
- 5 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR -8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. p.237, 2008.
- 6 International Electrotechnical Commission – IEC-60826: Design Criteria of Overhead.



Tema: Estruturas tubulares de aço

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE LIGAÇÕES TUBULARES TIPO “K”

Luma de Souza Dias¹

Ludmília de Souza Dias²

Carmem Miranda Lage³

Resumo

O dimensionamento de perfis tubulares é uma tarefa árdua, já que os cálculos demandam a necessidade de diversas verificações e a funcionalidade da geometria depende da combinação de determinados parâmetros. Sendo assim, a automação do processo de dimensionamento se torna uma opção desejável pela praticidade, rapidez e assertividade dos resultados. O objetivo deste trabalho foi o de aplicar os procedimentos normativos para a análise e dimensionamento de uma treliça em estrutura de aço com ligações tubulares tipo “K”, analisando o comportamento da ligação e seus modos de falha, com intuito de possibilitar melhor compreensão da NBR 16239 (2013) [2], além de verificar a viabilidade do uso do *software* “*Ligações Tubulares*” [1]. Inicialmente analisou-se a estrutura através do *software* comercial *SAP2000* [3], verificando seu atendimento quanto à resistência. A partir da verificação das solicitações em um determinado nó, foi realizada a análise no *software* *Ligações Tubulares* [1] e paralelamente foi realizada a análise analítica através da NBR 16239 (2013) [2]. Os resultados foram similares, obtendo-se 87% de aproveitamento da ligação, indicando que o *software* *Ligações Tubulares* [1] apresenta viabilidade e aproveitamento para execução de projetos no mercado de trabalho, além de aferir o cálculo analítico.

Palavras-chave: Perfis tubulares; Estruturas de aço; Ligações.

STRUCTURAL BEHAVIOR OF TUBULAR PROFILES TYPE “K”

Abstract

The design of tubular profiles is an arduous task, since the calculations require multiple checks and geometry’s functionality depends on the combination of certain parameters. Thus, the automation of the design process becomes a desirable option for the convenience, speed and assertiveness of results. The objective of this paper was to conduct an analysis of the design of a latticed steel structure with tubular connections type “K” and their failure modes in order to verify the feasibility of using the academic software *Ligações Tubulares* [1], besides to enable better understanding NBR 16239 (2013) [2]. Initially it was verified the structure through commercial software *SAP2000* [3], checking its answer for resistance. From the verification of requests at a particular node, the analysis was performed in the software *Ligações Tubulares* [1] and in parallel analytical analysis was performed by NBR 16239 (2013) [2]. The results were similar; obtaining 87% of connection utilization, indicating that the software *Ligações Tubulares* [1] presents feasibility and usage by market for projects, beyond to assess the analytical calculation.

Keywords: Tubular profiles; Steel structures; Joints.

¹ Engenheira Civil, Aluna de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil-DEVIC, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.

² Engenheira Civil, Aluna de Mestrado, Departamento de Pós Graduação em Engenharia Civil-DPGEC, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

³ Engenheira Civil, Professora M. Sc., Departamento de Tecnologia e Engenharia Civil, Computação e Humanidades – DTECH, Universidade Federal de São João del-Rei, Ouro Branco, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Acompanhando-se as demandas da construção civil brasileira, o consumo de tubos de aço neste setor vem crescendo significativamente no país. As razões para esse crescimento se baseiam nos inúmeros benefícios que a utilização da estrutura tubular pode gerar [4].

Segundo o Catálogo Estrutural Vallourec & Mannesmann Tubes (2011) [5], o uso de perfis tubulares proporciona vantagens como: resistir de maneira econômica a esforços elevados de compressão, torção e efeitos combinados; redução significativa de prazo de construção e custo de gerenciamento do canteiro de obras e redução de desperdícios. Os perfis tubulares possuem propriedades geométricas que tornam possível a elaboração das mais variadas obras com soluções arrojadas e econômicas [6].

Devido ao grande crescimento do uso de estruturas tubulares nos últimos anos, o estudo da ligação entre tubos tornou-se muito importante. Assim, surge a necessidade de uma profunda avaliação comportamental das ligações, uma vez que estas provocam tensões no tubo que devem ser conhecidas para que seja possível a elaboração de projetos otimizados. Na Figura 1 é mostrada uma das formas de se executar uma ligação entre perfis tubulares, onde foi realizada a união direta por solda.



Figura 1: Viaduto Lully [7]

O dimensionamento de barras tubulares é trabalhoso, visto que a funcionalidade da geometria deve respeitar uma combinação de vários parâmetros, o que torna a automação do dimensionamento uma opção desejável, já que o cálculo é uma tarefa árdua devido à necessidade de inúmeras verificações. Desta forma, o peso, a resistência e a rigidez das estruturas podem ser otimizados, modificando a espessura da parede do tubo, sem precisar alterar as dimensões externas da seção ou a geometria da estrutura [8].

1.1 Objetivos

O objetivo desse trabalho foi aplicar os procedimentos normativos para a análise e dimensionamento de uma treliça em estrutura de aço com ligações tubulares tipo “K”, analisando o comportamento da ligação e seus modos de falha, com intuito de possibilitar melhor compreensão da NBR 16239 (2013) [2], além de verificar a viabilidade do uso do software “Ligações Tubulares” [1].

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para o dimensionamento e análise estrutural das ligações, foi utilizada a norma NBR 16239 (2013) [2], além do *software* “*Ligações Tubulares*” [1], desenvolvido pela UNICAMP (Universidade Estadual de Campinas) em parceria com a empresa V & M do BRASIL. Para análise da estrutura tubular foi utilizado o *software* comercial *SAP 2000* e a norma NBR 8800 (2008) [9]. A estrutura analisada é composta por perfis tubulares uniplanares, de seção circular, tanto no banzo quanto nas diagonais, sendo a ligação do tipo “k”, soldada e com afastamento.

1.2 Revisão da literatura

Entre os diversos tipos de perfis de aço empregados na construção civil, têm-se os perfis tubulares de seção transversal circular, quadrada e retangular. A eficiência estrutural desses perfis está relacionada à geometria de sua seção transversal, com capacidade de resistir às altas solicitações de esforços axiais, torção e efeitos combinados de maneira eficiente [10].

Em relação às estruturas construídas com perfis tubulares, podem-se destacar as treliças, em função destas apresentarem excelente desempenho estrutural. As treliças projetadas, a partir de perfis tubulares, apresentam uma capacidade de vencer maiores vãos com menor número de nós, o que torna o custo de fabricação reduzido [11]. O tipo de ligação, entre as diagonais e o banzo, tem grande importância no desempenho estrutural da treliça de perfis tubulares.

Os perfis tubulares circulares recebem a designação de CHS (Circular Hollow Sections) e, quando constituem as estruturas treliçadas, estas apresentam uma melhor distribuição de tensões nas seções, quando comparadas com perfis tubulares de seção tubular retangular. Por outro lado, a ligação soldada, entre perfis tubulares circulares, exige cortes adequados nas extremidades das barras, de modo a ajustar as superfícies de contato antes da soldagem [12].

De acordo com a NBR 16239 (2013) [2], as ligações das diagonais e montantes com os bantos podem ser com afastamento ou com sobreposição. Sendo este afastamento denominado “gap” e a sobreposição conhecida como “overlap”, podendo ocorrer excentricidades em ambas as configurações. Em relação à excentricidade, dependendo do ponto onde ocorrer a interseção da linha central das diagonais em relação ao centro do banzo, estas podem ser classificadas como nulas; positivas (quando o cruzamento ocorre abaixo da linha média do banzo) ou negativas (quando o cruzamento ocorre acima da linha média do banzo) [13]. Na Figura 2 é mostrada uma ligação tubular tipo “k”, com afastamento (g) e excentricidade positiva (e).

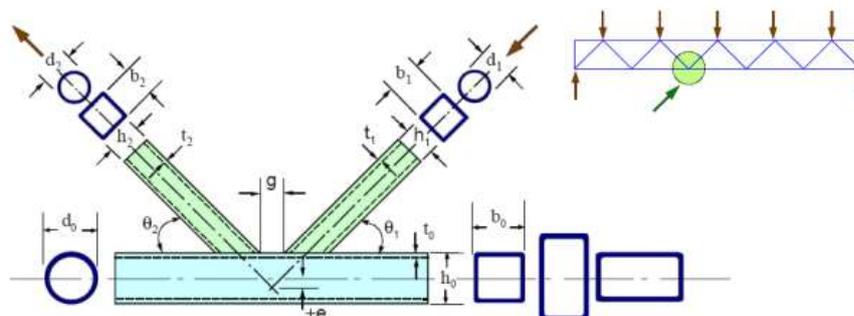


Figura 2: Símbolos usados para ligações do tipo K [11]

Para que o dimensionamento de uma ligação seja seguro, é necessário que haja uma clara identificação de todos os possíveis mecanismos de falha envolvidos na ligação e em seu entorno. Uma avaliação quantitativa da resistência de cada mecanismo é necessária para que se possa obter a correta classificação da resistência da ligação aos vários modos de ruptura, buscando estabelecer uma boa correlação entre a estrutura real e as hipóteses de dimensionamento.

Em ligações com perfis tubulares, o critério de ruína ocorre quando uma região da ligação plastifica-se e não pode mais resistir a um aumento na solicitação. A literatura apresenta diferentes falhas que podem ocorrer dependendo do tipo de ligação, das condições de carregamento e dos vários parâmetros geométricos [14].

Os modos de falha representam as indicações para avaliação da capacidade resistente das ligações segundo o mecanismo desenvolvido em função da configuração da ligação entre a solicitação que está submetida [15].

De acordo com a NBR 16239 (2013) [2], para ligações tipo K de seção circular, o modo predominante de falha é a plastificação da parede do banzo (Modo A), embora a flambagem local prematura da diagonal comprimida também seja possível (Modo D), como mostra a Figura 3.

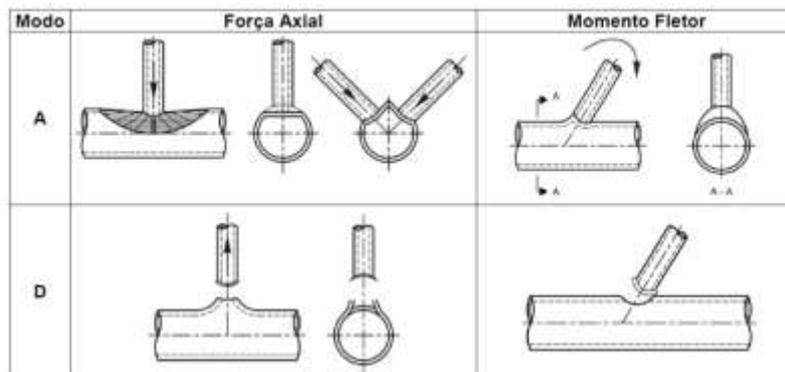


Figura 3: Modos de falha em ligações entre perfis tubulares circulares [2]

Nas ligações soldadas entre perfis circulares, a força resistente de cálculo das ligações deve ser tomada como o menor valor encontrado entre os modos de falha A e D, desde que sejam atendidas às seguintes condições:

- $0,2 \leq d_i / d_0 \leq 1,0$, para todas as ligações;
- $10,0 \leq d_0 / t_0 \leq 50,0$, para todas as ligações, exceto tipo X;
- $10,0 \leq d_0 / t_0 \leq 40,0$, para ligação tipo X;
- $10,0 \leq d_i / t_i \leq 50,0$, para todas as ligações;

Onde:

d_i é o diâmetro de diagonal ou montante em perfil tubular circular ($i = 1, 2, 3$);

d_0 é o diâmetro de banzo em perfil tubular circular;

t_0 é a espessura da parede de banzo em perfil tubular;

t_i é a espessura da parede de diagonal ou montante em perfil tubular ($i = 1, 2, 3$);

Para que os procedimentos de cálculo apresentados na metodologia sejam válidos, devem ser obedecidos os seguintes requisitos:

a) os ângulos θ_i entre o banzo e as diagonais e entre montantes e diagonais adjacentes não podem ser inferiores a 30° ;

b) as extremidades dos tubos que se encontram em uma ligação devem ser preparadas de modo que a forma da seção transversal não seja modificada. Ligações de tubos com extremidades amassadas não são previstas;

c) em ligações com afastamento visando a permitir soldagem adequada, a dimensão g deve ser igual ou superior à soma das espessuras das diagonais ou montantes ligados;

d) em ligações com sobreposição, a ligação deve ter dimensão suficiente para garantir a adequada transferência dos esforços de uma barra para a outra. Para isso, a razão entre a sobreposição q e a dimensão p deve ser maior ou igual a 0,25;

e) quando as barras sobrepostas tiverem espessuras ou resistências ao escoamento diferentes, a barra com menor produto entre essas duas grandezas deve se sobrepor à outra;

f) quando as barras sobrepostas tiverem larguras diferentes no plano da ligação, a barra com menor largura deve se sobrepor à mais larga;

g) para perfis de aço com resistência ao escoamento superior a 350 MPa, a resistência de cálculo deve ser dividida, ainda, por um coeficiente de ajustamento, γ_n , igual a 1,1, com a exceção da resistência da solda;

h) a espessura nominal da parede dos perfis tubulares não pode ser inferior a 2,5mm.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, realizou-se a verificação da estrutura treliçada no *software SAP 2000* (SAP – Structural Analysis Program) [3], baseado no Método dos Elementos Finitos, segundo o código Eurocode 3 (2005) [16], além da utilização da NBR 8800 (2008) [9]. A partir desse resultado, obtiveram-se as cargas solicitantes atuantes no nó escolhido para posterior análise no *software “Ligações Tubulares”* [1].

O cálculo da ligação tipo “k” foi realizado segundo prescrições da NBR 16239 (2013) [2] e pelo *software “Ligações Tubulares”*, desenvolvido pela UNICAMP (Universidade Estadual de Campinas) em parceria com a empresa V & M do BRASIL.

A análise no *software “Ligações Tubulares”* [1] foi feita alternadamente com a análise no *software SAP 2000* [3]. As dimensões da estrutura foram fixadas, atendendo a faixa de validação dos parâmetros geométricos da NBR 16239 (2013) [2]. Posteriormente, variaram-se

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

as dimensões, diâmetro e espessura, das seções tubulares, até que se chegasse a um coeficiente máximo de aproveitamento possível, que atendesse simultaneamente a verificação do SAP 2000 [3] e dos parâmetros geométricos.

2.1 Análise pelo programa SAP 2000

Para realizar a análise dimensional da treliça, inicialmente foram inseridas as dimensões dos perfis que compõem a estrutura e o tipo de material (VMB 250). O aço empregado na treliça possui limite de escoamento (f_y) de 250 MPa e limite de resistência à tração (f_u) de 400 MPa. As propriedades dos perfis tubulares foram retiradas do Catálogo Estrutural da Vallourec & Mannesmann Tubes (2011) [5], e são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Seções e propriedades geométricas dos perfis [5]

Barra	Seção	Área (mm ²)	Módulo elástico resistente à flexão (mm ³)
Diagonais	CHS 33,4 x 3,2	304	2100
Banzo	CHS 48,3 x 3,6	506	5260

Com os perfis definidos, fez-se a modelagem da estrutura, com suas dimensões como mostrado na Figura 4. Em seguida definiram-se as condições de apoio da estrutura, e o carregamento atuante na mesma. A treliça foi modelada com continuidade do banzo e diagonais rotuladas (ver figura 5). Para a realização da verificação, foi adotada uma combinação de ações na treliça, levando em conta o peso próprio da estrutura e uma carga aplicada nos nós de 60 kN, com exceção dos nós um e dezessete, onde foi aplicada uma carga de 30 kN. Os coeficientes utilizados na combinação foram adotados de acordo com a NBR 8800 (2008) [9].

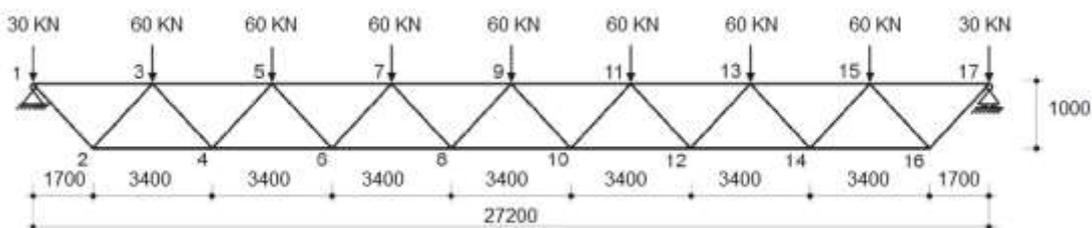


Figura 4: Modelo estrutural utilizado para o dimensionamento (dimensões em mm)



Figura 5: Tipo de análise estrutural: continuidade do banzo e diagonais rotuladas [3]

2.2 Cálculo manual analítico

Para realização do cálculo manual analítico, foram seguidas as prescrições da NBR 16239 (2013) [2], incluindo a espessura nominal da parede dos perfis tubulares, que de acordo com essa norma não pode ser inferior a 2,5 mm. O nó escolhido para os cálculos foi o de número oito da treliça (ver figura 4).

A faixa de validação da NBR 16239 (2013) [2], representada pelas Equações (1) a (4), que devem ser obedecidas, são informadas na Tabela 2.

Tabela 2: Parâmetros geométricos e faixa de validação [2]

Parâmetro	Faixa de Validação
β (beta)	$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} \quad (1)$
γ (gama)	$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} \quad (2)$
θ (teta)	$\theta \geq 30^\circ \quad (3)$
g (gap)	$g = t_1 + t_2 \quad (4)$

2.3 Análise pelo programa “Ligações Tubulares”

O software “*Ligações Tubulares*” [1], desenvolvido pela UNICAMP (Universidade Estadual de Campinas) em parceria com a empresa V & M do BRASIL, é um programa de dimensionamento e análise estrutural de ligações entre barras (nós) de treliças, utilizando perfis laminados tubulares sem costura circulares ou quadradas de aço. O software permite que o cálculo seja feito tanto pelo manual do CIDECT 1 (2008) [17], quanto pela norma brasileira NBR 16239 (2013) [2].

As informações necessárias para utilização do software são mostradas na Figura 6. Os valores adotados foram os mesmos do cálculo analítico, visto que a ligação a ser analisada é a mesma. Neste trabalho as ligações tubulares foram analisadas somente segundo a norma NBR 16239 (2013) [2].

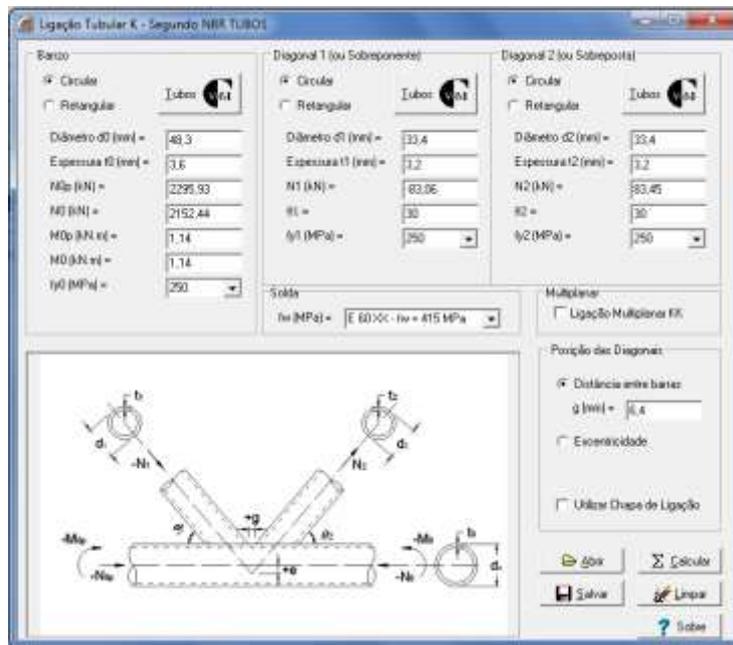


Figura 6: Entrada de dados do software “Ligações Tubulares”[1]

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise pelo programa SAP 2000

A partir do resultado do dimensionamento (ver figura 7) é possível visualizar que todas as barras resistiram à solicitação, ou seja, a estrutura resistiu aos carregamentos. Tal verificação foi importante, visto que, para realizar as posteriores análises nas ligações tubulares, era necessária a garantia de que a estrutura resistiria aos esforços nela aplicados. Este resultado corresponde à análise onde se obteve o máximo coeficiente de aproveitamento da ligação, que foi obtido variando-se as dimensões, diâmetro e espessura, das seções tubulares, de modo que atendesse simultaneamente a verificação do software SAP 2000 [3] e dos parâmetros geométricos.

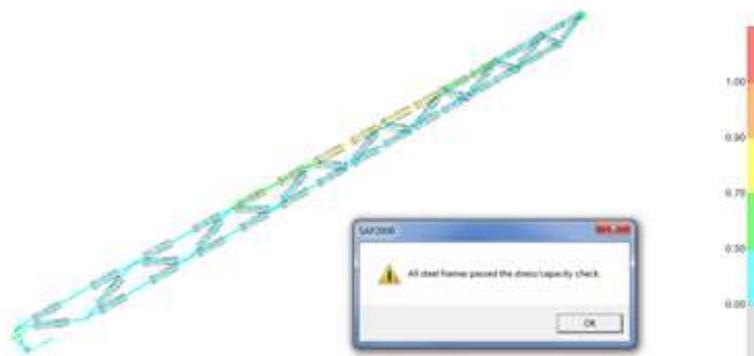


Figura 7: Verificação segundo o Eurocode3 (2005) [3]

A partir do dimensionamento realizado no *software SAP 2000* [3], foram obtidos os valores referentes aos momentos e forças axiais no nó escolhido, como mostrado na Figura 8, para posterior análise pelo *software* “Ligações Tubulares” [1] e pela NBR 16239 (2013) [2].

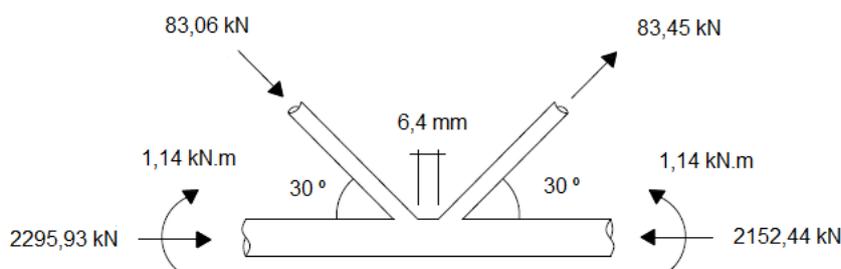


Figura 8: Esforços na ligação de número oito

3.2 Cálculo manual analítico

Utilizando as propriedades geométricas das seções tubulares que foram retiradas do Catálogo Estrutural da Vallourec & Mannesmann Tubes (2011) [5], foi possível obter os parâmetros geométricos dentro da faixa de validação da NBR 16239 (2013) [2], conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros geométricos e faixa de validação da NBR 16239 (2013) [2]

Parâmetro	Faixa de Validação	Valores calculados
β (beta)	$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} = \frac{33,4 + 33,4}{2 \cdot 48,3}$	0,69
γ (gama)	$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{48,3}{2 \cdot 3,6}$	6,71
θ (teta)	$\theta \geq 30^\circ$	30°
g (gap)	$g = t_1 + t_2 = 3,2 + 3,2$	6,4 mm

A seguir são descritos os cálculos (Equação 5 a 28) para a verificação da ligação tubular, conforme NBR 16239 (2013) [2].

3.2.1 Verificação dos parâmetros de conexão

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq \frac{33,4}{48,3} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,69 \leq 1,0 \quad (5)$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \rightarrow 10 \leq \frac{33,4}{3,2} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 10,44 \leq 50 \quad (6)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \rightarrow 10 \leq \frac{48,3}{3,6} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 13,42 \leq 50 \quad (7)$$

$$e = \left(\frac{d_1}{2 \cdot \text{sen} \theta_1} + \frac{d_2}{2 \cdot \text{sen} \theta_2} + g \right) \cdot \frac{\text{sen} \theta_1 \cdot \text{sen} \theta_2}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{d_0}{2} \quad (8)$$

$$e = \left(\frac{33,4}{2 \cdot \text{sen} 30^\circ} + \frac{33,4}{2 \cdot \text{sen} 30^\circ} + 6,4 \right) \cdot \frac{\text{sen} 30^\circ \cdot \text{sen} 30^\circ}{\text{sen}(30^\circ + 30^\circ)} - \frac{48,3}{2} \quad (9)$$

$$e = -3,02 \text{ mm}$$

Onde: (10)

e: excentricidade;

$$-0,55 \leq \frac{e}{d_0} \leq 0,25 \quad (11)$$

$$-0,55 \leq \frac{-3,02}{48,3} \leq 0,25 \quad (12)$$

$$-0,55 \leq -0,06 \leq 0,25 \quad (13)$$

Como $-0,55 \leq \frac{e}{d_0} \leq 0,25$, os momentos fletores resultantes de excentricidades podem ser desprezados.

3.2.2 Verificação quanto à plastificação da parede do banzo (Modo de falha A)

$$N_{i,Rd} = \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot (1,98 + 11,22 \cdot \beta)}{\text{sen} \theta_1 \cdot \gamma_{a1}} \quad (14)$$

Onde:

$N_{i,Rd}$: é a força axial resistente de cálculo de diagonal ou montante na ligação ($i = 1, 2, 3$);
 k_g : fator geométrico para ligação com banzo circular;
 k_p : fator relacionado às tensões no banzo circular;
 f_{y0} : é a resistência ao escoamento do aço do perfil do banzo;
 γ_{a1} : é o coeficiente de ponderação da resistência;
 β : é um parâmetro;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

θ_i : é o ângulo entre diagonal e banzo ($i = 1, 2, 3$).

Como o banzo é tracionado:

$$k_p = 1,0 \quad (15)$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + \exp\left(0,5 \frac{g}{t_0} - 1,33\right)} \right) \quad (16)$$

$$k_g = 6,71^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot 6,71^{1,2}}{1 + \exp\left(0,5 \frac{6,4}{3,6} - 1,33\right)} \right) \quad (17)$$

$$k_g = 1,673 \quad (18)$$

Logo:

$$N_{1,Rd} = \frac{1,673 \cdot 1,0 \cdot 0,250 \cdot 3,6^2 (1,98 + 11,22 \cdot 0,69)}{\text{sen } 30^\circ} \cdot 1,1 \quad (19)$$

$$N_{1,Rd} = 95,98 \text{ kN} \quad (20)$$

$$N_{2,Rd} = N_{1,Rd} \left(\frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \theta_2} \right) = 95,98 \left(\frac{\text{sen } 30^\circ}{\text{sen } 30^\circ} \right) = 95,98 \text{ kN} \quad (21)$$

3.2.3 Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo (Modo de Falha D)

Esta verificação é feita sob a seguinte condição:

$$d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0 \quad (22)$$

$$33,4 \leq 48,3 - 2 \cdot 3,6 \quad (23)$$

$$33,4 \leq 41,1 \quad (24)$$

$$N_{1,2,Rd} = 0,66 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i \cdot \frac{\left(\frac{1 + \operatorname{sen} \theta_i}{2 \cdot \operatorname{sen}^2 \theta_i} \right)}{\gamma_{al}} \quad (25)$$

$$N_{1,2,Rd} = 0,66 \cdot 0,250 \cdot 3,6 \cdot \pi \cdot 33,4 \cdot \frac{\left(\frac{1 + \operatorname{sen} 30^\circ}{2 \cdot \operatorname{sen}^2 30^\circ} \right)}{1,1} \quad (26)$$

$$N_{1,2,Rd} = 169,99 \text{ kN} \quad (27)$$

Logo, a resistência da ligação será:

$$N_{1,2,Rd} = 95,98 \text{ kN} \quad (28)$$

Como $N_{sd} < N_{rd}$, ou seja, o esforço solicitante é menor que o esforço resistente, isso indica que a ligação entre os perfis tubulares suporta a carga aplicada.

3.3 Análise pelo programa “Ligações Tubulares”

Como resultados, o programa fornece um relatório contendo as principais informações calculadas, tais como parâmetros geométricos essenciais, valores das resistências obtidas segundo o regime de ruptura regido pelo tipo de ligação escolhida e o aproveitamento da ligação com base no esforço atuante. A Figura 9 mostra a tela de saída dos resultados do programa para a ligação estudada.

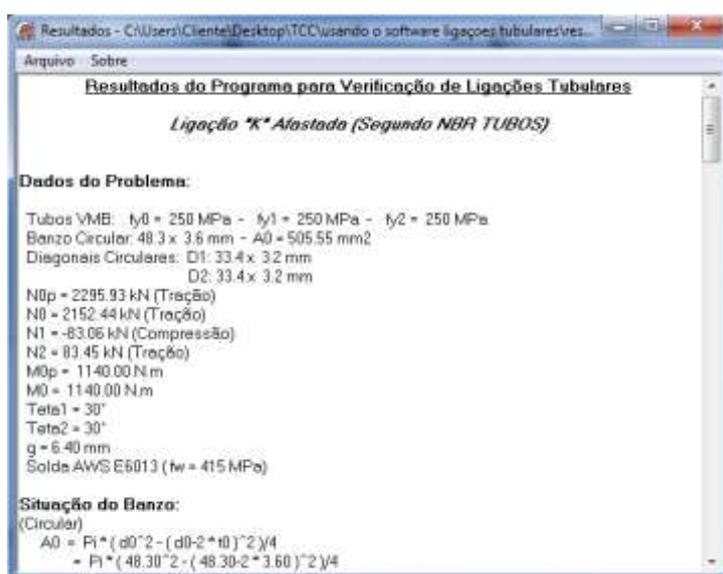


Figura 9: Resultados do software “Ligações Tubulares” [1]

A seguir, tem-se o resultado completo da análise do nó da treliça realizado pelo *software* “*Ligações Tubulares*” [1], como mostrado pelas Equações 29 a 92:

3.3.1 Situação do Banzo:

(Circular)

$$A_0 = \frac{\pi(d_0^2 - (d_0 - 2 \cdot t_0)^2)}{4} \quad (29)$$

$$A_0 = \frac{\pi(48,30^2 - (48,30 - 2 \cdot 3,60)^2)}{4} \quad (30)$$

$$A_0 = 505,55 \text{ mm}^2 \quad (31)$$

Onde:

A_0 : é a área da seção transversal do banzo;

$$W_0 = \frac{\pi(d_0^4 - (d_0 - 2 \cdot t_0)^4)}{(32 \cdot d_0)} \quad (32)$$

$$W_0 = \frac{\pi(48,30^4 - (48,30 - 2 \cdot 3,60)^4)}{(32 \cdot 48,30)} \quad (33)$$

$$W_0 = 5262,30 \text{ mm}^3 \quad (34)$$

Onde:

W_0 : é o módulo de resistência elástico da seção transversal do banzo;

$$\sigma_{0p} = \frac{N_{0p}}{A_0} + \frac{M_0}{W_0} \quad (35)$$

$$\sigma_{0p} = \frac{2295,93}{505,55} + \frac{1140,00}{5262,30} \quad (36)$$

$$\sigma_{0p} = 4,7581 \text{ kN} / \text{mm}^2 \quad (37)$$

Onde:

σ_{0p} : é a tensão no banzo;

$$n_p = \frac{\sigma_p}{f_{y0}} \quad (38)$$

$$n_p = \frac{4,7581}{0,25} \quad (39)$$

$$n_p = 19,03 \quad (40)$$

$$n_p \geq 0 \rightarrow \text{Banzo Tractionado} \quad (41)$$

Onde:

n_p : é a razão de tensão no banzo de ligações com chapa;

3.3.2 Altura de Solda (h_s):

(Solda de Filete - NBR8800: 2008)

Menor espessura do metal-base (t_{\min}):

$$t_{\min} = 3,20 \text{ mm} \quad (42)$$

Perna de Solda (d_w):

$$t_{\min} \leq 6,35 \text{ mm} \rightarrow d_{w,\min} = 3,00 \text{ mm} \quad (43)$$

$$d_{w,\max} = t_{\min} \rightarrow d_{w,\max} = 3,20 \text{ mm} \quad (44)$$

$$d_{w,\min} \leq d_w \leq d_{w,\max} \quad (45)$$

$$3,0 \leq d_w \leq 3,20 \quad (46)$$

$$d_w = 3,20 \text{ mm} \quad (47)$$

$$h_s = \frac{d_w 2^{0,5}}{2} \quad (48)$$

$$h_s = \frac{3,20 \cdot 2^{0,5}}{2} \quad (49)$$

$$h_s = 2,26mm \quad (50)$$

Adota-se:

$$h_s = 2,00mm \quad (51)$$

3.3.3 Verificação da Posição das Diagonais:

Excentricidade:

$$e = \left(\left(\frac{d_1}{2} \cdot \text{sen } \theta_1 \right) + \left(\frac{d_2}{2} \cdot \text{sen } \theta_2 \right) + g \right) \cdot \left(\text{sen } \theta_1 \cdot \frac{\text{sen } \theta_2}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} \right) - \frac{d_0}{2} \quad (52)$$

$$e = \left(\left(\frac{33,40}{2} \cdot \text{sen } 30^\circ \right) + \left(\frac{33,40}{2} \cdot \text{sen } 30^\circ \right) + 6,40 \right) \cdot \left(\text{sen } 30^\circ \cdot \frac{\text{sen } 30^\circ}{\text{sen}(30^\circ + 30^\circ)} \right) - \frac{48,30}{2} \quad (53)$$

$$e = -3,02mm \quad (54)$$

Limites para a excentricidade:

$$-0,55 \leq \frac{e}{d_0} \leq 0,25 \quad (55)$$

$$-0,55 \leq -0,06 \leq 0,25 \quad (56)$$

Excentricidade Ok!

3.3.4 Verificação dos Requisitos da Ligação K:

$$\theta_1 \geq 30^\circ \rightarrow 30^\circ \geq 30^\circ \rightarrow ok \quad (57)$$

$$\theta_2 \geq 30^\circ \rightarrow 30^\circ \geq 30^\circ \rightarrow ok \quad (58)$$

$$t_0 \geq 2,5mm \rightarrow 3,60 \geq 2,5mm \rightarrow ok \quad (59)$$

$$t_1 \geq 2,5mm \rightarrow 3,20 \geq 2,5mm \rightarrow ok \quad (60)$$

$$t_2 \geq 2,5mm \rightarrow 3,20 \geq 2,5mm \rightarrow ok \quad (61)$$

Requisitos da Ligação "K" Ok!

3.3.5 Verificação dos Requisitos da Ligação K Afastada:

$$g \geq t_1 + t_2 \quad (62)$$

$$6,40 \geq 6,40 \rightarrow ok \quad (63)$$

Requisitos da Ligação "K" Afastada Ok!

3.3.6 Verificação dos Requisitos da Ligação K Circular:

$$0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,69 \leq 1,0 \rightarrow ok \quad (64)$$

$$0,2 \leq \frac{d_2}{d_0} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,69 \leq 1,0 \rightarrow ok \quad (65)$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 13,4 \leq 50 \rightarrow ok \quad (66)$$

$$10 \leq \frac{d_1}{t_1} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 10,4 \leq 50 \rightarrow ok \quad (67)$$

$$10 \leq \frac{d_2}{t_2} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 10,4 \leq 50 \rightarrow ok \quad (68)$$

Requisitos da Ligação "K" Circular Ok!

3.3.7 Parâmetros da Ligação “K” Afastada Circular:

$$\gamma = \frac{d_0}{2.t_0} = \frac{48,30}{2.3,60} \rightarrow \gamma = 6,71 \quad (69)$$

$$\beta = \frac{(d_1 + d_2)}{2.d_0} = \frac{(33,4 + 33,4)}{2.48,30} \rightarrow \beta = 0,692 \quad (70)$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{(0,024 \cdot \gamma^{1,2})}{\left(1 + e^{\left(\frac{0,5\gamma}{t_0} - 1,33 \right)} \right)} \right) \quad (71)$$

$$k_g = 6,71^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{(0,024 \cdot 6,71^{1,2})}{\left(1 + e^{\left(\frac{0,5 \cdot 6,71}{3,60} - 1,33 \right)} \right)} \right) \quad (72)$$

$$k_g = 1,673 \quad (73)$$

$$k_p = 1,0 \quad (74)$$

3.3.8 Modos de Falha referentes às Ligações Tubulares do Tipo K entre perfis Circulares:

3.3.8.1 Resistência quanto ao Modo de Falha A (Plastificação do Banzo):

Diagonal 1:

$$N_{1RdA} = \left(\frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen } \theta_1} \right) \cdot \left(\frac{\left(1,98 + 11,22 \cdot \left(\frac{d_1}{d_0} \right) \right)}{\gamma_{a1}} \right) \quad (75)$$

$$N_{1RdA} = \left(\frac{1,673 \cdot 1,00 \cdot 0,250 \cdot 3,60^2}{\text{sen } 30^\circ} \right) \left(\frac{1,98 + 11,22 \cdot \left(\frac{33,40}{48,30} \right)}{1,1} \right) \quad (76)$$

$$N_{1RdA} = 95,98 \text{ kN} \quad (77)$$

Diagonal 2:

$$N_{2RdA} = \left(\frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen } \theta_2} \right) \left(\frac{\left(1,98 + 11,22 \cdot \left(\frac{d_2}{d_0} \right) \right)}{\gamma_{a1}} \right) \quad (78)$$

$$N_{2RdA} = \left(\frac{1,673 \cdot 1,00 \cdot 0,250 \cdot 3,60^2}{\text{sen } 30^\circ} \right) \left(\frac{1,98 + 11,22 \cdot \left(\frac{33,40}{48,30} \right)}{1,1} \right) \quad (79)$$

$$N_{2RdA} = 95,98 \text{ kN} \quad (80)$$

3.3.8.2 Resistência quanto ao Modo de Falha D (Ruptura do Banzo):

Diagonal 1:

$$d_1 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 \quad (81)$$

$$33,40 \leq 48,3 - 2 \cdot 3,60 \quad (82)$$

$$33,40 \leq 41,1 \quad (83)$$

Condição Ok! Necessária a verificação para a Diagonal 1!

$$N_{1RdD} = \frac{\left(0,66 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \right) \left(\frac{1 + \text{sen } \theta_1}{2 \cdot \text{sen}^2(\theta_1)} \right)}{\gamma_{A1}} \quad (84)$$

$$N_{1RdD} = \frac{(0,66 \cdot 0,25 \cdot 3,6 \cdot \pi \cdot 33,4) \cdot \left(\frac{1 + \sin 30^\circ}{2 \cdot \sin^2 30^\circ} \right)}{1,1} \quad (85)$$

$$N_{1RdD} = 169,99 \text{ kN} \quad (86)$$

Diagonal 2:

$$d_2 \leq d_0 - 2t_0 \quad (87)$$

$$33,40 \leq 48,3 \leq 2 \cdot 3,60 \quad (88)$$

$$33,40 \leq 41,1 \quad (89)$$

Condição Ok! Necessária a verificação para a Diagonal 2!

$$N_{2RdD} = \frac{(0,66 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2) \cdot \left(\frac{1 + \sin \theta_2}{2 \cdot \sin^2 \theta_2} \right)}{\gamma_{A1}} \quad (90)$$

$$N_{2RdD} = \frac{(0,66 \cdot 0,25 \cdot 3,60 \cdot \pi \cdot 33,4) \cdot \left(\frac{1 + \sin 30^\circ}{2 \cdot \sin^2 30^\circ} \right)}{1,1} \quad (91)$$

$$N_{2RdD} = 169,99 \text{ kN} \quad (92)$$

Diagonal 1:

Força axial atuante = -83.06kN (Compressão)

Resistência quanto à plastificação do banzo = 95.98kN

Resistência quanto à ruptura por punção do banzo = 169.99kN

Aproveitamento = 0,87 < 1 Ok!

Diagonal 2:

Força axial atuante = 83.45kN (Tração)

Resistência quanto à plastificação do banzo = 95.98kN



Resistência quanto à ruptura por punção do banzo = 169.99kN

Aproveitamento = 0,87 < 1 Ok!

Conforme mostrado, obteve-se 87% de aproveitamento da ligação, sugerindo que a ligação foi bem dimensionada. Além de verificar a aplicabilidade do software, o uso desse foi de fundamental importância para aferir o cálculo analítico. Como pode ser visto anteriormente, os resultados encontrados foram semelhantes em ambos.

4 CONCLUSÃO

O estudo comportamental das estruturas tubulares e em particular das ligações é fundamental para um dimensionamento otimizado, permitindo obter de forma coerente o máximo coeficiente de aproveitamento.

Atualmente, com a norma NBR 16239 (2013) [2] disponível, é possível realizar as análises das ligações em perfis tubulares de acordo com a normalização brasileira e, apesar de ser de fácil aplicação e atender a uma gama variada de tipos de ligação, o uso do *software* “*Ligações Tubulares*” [1] se mostra importante, pois proporciona uma verificação dos cálculos, garantindo que o dimensionamento seja feito de forma correta.

Em relação ao desenvolvimento do cálculo analítico, este foi de grande importância para um completo entendimento das expressões da norma NBR 16239 (2013) [2], de forma que a responsabilidade pelo uso do *software* “*Ligações Tubulares*” [1], não fosse “terceirizada” pelo usuário. Além disso, pode-se entender de forma mais clara a metodologia de cálculo do *software* vista por meio do relatório de “saída de dados”.

Como sugestões para trabalhos futuros, pode-se proceder à análise do comportamento estrutural de ligações tubulares tipo “T” e “KT”, que também são muito usuais. Pode-se ainda fazer um comparativo das ligações tubulares feitas com afastamentos (*gap*) e sobrepostas (*overlap*), além de um estudo normativo das prescrições feitas para as ligações multiplanares.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao apoio recebido pelo DTECH/UFSJ – Departamento de Tecnologia, e Engenharia Civil, Computação e Humanidades da Universidade Federal de São João del-Rei.

REFERÊNCIAS

1 *Software Ligações Tubulares*. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares/software.htm>. Acesso em: 28/05/14.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.

3 SAP 2000 v. 15. Manual do Usuário.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 4 Construção Metálica. Estruturas tubulares ganham espaço no Brasil. São Paulo, 2009, Edição 93. p. 8.
- 5 Catálogo Estrutural V&M. Tubos estruturais, seção circular, quadrada e retangular. São Paulo, nov. 2011. 1ª edição. p.12.
- 6 FIRMO, C. S. (2003). Estruturas tubulares enrijecidas por superfícies de dupla curvatura (hiperbólicas). Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003. 194 p.
- 7 LAGE, C. M. (2008). Fadiga em estruturas metálicas tubulares soldadas. 103f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.
- 8 SANTOS, A. L. E. de F. (2003) Ligações de barras tubulares para estruturas metálicas planas. 2003. 155f. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.
- 9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- 10 FREITAS, A. M. S., REQUENA, J. A. V. Ligações em estruturas metálicas tubulares. In: _____. *Novos estudos e pesquisas em construção metálica*. Passo Fundo: UPF Editora, 2009. 221p. cap. 1, p. 7-29.
- 11 WARDENIER, J. Hollow sections in structural applications. Paris: CIDECT, 2001.
- 12 MENDANHA, F. O.; FREITAS, A. M. S.; FREITA, M. S. R.; MUNIZ, C. F. D. G. Análise de ligações em perfis tubulares de aço do Tipo K e KT com afastamento entre as diagonais e o montante. REM (Revista Escola de Minas). 2007; 60 (2): 419-425.
- 13 MENDES, F. C. (2008) Análise teórica- experimental de ligações tipo “T”, “K” e “KT” com perfis metálicos tubulares, 2008. 121 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.
- 14 FORTI, N. C. S. (2010). Estudo paramétrico de estruturas tubulares com ligações multiplanares. Tese (Doutorado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2010.
- 15 FREITAS, A.S.; REQUENA, J.A.V.; FAKURY, R.H.; BATISTA, E.M.; PIMENTA, R.J.; ARAÚJO, A.H.M.(2010). Ligações metálicas com perfis tubulares – comportamento e prescrições de projeto. Construmetal 2010, São Paulo.
- 16 Eurocode 3 (2005). Design of steel structures – part 1.8: Design of joints, CEN, European Committee for Standardisation, Brussels. EN 1993-1-8.
- 17 CIDECT 1 (2008). Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading. 2 ed. Köln:Verlag. TÜV Rheinland.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

MODELAGEM DE ELEMENTOS E LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE AÇO COMBINANDO ELEMENTOS FINITOS DE VIGA E CASCA

Samara Giacometti Brugnaroto¹

Fábio Goedel²

Zacarias M. Chamberlain Pravia³

Resumo

Ao realizar-se uma análise pelo método dos elementos finitos para avaliar o comportamento de uma estrutura de aço, diferentes tipos de elementos finitos podem ser utilizados tais como, elementos de viga, placas e ou cascas e sólidos. A escolha do tipo de elemento, bem como o tamanho do mesmo, são tarefas que devem ser realizadas pelo Engenheiro Estrutural, levando em conta o comportamento mecânico que se deseja simular, sendo que a formulação do elemento finito deve ser conhecida para que a escolha seja feita corretamente. No presente trabalho através de um caso de estudo de uma viga W com ligações em dupla cantoneira apoiada numa coluna foram avaliadas três alternativas: (a) só usando elementos sólidos, (b) Só usando elementos de casca e (c) misturando elementos de viga e casca. Os resultados mostram diferenças nos resultados que cabem nas tolerâncias de respostas estruturais para a análise desse tipo de estruturas, porém, apresentando uma vantagem na redução de número de graus de liberdade e por conseguinte no tempo computacional de realização das análises estruturais.

Palavras-chave: Modelagem elementos finitos; estruturas de aço; malhas mistas.

MODELING ELEMENTS AND CONNECTIONS OF STEEL STRUCTURES COMBINING FINITE ELEMENTS OF BEAM AND SHELL

Abstract

When performing a structural analysis by finite element method in steel structure, different types of finite elements can be used such as beam elements, and plates or shells and solids. The choice of the type of element, as well as the element size, are tasks that must be performed by the structural engineer, taking into account the mechanical behavior of the elements involved and the finite element formulation must be known for each kind to choice the right option. In this work through a case study of a W beam with double angle connections at the ends connected to a column were evaluated three alternatives: (a) only using solid elements, (b) using shell elements and (c) mixing elements of beam and shell. The results show differences that fit the tolerances of responses for the analysis of such structures, however, showing a reduction in the number of degrees of freedom, reducing the time of computer use.

Keywords: Finite Element Modeling; Steel Structures; mixed mesh.

¹ Acadêmica de Engenharia Mecânica, Universidade de Passo Fundo (UPF), Passo Fundo, RS, Brasil, samarabrugnaroto@hotmail.com.

² Engenharia Mecânica, Mestre, Professor, FEAR, Universidade de Passo Fundo (UPF), Passo Fundo, RS, Brasil, goedel@upf.br.

³ Engenharia Civil, Doutor, Professor Titular, PPGEng, FEAR, Universidade de Passo Fundo (UPF), Passo Fundo, RS, Brasil, zacarias@upf.br.

1. INTRODUÇÃO

Ao realizar-se uma análise pelo método dos elementos finitos para avaliar o comportamento de uma estrutura de aço, diferentes tipos de elementos finitos podem ser utilizados tais como, elementos de viga, placas e ou cascas e sólidos. A escolha do tipo de elemento, bem como o tamanho do mesmo, são tarefas que devem ser realizadas pelo Engenheiro Estrutural, levando em conta o comportamento mecânico que se deseja simular, sendo que a formulação do elemento finito deve ser conhecida para que a escolha seja feita corretamente. Mesmo com o avanço da computação em termos de processamento de dados, frequentemente os engenheiros se deparam com problemas estruturais que demandam um longo tempo para solução, devido à complexidade de partes componentes da estrutura (por exemplo, elementos de ligações), relações constitutivas não lineares (plasticidade), descontinuidades entre os componentes (contatos), grandes deslocamentos, as quais merecem um cuidado adicional para que se obtenham resultados satisfatórios e coerentes com a realidade de utilização da estrutura.

A utilização de malha mista, na qual diferentes tipos de elementos finitos são utilizados conjuntamente na idealização do modelo de elementos finitos, tem como objetivo reduzir consideravelmente o tempo de processamento da análise, sem perder precisão nos resultados, no entanto deve-se tomar alguns cuidados ao fazer as conexões entre os elementos, pois devido a diferença no número de graus de liberdade dos nós de cada elemento, deve-se usar técnicas adequadas para não comprometer a acurácia dos resultados. A utilização desta técnica principalmente em problemas dinâmicos e/ou não lineares, torna-se obrigatória, pois nesses tipos de análises as equações de equilíbrio são resolvidas diversas vezes durante a solução do problema, pois são utilizadas técnicas incrementais, sendo que em cada incremento deve-se obter a convergência da análise. Um bom modelo de elementos finitos, deve aliar ao mesmo tempo boa precisão nos resultados com tempo de processamento reduzido.

O presente trabalho procura avaliar o uso de elementos mistos na modelagem de elementos e ligações de estruturas de aço, para isso apresentam-se as análises de uma viga com suas ligações em dupla cantoneira soldada-aparafusada submetidas a flexão através de diferentes modelos de elementos finitos, utilizando malha mista com elementos de casca e viga, comparando-se a precisão dos resultados e o tempo para obtenção da solução do modelo misto com os obtidos com modelos de casca e sólido.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para estudar a ligação com dupla cantoneira soldada-aparafusada, foi utilizada a análise numérica pelo método de elementos finitos, sendo que as etapas a seguir descrevem os procedimentos utilizados para a modelagem numérica do problema. Os dispositivos responsáveis pela união entre a viga, item 1, e a coluna, item 2 da Figura 1, são formados por duas cantoneiras, item 3, sendo que uma das abas é soldada à viga e a outra aba presa à coluna por dois parafusos, item número 4. Ainda, quando as ligações são feitas com as mesas de uma coluna, deve ser considerado um par de enrijecedores na alma da coluna, conforme item 5, com área superior ou igual à mesa inferior da viga.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

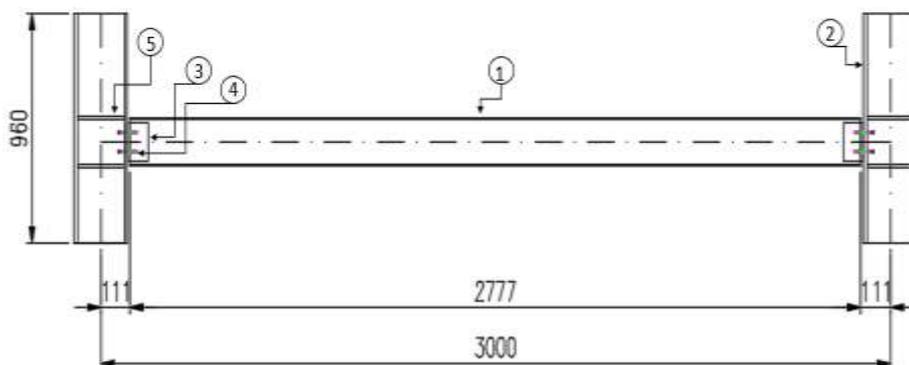


Figura 1 - Modelo de pórtico analisado para ligação com dupla cantoneira soldada-aparafusada

Com módulo de elasticidade (E) igual a 200 GPa e coeficiente de Poisson (ν) em regime elástico igual a 0,3, foram adotados os perfis laminados Gerdau Açominas W 150x18.0 para as vigas e W 200x46.1 para as colunas, ambos em aço A572 GR50, com tensão limite de escoamento (f_y) igual a 345 MPa e tensão limite de ruptura (f_u) equivalente a 450 MPa, conforme propriedades geométricas apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades geométricas dos perfis utilizados

Bitola	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	Espessura		h (mm)	d' (mm)	I_x (mm ⁴)
				t_w (mm)	t_f (mm)			
W 150x18.0	18	153	102	5.8	7.1	139	119	939
W 200x46.1	46.1	203	203	7.2	11.0	181	161	4543

(Fonte: Gerdau, 2015)

Quanto aos dispositivos responsáveis pela união, foram utilizadas cantoneiras com perfil L 3"x3/8", soldada na viga e aparafusada na mesa da coluna, garantida por dois parafusos tipo 5/8"x2" cada lado, assim como um par de enrijecedores soldados em ambos os lados internos do perfil da coluna com chapa 9.5mm. Tais materiais podem ser verificados de acordo com as dimensões e características apresentadas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Dimensões e características do perfil utilizado

Perfil	b		Peso (Kg/m)	t		Material	F_y MPa	F_u MPa
	(pol)	(mm)		(pol)	(mm)			
L 3"x3/8"	3"	76.2	10.71	3/8"	9.52	A36	250	400

(Fonte: Gerdau, 2015)

Tabela 3 - Dimensões e características dos fixadores utilizados

Descrição	Material	F_y (MPa)	F_u (MPa)
Paraf. 5/8"x2"	A325	635	825
Chapas 9,5 mm	A572 Gr.50	345	450

2.1 Modelagem Numérica

Através da Figura 2 é possível observar os modelos geométricos da união soldada-aparafusada entre viga e coluna com dupla cantoneira que foram estudados para análise

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

numérica através do Método dos Elementos Finitos, de modo a serem analisados empregando elementos finitos sólidos (a), de casca (b) e malha mista com casca e viga(c).

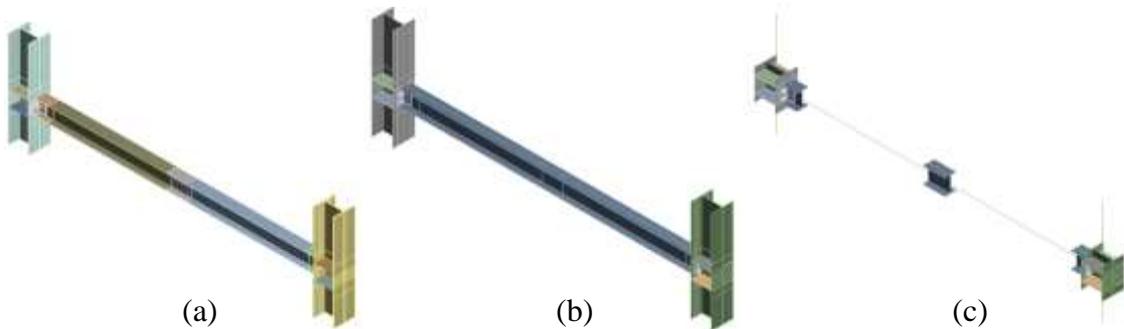


Figura 2 – Modelos analisados utilizando (a) Elementos sólidos, (b) Elementos de casca e (c) elementos de casca e viga

A modelagem do conjunto da ligação com dupla cantoneira soldada-aparafusada foi preparada levando em conta os cuidados necessários para a discretização do modelo de elementos finitos. Desta forma, é possível observar subdivisões e mapeamento das malhas, a fim de possibilitar maior qualidade da malha de elementos finitos, principalmente nas áreas de maior interesse da análise, nas quais foram feitos testes de convergência dos resultados.

Conforme mencionado anteriormente, foram gerados três tipos de modelos com a discretização da malha utilizando elementos sólidos, de casca e casca/viga, os quais são apresentados nas seções abaixo. Os tamanhos dos elementos finitos utilizados nas peças são apresentados nas figuras onde são mostradas as malhas de cada componente, os quais em regiões de maior interesse foram de 3mm e em regiões de menor interesse utilizou-se 5mm. Conforme visualizado na Figura 3, para os modelos sólidos utilizou-se o elemento hexaédrico de vinte nós, já nos modelos de casca o elemento quadrilateral de oito nós e, por fim, no modelo casca/viga utilizou-se o elemento quadrilateral de oito nós e o elemento de viga (beam) conforme Figura 3 (c), o qual corresponde a um elemento linear com seis graus de liberdade em cada nó, em que as três translações nodais e três rotações nodais ocorrem em relação aos eixos x, y e z, sendo a formulação do elemento baseada na teoria de Timoshenko.

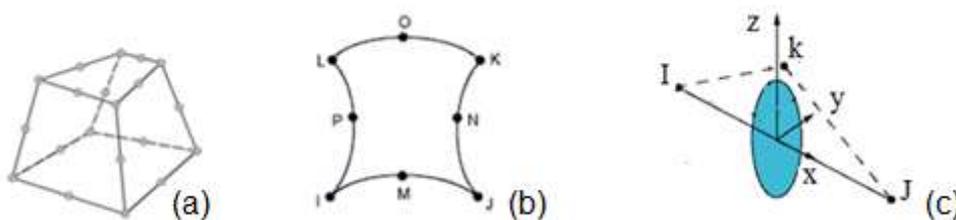


Figura 3 – Elementos utilizados
(Fonte: Adaptado de ANSYS, 2015)

2.1.1 Discretização do conjunto utilizando elementos sólidos

Nas Figuras 4, 5 e 6 são mostradas as malhas geradas com elementos sólidos, nas quais pode ser observado que manteve-se três elementos na espessura das chapas. Entretanto,

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

todos os modelos apresentam 64 elementos na circunferência dos furos, caracterizando o mapeamento da malha nesta região, conforme pode ser visto nas Figuras 5 e 6.

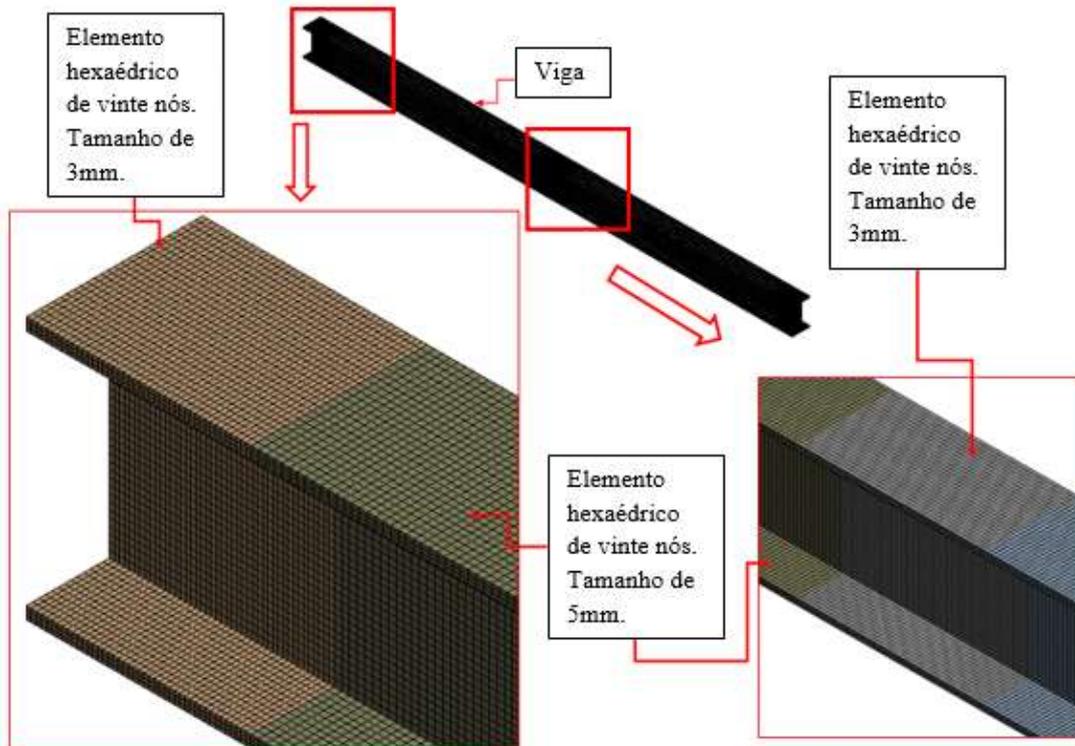


Figura 4 – Viga analisada com elemento sólido, com detalhes da discretização e refinamento da malha

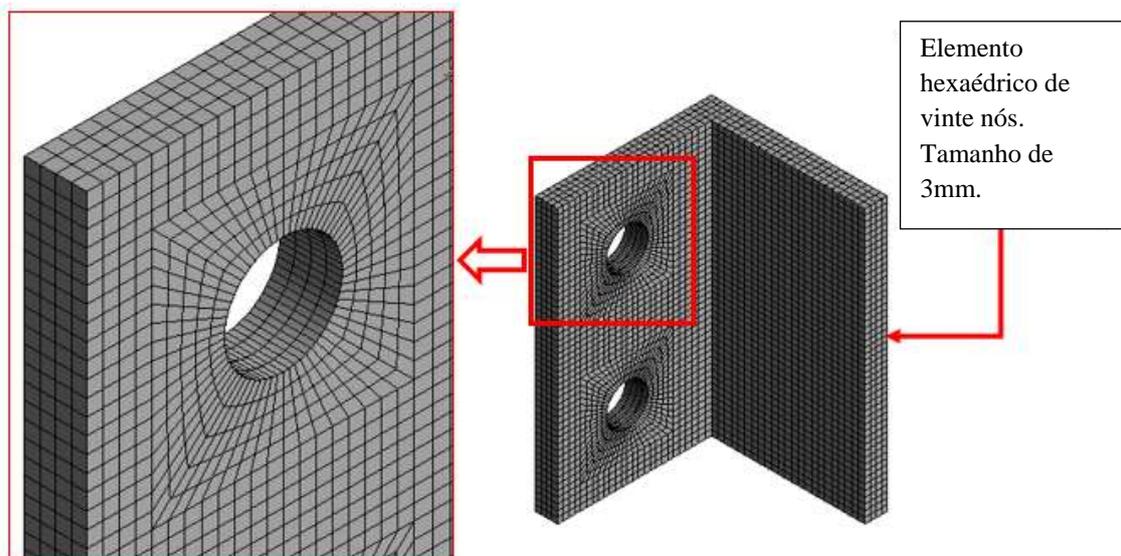


Figura 5 – Discretização e refinamento da malha da cantoneira utilizando elemento sólido

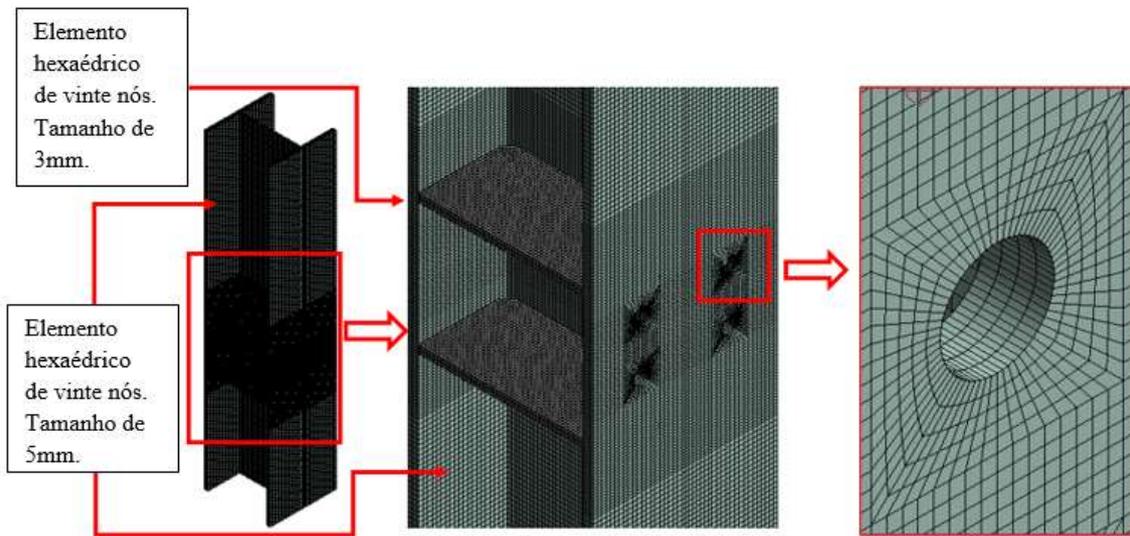


Figura 6 – Discretização e refinamento da malha da coluna utilizando elemento sólido

2.1.2 Discretização do conjunto utilizando elementos casca

O modelo de casca, difere-se do modelo com elementos sólidos devido à estrutura ser gerada a partir da superfície média dos corpos que constituem o modelo estrutural, de forma que as características da seção transversal são previamente definidas em *software* CAD, conforme Figuras 7 a 9.

Entretanto, embora este modelo siga os mesmos critérios de refinamento da malha, o elemento utilizado para discretização foi o quadrilateral de oito nós.

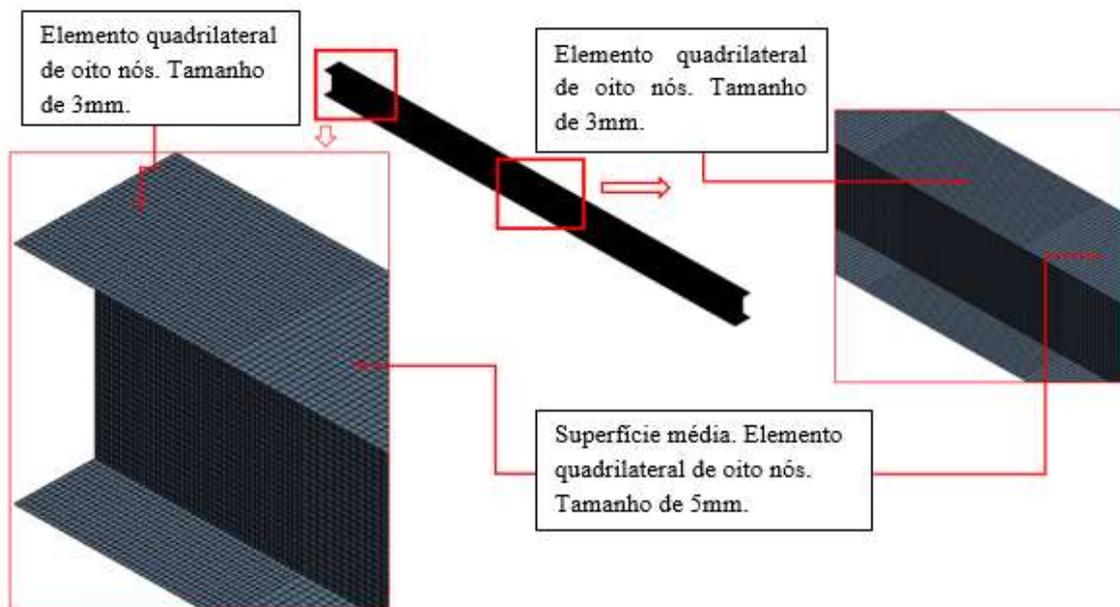


Figura 7 – Viga analisada com elemento de casca, com detalhes da discretização e refinamento da malha

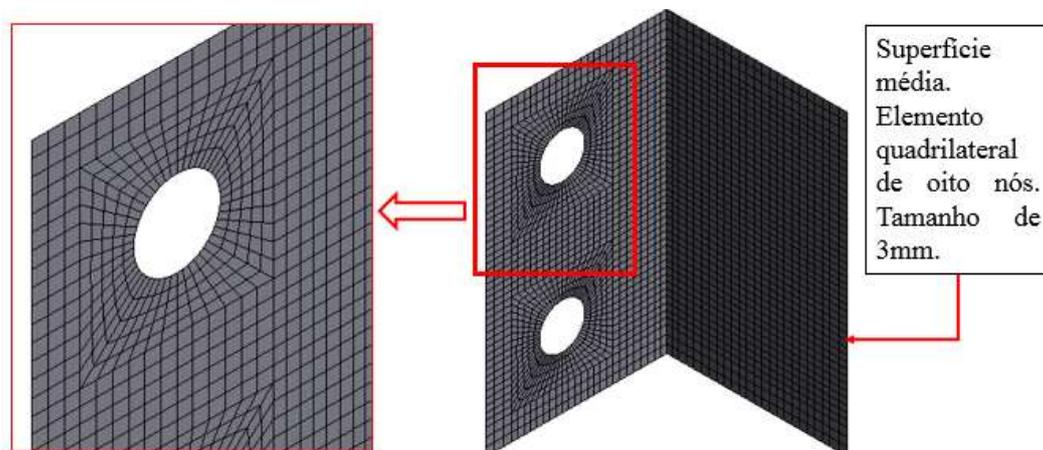


Figura 8 – Discretização e refinamento da malha da cantoneira utilizando elemento de casca

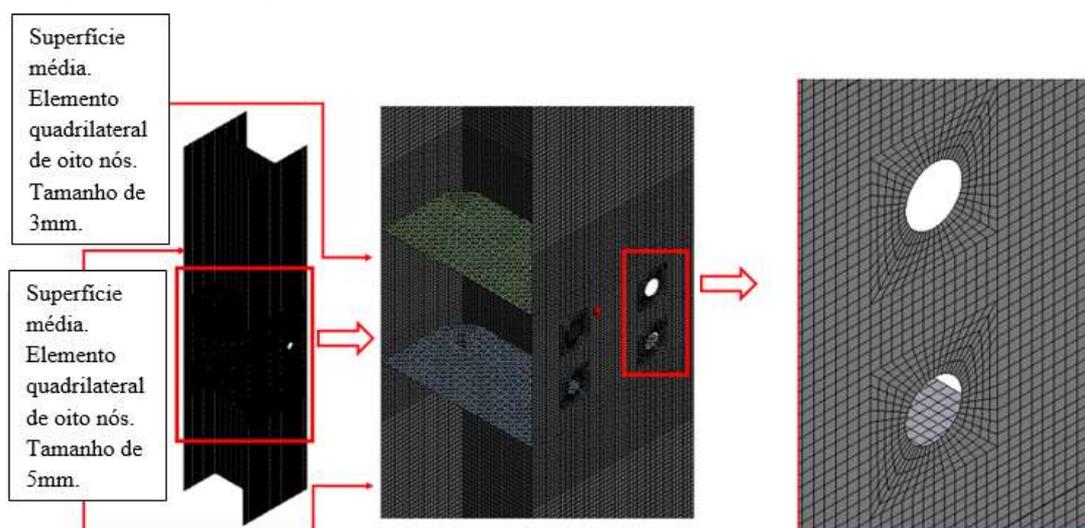


Figura 9 – Discretização e refinamento da malha da coluna utilizando elemento de casca

2.1.3 Discretização do conjunto utilizando elementos casca/viga (malha mista)

Devido à formulação do elemento de viga, sua aplicação deve ser usada somente em seções do modelo que não se tem interesse no valor das tensões, pois estas por serem representadas por uma linha não se tem capacidade de modelar efeitos locais, como por exemplo, flexões locais da alma ou da mesa. Sendo assim, os perfis do modelo utilizando elementos de viga, extraídos em *software CAD*, foram unificados ao modelo de casca, de modo que as regiões que abrangem as ligações foram mantidas com elementos de casca. O elemento de viga utilizado é constituído por elemento quadrático de três nós, com um nó intermediário. As Figuras 8, 10 e 11 apresentam as malhas geradas para o modelo com elementos mistos.

Quando são conectados elementos diferentes, deve-se tomar cuidado devido a possíveis diferenças entre graus de liberdades dos nós, sendo que neste caso, o elemento de casca e de viga são diretamente compatíveis, pois ambos possuem graus de liberdade de deslocamento e rotações. Cuidados adicionais devem ser tomados ao conectar elementos sólidos com casca, pois o elemento sólido não tem grau de liberdade de rotação e o elemento de casca tem rotações nodais, não sendo compatíveis.

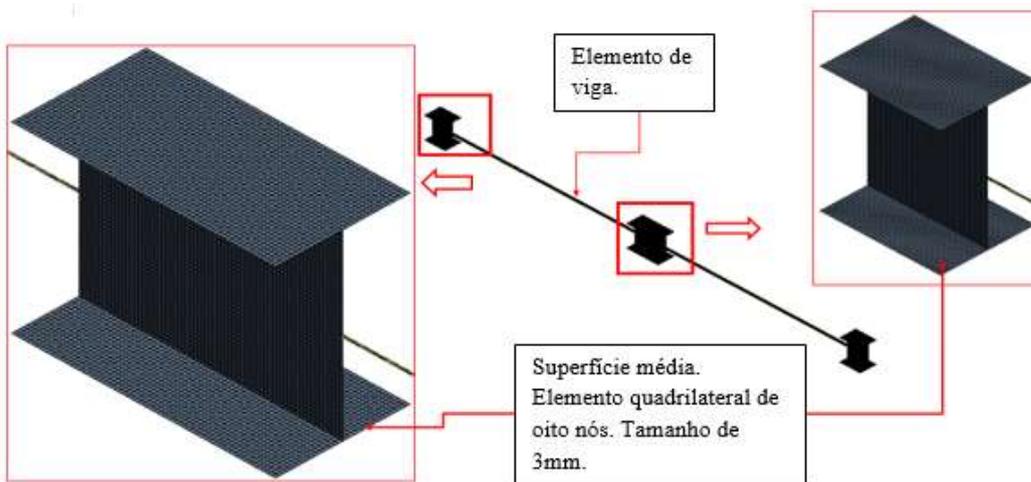


Figura 10 – Discretização e refinamento da malha da viga com elementos de *beam* e casca

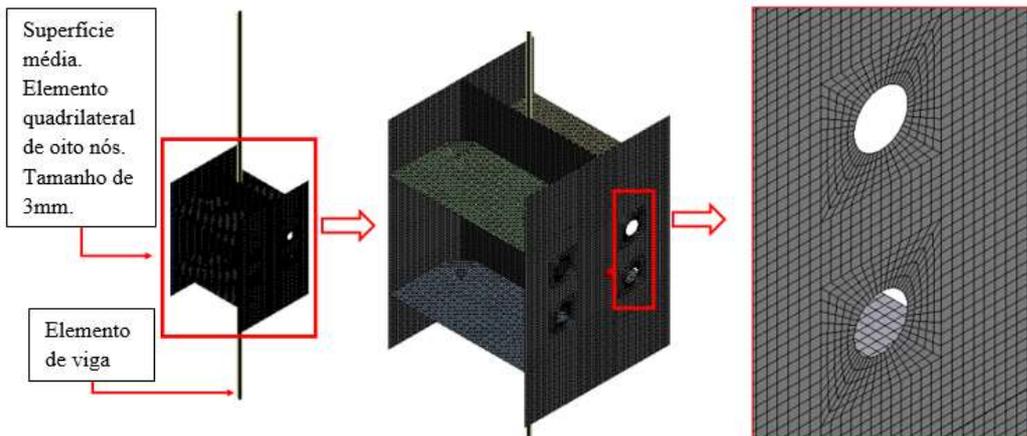


Figura 11 – Discretização e refinamento da malha da coluna utilizando elemento de casca e viga

2.1.4 Discretização dos Parafusos

Para a análise numérica foi considerado, conforme Figura 12, a porca e o parafuso conectados por elementos de viga com as características da seção transversal previamente definida com seção circular conforme diâmetro nominal do parafuso. Segundo a ESSS (2015), esse tipo de consideração é possível devido à natureza do carregamento que se pretende aplicar e ao comportamento do conjunto porca/parafuso. Ainda, para melhor discretização do elemento, o conjunto foi subdividido em 36 partes gerando um mapeamento, conforme pode ser visualizado nas Figuras 12 (a) e (b).

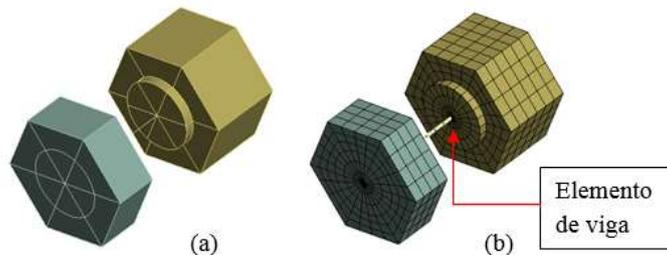


Figura 12 – Conjunto porca e parafuso

Os elementos de maior relevância do modelo foram analisados com malha refinada no tamanho de 3 mm. Sendo assim, para o conjunto de parafusos e porcas foram utilizados os mesmos critérios de discretização, empregando elementos do tipo hexaédrico de 20 nós, de modo que tal configuração é mantida em todos os modelos analisados.

Por fim, a discretização total dos modelos numéricos conforme tipologias das malhas empregadas, podem ser verificados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resumo da geração de malha conforme a tipologia do modelo

Tipo de Modelo Numérico	Número de Elementos	Número de Nós
Modelo Elemento Sólido	458011	2321012
Modelo Elemento Casca	172551	548284
Modelo Elemento Viga/Casca	97521	322404

2.1.5 Descontinuidades Geométricas

Com base no estudo de técnicas do estado da arte, foram determinadas as geometrias dos modelos levando-se em conta as suas respectivas não linearidades, ou seja, em consequência da tipologia construtiva, as ligações soldadas-aparafusadas apresentam descontinuidades geométricas. Isso ocorre devido ao grande número de componentes isolados a serem agrupados de modo a formar a ligação. Desta forma, para que a simulação represente o comportamento da ligação mais próxima do real possível, se faz necessário considerar tais descontinuidades.

Para isso, foram utilizados elementos de contato, os quais tem por objetivo simular as conexões entre as interfaces dos componentes que constituem o modelo. Sendo assim, devido a diversidade de elementos finitos utilizados, a representação dos contatos é apresentado em duas etapas.

Primeiramente, na Figura 13 são apresentadas as considerações quanto aos elementos de contato para o modelo com elemento sólido, onde, a utilização de contatos assimétricos, para definir preliminarmente as superfícies e alvos no modelo de ligação com dupla cantoneira, foram do tipo *frictional* com um coeficiente de atrito de 0.2, definido conforme especificação da NBR 8800 (ABNT, 2008), para a seção aparafusada (parafuso, cantoneira e coluna), assim como para a interface cantoneira/viga. Utilizou-se o contato *bonded* ou colado para as regiões soldadas da cantoneira e enrijecedores, e o contato *fixed joint* ou com elemento rígido para a união entre o corpo do parafuso (elemento de viga), cabeça do parafuso e porca, dispostos da seguinte forma:

- 1 Contato colado entre as bordas do enrijecedor e as faces da alma e mesas da coluna;
- 2 Contato colado entre as bordas da cantoneira e a face da alma da viga;
- 3 Contato com atrito de 0.2 entre a face da cabeça do parafuso e a face da cantoneira;
- 4 Contato com atrito de 0.2 entre a face da porca e a face da coluna;
- 5 Contato com atrito de 0.2 entre a face da cantoneira e a face externa da mesa da coluna
- 6 Contato com atrito de 0.2 entre a face inferior da cantoneira e a face da alma da viga;
- 7 Contato com atrito de 0.2 entre o fuste do parafuso e a parede do furo da cantoneira;
- 8 Contato com atrito de 0.2 entre o fuste do parafuso e a parede do furo da coluna;
- 9 Contato com elemento rígido entre os vértices do elemento de viga que representa o corpo do parafuso e as faces da cabeça do parafuso e da porca.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

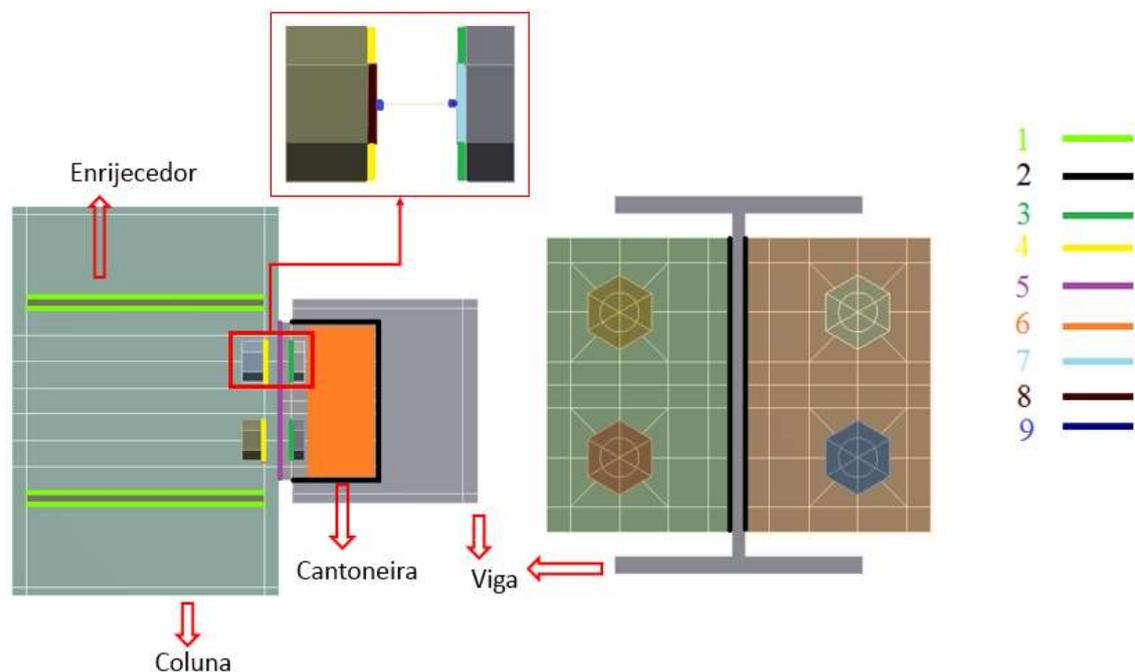


Figura 13 - Contatos da ligação com dupla cantoneira para modelo de elemento sólido

Os contatos colado e utilizando elementos rígidos foram definidos com formulação *MPC*, recomendado para contatos lineares e de geometrias distintas, de modo a permitir o acoplamento de graus de liberdade distintos e garantir uma boa precisão (ESSS, 2015).

Já para o modelo com elemento de casca, em segunda etapa, aplicaram-se contatos assimétricos para definir preliminarmente as superfícies e alvos do tipo *frictional* com um coeficiente de atrito de 0.2, conforme especificação da NBR 8800 (ABNT, 2008), entre as faces cantoneira/parafuso e parafuso/coluna, bem como na superfície inferior da cantoneira com a face da alma da viga.

Em seguida, foi aplicado o contato *bonded* ou colado para as regiões soldadas da cantoneira e enrijecedores e o contato com elementos rígidos para a união entre o corpo do parafuso (elemento de viga), cabeça do parafuso e porca, ambos com formulação *MPC* de modo a permitir o acoplamento de graus de liberdade distintos. Nas seções correspondentes ao fuste do parafuso e as furações devido ao modelo trabalhar com a superfície média e gerar um afastamento entre as faces, adotou-se um contato sem atrito ou *frictionless*. E, por fim, aplicou-se o contato *fixed joints* ou elemento rígido com a liberação de rotação em z, de modo a simular o contato entre o corpo do parafuso e a superfície média correspondente as faces das furações, conforme Figura 14.

Contudo, devido ao afastamento gerado a partir das superfícies médias dos componentes, todos os contatos foram simulados considerando o efeito real da espessura de cada componente (*thickness effect*), assim como um raio de abrangência do contato (*GAP*) devido ao afastamento das faces, dispostos da seguinte forma:

- 1 Contato colado entre as bordas do enrijecedor e as faces da alma e mesas da coluna;
- 2 Contato colado entre as bordas da cantoneira e a face da alma da viga;
- 3 Contato com atrito de 0.2 entre a face da cabeça do parafuso e a face da cantoneira;
- 4 Contato com atrito de 0.2 entre a face da porca e a face da coluna;

- 5 Contato com atrito de 0.2 entre a face da cantoneira e a face externa da mesa da coluna
- 6 Contato com atrito de 0.2 entre a face inferior da cantoneira e a face da alma da viga;
- 7 Contato sem atrito entre o fuste do parafuso e a linha do furo da cantoneira;
- 8 Contato sem atrito entre o fuste do parafuso e a linha do furo da coluna;
- 9 Contato utilizando elementos rígidos, com rotação livre em z, entre os o elemento de viga (corpo do parafuso) e as linhas da furação da cantoneira e da coluna;
- 10 Contato com elementos rígidos, entre os vértices do elemento de viga que representa o corpo do parafuso e as faces do parafuso e da porca.

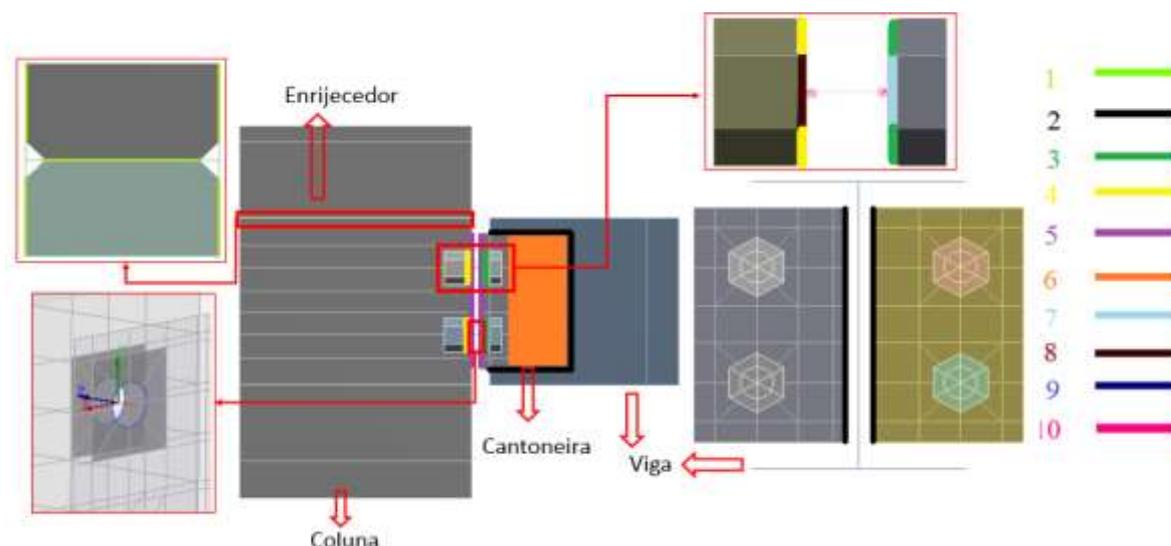


Figura 14 - Contatos para a ligação com dupla cantoneira para modelo de elemento sólido

Da mesma forma que aplicado ao modelo de casca, a configuração segue o mesmo padrão para o modelo de viga, uma vez que todos os componentes que formam a união soldada-aparafusada são os mesmos utilizados no modelo de casca. Salienta-se que o contato com elemento rígido ou *fixed joint* é aplicado a todas as superfícies médias em contato com elementos de viga.

Devido à deformação da ligação ser pequena, optou-se por trabalhar em regime de pequenos deslocamentos, de forma que o maior valor do deslocamento entre os apoios não ultrapassa a razão $L/250$, sendo L o comprimento do vão entre apoios expresso em centímetros e, portanto, quando obedecida esta relação a equação diferencial originalmente não linear pode ser tratada como linear.

Após a discretização e refinamento da malha de todos os componentes, assim como a definição e aplicação de todos os contatos responsáveis pelas conexões, podem ser definidas as condições de contorno referentes às cargas e restrições.

2.1.6 Definições das Condições de Contorno

Os resultados finais são baseados na aplicação de dois carregamentos. Primeiro, de modo a verificar o efeito dos esforços sobre os elementos estruturais oriundos da inserção de flexibilidade nas ligações, o pórtico modelado é submetido a um carregamento no valor de 41.12 kN, correspondente à resistência do perfil quanto ao seu limite de escoamento, considerando tanto parâmetros de flambagem quanto coeficientes de segurança normatizados

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), conforme o Anexo A. A carga é aplicada na região central da viga distribuída em um comprimento de 200 mm, como observado na Figura 15, de modo a determinar o limite do comportamento elástico da viga e possibilitar a leitura de dados de deformação e tensão do modelo de ligação com dupla cantoneira soldada-aparafusada, por meio de uma análise linear estática em *software* de elementos finitos.

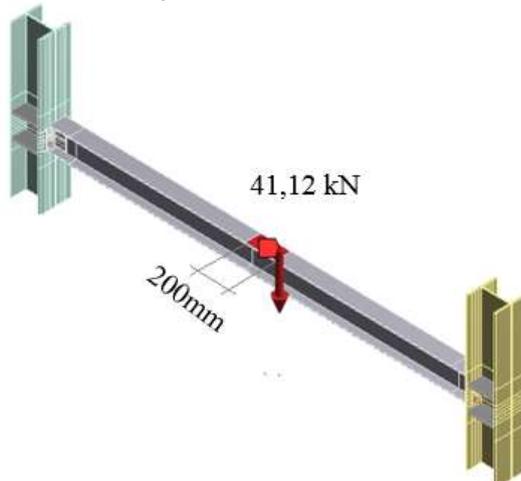


Figura 15 – Carregamento da viga

Já o segundo carregamento, em vista de que os parafusos são de alta resistência, estes devem ser apertados de forma a se obter uma protensão (F_t) adequada a cada diâmetro e modelo de parafuso utilizado, de modo que as superfícies de contato dos perfis fiquem firmemente pressionadas umas contra as outras.

A força de protensão equivale a aproximadamente 70% da força de tração resistente nominal do parafuso (BERGAMASCO, 2012). A protensão leva ao surgimento de pressão de contato entre a cantoneira e a mesa da coluna, de modo a unir os componentes, e conseqüentemente, produzir forças de atrito entre as peças. Desta forma, para o modelo em estudo é determinada a aplicação de 100% da protensão nos parafusos no valor de 85kN, conforme Tabela 15 da ABNT NBR8800:2008, constatado na Figura 16.

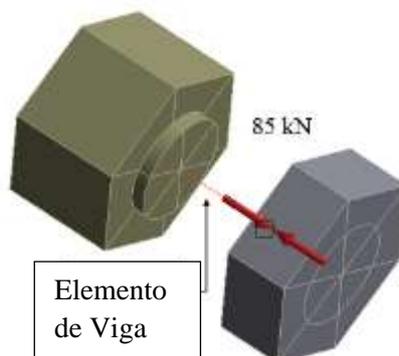


Figura 16 – Força de protensão nos parafusos

As condições de contorno são aplicadas nas ligações analisadas em todos os nós localizados nas extremidades inferior e superior da coluna de modo a restringi-los, como pode ser observado na Figura 17. Condições de rotação e translação zero são admitidas nas direções

x, y e z. Desta forma, segundo Bergamasco (2012), tais restrições impedem o deslocamento de corpo rígido e garantem a não singularidade da matriz de rigidez.

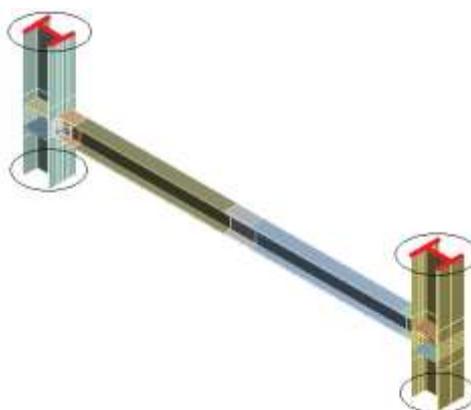


Figura 17 – Restrição das faces superiores e inferiores do modelo em estudo

As condições de contorno dependem fortemente do nível de aproximação que é buscado no modelo em relação ao fenômeno real como, por exemplo, os contatos e cargas aplicados ao modelo. Portanto, a partir da definição das condições de contorno para cada tipologia do modelo, é realizada a análise linear estática, conforme Método de Elementos Finitos, para obtenção de resultados quanto aos deslocamentos, tensões, momento fletor e rigidez da conexão, assim como a avaliação da utilização de elementos finitos sólidos, de casca e de viga.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para avaliar a influência do tipo de elemento, os resultados da simulação com elementos de casca, viga e elementos sólidos foram comparados através dos deslocamentos e tensões produzidas na região inferior do perfil da viga, no sentido da aplicação da carga, no modelo de ligação com dupla cantoneira soldada-aparafusada entre viga e coluna.

Desta forma, utilizando um modelo com elementos sólidos, obteve-se um deslocamento de 7.31 mm, como observado na Figura 18. Na Figura 19, é possível verificar a tensão produzida no modelo estrutural no valor de 170.05 MPa.

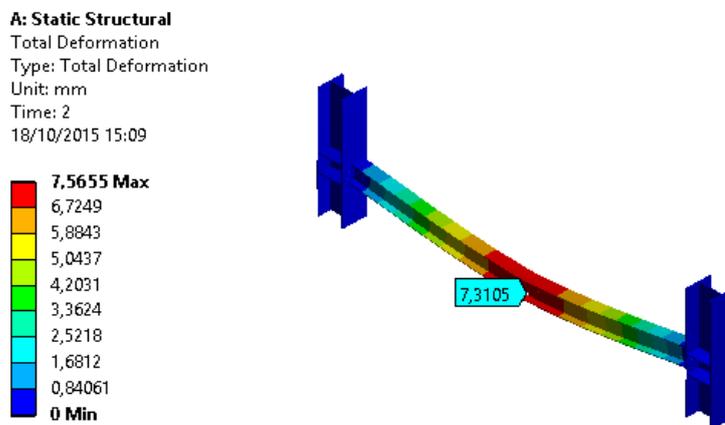


Figura 18 – Deslocamento máximo da seção inferior da viga do modelo de elemento sólido

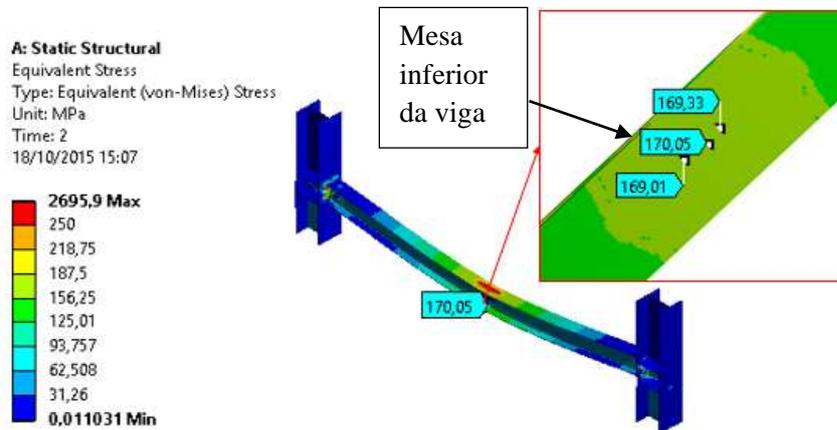


Figura 19 – Distribuição de tensão de von-Mises para o modelo de elemento sólido

No modelo de casca verificou-se um deslocamento no valor de 7.638 mm, apresentado na Figura 20, e uma tensão de 184.72 MPa, conforme Figura 21.

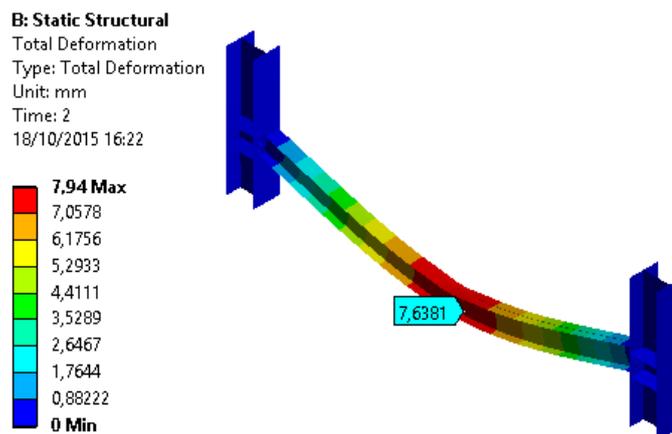


Figura 20 – Deslocamento máximo da seção inferior da viga do modelo de elemento de casca

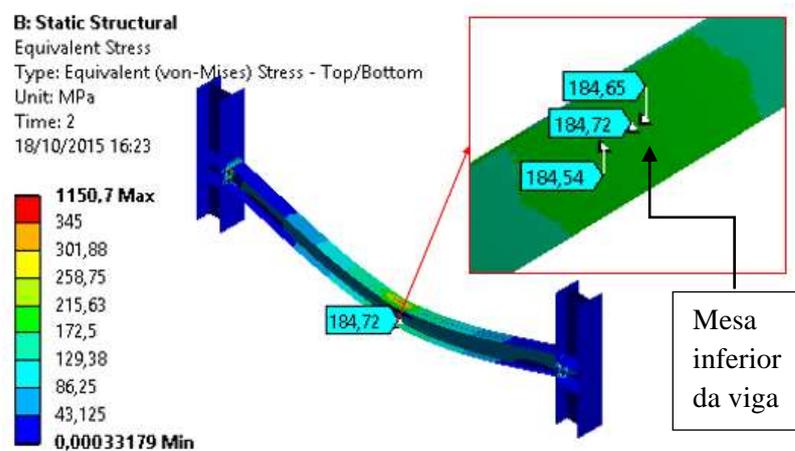


Figura 21 – Distribuição das tensões equivalentes de Von-Mises para o modelo de elemento de casca

Já o terceiro modelo, os componentes que constituem a ligação foram mantidos com elementos de casca e as demais seções extraídas para elemento de viga. Desta forma, o modelo obteve um deslocamento no valor de 7.633 mm, conforme Figura 22, e uma tensão de valor 184.61 MPa, observada na Figura 23.

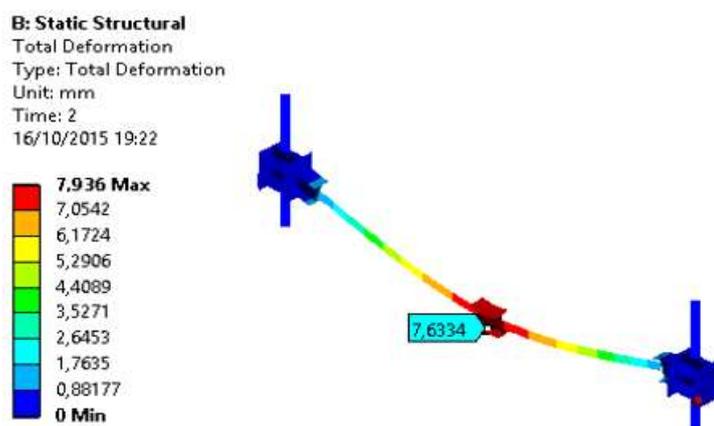


Figura 22 – Deslocamento máximo da viga do modelo misto com elementos de viga e casca

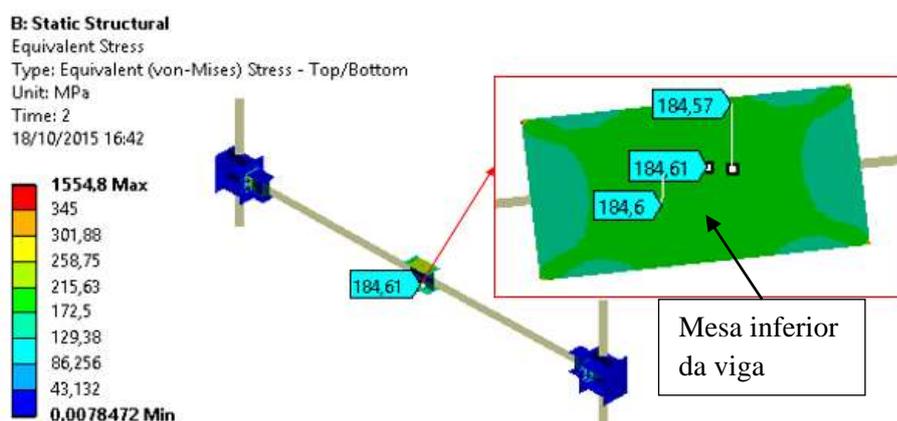


Figura 23 – Distribuição de tensão de von-Mises para o modelo misto com elementos de viga e casca

Com base na Tabela 4, podem ser visualizados os resultados das simulações conforme tipologia da análise. O modelo com elemento de casca apresenta uma diferença percentual de deslocamento e tensão de 4.48% e 8.62%, respectivamente, e o modelo utilizando elementos de casca e viga consiste em um deslocamento e tensão 4.41% e 8.56%, respectivamente maior, quando comparados ao modelo utilizando elemento sólido.

Tabela 4 – Comparação de resultados conforme tipologia do modelo

Modelo	Deslocamento Máximo (mm)	Tensão (MPa)	Tempo de processamento (horas)	Diferença de deslocamento em relação ao modelo sólido	Diferença de tensões em relação ao modelo sólido
Elemento sólido	7,31	170,05	51,94	-	-
Elemento de casca	7,638	184,72	1,25	4,48%	8,62%
Elemento de viga e casca	7,633	184,61	0,83	4,41%	8,56%

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

De acordo com a Tabela 4, usa-se um tempo de processamento de aproximadamente 41 vezes menor para a análise utilizando elemento de casca, e em torno de 62 vezes menor para o modelo utilizando elementos de viga e casca, quando comparados ao modelo utilizando elemento sólido.

4. CONCLUSÃO

Ao verificar a análise do modelo em estudo, através da aplicação de três diferentes tipos de elementos finitos, observou-se nos resultados das deformações e tensões que o modelo sólido foi o mais preciso. Contudo essa característica esteve associada a um elevado custo computacional. A boa aproximação do resultado se dá pelo fato do elemento sólido simular um objeto tridimensional como o perfil realmente é, de modo a representar as deformações transversais da chapa, ou seja, mostram os fenômenos de tensões e deformações através da espessura. A malha utilizada foi escolhida com a mesma configuração de tamanho de elemento para todos os casos. Porém, como o modelo sólido representa melhor a espessura do componente, a malha é constituída de elementos tridimensionais e, portanto, configura um alto número de elementos e nós, de modo que o tamanho das matrizes de rigidez e o custo computacional ficaram maiores.

O modelo com elementos de casca apresentou 4.48% de diferença entre as deformações e 8.62% de diferença entre as tensões, quando comparado ao modelo com elemento sólido. O tempo necessário de processamento para este modelo foi, aproximadamente, 41 vezes menor, embora com uma diferença de resultados, quando comparado ao modelo em sólido. Isso ocorre devido à diferença na discretização destes modelos, uma vez que a espessura não é modelada. Em vista disso, geram-se *GAP's*, ou seja, criam-se folgas entre as faces dos componentes, de modo que o ajuste de interface pode influenciar na rigidez do modelo. Portanto, as simplificações impostas induzem a ocorrência de algumas singularidades numéricas em modelos de casca. Esta condição é recorrente neste tipo de formulação de elemento. Entretanto, os elementos de casca são bastante utilizados e apresentam bons resultados quando se tem ligações entre chapas soldadas ou aparafusada em geometrias complexas.

Já o modelo com elementos de viga, apresentou dados de tensão e deformação similares ao modelo com elementos de casca. Isso se deve, ao fato de que os componentes que formam a ligação dos dois modelos serem compostos pela mesma configuração. De modo que, os dados de deslocamento e tensão apresentaram uma diferença percentual de 4.41% e 8.56%, respectivamente, quando comparado ao modelo sólido, aliado a um tempo de processamento de, aproximadamente, 62 vezes menor. Desta forma, o elemento de viga pode ser utilizado para análise de perfis conhecidos e com propriedades geométricas definidas. O sucesso deste elemento para esse caso é devido a sua própria formulação matemática no programa, que utiliza as equações de rigidez de perfis estruturais apoiado nas propriedades da seção transversal a que é atribuída.

Em resumo, a principal desvantagem da utilização de elementos sólidos, se comparado ao elemento de casca e viga, é o tempo de processamento da simulação. Assim, para análise de ligações é recomendável utilizar programas computacionais que utilizem elementos de casca ou viga na simulação, pois são rápidos e eficientes.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

ANSYS. **User's Manual**. In: ANSYS Workbench v.15.0 - User's Manual. ANSYS, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: Abnt, 2008. 237 p.

BERGAMASCO, Pedro Diego Almeida. **Estudo do Comportamento de Ligações Parafusadas Viga-Pilar com Chapa de Topo Estendida: Análise Numérica**. 2012. 396 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

ENGINEERING SIMULATION SCIENTIFIC SOFTWARE (ESSS). **Análise de Ligações Parafusadas no ANSYS Mechanical**. Disponível em: <http://www.esss.com.br/pdf/conteudo/ebook_analises_ligacoes_parafusadas_ok.pdf>. Acesso em: 31 outubro 2015.

GERDAU, Aço Minas. **Tabela de Bitolas**. Disponível em: <<http://www.soufer.com.br/arquivos/laminados/2.pdf>>. Acesso em: 02 novembro 2015.

INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE E CAPACIDADE ESTRUTURAL DE PONTE METÁLICA. – PONTE SECA – 1920.

Fabio Gomes da Costa¹, João Paulo F. M. de Souza²

Resumo

As pontes em estrutura metálica, além de serem belas e exuberantes, são um marco no desenvolvimento nacional do final do século XIX e início do século XX. As já existentes de madeira foram substituídas e pontos inacessíveis por obstáculos naturais foram interligados graças a esta inovação da engenharia. O meio de locomoção mais moderno era a locomotiva, a qual solicitava às pontes ferroviárias alta resistência mecânica e robustez. Os tempos passaram, os meios principais de locomoção inovaram ou se derivaram, as solicitações de cargas mudaram, porém as pontes se deterioraram devido á falhas generalizadas de manutenção e tempo de vida útil ultrapassado. O presente trabalho apresenta a minuta de projeto de restauração da ponte histórica que liga a Ilha do Príncipe e a Vila Rubim em Vitória do Espírito Santo. Este trabalho além de propor os métodos executivos de restauração propõe adequação da ponte às solicitações de cargas maiores sem alterar suas características históricas. Este trabalho evidencia que técnicas modernas de restauração alinhadas com a robustez das construções de época permitem proporcionar às construções históricas resistências mecânicas compatíveis com a atualidade além da extensão do seu tempo de vida útil. Trabalho consiste em apresentar um estudo de caso, para elaborar um projeto de readequação da Ponte Rodoviária mista (aço concreto) constituída por vigas de aço e tabuleiro de concreto. Avalia-se o seu atual estado de conservação por meio de ensaios não destrutivos e investigações, realizando o seu de pré-dimensionamento, visando o aumento do veículo tipo e na distribuição de ações entre as vigas, treliças e tabuleiro.

Palavras-chave: Pontes Metálicas, Pontes Rodoviária-Ferrovíarias, Pontes Históricas, Recuperação de estruturas metálicas, Inspeção, Ensaios destrutivos e não destrutivos.

1. Engenheiro Civil – L.A. Falcão Bauer.
2. Engenheiro de Materiais – L.A. Falcão Bauer.



1. Introdução

As pontes históricas são um legado herdado da transição do século XIX e XX no Brasil quando se iniciava o desenvolvimento sócio econômico nas principais capitais. As estruturas metálicas, geralmente em aço, estavam ganhando espaço em grandes construções na Europa e esta tendência teve repercussão nos países da América do Sul.

A ponte Florentino Ávidos surgiu desta tendência, a ligação da Ilha de Vitória com o continente tornou-se a alavanca para o desenvolvimento da capital do Espírito Santo, quando em 1927 foi inaugurada a Ponte Florentina Ávidos, constituída por dois vãos de transposição na baía de Vitória.

O vão menor conecta a Ilha de Vitória com a Ilha do Príncipe, hoje conhecida como “Ponte Seca”, em seguida um vão bem maior constituído de 5 módulos, conhecida hoje como Cinco Pontes. [10] [12] [13] [14]

Nos dias atuais, a estrutura metálica da Ponte Florentino Ávidos – “Ponte Seca”, tendo em vista o não emprego de manutenções adequadas, encontra-se em más condições. Por conta disso a prefeitura de vitória solicitou serviços de avaliação do atual estado de conservação da ponte junto com elaboração de projeto de restauração e reurbanização desta obra de arte histórica. Na figura 01 mostra-se as Ponte Seca nos dias atuais.

2. Ponte Florentino Ávidos – Ponte Seca

2.1 Histórico

A Ponte Seca é uma ponte ferroviária-rodoviária metálica, em treliças sistema tipo “PRATT Isostática”, com ligações rebitadas e apoios metálicos sobre pilares de pedra. Na figura 02 apresenta-se imagem da Ponte em sua fase de construção no ano de 1920, na etapa de instalação dos trilhos ferroviários. Detalhe no espaçamento para circulação de veículos na sua lateral, características das pontes ferroviárias fabricadas no início do século XX na Europa e Estados Unidos da América.[8] [10] [12] [13] [14]

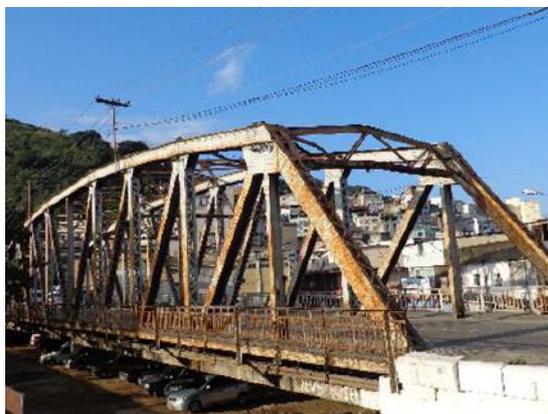


Figura 01 – Ponte Seca nos dias atuais



Figura 02 – Ponte Seca na época de sua construção

A empresa fabricante e construtora da Ponte foi a MAN (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) na fábrica “WERK GUSTAYSBURG” que produzia pontes no início do século XX. A M.A.N é uma companhia alemã de Engenharia Mecânica, baseada em Munique, no estado da Bavaria.

Além de mineração e produção de ferro, em outras localidades o foco dos negócios em Augsburg e Nuremberg foi a Engenharia Mecânica. Locomoção, propulsão e construções de aço foram os grandes tópicos da empresa nesta fase. [9]

Em Gustvsburg, cidade na região central da Alemanha arredores de Frankfurt ficava o departamento de pontes junto com a fábrica, onde foram produzidas as peças da Ponte Florentino Ávidos e transportada em porões de navios para ser montada em Vitória-ES. [10] [12] [13] [14]

A ponte foi inaugurada em meados de 1927 e tem uma extensão de 65 metros de comprimento. A estrutura de aço pesa cerca de 346 toneladas. Atualmente, a ponte se encontra em operação com tráfego de automóveis sob baixa velocidade pela estrutura principal da ponte. [10] [12] [13] [14]

2.2 Aço Utilizado na Construção da Ponte Seca

Naquela época, o Brasil não produzia aços estruturais e tais materiais, de alta tecnologia, ainda estavam ganhando mercado em substituição do ferro fundido nas construções de estruturas metálicas em pontes ferroviárias em todo mundo. [15]

O aço se diferencia do ferro fundido em relação à porcentagem de carbono. Para ser classificado como aço, o material metálico deve possuir entre 0,008 e 2,11% de carbono e para ser classificado como ferro fundido o mesmo deve possuir entre 2,11 e 6,37% de carbono. [15]

Esta diferença possibilita a aço ser um material mais indicado para esforços estruturais em relação ao ferro fundido. As pontes metálicas no século XIX era todas em ferro fundido, porém muitos acidentes aconteceram devido a fraturas de fadiga e novos tipos de ferro fundido e aços foram desenvolvidos. [8]

No final do mesmo século o desenvolvimento do processo de produção SIEMENS MARTIN possibilitou um melhor controle de qualidade na adição de elementos de liga. [8] [9]

Estes elementos se tratam de elementos químicos que ao ser adicionado no processo de fundição do aço ou do ferro fundido, promovem características importantes nas propriedades finais do material. O cromo (Cr), manganês (Mn), silício (Si), fósforo (P), boro (B), cobre (Cu), molibdênio (Mo), magnésio (Mg) e entre outros são responsáveis por propriedades como resistência mecânica, resistência à corrosão, processabilidade e soldabilidade. [5]

O aço encontrado nesta ponte se trata de aço de alta tecnologia para esta época, cabendo neste trabalho indicar o material mais adequado para sua restauração.

2.3 *Manutenção ao longo dos anos*

O desempenho ao longo do prazo de utilização de uma estrutura ou edificação diminui ao passar do tempo. A cada manutenção, se consegue recuperar parte do desempenho perdido, porém, não totalmente.

Inevitavelmente em um determinado ponto, ao passar um período de tempo elevado, chega-se a sobrevida da edificação, onde o risco de prejuízo à segurança é elevado. Por isso, deve ser levada em consideração a possibilidade de uma intervenção mais profunda.

Com a execução de manutenções preventivas e corretivas é possível obter na edificação uma vida útil residual que acrescida à vida útil de projeto constituem a vida útil real da edificação.

No caso da Ponte Seca, não há registros de intervenções mais profundas que mantivessem a vida útil da edificação. Por se tratar de uma estrutura de aço em regiões litorâneas, classificada pela categoria de corrosividade C4-Alta de acordo com anexo N da norma ABNT NBR 8800:2008, área costeira de média exposição à salinidade e poluição, o aço utilizado encontra-se deteriorado em locais bem definidos.

Além da exposição à salinidade e a poluição que provoca corrosão generalizada uniforme, o sistema de drenagem da ponte seca ineficiente gerou com o passar dos anos pontos localizados de acúmulo de águas pluviais elevando o nível de corrosão ao ponto de proporcionar perda de material nas peças em contato com o fluxo pluvial. Nas figuras 02 à 05 apresenta-se algumas patologias.



Figura 02 - Corrosão generalizada com perda de seção



Figura 03 - Corrosão generalizada com perda de seção na interface concreto/aço



Figura 04 - Corrosão generalizada com perda de seção



Figura 05 - Corrosão generalizada com perda de seção – causa provável de acúmulo de águas pluviais

3. Materiais e Métodos

Para realização do trabalho as atividades se deram da seguinte forma:

- a) Inspeção e cadastramento de patologias de componentes metálicos e de alvenaria da ponte;
- b) Coleta de amostras para execução de investigação dos materiais utilizados em sua construção e em possíveis intervenções realizada ao longo de sua história;
- c) “*As Built*” para execução de projeto estrutural de recuperação e reforço da estrutura de modo a atender às solicitações de esforços mecânicos desejados e sua manutenção, acompanhados de projeto de pavimentação e drenagem;
- d) Projeto Elétrico - luminotécnico para fins urbanísticos e de paisagismo;

3.1 Inspeção e Cadastramento de Patologias

A análise de patologias da estrutura metálica da Ponte Seca esta dividida nas seguintes etapas:

- Levantamento geométrico e dimensional de toda estrutura.
- Nomeação da peças estruturais
- Levantamento de Patologias
 - Perfis e ligações rebitadas
 - Tabuleiro Superior
 - Tabuleiro Inferior
 - Concreto

Na figura 06 apresenta-se desenhos esquemáticos de como se deu a estratégia de inspeção e cadastramento de patologias.

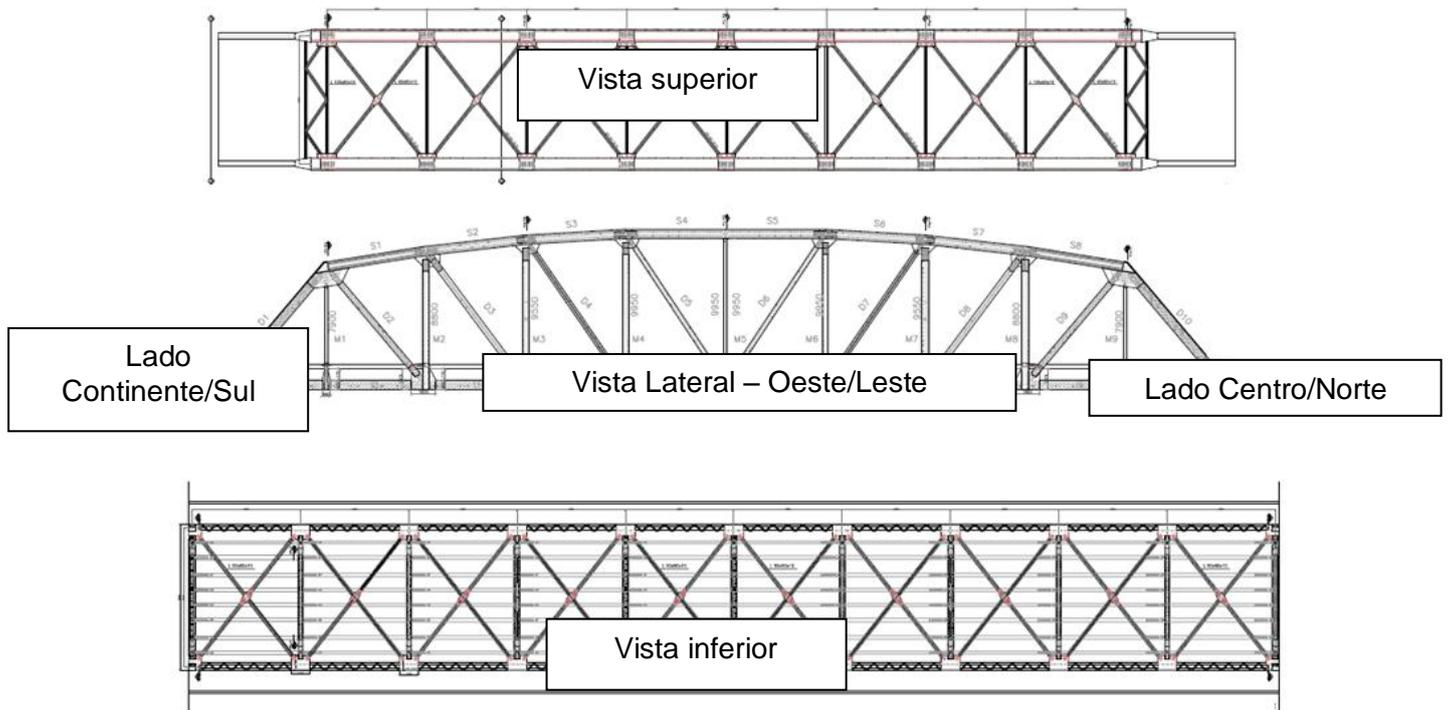


Figura 06 – Apresentação do levantamento dimensional e mapeamento de peças

A ponte é composta, na parte superior por montantes, diagonais, vigas caixão superiores numeradas, passarelas e guarda corpo do lado direito e esquerdo. Na parte inferior, sob o tabuleiro, a ponte é dividida em 10 (dez) tramos, compostos por longarinas, 2 (duas) em viga caixão e 7 (sete) viga “I”, as caixão numeradas, e 4 (quatro) sapatas metálicas. 2 no lado “continente” - sul denominadas sapatas de entrada de tráfego, e 2 no lado “centro” – norte, denominadas de saída de tráfego.

A análise das patologias foi realizada por fotos, documentadas por peça totalizando em um documento técnico de 284 fotos. A inspeção visual foi realizada com base nas normalizações vigentes, entre elas a ABNT NBR 8.800 – Projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios e ABNT NBR 315/07 – Ensaio Visual.

Para cadastro de patologias de corrosão foi utilizada a norma SSPC-VIS 2/ASTM D610 08(2012) Standard Practice for Evaluating Degree of Rusting on Painted Steel Surfaces, corrosion, rusting” de acordo com a tabela 01

Tabela 01 - Classificação do Grau de Oxidação conforme norma SSPC-VIS 2/ASTM D610

Grau	Porcentagem de área oxidada	
4	3 a 10 %	4-G
3	10 a 16%	3-G
2	16 a 33%	2-G
1	33 a 50 %	1-G

3.2 Coleta de amostras

Na análise laboratorial, foram retiradas no local 8 (oito) amostras do pavimento e tabuleiro de concreto da ponte em diferentes regiões, 4 (quatro) amostras de barras de aço da armadura, duas de cada diâmetro, e 5 (cinco) amostras de diferentes componentes estruturais da estrutura metálica da ponte.

Na figura 07 apresenta-se o local retirada dos corpos de prova de concreto do pavimento e tabuleiro da ponte. Na figura 08 apresentam-se os locais onde foram coletadas as amostras metálicas, AM1, AM2, AM3, AM4 e AM5. Na tabela 02 apresenta-se especificação de cada amostra.

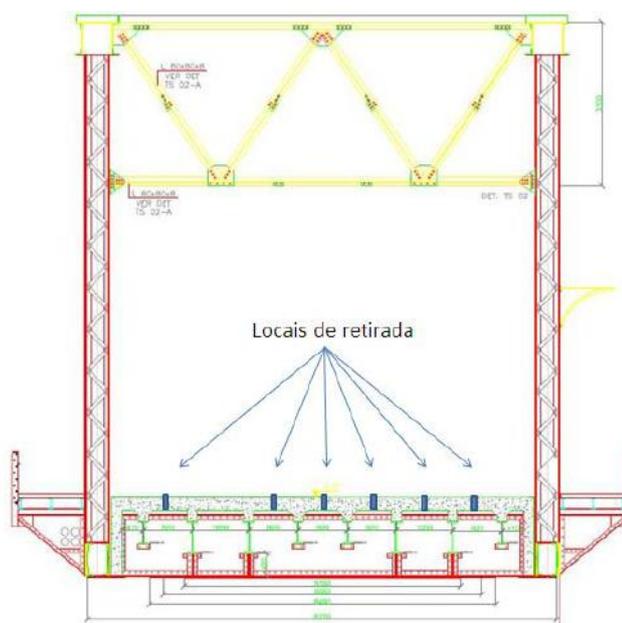


Figura 07 – Local de retirada dos corpos de prova de concreto

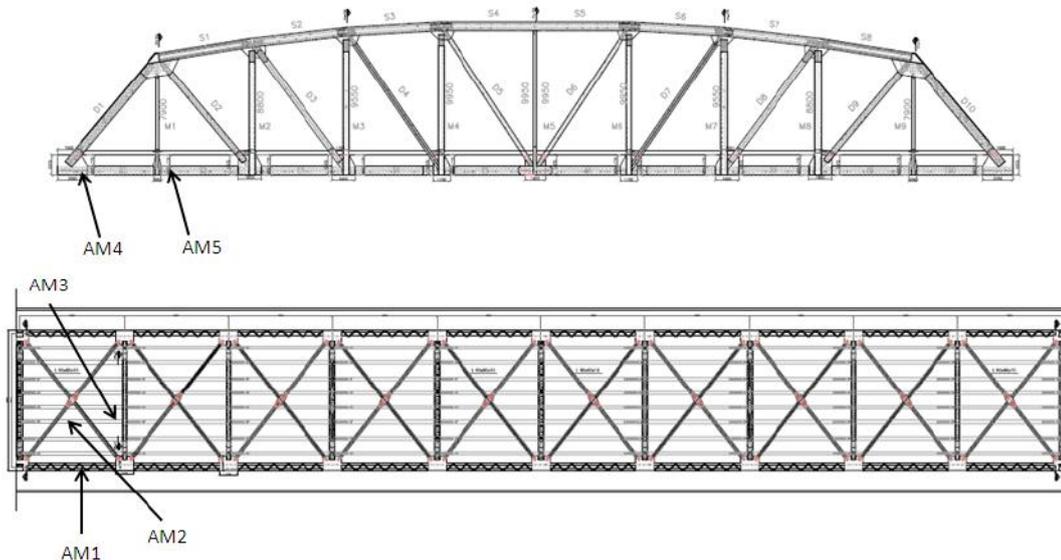


Figura 08 – Local de coleta de amostra metálicas
Tabela 02 – Especificação das amostras metálicas

Descrição da Amostra	Amostras
Barra diagonal da longarina viga caixão no 1° tramo lado direito na parte inferior	Amostra 1
Segmento da mesa da 3° longarina Direita para Esquerda, 1° tramo na parte inferior	Amostra 2
Segmento do consolo na transversina na 3° longarina direita para esquerda	Amostra 3
Chapa Lateral de reforço da viga caixão da peça D1	Amostra 4
Cantoneira L da peça montante M1	Amostra 5

Com base nos resultados obtidos através da análise de patologias em campo e dos ensaios realizados em laboratório das amostras coletadas, é possível avaliar e identificar parte dos materiais utilizados para a construção da estrutura.

3.3 “As Built” e Projeto de Reforço Estrutural e Recuperação

Com base na inspeção, patologia, levantamentos realizados e demais análises dos materiais e suas concepções, elaborou-se “As Built” de projeto para assim elaboração do projeto executivo de restauro, englobando as especificações técnicas dos componentes a serem utilizados na estrutura e metodologias executivas.

Os projetos elaborados dão continuidade ao projeto arquitetônico, calculando-se os elementos de sustentação, indicando as dimensões das vigas, pilares e lajes, especificando as ligações principais, os tipos de aços, concreto, especificação dos tipos de ligações soldadas e parafusadas e tipo de revestimento protetor.

Com base nos levantamentos efetuados e baseados em pesquisas dos trabalhos realizados na restauração das Cinco Pontes, foram elaborados desenhos específicos indicando graus de deterioração e classificação das peças corroídas em três cores discriminadas abaixo.

- Vermelho – Perda de seção;
- Amarelo – Corrosão Uniforme sem perda de seção;
- Preto – Deformação plástica por impacto.

Na figura 09 apresenta-se parte do levantamento realizado de forma a orientar na elaboração do projeto de reforço estrutural e recuperação. Nos locais onde houve perda de seção e deformação, indicados em vermelho, as peças deverão ser substituídas por chapas ou novos perfis e componentes, as peças indicadas em amarelo e preto deverão ser reparadas.

Na sequencia elaborou-se calculo estrutural por intermédio de softwares de elementos finitos tomando-se como base os levantamentos de campo geométrico e dimensional, bem como ensaios laboratoriais, tendo em vista verificar a capacidade e/ou a necessidade de reforço estrutural perante a aplicação das cargas para a Classe 45, nos termos da NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

Esta verificação considera que os elementos estruturais existentes estejam recuperados e/ou substituídos, conforme sua geometria inicial quando da sua implantação.

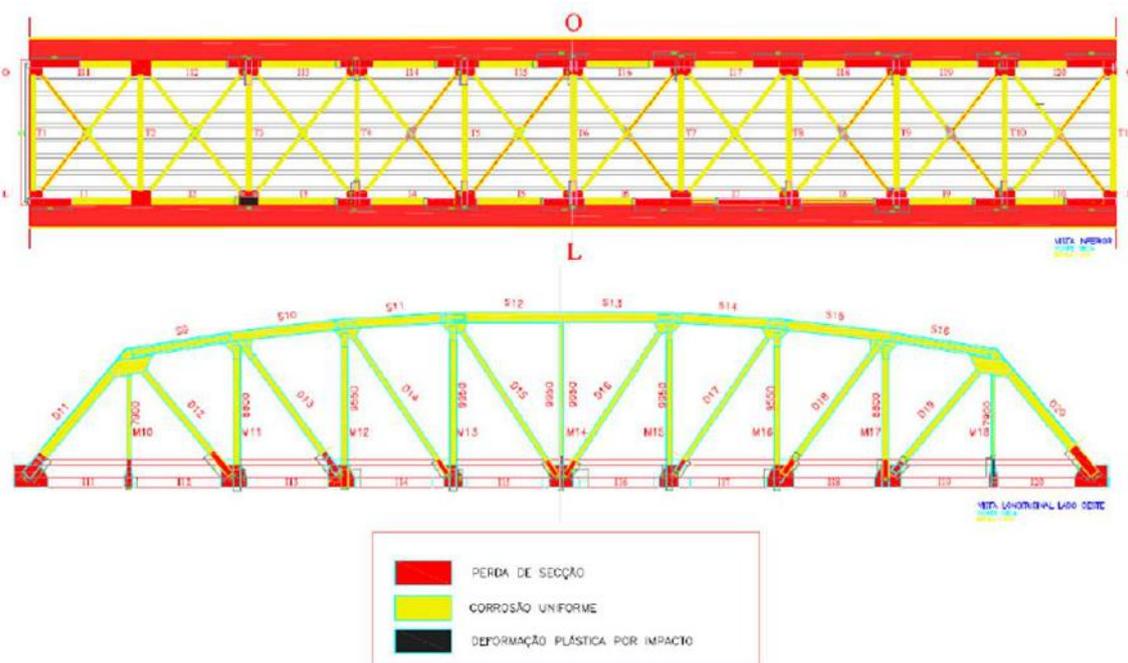


Figura 09 – Indicativos de reparos e recuperação da estrutura

Para determinação e verificação dos esforços solicitantes na estrutura foi utilizado um modelo de pórtico tridimensional e processado no *Software STRAP* (Structural Analysis Programs), da ATIR Engineering Software Development.

O tabuleiro foi simulado em elementos finitos e considerado apenas apoiado sobre as longarinas, isto é, sem conectores nos perfis metálicos como mostram as fotos de execução da época de implantação da ponte e confirmado nas investigações de campo. Na figura 10 apresenta-se de forma demonstrativa os recursos gráficos utilizados.

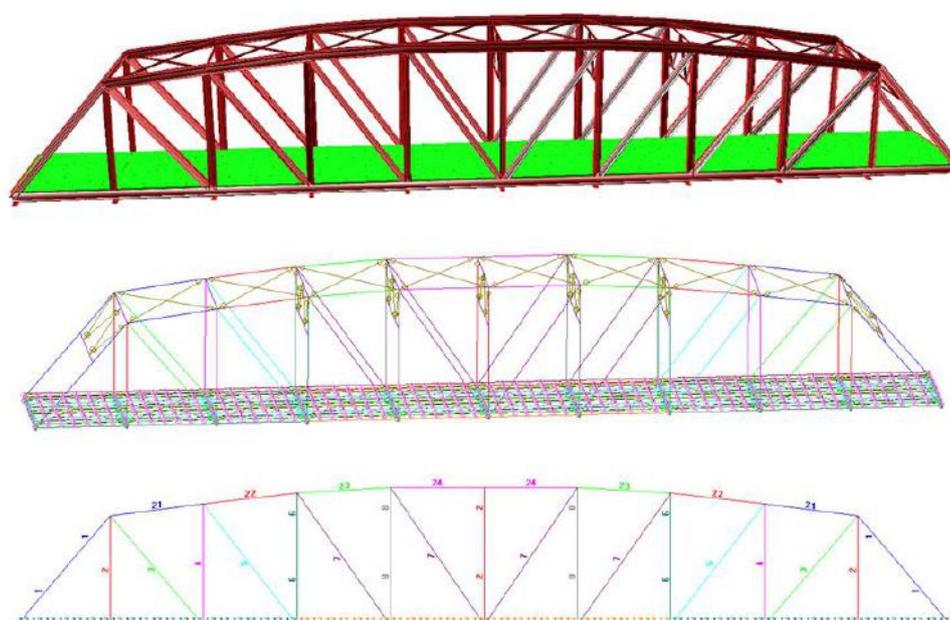


Figura 10 – Modelo computacional de análise da ponte

Para os cálculos de drenagem, os sistemas de águas pluviais foram dimensionados de maneira a permitir um rápido escoamento das precipitações pluviais coletadas e facilidade de limpeza e desobstrução em qualquer ponto da rede, não sendo tolerados empoçamentos ou extravasamentos, visando garantir níveis aceitáveis de funcionalidade, segurança, conforto, durabilidade e economia.

Após realizados os cálculos e compatibilizados todos dados e condições atuais da estrutura elaborou-se o projeto executivo de restauração compostas por diversas pranchas de projetos, especificações técnicas, metodologias específicas executivas, plano de inspeção e testes, além de memoriais de cálculo e planilhas orçamentárias.

3.4 Projeto Elétrico - Luminotécnico para fins urbanísticos e de paisagismo



Para execução do projeto elétrico e luminotécnico executivo de iluminação pública e ornamental foi realizado um estudo por intermédio de ferramenta o Software Dialux, onde o mesmo trabalha na geração da perspectiva do efeito pretendido, com cores falsas com escalas de luminosidade “Lx” (fluxo luminoso), iluminância vertical e horizontal, ilustrando assim o efeito nas superfícies a serem iluminadas.

Na sequência com base nas simulações realizadas, especificou-se a listas de luminárias, seu posicionamento, dimensão e dispositivos de proteção em pranchas de projetos.

Na especificação levaram-se em conta suas características físicas como luminância e potência, linhas isográficas na superfície de cálculo no tabuleiro, folhas de dados nas luminárias, tabela de potência luminosa, diagrama de densidade luminosa, folha de dados de ofuscamento e folha de dados de iluminação de emergência.

Na figura 11 apresentam-se as simulações realizadas pelo software e suas respectivas escalas de forma demonstrativa.

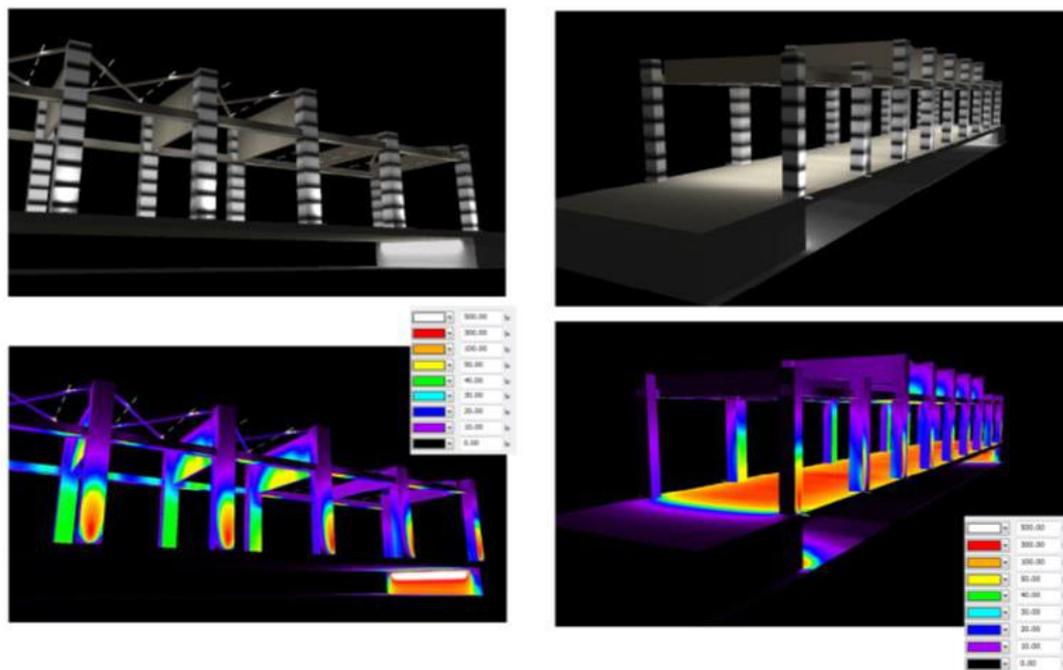


Figura 11– Demonstrativo os recursos gráficos utilizados

4. Análises Laboratoriais e Resultados obtidos e Discussões

Após coleta das amostras foram realizados os seguintes ensaios que auxiliaram na elaboração dos projetos de reforço e recuperação supracitados:

- a) Concreto:
 - * Ensaio mecânico de compressão

- Ultrassom
 - Reconstituição do traço de concreto
- b) Metálicas
- Ensaio mecânicos de tração
 - Análises químicas
 - Metalografia

Foram realizadas as seguintes análises:

- c) Concreto
- Aspectos gerais das composições do concreto e propriedades mecânicas.
 - Levantamento dimensional do tabuleiro e camada de asfalto.
- d) Metálicas
- Propriedades mecânicas tais como, limite de escoamento, resistência à tração e alongamento.
 - Composição química, análise da presença de elementos de liga responsáveis por propriedades físico-químicas do material.
 - Análise da soldabilidade do material por meio do cálculo do carbono equivalente, conforme norma AWS – American Welding Society.
 - Análise Metalográfica microestrutural das fases constituintes.

Os dados obtidos nos corpos de prova de concreto revelaram suas propriedades gerais auxiliando na recuperação do pavimento. As análises realizadas nas amostras metálicas auxiliaram na obtenção do material correto na restauração. Na tabela 03 apresenta-se os dados obtidos nos ensaios mecânicos da amostras metálicas.

Tabela 03 – Propriedade Mecânicas

Amostra	L. de Escoamento (Mpa)	L. de Resistência (MPa)	Alongamento (%)
1	290	477	37
2	***	***	***
3	***	***	***
4	279	459	28
5	***	***	***

Para análise da temperabilidade e soldabilidade do aço calcula-se o carbono equivalente das amostras. De acordo com Instituto Internacional de Soldagem (IIW) utiliza-se a equação 1. Na tabela 04 apresenta-se sua composição química e cálculo de carbono equivalente. [6]

Equação 1 – Carbono equivalente.

$$C_{eq} = \%C + \frac{\%Mn}{5} + \frac{\%Cr}{6} + \frac{\%Mo}{6} + \frac{\%V}{6} + \frac{\%N}{15} + \frac{\%Cu}{15}$$

Elementos químicos das Amostras	Amostra 1 (%)	Amostra 2 (%)	Amostra 3 (%)	Amostra 4 (%)	Amostra 5(%)
C	0,1495	0,2031	0,1853	0,2064	0,2023
Mn	0,6491	0,5788	0,7486	0,653	0,6349
S	0,0534	0,02	0,0519	0,0345	0,0346
P	0,03	0,0204	0,0461	0,0206	0,0154
B	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Nb	0,0064	0,0064	0,0064	0,0064	0,0064
Si	0,2777	0,0119	0,2221	0,1712	0,2078
Cr	0,0136	0,0115	0,0224	0,0111	0,0935
Mo	0,0069	0,0069	0,0069	0,0069	0,0069
V	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
Ni	0,0444	0,0346	0,0429	0,0389	0,0292
Cu	0,1445	0,0894	0,166	0,1042	0,0859
C. equivalente	0,32106	0,31389667	0,36727	0,35730667	0,370903333
Soldabilidade	Boa	Boa	Boa	Boa	Boa

4.1 Discussão de análise do concreto

As amostras do tabuleiro de concreto coletadas resultados coerentes e satisfatórios, caracterizando o concreto utilizado na ponte como um concreto de fck – resistência média à compressão de 40 Mpa. Constatou-se da presença de 2 (dois) tipos de concretos, classificados como concreto escuro e magro com propriedades mecânicas compatíveis e adesão entre ambos satisfatórios.

Estas evidências direcionam o projeto no sentido de reaproveitar o concreto escuro retirando o asfalto e escarificando o mesmo, demolindo somente o concreto do passeio e das extremidades da pista.

De acordo com as informações obtidas será aplicado como pista de rolamento concreto estrutural com propriedades mecânicas compatíveis ao concreto original e telas de aço galvanizado.

4.2 Discussão de análise das amostras metálicas

As amostras da estrutura metálica apresentaram resultados semelhantes nos ensaios realizados. Nos ensaios mecânicos expostos na tabela 03 o limite de escoamento oscila entre 290 e 279 MPa, propriedades mecânicas que se aproximam ao aço de baixo carbono ASTM A36, de limite escoamento mínimo de 250 MPa.

Nos ensaios químicos, a composição química confirma os resultados dos ensaios mecânicos, o teor de carbono confirma sua classificação como aço de baixo carbono, com teores menores que 0,2%.

A análise dos teores dos elementos de liga também confirmam os valores do limite de escoamento onde os elementos como Mn e Si possuem porcentagens consideráveis e normalmente estão presentes em todos os aços estruturais comerciais.

Ao analisar os elementos P, Cr, Ni, e Cu, que são responsáveis por características de resistência à corrosão, os mesmos apresentam valores de porcentagem insignificantes. Semelhante ao que ocorre com os elementos Mo, V e B, responsáveis por elevar a temperabilidade dos aços.

O enxofre que comumente produz fragilidade à elevadas temperaturas, porosidades e trincas a quente na solda, possui teores insignificantes. O cálculo do carbono equivalente classifica as amostras como aços de boa soldabilidade compatível com o eletrodo do tipo E-70XX – AWS A5.1.

Na análise metalográfica observa-se as microestruturas perlita e ferrita em matriz eutética com coloração opaca, amarelado com pontos escuros de perlita, características metalográficas de aços de baixo carbono, a macrografia não revela descontinuidades relevantes. Os valores da dureza Vickers apresentam-se dentro da faixa de valores especificados para aço de baixo carbono.

O aço identificado na estrutura metálica da ponte se aproxima do aço ASTM A36 e do DIN ST 37, SIEMENS MARTIN, enquadrando-se nos aço utilizados na construção de pontes em estrutura metálica no início de século XX, segundo a literatura e levantamento histórico realizado.

Para especificação de materiais de restauro devem-se usar aços semelhantes ao material de origem, eletrodo E-7018-A1 válido também para os rebites, no caso de parafusos utilizar ASTM A325 tipo 1 ou DIN – ISO 8677.

5. Conclusão

A ponte Florentino Ávidos – Ponte Seca é mais do que um componente do sistema viário municipal de Vitória-ES, é um símbolo histórico da cidade e ainda fonte de informações históricas que revelam características do desenvolvimento da tecnologia avançada em sistemas de transportes ferroviários, metalurgia da época, e principalmente da história do município de Vitória.

Para preservar a estrutura deste monumento histórico são necessárias intervenções imediatas e urgentes, visando a manutenção estrutural e estética da ponte. A qual deve ser executada de forma adequada seguida de manutenções periódicas a fim de preservá-la por mais 90 anos.

As inspeções visuais conciliadas com ensaios não destrutivos realizados na estrutura metálica indicaram elevado estado de degradação por corrosão, principalmente, em regiões onde ocorre acúmulo de eletrólito, devido provavelmente por falhas de drenagem que ocasionam acúmulo de águas pluviais nos encontros das longarinas, transversinas, montante ou diagonais que provocando a perda de material por corrosão pontual e uniforme.

Além do aço carbono não possuir elementos de liga que o protegem contra a corrosão o mesmo não possui revestimento protetor adequado como galvanização ou tintas protetoras, acentuando ainda mais a ação do processo de corrosão.

Os locais com presença de frestas tem intenso de ataque corrosivo no aço e concreto. Nestas regiões desenvolvem-se produtos de corrosão que atuam como concentradores de tensão provocando deformação e até ruptura de algumas peças que compõem as peças estruturais da ponte.

Diante das inspeções, ensaios e análises dos resultados e do processamento estrutural da ponte, foi constatado a necessidade de realizar uma manutenção corretiva, seguida da elaboração de projetos de reabilitação adequando as atuais normatizações vigentes, visando uma melhoria à segurança estrutural da ponte e, segurança dos motoristas e pedestres.

A realização deste conjunto de análises e projetos possibilitou um estudo de engenharia de recuperação e reforço, que além de recuperar esta obra arte respeitando suas características originais, foi possível elevar a sua capacidade de carga de trabalho de classe 30 para Classe 45, nos termos da NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

Logo este trabalho permite demonstrar que independente do estado de conservação e época de construção em que as estruturas foram construídas, a execução de estudos investigativos seguida de análises; é possível encontrar soluções compatíveis e viáveis para atual época, permitindo assim a elaboração de projetos com uso de materiais e técnicas construtivas adequadas sem prejudicar o patrimônio cultural e até mesmo as características originais das estruturas de aço.

REFERÊNCIAS

- [1] **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR NM 315/07** – “*Ensaaios não destrutivos – Ensaio visual – Procedimento*”
- [2] **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8800/08** – “*Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*”
- [3] **American Society for Testing and Materials (ASTM) D610 - 08(2012)** Standard Practice for Evaluating Degree of Rusting on Painted.Steel Surfaces , corrosion, rusting”
- [4] **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 7188** – “*Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas*”
- [5] **American Welding Society (AWS)D1.1/2010** - Structural Welding Code – Steel
- [6] <http://www.abs-soldagem.org.br/>, acesso em julho de 2013.
- [7] **PFEIL, W, PFEIL, M.** *Estruturas de Aço, Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008, 8ªed, Rio de Janeiro – 2009.*
- [8] **PINHO, O. F, BELLEI, H. I,** *Pontes, Viadutos em Vigas Mistas, Instituto Brasileiro de Siderurgia, CBCA – CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO, Rio de Janeiro – 2007.*
- [9] http://www.historisches-lexikon-bayerns.de/artikel/artikel_45119, acesso em agosto de 2013.
- [10] **GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO** – *Restauração da Ponte Florentino Ávidos, Vitória, 2005.*
- [11] **ESEEL - Espírito Santo Engenharia Estrutural Ltda,** *Análise das condições de segurança e integridade da Ponte Seca, Vitória – 2009.*
- [12] <http://legado.vitoria.es.gov.br/baiadevitoria>, acesso em julho de 2013.
- [13] **DAUS (Design Arquitetura Urbanismo Sustentavel)** “*projeto portal sul de vitória*”.



- [14] **FREITAS, J. S**, *Intervenções Urbanísticas em Vitória-ES, 1900 – 1950: modernização e expansão territorial*, ANPUH – XXIII SIMPÓSIO NACIONAL DE HISTÓRIA – Londrina, 2005.
- [15] **CALLISTER, W. D**, *Ciência e Engenharia de Materiais, Uma Introdução*. 5ª Edição, LTC, São Paulo – 2002.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

UMA REVISÃO SOBRE VIBRAÇÕES DEVIDO A ATIVIDADES RÍTMICAS HUMANAS EM SISTEMAS DE PISO DE ESTRUTURAS DE AÇO*

Priscilla Izabel dos Santos Ribeiro¹
André Vasconcelos Soares Gomes²
Guilherme Guignone¹
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani³
Walnório Graça Ferreira³

Resumo

As novas tendências arquitetônicas e as exigências de mercado levam a engenharia a conceber estruturas capazes de vencer grandes vãos com um número mínimo de pilares, permitindo assim uma maior flexibilidade arquitetônica. Essa filosofia de projeto tem conduzido a elementos estruturais cada vez mais esbeltos e com frequências naturais cada vez mais baixas, portanto, mais próximas das faixas de frequência das excitações dinâmicas associadas a atividades rítmicas humanas. Face ao exposto, a verificação do estado limite de serviço de vibrações excessivas e o atendimento aos critérios normativos de conforto humano se tornaram relevantes já na fase de concepção arquitetônica, antes mesmo da elaboração do projeto. Dentro desse contexto, este artigo faz um levantamento do desenvolvimento histórico de pesquisas pertinentes à modelagem de cargas dinâmicas oriundas de atividades humanas e referentes ao comportamento dinâmico de diferentes sistemas de pisos utilizados em estruturas de aço. Ao final, o resultado dessa revisão é apresentado por meio de uma tabela cronológica que servirá como base para futuras pesquisas relacionadas ao tema.

Palavras-chave: Vibrações Excessivas; Sistemas de Piso; Atividades Rítmicas Humanas; Estruturas de Aço;

A REVIEW ON VIBRATIONS DUE TO HUMAN RHYTHMIC ACTIVITIES IN FLOOR SYSTEMS OF STEEL STRUCTURES

Abstract

The new architectural trends and market requirements lead the engineering to use structures that can reach large spans with a minimum number of columns, thereby allowing greater architectural flexibility. This design philosophy has led the structural elements to become thinner and with natural frequencies increasingly low, thus closer to the frequency bands of dynamic excitations related to human rhythmic activities. Thus, checking the limit state of excessive vibration and the compliance with regulatory criteria for human comfort become relevant already at the architectural design stage even before the project elaboration. In this context, this article attempts to develop a survey of the historical development of research on the dynamic load models arising from human activities and the dynamic behavior of different floor systems used in steel structures. At the end, the result of this review is presented

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

through a chronological table that serves as a consistent basis for future research related to the topic.

Keywords: Excessive Vibrations; Floor Systems; Rhythmic Human Activities; Steel Structures;

¹Arquiteto e Urbanista, Estudante de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.

²Estudante de Graduação, Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.

³Engenheiro Civil, Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Edificações, tais como, estádios, academias, centros de compra e escolas, estão sujeitas às significativas cargas dinâmicas oriundas de atividades humanas que podem provocar vibrações excessivas, que no mínimo, poderão comprometer o conforto dos ocupantes. A influência do carregamento dinâmico no momento da concepção estrutural é uma preocupação de longa data. Em 1821, Stevenson [1] escreveu: “[...] mas o efeito que temos de precaver em pontes suspensas, não é apenas o que é tecnicamente chamado de cargas permanentes, mas um agente mais potente existente nos impulsos súbitos, ou nos movimentos de carga [...]” (tradução nossa). Em 1853, Tredgold [2] propôs especificações construtivas para prevenir vibrações excessivas em pontes de madeira devido à passagem de carga. Contudo, apesar dos receios com as vibrações, o pesquisador Johnson [3] apenas recomendou aplicação de uma carga estática a fim de representar ambas ações, estáticas e dinâmicas, de uma multidão no momento do dimensionamento de uma estrutura. Mas, a partir do século XX, as pesquisas se intensificaram visando compreender os carregamentos dinâmicos humanos e suas influências nos cálculos estruturais. Por conseguinte, normas e guias específicos para vibrações de piso surgiram com o intuito de avaliarem a aceitabilidade da utilização de pisos concernente ao conforto humano.

Casos que envolvam vibrações de pisos induzidas por atividades humanas nas estruturas têm sido cada vez mais frequentes nos dias atuais. Tal fato está relacionado principalmente com:

- As novas tendências arquitetônicas e as exigências de mercado que levam a engenharia a utilizar estruturas que possam vencer grandes vãos com um número mínimo de pilares, permitindo assim uma maior flexibilidade arquitetônica.
- O surgimento de materiais cada vez mais resistentes, como o aço de alta resistência e o concreto de alto desempenho, proporcionando elementos estruturais de seções transversais de menor área que a habitual e consequentemente maior esbelteza para o mesmo comprimento do elemento.
- A disponibilidade de softwares de modelagem numérica ou mesmo o surgimento de modelos analíticos mais refinados que contribuem para projetos economicamente otimizados, sendo necessária também uma avaliação mais precisa dos carregamentos estático e dinâmico.

Tal filosofia de projeto tem conduzido a elementos estruturais com frequências naturais cada vez mais baixas, portanto, mais próximas das faixas de frequência das excitações dinâmicas associadas a atividades humanas.

Objetivando uma base para futuras pesquisas relacionadas ao tema, este artigo apresenta um levantamento do desenvolvimento da modelagem das cargas dinâmicas oriundas das atividades humanas, do comportamento dinâmico de sistemas de pisos utilizados em estruturas de aço e de critérios normativos relacionados ao tema em questão. Por fim, essa revisão é apresentada por meio de uma tabela cronológica.

2 CARREGAMENTOS INDUZIDOS POR ATIVIDADES HUMANAS

Os sistemas de piso estão submetidos, em sua grande maioria, aos carregamentos oriundos das atividades de seus ocupantes. Os carregamentos dinâmicos induzidos pela ação humana podem ser divididos em dois grupos: carregamentos fixos, sem variação no espaço, somente no tempo, como o salto, o agachamento e outros e os carregamentos móveis, que variam no

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

espaço e no tempo, como a caminhada, a corrida, a dança e a marcha. Diversos estudos foram realizados a fim de assimilar esses carregamentos.

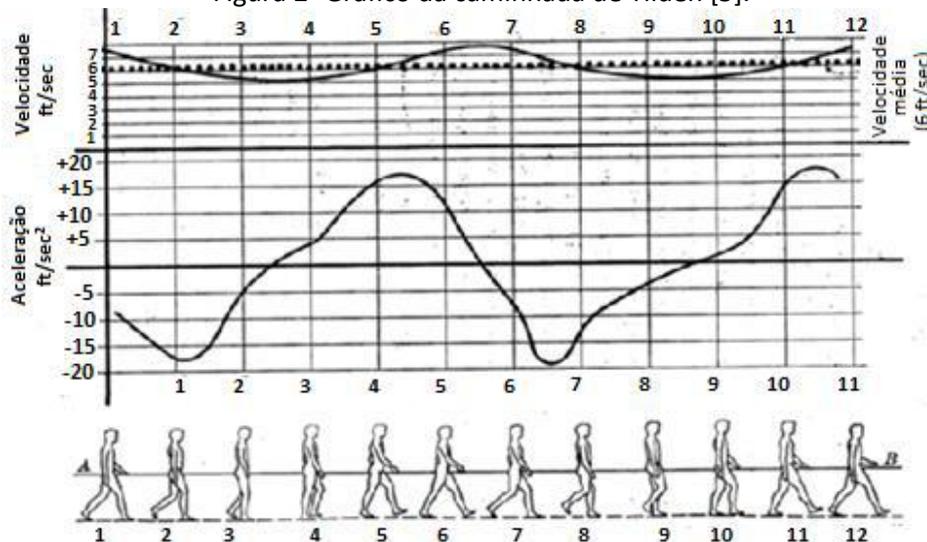
Conforme Lehmkuhl, Weiss e Smith [4], os precursores nesse campo foram o matemático alemão, Otto Fischer, e o anatomista, Wilhelm Braune, que calcularam trajetórias, velocidades, acelerações, forças e torques de articulações e segmentos em 31 fases do ciclo de marcha visando estabelecer a base científica da cinemática e a cinética da marcha humana.

Tilden [5] foi o pioneiro na quantificação experimental das cargas dinâmicas proveniente de atividade humana. Em seus experimentos considerou duas situações: o carregamento fixo com apenas o movimento vertical e o carregamento com a movimentação horizontal. Na primeira situação ele realizou testes com uma pessoa se agachando e se levantando sobre uma balança (Figura 1) e com uma pessoa sentada na cadeira e se levantando. No segundo caso, ele realizou testes com uma pessoa caminhando e correndo. No teste contemplando a caminhada, esboçou um gráfico (Figura 2) com a curva que representa a velocidade e a aceleração da ação.

Figura 1 - Teste experimental de agachamento realizado por Tilden [5].



Figura 2- Gráfico da caminhada de Tilden [5].

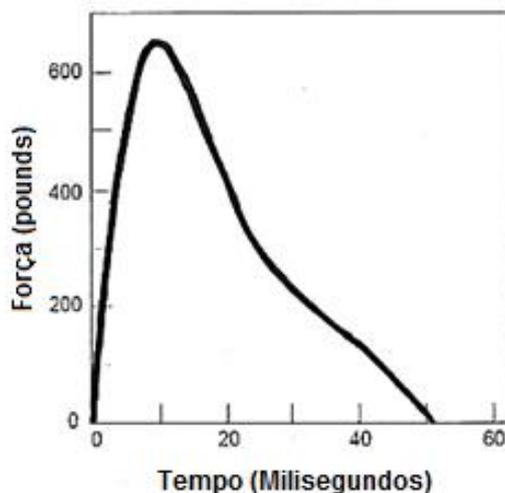


Em seguida, Fuller *apud* Ebrahimpour e Sack [6] quantificou experimentalmente o efeito dinâmico de uma multidão em um mezanino de ginásio.

Elftman *apud* Lehmkuhl, Weiss e Smith [4] construiu uma plataforma de carga para pessoas caminharem e por meio das reações dos apoios pôde-se determinar as magnitudes da ação dinâmica da caminhada. A plataforma era composta por uma placa de aço de aproximadamente 1m² apoiada por quatro pequenos pilares. Em cada um dos pilares foram instaladas células de carga para medir a variação da reação nesses pontos, portanto foi possível determinar a magnitude e a direção das forças transmitidas à superfície de apoio, denominadas forças de reação do piso.

O teste do impacto do calcanhar também pode ser usado para representar o modelo de carregamento das forças do movimento da caminhada. Essa carga é considerada a principal fonte de excitação durante o movimento da caminhada e produz uma resposta transiente, uma aplicação de força instantânea no sistema. Sua representação gráfica (Figura 3) foi ilustrada por Ohmart [7] em experimentos, onde os impactos individuais de seu calcanhar sobre o piso, depois de elevá-los a uma altura correspondente a seu peso foram medidos.

Figura 3 – Função do teste impacto do calcanhar [7].



Murray e Hendrick *apud* Mello *et al.* [8] também realizaram testes do impacto do calcanhar em diferentes tipos de construções como: salões de igrejas, lajes de shopping centers, lajes das varandas de um hotel e lajes de um edifício comercial. Com esses resultados, as repostas dinâmicas puderam ser determinadas em termos da magnitude de força, frequências e amortecimento.

Greimann and Klaiber [9] registraram os deslocamentos e as demais repostas dinâmicas durante os jogos de futebol americano no *Iowa State University* e deduziram uma função aproximada para multidões em estádios.

Ohlsson *apud* Wyatt [10] mostrou em seu trabalho um registro experimental típico da variação no tempo da força de contato com uma superfície produzido por um passo expresso pela correspondente medição da reação resultante do piso (Figura 4). Essa figura também contém uma função matemática da reação do piso, aproximada por uma série de *Fourier* com três termos, definida pela Equação 1, na qual considera a parcela estática associada ao peso da pessoa e três ou quatro componentes harmônicos da excitação. Os termos da série de *Fourier* que compõem a função aproximada da Figura 4 estão representados graficamente na Figura 5.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G \alpha_i \text{sen}(2\pi i f_p t - \phi_i) \quad (1)$$

onde G é o peso da pessoa, α_i o coeficiente de Fourier do i -ésimo harmônico, $G \cdot \alpha_i$ a amplitude da força do i -ésimo harmônico, f_p a frequência da atividade (Hz), ϕ_i o atraso de fase do i -ésimo harmônico relativo ao primeiro harmônico, i o número do i -ésimo harmônico e n o número total das contribuições harmônicas.

Figura 4 - Força de contato do passo e reação do piso devido a caminhada [10].

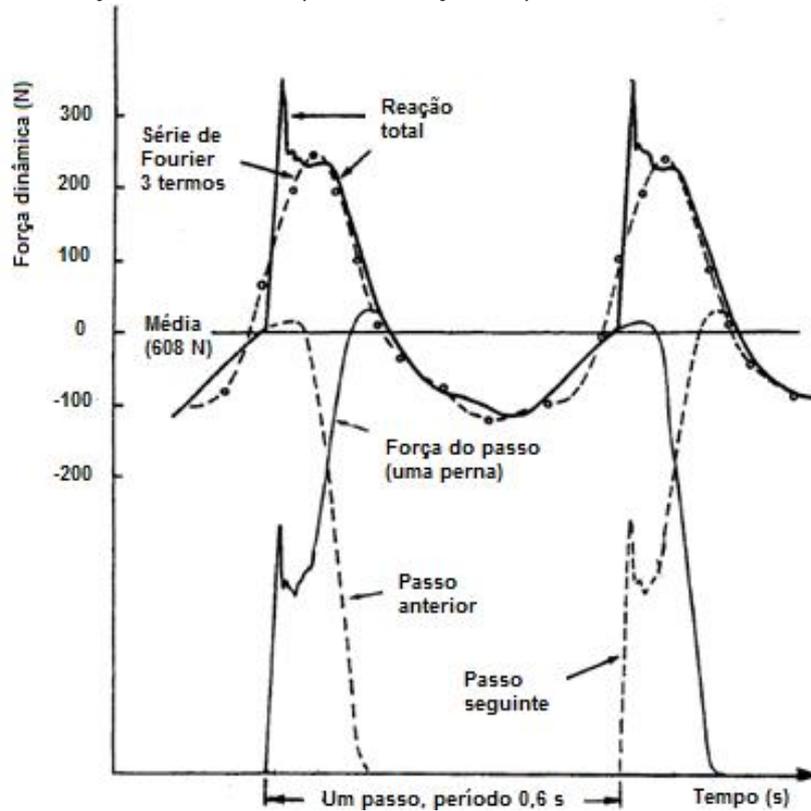
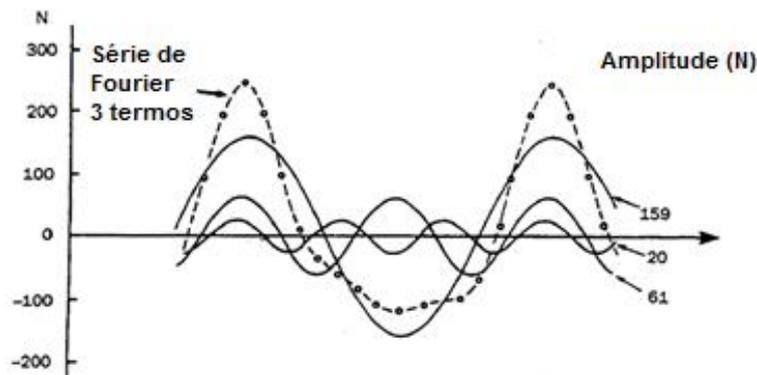


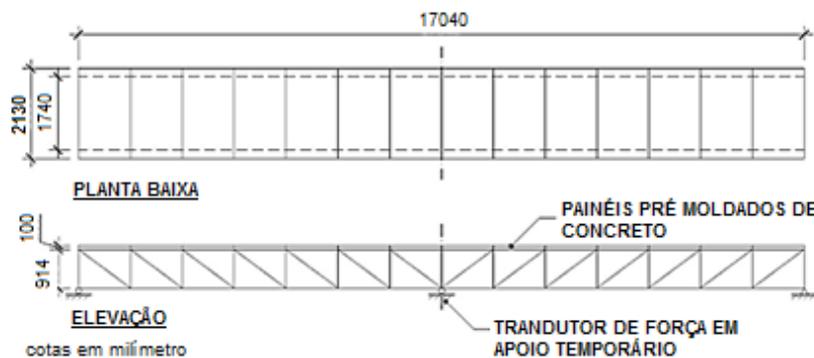
Figura 5 - Componentes harmônicas da série de *Fourier* para caminhada [10].



Tuan e Saul [11] definiram valores de pico de carregamentos a partir do registro das respostas dinâmicas de alguns movimentos, como sentar, levantar e saltar, com 22 pessoas, sendo uma por vez, em uma pequena plataforma piezoelétrica de força com dimensão de 60cm x 40cm. Rainer, Pernica e Allen [12] contribuíram propondo modelos de carregamento a partir de dados experimentais de pessoas caminhando, correndo e pulando. Foi utilizada uma plataforma de força sofisticada (Figura 6) com 17m de comprimento e com células de carga em um centro de suporte para registrar as forças de reação do solo transmitidas pelo pé. Em seguida, calcularam-se os picos de aceleração e compararam-se com os valores laboratoriais e com a norma britânica BS 5400:1978 [13].

Ebrahimpour e Sack [14] propuseram modelos probabilísticos objetivando estimar carregamentos dinâmicos de uma pessoa e de pequenos grupos de pessoas. A ideia principal era obter uma estimativa confiável da carga dinâmica de um grupo de pessoas através da combinação de forças de cada indivíduo. Para efeito, construíram uma plataforma com dimensões de 1,2m por 2,4m para medir as cargas fixas por indivíduos e grupos de duas e quatro pessoas. A partir desses dados experimentais, pôde-se comparar com dados simulados por programas de computador. Nesses programas, eles utilizaram uma série de *Fourier* para modelar o carregamento periódico e funções de decaimento logarítmico para o carregamento impulsivo como um salto e, assim, descrever analiticamente as cargas dinâmicas geradas por pessoas. Além disso, sugeriram que o controle do nível de vibração de uma estrutura poderia ser analisado pela função do carregamento do grupo de pessoas obtida a partir do carregamento dinâmico de um indivíduo. Sendo assim, foi estimada a área ocupada por indivíduo e estabelecida a intensidade de carga por pessoa em função do número de pessoas envolvidas.

Figura 6 - Plataforma de força utilizada por Rainer, Pernica e Allen [12].



Em um estudo posterior, os pesquisadores Ebrahimpour e Sack [15] construíram um sistema de piso de 3,7m por 4,6m com o objetivo de avaliar a acurácia dos modelos de cargas e os programas de computador desenvolvidos nos estudos anteriores. Com essa plataforma, foi possível medir a força de até quarenta pessoas executando movimentos harmônicos fixos. Com isso, puderam sugerir cálculo simplificado para critérios de resistência e de serviço para movimentos harmônicos de humanos.

Em outro estudo, Ebrahimpour *et al.* [16] apresentaram uma proposta semelhante para o estudo de carregamentos dinâmicos de atividades humanas variando no tempo e no espaço, tais como caminhada e corrida. Para isso, construíram uma plataforma de 14,2m de comprimento e 2,0m de largura projetada para medir o registro de pessoas caminhando

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

sozinhas e de grupos de duas e quatro pessoas. Analogamente ao estudo do salto, testes com uma pessoa foram utilizados para caracterizar estatisticamente o carregamento por indivíduo. Os testes com duas pessoas, por sua vez, quantificavam a coerência de movimento entre os indivíduos, e os testes com grupos de quatro pessoas para verificar os modelos de carregamentos e os resultados das simulações.

Outra contribuição foi dada também por Alves [17] ao construir uma plataforma rígida de concreto de dimensões 1,15m por 4,15m. Essa plataforma foi usada para analisar as cargas dinâmicas induzidas por pessoas em atividades com ou sem perda de contato entre o indivíduo e a estrutura, tais como: andar, correr e pular. Com os dados obtidos nesses experimentos, Alves [17] pôde ajustar estatisticamente os modelos de carregamento que propôs para essas atividades. Esse modelo, descrito pela Equação 2, foi expresso em termos de uma série de *Fourier*, relacionando um desses termos com o coeficiente de impacto, o tempo de contato do indivíduo com a estrutura e o período de carregamento. O coeficiente de impacto foi definido como a razão entre a amplitude máxima da força dinâmica e da força estática. Esse coeficiente de impacto bem como a razão entre o tempo de contato e o período de carregamento foram obtidos por meio de formulação matemática e ajustes estatísticos para cada atividade analisada. Logo em seguida, Alves [17] usou os resultados experimentais obtidos e os modelos analíticos estudados para concluir que a forma mais conveniente de representar o carregamento humano seria através da utilização de coeficientes de Fourier constantes para cada um dos harmônicos que descrevem o carregamento, conforme indicado na Tabela 1. Além disso, comparou tais resultados com os disponibilizados pelo *Comité Euro-International du Beton* (CEB) [18] (Tabela 1), que publicou em 1991 um boletim com recomendações de diversos tipos de cargas dinâmicas usadas em projetos de estruturas. A partir dessa comparação, Alves [17] verificou que seus resultados estavam bem próximos aos recomendados pelo boletim, exceto aqueles encontrados para a atividade correr, que apresentou coeficientes sensivelmente menores para os três harmônicos.

$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \frac{2\pi n t}{T} t + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{2\pi n t}{T} t \quad (2)$$

onde os termos a_0 , a_n e b_n podem ser obtidos por pelas Equações 3, 4, 5 e 6.

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T F(t) dt \quad (3)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T F(t) \cos \frac{2\pi n t}{T} dt \quad (4)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T F(t) \sin \frac{2\pi n t}{T} dt \quad (5)$$

$$a_n = \frac{2k_p \left(\frac{T}{t_c}\right)}{\pi \left[\left(\frac{T}{t_c}\right)^2 - 4n^2\right]} \sqrt{2 \left(1 + \cos\left(\frac{2\pi n t_c}{T}\right)\right)} \quad (6)$$

onde k_p é o coeficiente de impacto, t o tempo, T o período de carregamento, t_c o tempo de contato do indivíduo com a estrutura e n o número associado ao coeficiente de *Fourier*.

Faísca [19] analisou as cargas dinâmicas de atividades, ritmadas e não ritmadas, tais como o salto, ginástica aeróbica, torcidas de futebol e plateias de show. Para isso, foi construída uma plataforma de dimensões 2,20m por 12,20m com apoios móveis realizando experimentos com estrutura rígida e flexível. A partir dos resultados, foram ajustadas funções de carregamento para as atividades, sendo que as mesmas podem ser utilizadas em projetos que abriguem

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

grandes multidões. Faísca [19] verificou que uma função do tipo *Hanning*, conforme Equação 7, para o período em contato com a plataforma se ajustou melhor aos resultados experimentais e propôs que esta função fosse multiplicada pelos coeficientes K_p e CD para obtenção da força dinâmica normalizada mostrada na Figura 7. O coeficiente de impacto K_p foi determinado estatisticamente com os resultados dos experimentos e seus valores recomendados estão na Tabela 2. O coeficiente de defasagem CD está relacionado com o efeito de grupo, isto é, o efeito de atenuação na resposta de uma carga dinâmica devido à defasagem entre o movimento dos indivíduos do grupo. Esse coeficiente foi uma grande contribuição de Faísca [19] para o tema, e os resultados obtidos foram apresentados na Figura 8 para as atividades de saltos à vontade, ginástica aeróbica e show/torcida.

$$F(t) = (0,5 - 0,5 \cos \omega t) \quad (7)$$

onde ω é a frequência natural da estrutura e pode ser obtido pela Equação 8.

$$\omega = \frac{\pi}{T_c} \quad (8)$$

onde T_c é o tempo em contato com a estrutura.

Tabela 1 – Coeficientes de *Fourier* associados aos três primeiros harmônicos [17].

Atividade	Coeficiente de Fourier					
	1º	2º	3º	1º	2º	3º
	Harmônico - Exp.	Harmônico - Exp.	Harmônico - Exp.	Harmônico - CEB	Harmônico - CEB	Harmônico - CEB
Correr	1,35	0,25	0,13	1,60	0,70	0,20
Pular	1,80	1,19	0,51	1,80	1,30	0,70
Andar	0,34	0,11	0,11	0,40	0,10	0,10

Figura 7 - Função proposta por Faísca [19].

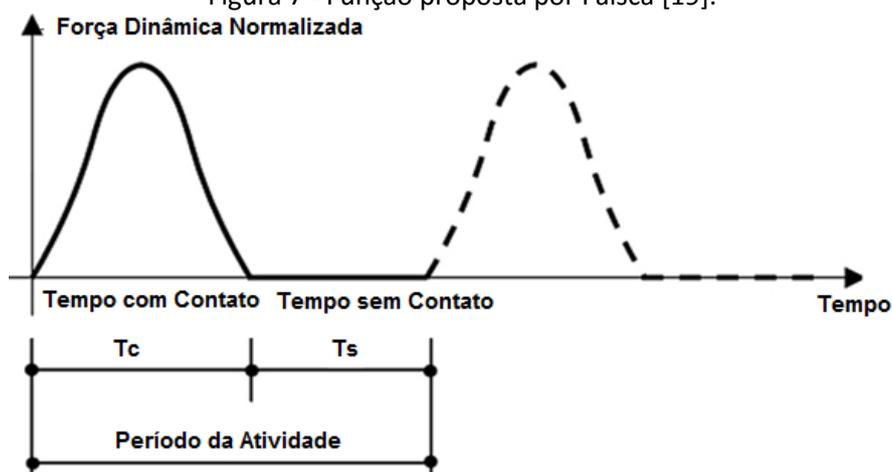
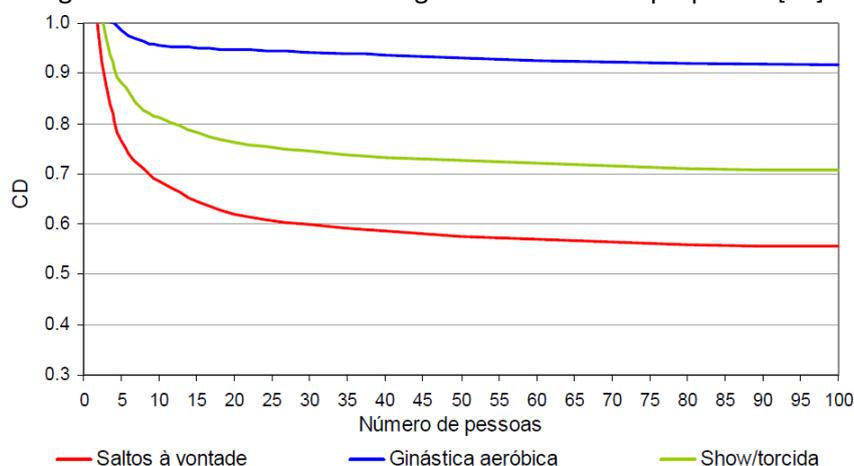


Tabela 2 - Parâmetros experimentais utilizados em atividades rítmicas [19].

Atividades	T (s)	T_c (s)	K_p
Saltos à vontade	$0,44 \pm 0,15$	$0,32 \pm 0,09$	$3,17 \pm 0,58$
Ginástica Aeróbica	$0,44 \pm 0,09$	$0,34 \pm 0,09$	$2,78 \pm 0,60$
Show/torcida	$0,37 \pm 0,03$	$0,37 \pm 0,03$	$2,41 \pm 0,51$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 8 - Coeficiente de defasagem das atividades propostas [19].



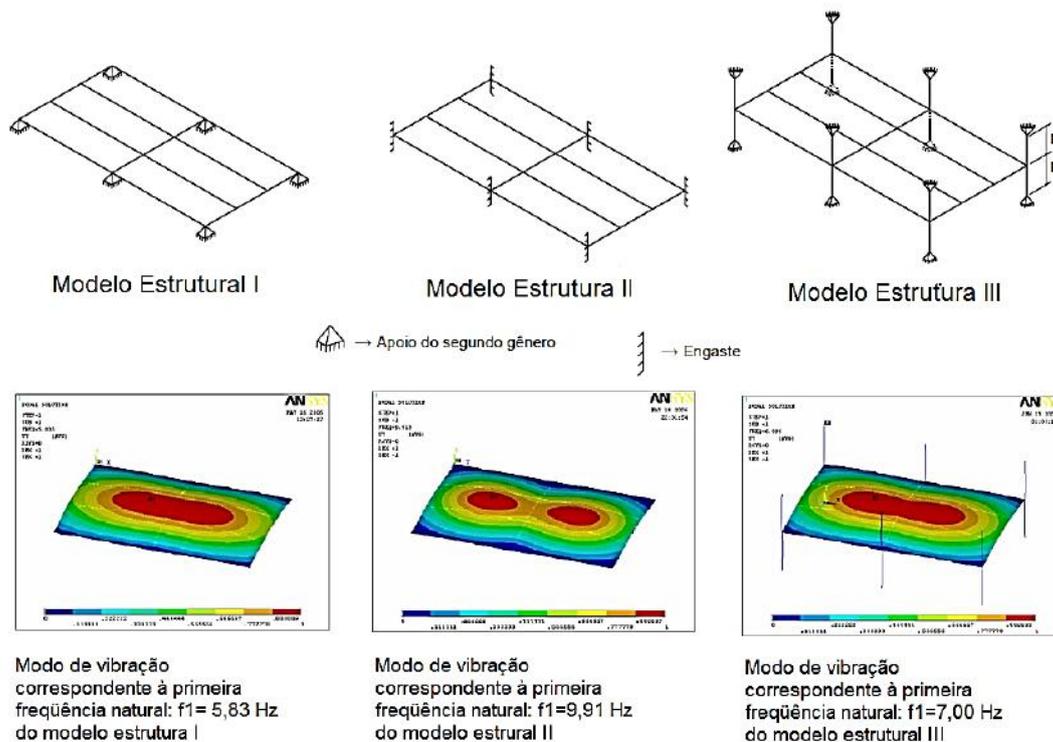
3 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS DE PISOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE AÇO

Os sistemas de piso abordados nesse estado da arte são compostos por vigas de aço ou mistas de aço e concreto e lajes de concreto ou lajes mistas de aço e concreto. As estruturas mistas de aço e concreto, vigas e lajes, começaram a ser empregadas a partir da metade do século XX, com o surgimento dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em 1940 (*stud bolts*) [20]. Também, são abordados sistemas de piso compostos por vigas em perfis leves do tipo *light steel framing* e lajes em painel OSB, placas cimentícias ou mistas de aço e concreto. Uns dos pioneiros na análise dinâmica em estruturas em aço foram Pernica e Allen [21]. Eles realizaram medições em cinco pisos de um shopping center, três delas em locais com lajes mistas de aço e concreto (*steel deck*) e duas em locais com lajes pré-moldadas protendidas. Considerando a finalidade do piso como área de passeio, os critérios de conforto humano foram atendidos segundo norma canadense.

Loose [22] analisou um modelo estrutural composto por dois painéis de laje apoiados em vigas e pilares de aço. O trabalho buscou avaliar o comportamento de pisos mistos em aço e concreto, quando submetidos a carregamentos dinâmicos provenientes das atividades humanas rítmicas, como a ginástica aeróbica e os saltos à vontade. Para isso, foram apresentadas duas propostas de carregamentos, a fim de representar de forma realista as cargas em estudo. O primeiro modelo de carregamento utiliza uma função matemática que incorpora parâmetros obtidos experimentalmente por Faísca [19], que levam em consideração os efeitos de multidão. O outro modelo de carregamento utiliza a série de Fourier que incorpora parâmetros reconhecidos pela literatura internacional, Murray, Allen e Ungar [23]. As análises numéricas foram realizadas por meio do programa computacional ANSYS, através do método dos elementos finitos. Condições de apoio diferentes foram consideradas nos modelos e essas influenciaram nos resultados das frequências naturais do piso (Figura 9). Com relação aos carregamentos, em grande parte dos resultados encontrados utilizando o segundo carregamento, as acelerações máximas foram superiores aos resultados obtidos utilizando o primeiro carregamento.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 9 – Modelos estruturais e respectivos modelos de vibração correspondente à frequência natural estudados por Loose (adaptado de [22]).

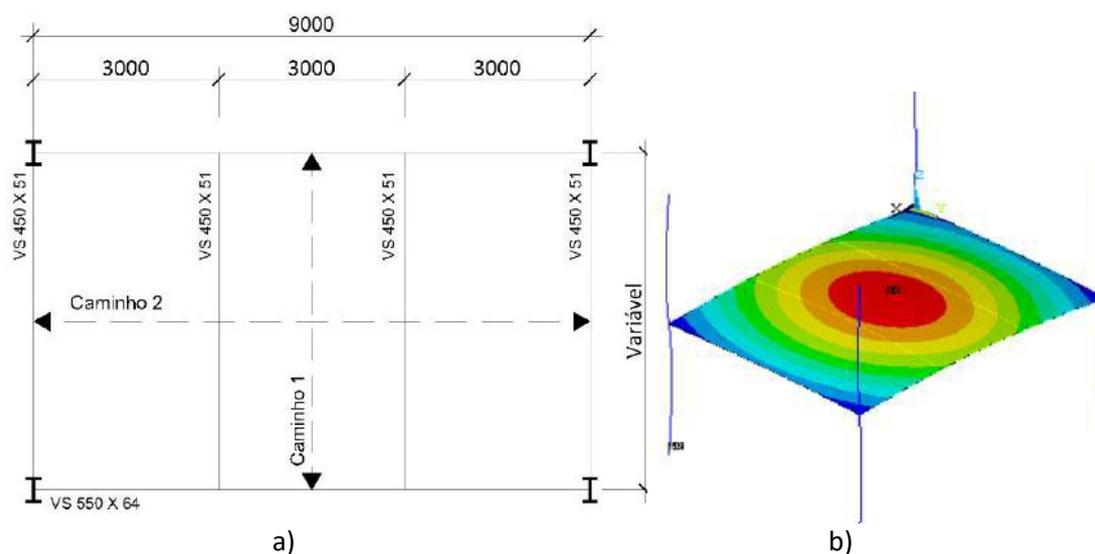


Mello *et al.* [8] contribuíram também na investigação dos efeitos dinâmicos causados por carregamento humano devido à caminhada. Por meio de análise numérica no *software* ANSYS, a estrutura de um piso com vigas mistas de aço e concreto, laje maciça de concreto e pilares de aço (Figura 10a) foi analisada e teve os seus primeiros modos de vibração determinados, conforme mostra a Figura 10b. Para avaliar os efeitos dinâmicos da aceleração foram propostos quatro tipos de carregamentos: os dois primeiros compostos apenas por variação temporal e os dois últimos contemplando, além da variação temporal, a variação espacial da carga (caminhos 1 e 2 da Figura 10a), tornando-os mais próximos da realidade do carregamento humano da caminhada. Ao comparar os resultados da aceleração de pico de cada modelo de carga com os valores propostos por Murray, Allen e Ungar [23] e os valores limites da ISO 2631-2:1989 [24], uma das conclusões de Mello *et al.* [8] foi que os modelos de carga com variação espacial produziram acelerações maiores que os carregamentos sem variação espacial e que os valores limites, enfatizando, dessa maneira, que a variação da carga no espaço tem um papel importante na avaliação dos efeitos dinâmicos.

De Silva e Thambiratnam [25] determinaram as características dinâmicas de um sistema de piso com múltiplos painéis sobre atividades humanas aeróbica do tipo dança, usando técnicas de elementos finitos. Modelos de carregamento com parâmetros variáveis como intensidade, razão de contato do pé, frequência e amortecimento foram desenvolvidos e aplicados como padrões de carregamento. As respostas do painel, em termos de deslocamentos e acelerações, foram utilizadas para verificar a adequação do tipo de ocupação. Os resultados indicaram a ocorrência de vibração multimodal nessas estruturas e a importância da aplicação dos padrões de carregamento para capturar esses modos. A vibração oriunda de maiores harmônicos da carga causou desconforto e deslocamento excessivo nos painéis de piso.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 10 – a) Layout do sistema estrutural estudado por Mello (cotas em milímetros) [8]. b) Modo de vibração associada a primeira frequência natural, $f_n = 7,42$ Hz [8].



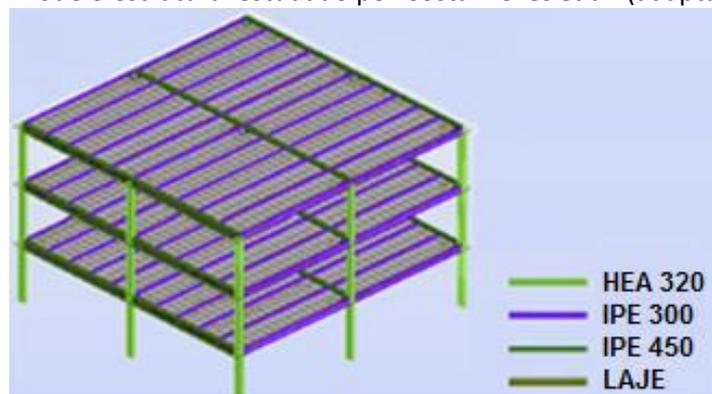
Parnel, Davis e Xu [26] estudaram o comportamento dinâmico de sistemas de piso compostos por perfis formados a frio. Foram construídos e analisados 23 sistemas de piso no laboratório na Universidade de Waterloo, 8 sistemas de piso na Dietrich Design Group e 12 sistemas de piso em edifícios residenciais. A pesquisa analisou características e respostas dinâmicas (frequência fundamental, taxas de amortecimento, deslocamentos e acelerações) dos pisos e avaliou a influência de algumas alterações construtivas. Os elementos construtivos que variavam foram: as aberturas na alma com reforço, o tipo de piso, e a condição de concepção. Em relação às aberturas na alma com reforço, concluíram que o tipo de viga exerce pouca influência nas respostas dinâmicas. Em relação ao tipo de piso, foram analisadas placas de OSB (*Oriented Strand Board*), placas cimentícias reforçadas chamadas de FORTACRETE® (FC) com e sem contrapiso e a laje mista com fôrma de aço e contrapiso. Entre o OSB e o FC sem contrapiso, o FC apresentou maior frequência fundamental e menores deslocamentos, pois, apresenta mais rigidez que o OSB. Entre o FC com contrapiso e a laje mista com fôrma de aço e contrapiso, a laje mista possui maior frequência fundamental e menores deslocamentos. Em relação à condição de concepção, no sistema tipo *ballon frame* houve o aumento da frequência fundamental e redução dos deslocamentos, na plataforma apertada também houve aumento da frequência fundamental e redução dos deslocamentos se comparado com a condição de simplesmente apoiada. Entretanto, na condição simplesmente apoiada, as taxas de amortecimento foram maiores. As respostas de aceleração em relação à caminhada também foram analisadas em todos os sistemas de piso e estavam em níveis aceitáveis quando comparadas com a ISO 2631-2:1989 [24].

Dietrich *et al.* [27] estudaram o comportamento dinâmico de dois tipos de sistemas de piso (lajes em concreto armado suportadas por vigas de aço e chapas de piso metálicas suportadas por vigas de aço) submetidos à atividade de caminhada. Os resultados numéricos obtidos através do software de elementos finitos ANSYS foram comparados com os resultados obtidos pelo método simplificado [23]. Desse modo, observou-se que as frequências fundamentais calculadas pelo método analítico são, na maioria das vezes, um pouco menores do que as frequências fundamentais numéricas, constituindo-se, portanto, numa simplificação analítica

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

confiável para a determinação da frequência fundamental do piso. Concluiu-se também que, quanto às acelerações, os valores calculados pelo método analítico se apresentaram consideravelmente maiores do que os do modelo computacional, mostrando que a formulação do Murray, Allen e Ungar [23] apresenta uma razoável margem de segurança. Costa-Neves *et al.* [28] analisaram o estado limite de vibração excessiva de lajes mistas de edifícios de múltiplos andares e vãos (Figura 11) devido às atividades humanas rítmicas. O edifício possuía três pavimentos com pilares de aço, vigas e lajes mistas de aço e concreto. Dois modelos de carga dinâmica foram implementados. O primeiro levava em consideração ações dinâmicas tais como saltos, aeróbica, futebol, espectadores em um show e dança e utilizava uma função com três harmônicos cujos coeficientes de impacto e de defasagem foram determinados por Faisca [19]. O segundo modelo considerou uma variação espacial e temporal da ação dinâmica e a força dependente do tempo foi expressa pela série de Fourier com três harmônicos correspondentes a aulas de aeróbica. As acelerações foram medidas no meio de cada painel, de forma que as respostas dinâmicas puderam ser analisadas tanto no painel com carga quanto nos painéis adjacentes descarregados. Os resultados obtidos para as acelerações de pico foram comparados com os valores limites para o conforto humano prescritos pela ISO 2631-2:1989 [24] e por Murray, Allen e Ungar [23], sendo que em algumas situações os valores numéricos ultrapassaram os valores limites. Dessa forma, Costa-Neve *et al.* [28] mostraram que as vibrações devido às atividades rítmicas é um estado limite importante e deve ser analisado concomitantemente com as demais verificações de projeto.

Figura 11 - Modelo estrutural estudado por Costa-Neves *et al.* (adaptado de [28]).



4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS DE PROJETO

Ter um modelo simples e preciso para o carregamento dinâmico devido às atividades humanas rítmicas, conhecer as propriedades dinâmicas das estruturas e ter definido o nível de tolerância humano às vibrações são todos requisitos necessários à verificação da aceitabilidade de sistemas de pisos em condições de serviço. Muitos pesquisadores têm trabalhado na formulação de procedimentos para o projeto de pisos sujeitos às vibrações. A partir disso, algumas normas e guias têm sido adotados. A seguir, serão apresentados trechos referentes às vibrações de sistemas de piso extraídos de duas normas nacionais (ABNT NBR 6118:2014 [29] e ABNT NBR 8800:2008 [30]), do guia de projeto americano de Murray, Allen e Ungar [23] e de duas normas internacionais direcionadas para o tema em questão (ISO 2631-1:1997 [31] e ISO 2631-2:2003 [32] e BS 6841:1987 [33]).

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4.1 ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento)

Segundo a norma brasileira NBR 6118:2014 [29], a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. A norma recomenda que para estruturas sujeitas à vibração, deve-se afastar a frequência natural da estrutura (f) ao máximo possível da frequência crítica (f_{crit}), que depende do tipo de ocupação da edificação em estudo. Na falta de valores determinados experimentalmente, a norma estipula valores para f_{crit} conforme o uso da edificação. Quanto à relação entre f e f_{crit} , a norma recomenda que seja:

$$f > 1,2f_{crit} \quad (9)$$

Além disso, a norma indica que nos casos especiais em que as prescrições recomendadas não os atendam, o projetista poderá recorrer as normas internacionais para uma avaliação mais apurada.

4.2 ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios)

Conforme a norma NBR 8800:2008 [30], em nenhum caso é permitido uma frequência natural da estrutura do piso inferior a 3,0 Hz.

Para uma avaliação precisa, a NBR 8800:2008 [30] recomenda uma análise dinâmica visando evitar problemas com vibrações em pisos, levando-se em conta:

- as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;
- a frequência natural da estrutura do piso;
- a razão de amortecimento modal;
- os pesos efetivos do piso.

A ABNT NBR 8800:2008 [30] fornece parâmetros para uma avaliação mais simplificada para vibrações de piso induzidas por atividades humanas (Tabela 3), entretanto deixa claro que a avaliação simplificada pode não ser uma avaliação adequada para o problema.

Tabela 3 - Parâmetros para uma avaliação simplificada segundo a NBR 8800:2008 [30].

Atividade	Frequência Natural	Deslocamento*
Caminhada regular	Não pode ser inferior a 4 Hz	Não superar 20 mm
Salto ou dança de forma rítmica	Não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva.	Não superar 9 mm e 5 mm

*Deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço.

Para obtenção de procedimentos de avaliação considerada precisa, a NBR 8800:2008 [30] direciona o leitor à literatura internacional: Wyatt [10], CEB [18], Murray *et al.* [23], dentre outros.

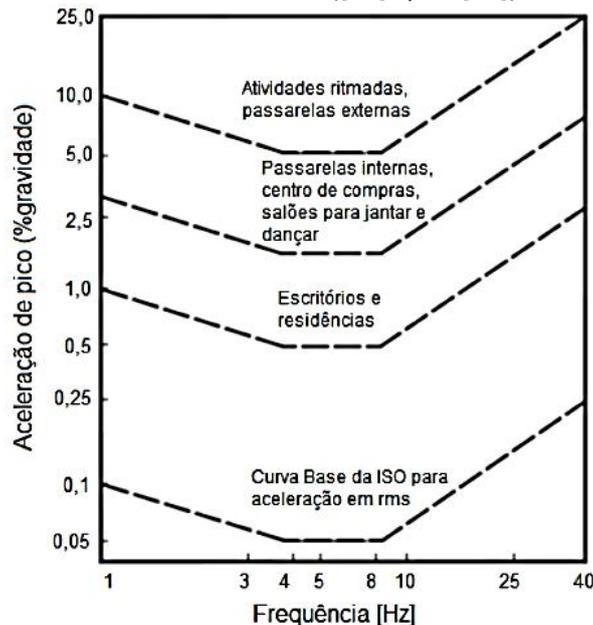
4.3 Guia de Projeto de Murray, Allen e Ungar (2003): *Floor Vibrations Due to Human Activity*

O principal objetivo deste guia é fornecer ferramentas analíticas simples para avaliar sistemas de piso e passarelas em aço sujeitas a vibrações induzidas por atividades humanas. Calcula-se,

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

primeiramente, a frequência natural, seguida da aceleração de pico. Uma escala de conforto humano (Figura 12) é utilizada para determinar se o piso atende aos requisitos de serviço. O guia apresenta critérios de projeto para carregamentos dinâmicos de atividades humanas rítmicas e carregamentos dinâmicos de equipamentos mecânicos.

Figura 12 - Aceleração de pico recomendada para conforto humano para vibrações devido a atividades humanas ([23] *apud* [24]).



4.3.1 Frequência fundamental do piso

Para uma viga simplesmente apoiada, com uma carga uniformemente distribuída, a frequência natural fundamental pode ser obtida pela Equação 10.

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left[\frac{gEI_t}{wL^4} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

onde f_n é a frequência natural fundamental (Hz), g a aceleração da gravidade, $9,81 \text{ m/s}^2$, E o módulo de elasticidade do aço, I_t o momento de inércia transformado; momento de inércia transformado efetivo caso as deformações de cisalhamento sejam incluídas, w a carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento (carga nominal, não a de projeto) e L o vão do elemento.

A Equação 10 pode ser reescrita como a Equação 11.

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (11)$$

onde a flecha (Δ) é obtida pela Equação 12.

$$\Delta = \left(\frac{5wL^4}{384 EI_t} \right) \quad (12)$$

Caso as vigas secundária e principal forem consideradas simplesmente apoiadas, a relação de Dunkerley pode ser reescrita conforme a Equação 13.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g)}} \quad (13)$$

onde Δ_j é a flecha do painel da viga secundária devido à carga suportada e Δ_g a flecha do painel da viga principal devido à carga suportada.

A frequência natural do piso (modo combinado) é obtida pela relação de Dunkerley (Equação 14).

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad (14)$$

onde f_j é a frequência do painel da viga secundária e f_g a frequência do painel da viga principal. A carga distribuída, w , utilizada no cálculo da flecha deve ser quantificada com muito cuidado. Devem ser utilizadas as sobrecargas que atuam no momento da ação dinâmica, e não as de projeto. Como referência para sobrecarga, pode-se citar os seguintes valores:

- 0,5 kN/m² para escritórios que contêm mesas, armários de arquivos, estantes, entre outros. Caso estes itens não estejam presentes, esse valor pode ser reduzido;
- 0,25 kN/m² para residências;
- 0 kN/m² (ou próximo a zero) para passarelas, ginásios e pisos de shopping centers.

4.3.2 Aceleração de Pico

O critério é baseado na resposta dinâmica de sistemas de piso com vigas de aço para forças dinâmicas da caminhada e pode ser usado para avaliar sistemas de piso de escritórios, shoppings centers, passarelas e ocupações similares. Tem como princípios:

- Limite de aceleração como recomendado pela ISO 2631-2:1989[24], ajustado para a intenção da ocupação.
- Utilização do carregamento da caminhada como uma única componente harmônica dependente do tempo cuja frequência se iguala à frequência fundamental do piso, de acordo com a Equação 15. Somente uma componente é utilizada uma vez que todas as outras vibrações harmônicas são pequenas comparadas ao harmônico associado à ressonância.

$$F_i = P \alpha_i \cos(2\pi i f_n t) \quad (15)$$

onde P é o peso da pessoa, toma-se 0,7 kN para projeto, α_i o coeficiente dinâmico para a enésima componente força harmônica, i o múltiplo harmônico para frequência do passo e f_n a frequência fundamental do piso.

Valores recomendados para α_i estão presentes no guia.

A função da aceleração para o carregamento ressonante tem a forma apresentada pela Equação 16.

$$\frac{a}{g} = \frac{R \alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi i f_{step} t) \quad (16)$$

onde a/g é a relação entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade, R o fator de redução, β a taxa de amortecimento modal e W o peso efetivo do painel.

O fator de redução R leva em conta o fato de que o pleno movimento ressonante do estado estacionário não é alcançado para a atividade da caminhada e que a pessoa que caminha e a pessoa perturbada não estão simultaneamente no local de máximo deslocamento modal. Assim,

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

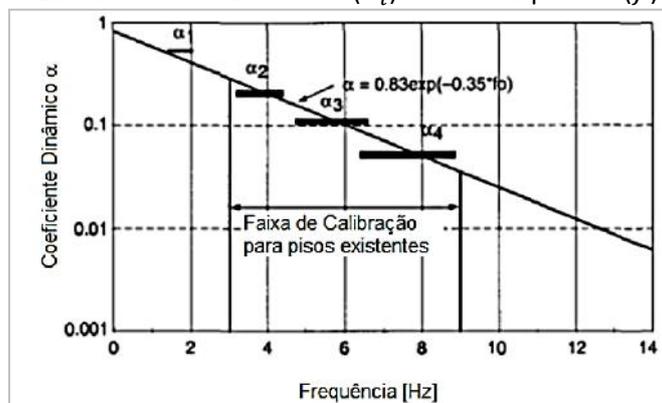
é recomendado utilizar um fator de redução de 0,7 para passarelas e 0,5 para estruturas de piso com modos de vibração bidirecionais.

Para finalidade de projeto, a Equação 16 pode ser simplificada substituindo o coeficiente dinâmico, α_i , pelo valor obtido pela expressão $\alpha = 0,83 \exp(-0,35f)$, conforme Figura 13, com essa substituição, é obtido o critério de projeto expresso pela Equação 17.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35f_n)}{\beta W} < \frac{a_0}{g} \quad (17)$$

onde $\frac{a_p}{g}$ é a relação entre a aceleração de pico estimada e a aceleração da gravidade, $\frac{a_0}{g}$ a relação entre as acelerações limite fornecidas pela Figura 12, f_n a frequência natural da estrutura do piso e P_0 a força constante igual a 0,29 kN para pisos e 0,41 kN para passarelas.

Figura 13 - Coeficiente Dinâmico (α_i) versus frequência (f) [23].



O numerador $P_0 \exp(-0,35f_n)$ da Equação 17 representa a força harmônica efetiva devido à ação da caminhada e resulta numa resposta ressonante na frequência natural do piso, f_n . Os valores limites P_0 , β e a_0/g e recomendados para ocupações em geral são fornecidos pelo guia. Essas recomendações podem ser aplicadas a sistemas cuja faixa de frequência natural esteja entre 3 Hz e 20 Hz.

4.4 Norma ISO – *International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole- Body Vibrations): ISO 2631-1:1997*

Essa norma define métodos para quantificar vibrações periódicas, aleatórias e transientes em regime de corpo inteiro, isto é, em posições padronizadas como corpo em pé, sentado e deitado. Além disso, apresenta procedimentos para a avaliação do efeito dessas vibrações nos seres humanos. São caracterizados quatro efeitos para avaliação, sendo eles relacionados à saúde, ao conforto, à percepção e ao enjoo devido ao movimento. Primeiramente, a norma estabelece como será feita a medição das vibrações na estrutura. Para isso, define a aceleração como a magnitude de vibração primária e traz orientações para determinar a direção e a localização das medições. Ainda sobre as medições, a norma afirma que a duração deve ser suficiente para garantir a sua precisão. Na segunda parte, a norma apresenta procedimentos específicos para avaliação das estruturas em relação a cada efeito supracitado. Usa-se a *weighted root-mean-square (r.m.s) acceleration* (raiz média quadrática da aceleração), dada pela Equação 18, como método de avaliação básico. Apesar de apresentar outros métodos para situações diferentes, na avaliação sempre deve constar os valores

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

obtidos pelo método básico. Por meio de tabelas, curvas de frequência ponderada são usadas para avaliação dos possíveis efeitos no corpo humano, sendo esses detalhados nos anexos “B”, “C” e “D” dessa norma. Exata definição matemática das curvas de frequência ponderadas, amplamente usadas para a avaliação, é dada em seu anexo “A”. Concluindo, a ISO 2631-1:1997 [31] formula um procedimento para quantificar e avaliar as vibrações no corpo inteiro de um indivíduo relacionando com possíveis efeitos.

$$a_w = \left[\frac{1}{T} \int_0^T a_w^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

4.5 Norma ISO – *International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations): ISO 2631-2:2003*

Essa norma concentra-se na avaliação dos níveis aceitáveis de exposição de humanos às vibrações em relação ao conforto. Para isso, especifica-se um método para a medição e avaliação desses níveis, consistindo da determinação da localização e das direções dessa medição. Para a medição da vibração em construções, a norma indica critérios para determinar a localização das medições e indica a norma ISO 2631-1:1997 [31] para determinar as direções dessa medição. Deve-se expressar a magnitude dessas vibrações pela *frequency-weighted acceleration* (aceleração da frequência ponderada), definida matematicamente em seu anexo “A”. Para a avaliação das vibrações, recomenda-se usar os mesmos métodos apresentados na ISO 2631-1:1997 [31]. Além disso, a ISO 2631-2:2003 [32] apresenta em seu anexo “B” um guia para coleta de dados da resposta humana às vibrações de construções. Portanto, a ISO 2631-2:2003 [32] fornece um guia para medir e avaliar vibrações relacionadas com o conforto usando recomendações adotadas na parte I dessa mesma norma, isto é, a ISO 2631-1:1997 [31].

4.6 BRITISH STANDARDS INSTITUTION 1987 BS 6841. *Measurement and evaluation of human exposure to whole-body mechanical and repeated shock.*

Essa norma é muito similar à ISO 2631-1:1985 [34]. Oferece métodos para quantificar e avaliar as vibrações em relação a saúde humana, a interferência em atividades, a probabilidade de percepção e a incidência de enjoo. Para a medição da magnitude de vibração, a norma estabelece as unidades de medida, as direções do efeito da vibração no corpo humano, a localização dessa medição e as frequências ponderadas de acordo com o eixo de vibração e o seu efeito. A unidade de medida adotada para expressar a magnitude de vibração é a *weighted root-mean-square acceleration* (aceleração ponderada pela raiz média quadrática) em m/s^2 para vibração translacional e rad/s^2 para rotacional, semelhante à ISO 2631-1:1985 [34]. As direções possíveis para medição, assim como na ISO 2631-1:1985 [34], são as três direções ortogonais considerando a pessoa com o corpo sentado, em pé ou deitado. Para a avaliação das vibrações, a norma disponibiliza guias em relação aos diferentes efeitos das vibrações para o ser humano. Os quatro efeitos principais considerados nessa norma são: degradação da saúde, comprometimento de atividades, comprometimento do conforto e enjoo ao movimento. Além disso, são fornecidos quatro anexos (anexo “A”, “B”, “C” e “D”) que visam dar mais informações sobre a magnitude da vibração para cada efeito citado. Portanto, assim como a ISO 2631-1:1985 [34], a norma propõe um guia para medir a magnitude das vibrações em uma estrutura e em seguida avaliar a sua aceitabilidade para uso de acordo com os possíveis efeitos ao ser humano.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

5 TABELA CRONOLÓGICA DO ESTADO DA ARTE

De forma resumida, a tabela 4 mostra o levantamento do estado da arte, em ordem cronológica, das pesquisas relacionadas a vibrações induzidas por atividades humanas em estruturas de aço. A tabela se divide em duas principais linhas de pesquisa, a primeira referente à determinação do histórico no tempo das funções de carregamento oriundas de atividades humanas rítmicas e a segunda referente ao estudo do comportamento dinâmico de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, considerando vibrações induzidas por esses carregamentos.

Tabela 4 – Levantamento Cronológico do Estado da Arte.

Ano	Autores	Contribuição
Carregamento Dinâmico		
1821	Stevenson	Ressaltou que somente as cargas estáticas não eram suficientes na concepção de estruturas submetidas a cargas dinâmicas.
1853	Tredgold	Propôs especificações construtivas para prevenir vibrações excessivas.
1895	Fischer e Braune	Calcularam trajetórias, velocidades, acelerações, forças e torques de articulações e segmentos em 31 fases do ciclo de marcha.
1905	Johnson	Definiu valores de carregamentos estáticos em caso de estruturas concebidas para multidões, entretanto não considerou os efeitos dinâmicos.
1913	Tilden	Pioneiro na quantificação experimental das cargas dinâmicas: “ <i>in situ</i> ” e em movimento.
1924	Fuller	Quantificou experimentalmente o efeito dinâmico de uma multidão.
1938	Elftman	Construiu uma plataforma de carga para pessoas caminharem, visando determinar a magnitude e a direção das forças transmitidas à superfície de apoio, denominadas de forças de reação do piso.
1968	Ohmart	Representou o carregamento através do impacto do calcanhar.
1977	Murray e Hendrick	Realizaram o teste do impacto do calcanhar em diversos locais visando a determinação das forças dinâmicas.
1978	Greimann and Klaiber	Deduziram uma função aproximada para multidões em estádios.
1982	Ohlsson	Realizou um registro experimental típico da variação no tempo da força de contato com uma superfície produzido por um passo
1985	Tuan e Saul	Definiram diversos tipos de carregamentos “ <i>in situ</i> ”.
1987	Rainer, Pernica e Allen	Propuseram modelos de carregamento a partir de dados experimentais de pessoas caminhando, correndo e pulando através de uma plataforma.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1989	Ebrahimpour e Sack	Propuseram modelos probabilísticos objetivando estimar carregamentos dinâmicos de uma pessoa e de pequenos grupos de pessoas
1992	Ebrahimpour e Sack	Sugeriram cálculo simplificado para critérios de resistência e de serviço para movimentos harmônicos e humanos.
1996	Ebrahimpour <i>et al.</i>	Realizaram um estudo de carregamentos dinâmicos de atividades humanas variando no tempo e no espaço, tais como caminhada e corrida variando entre um, dois ou quatro indivíduos.
1997	Alves	Desenvolveu funções de carregamento para atividades com estímulo e sem estímulo.
2003	Faísca	Ajustou funções de carregamento para as atividades ritmadas e não ritmadas podendo ser utilizadas para multidões.
Análise de Pisos Submetidos à Carregamento Dinâmico em Estruturas de Aço		
1982	Pernica e Allen	Realizaram medições em cinco pisos em um shopping center com algumas lajes mistas (aço-concreto).
2007	Loose	Analisou um modelo estrutural composto por dois painéis de laje apoiados em vigas e pilares de aço.
2008	Mello <i>et al.</i>	Investigaram os efeitos dinâmicos causados por carregamento humano devido à caminhada em uma estrutura com vigas mistas de aço e concreto, laje maciça de concreto e pilares de aço.
2009	De Silva e Thambiratnam	Determinaram as características dinâmicas de um sistema de piso com múltiplos painéis sobre atividades humanas aeróbica.
2010	Parnel, Davis e Xu	Estudaram o comportamento dinâmico de sistemas de piso compostos por perfis formados a frio
2014	Dietrich <i>et al.</i>	Estudaram o comportamento dinâmico de dois tipos de sistemas de piso (lajes em concreto armado suportadas por vigas de aço e chapas de piso metálicas suportadas por vigas de aço) submetidos à atividade de caminhada.
2014	Costa-Neves <i>et al.</i>	Analisaram o estado limite de vibração excessiva de lajes mistas de edifícios de múltiplos andares e vãos devido às atividades humanas rítmicas.

6 CONCLUSÃO

Neste artigo foi feito um estado da arte tratando-se de diferentes aspectos relacionados às vibrações excessivas oriundas de atividades humanas em sistemas de piso. Pôde-se constatar que o tema como um todo é bastante complexo e ainda pouco pesquisado. Entretanto, o problema pode ser simplificado abordando-se separadamente três aspectos principais: o tipo de atividade humana e o carregamento dinâmico por ela induzido, os diferentes sistemas de pisos utilizados em estruturas de aço e suas repostas dinâmicas e, por último, o efeito das vibrações no ser humano, tratado de forma normativa.

O estado da arte elaborado permitiu concluir que, no século XIX mencionava-se sobre os efeitos dos carregamentos dinâmicos nas estruturas, entretanto somente a partir de 1913 [5],

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

estudos experimentais foram realizados para a avaliação dos carregamentos oriundos de atividades humanas, tais como: caminhada, corrida, dança e outros movimentos, visando obter modelos matemáticos que os representassem. As medições experimentais começavam pela construção de uma plataforma onde fosse possível analisar as características dos carregamentos em relação à atividade desempenhada. A seguir, utilizavam esses dados para ajustes de modelos matemáticos ou para representações através de gráficos ou tabelas desses carregamentos. Nos estudos mais atuais, o uso da série de *Fourier* na modelagem desses carregamentos foi recomendado uma vez que esses carregamentos podem ser considerados periódicos, entretanto todo o embasamento experimental foi necessário na determinação dos coeficientes de *Fourier* e de outros condicionantes como o efeito de multidão.

Os sistemas de piso de estruturas de aço abordados nesse estado da arte incluíram técnicas construtivas surgidas a partir da metade do século XX, como as vigas e lajes mistas de aço e concreto e perfis leves do sistema *light steel framing*. Todas as referências sobre o comportamento dinâmico desses pisos são recentes, porque utilizaram o método dos elementos finitos, atualmente empregado graças ao avanço tecnológico da informática. Além disso, o uso de tais ferramentas vem possibilitando uma modelagem mais confiável desses sistemas de pisos. Portanto, para maiores avanços nesse tema, o uso de programas computacionais e máquinas de alto desempenho são fundamentais.

O terceiro aspecto desse artigo está relacionado às prescrições normativas do efeito das vibrações no ser humano, sendo analisadas referências nacionais e internacionais. A limitação no valor da frequência natural pelas normas brasileiras está fortemente ligada ao risco da ocorrência da ressonância. Entretanto, a real influência de cargas dinâmicas não é sentida pelas pessoas em termos de frequência do piso, mas sim de aceleração, sendo assim, a verificação do estado limite de serviço relativo ao conforto humano não é feita. Já as normas internacionais abordadas neste artigo têm como principal objetivo a análise do conforto humano em relação às vibrações. O guia de projeto de Murray, Allen e Ungar [23] recomenda que essa análise seja feita por meio da aceleração de pico. De caráter prático, ainda prescreve equações simplificadas para o cálculo das acelerações em sistemas de piso compostos por vigas primárias e secundárias. A ISO 2631-1 [32] e ISO 2631-1 [33], bem como a BS 6841 [34], propõem comparar medições de vibrações em estruturas com curvas de frequência ponderadas de acordo com cada tipo de efeito. Sendo assim, a questão do conforto humano é encontrada nas normas e guias de projeto internacionais, porém alguns deles adotam modelos de carregamento simplificados e ainda não tratam de sistemas de pisos mais sofisticados.

Enfim, o tema vem apresentando relevância para os pesquisadores da área da construção civil desde o início do século passado. Porém, avanços ainda precisam ser feitos para tornar as normas brasileiras mais precisas e reduzir a dependência de bibliografia estrangeira complementar para análise do efeito das vibrações no corpo humano. Nos estudos mais recentes, o carregamento tem sido expressado por uma série de *Fourier*, sendo assim, publicações relacionadas aos coeficientes usados nessa série, como coeficiente de impacto e coeficiente de defasagem, seriam pertinentes para alcançar melhor precisão nos valores obtidos atualmente. Além disso, com o recente avanço tecnológico dos sistemas computacionais também seria possível melhorar as análises do comportamento dinâmico de sistemas de pisos feitas até o momento. Logo, com o desenvolvimento das pesquisas sobre o carregamento dinâmico induzido pela atividade humana e de modelos mais sofisticados de sistemas de pisos, as normas poderiam ser aprimoradas. Com isso, os projetistas estruturais teriam informações mais amplas e precisas no que diz respeito ao conforto humano dos usuários em edificações

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

sujeitas às vibrações bem como ao adequado desempenho da estrutura frente às ações dinâmicas.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, CAPES, e FAPES pelo apoio recebido para a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS

- 1 Stevenson R. Description of bridges of suspension. Edinburgh Philosophical Journal. 1821; 10: 237-256.
- 2 Tredgold T. Elementary principles of carpentry. London: C. F. Hodgson; 1853.
- 3 Johnson LJ. New data on the weight of a crowd of people. Association of Engineering Societies. 1905; 34.
- 4 Lehmkuhl L, Weiss EL, Smith LK. Brunnstrom's clinical kinesiology. 5st ed. Philadelphia: F. A. Davis Company; 1996.
- 5 Tilden CJ. Kinetic effect of crowds. ASCE Proc. 1913; 34 (3), 2107-2132.
- 6 Ebrahimpour A, Sack RL. A review of vibration serviceability criteria for floor structures. Computers and Structures. 2005; 83: 2488–2494.
- 7 Ohmart RD. An approximate method for the response of stiffened plates to aperiodic Excitation Studies in Engineering mechanics. [Ph.D.]. Lawrence: The University of Kansas, Center for Research in Engineering Science; 1968.
- 8 Mello AVA, Silva JGS, Vellasco, PCGS, Andrade SAL, Lima LRO. Dynamic analysis of composite systems made of concrete slabs and steel beams. Journal Constructional Steel Research. 2008; 64: 1142–1151.
- 9 Greimann LF, Klaiber FW. Dynamic forces induced by spectators. Journal of the Structure Division. 1978; 104 (2): 348–351.
- 10 Wyatt TA. Design guide on the vibration of floors. London: The Steel Construction Institute; 1989.
- 11 Tuan CY, Saul WE. Loads due to spectator movements. Journal Structure Engineering. 1985; 111 (2):418–434.
- 12 Rainer JH, Pernica G, Allen DE. Dynamic loading and response of footbridges. Structures section, Institute for Research in Construction National Research Council of Canada, Ottawa. Ont. Canada KIA ORG. 1987; 2: 66–71.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 13 British Standard. Steel, concrete and composite bridges- Part 2: Specification for loads. London, BS 5400, 1978.
- 14 Ebrahimpour A, Sack RL. Modeling dynamic occupant loads. Journal Structure Engineering. 1989; 115 (6): 1476–1496.
- 15 Ebrahimpour A, Sack RL. Design live loads for coherent crowd harmonic movements. Journal Structure Engineering. 1992; 118 (4): 1121–1136.
- 16 Ebrahimpour A, Haman A, Sack RL, Patten WN. Measuring and modeling dynamic loads imposed by moving crowds. Journal Structure Engineering. 1996; 122 (12): 335-347.
- 17 Alves NKC. Cargas Dinâmicas devido a pessoas em movimento. [Mestre em Engenharia Civil], Rio de Janeiro: Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro; 1997.
- 18 Comité Euro -International du Béton. Vibrations Problems in Structure – Practical Guidelines. Bolletin d’informetion n. 209; Lousanne, Switzerland. CEB, 1991.
- 19 Faisca RG. Caracterização de cargas dinâmicas geradas por atividades humanas. [Doutorado em Engenharia Civil] Rio de Janeiro: Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro; 2003.
- 20 Queiroz G, Pimenta RJ, Da Mata LAC. Elementos das estruturas mista aço-concreto. Belo Horizonte: Editora O Lutador; 2001.
- 21 Pernica G, Allen DE. Floor vibration measurements in a shopping centre. Structures section, Institute for Research in Construction National Research Council of Canada, Ottawa. Ont. Canada KIA ORG. 1982; 9: 149-155.
- 22 Loose JK. Análise dinâmica de pisos mistos em aço-concreto submetidos atividades humanas rítmicas. [Mestre em Engenharia Civil] Vitória: Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo; 2007.
- 23 Murray TM, Allen DE, Ungar EE. Floor vibration due to human activity: steel design guide Series 11. Chicago: American Institute of Steel Construction; 2003.
- 24 International Standard Organization. Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Human exposure to continuous and shockinduced vibrations in buildings (1 to 80 Hz), .ISO 2631-2, 1989.
- 25 De Silva SS, Thambiratnam DP. Dynamic characteristics of steel–deck composite floors under human-induced loads. Computers and Structures. 2009; 87: 1067-1076.
- 26 Parnell R, Davis BW, Xu L. Vibration Performance of Lightweight Cold Formed Steel Floors. Journal Structural Engineering. 2010; 136: 645-653.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 27 Dietrich MZ, Teixeira FB, Calenzani AFG, Ferreira WG. Vibrations in steel-frame floors due to human activities. *Global Journal of Research in Engineering*. 2014; 14: 1-12.
- 28 Costa-Neves LF, Silva JS, Lima LRO, Jordão S. Multi-storey, multi-bay buildings with composite steel-deck floors under human-induced loads: The human comfort issue. *Computers and Structures*. 2014; 136: 34-36.
- 29 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projetos de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, NBR 6118, 2014.
- 30 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, NBR 8800, 2008.
- 31 International Organization for Standardization. Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements. ISO 2631-1, 1997.
- 32 International Organization for Standardization. Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Vibrations in buildings (1 to 80 Hz). ISO 2631-2, 2003.
- 33 British Standard. Guide to measurement and evaluation of human exposure to whole-body mechanical vibration and repeated shock. London, BS 6841, 1987.
- 34 International Standard Organization. Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements. ISO 2631-1, 1985.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação.

DIMENSIONAMENTO DE BASE DE PILARES METÁLICOS EM SEÇÕES RETANGULARES E CIRCULARES

Amanda Magalhães Bahia¹
Isamu Ikeda Junior²

Resumo

As placas bases de pilares metálicos, são o principal vínculo estrutural do pilar com a fundação pois o comportamento estrutural de uma edificação é determinado pelo tipo de placa empregada. A ABNT 8800:2008 não aborda o dimensionamento dessas ligações, determinando que este deve ser feito de acordo com Fisher e Kloiber (2006). Este artigo demonstra um método de dimensionamento das ligações entre pilares de seções tubulares (retangulares e circulares) e as fundações. Os elementos dimensionados nesta pesquisa são: chapa de base, chumbadores e solda, determinados para situações de pequena, média e grande excentricidade. A partir do roteiro de cálculo apresentado, os procedimentos de dimensionamento foram implementados a um programa computacional Microsoft Visual Basic 2012 e comparados com exemplos da literatura.

Palavras-chave: Base de pilares metálicos; Estruturas metálicas; Ligações tubulares; Análise estrutural.

DESIGN OF COLUMN STEEL BASE PLATE IN SECTIONS RECTANGULAR AND CIRCULAR

Abstract

Base plates of metal columns, are the main structural link, between columns and foundations behavior their determined by the type of base employed. ABNT 8800: 2008 does not address the design, determining that this should be done according to Fisher and Kloiber (2006). This article demonstrates a sizing method of the links between pillars of tubular sections (rectangular and circular). The elements dimensioned in this research are: base plate, bolts and welding, for of small, medium and large load eccentricity. Implemented in a computer program Microsoft Visual Basic 2012 and compared with literature examples.

Keywords: Base plate; Steel structures; Tubular connections; Structural Analysis.

¹ Engenheira Civil, Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor do Departamento de Estruturas da Universidade Salvador, Salvador, Bahia, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Com a crescente demanda de empreendimentos de grande porte, a exemplo de pontes e viadutos, o Brasil reconhece a necessidade de empregar novos materiais e sistemas construtivos.

Uma das tecnologias atuais que atende a novos e melhores critérios de construção são as estruturas metálicas, pois apresentam algumas vantagens quando comparada a outras soluções estruturais. Segundo o Centro Brasileiro da Construção em Aço (2014) algumas características significativas desse método são: maior área útil, compatibilidade com outros materiais, menor prazo de execução, alívio de carga nas fundações e liberdade arquitetônica. Esse último fator, descreve uma flexibilidade do uso do material que é fornecido em diversos formatos permitindo que as construções tenham inúmeras formas, curvas e elementos assimétricos, utilizando os mais variados perfis como os de seções em tubo. Conforme MEYER(2002) o emprego das seções tubulares está cada vez mais comum, principalmente em elementos de passarelas e pontes.

Contudo, A ABNT NBR8800:2008 – Projeto e execução de estruturas de aço e estruturas mistas aço e concreto em edifícios, não contempla todas as demandas criativas dos projetos, principalmente nos aspectos de dimensionamento das ligações desses elementos. Assim, este trabalho tem como objetivo analisar os principais critérios de cálculo das ligações de base de pilares, através de estudo bibliográfico, aplicar as informações e as normativas aos perfis tubulares considerando forças estáticas (momento fletor, força cortante e força axial) e ilustrar através de cálculos as resistências obtidas nessas uniões para assim, desenvolver um mecanismo automatizado de dimensionamento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho consiste em uma revisão bibliográfica das principais literaturas sobre o dimensionamento de base de pilares metálicos e a aplicação dessas normativas em um aplicativo de cálculo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A ligação ideal, entre os pilares de aço à fundação em concreto armado é feita por uma chapa metálica, soldada ao perfil de aço e conectada a fundação por meio de chumbadores (barras rosqueadas). Estas ligações são utilizadas na interface aço-concreto entre os pilares e suas fundações, cuja função principal é de transmissão dos esforços das estruturas para a fundação. Nesta pesquisa essas ligações são divididas em três tipos, conforme as figuras 01, 02 e 03.

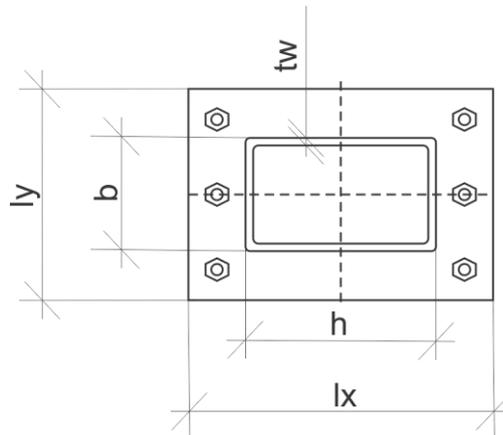


Figura 01 – Base retangular para pilar metálico de seção retangular

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

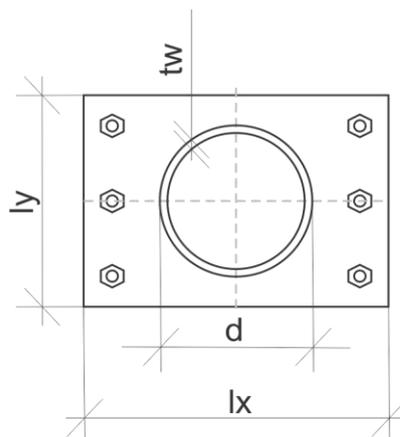


Figura 02 – Base retangular para pilar metálico de seção circular

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

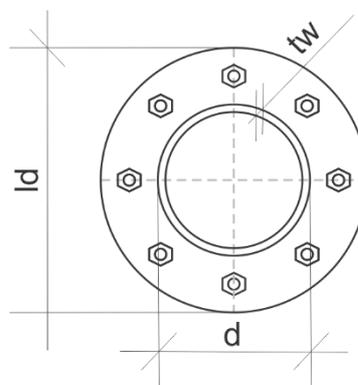


Figura 03 – Base circular para pilar metálico de seção circular

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

Dependendo da situação de projeto, variações do tipo de seção podem ser utilizadas como solução estrutural, a exemplo de seções quadradas e de composição de perfis modelo U ou U enrijecido. Para contemplar essas possíveis escolhas dos projetistas, também foram inseridos essas opções utilizando a mesma rotina de cálculo das seções retangulares. As figuras 04 e 05 ilustram estes tipos de seções e suas placas de base.

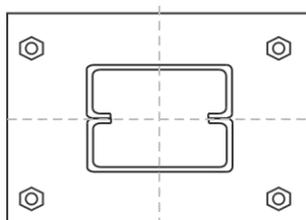


Figura 04 – Base circular para pilar metálico de seção duplo U enrijecido

Fonte: Autora

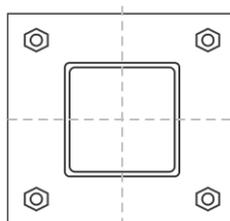


Figura 05 – Base quadrada para pilar metálico de seção quadrada

Fonte: Autora

Os pilares metálicos são submetidos a esforços oriundos da análise estrutural que deve ser feita conforme a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios e a ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações; devendo possuir resistência maior que as solicitações. Segundo PIMENTA, et al (2010), essas ligações devem atender aos seguintes estados limites últimos: formação de charneira plástica na placa de base, ruptura por tração no chumbador, arrancamento do chumbador, esmagamento do concreto ou argamassa, deslizamento da ligação e ruptura da solda na ligação.

Para determinar os esforços resistentes da ligação, respeitando os estados limites, é necessário inicialmente caracterizar o tipo de ligação. Segundo PFEIL, Walter et al (2008) as bases de pilares podem ser classificadas em duas categorias:

- I. Bases destinadas a transferir à fundação forças de horizontais e verticais: nesse caso, a ligação é considerada rotulada.
- II. Bases para a transferência de momento à fundação além de forças verticais e horizontais: devido a ação do momento, existe excentricidade na peça.

Para determinar a rigidez da ligação e classificá-la, deve-se avaliar os esforços solicitantes: esforço cortante, momento fletor e esforço normal que pode ser de tração (Figura 06) ou de compressão (Figura 07).

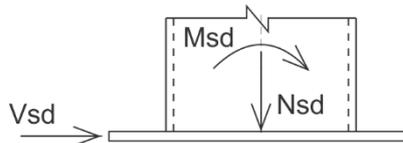


Figura 06 – Solicitações provenientes da estrutura com esforço normal de compressão

Fonte: Autora

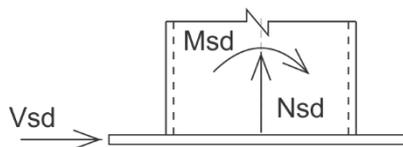


Figura 07 – Solicitações provenientes da estrutura com esforço normal de tração

Fonte: Autora

Essa classificação de rigidez é feita segundo PIMENTA, et al (2010) pela excentricidade que pode ser obtida através da seguinte equação:

$$e = \frac{Msd (kN.cm)}{Vsd (kN)} \quad (01)$$

3.1 Avaliação da excentricidade

O valor da excentricidade, demonstra se o ponto teórico da aplicação da força normal coincide ou não com o centro de gravidade da seção transversal do pilar, quanto maior o valor da excentricidade, mais afastado do centro de gravidade da seção transversal será a aplicação da força normal. A análise da excentricidade é diferente para as situações de tração e de compressão. Em peças comprimidas, caso a excentricidade seja pequena, pode-se utilizar ancoragens construtivas. Se a excentricidade for grande, não é possível considerar uma distribuição contínua de tensões, assim, a resultante de tração é absorvida pelos chumbadores. Para as peças tracionadas, os chumbadores sempre serão solicitados, independente da excentricidade. Com base PIMENTA, et al (2010), o comportamento da ligação se encaixará em um dos três casos:

3.1.1. Caso 01: não existe a aplicação de momento fletor. Acontece quando a excentricidade (e) é nula.

$$e = 0$$

Nesse caso, a pressão de contato distribui-se uniformemente sobre a placa de base (Figuras 08 e 09).

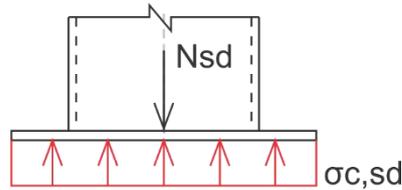


Figura 08 – Situação caso 01 solicitado a esforço de compressão

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

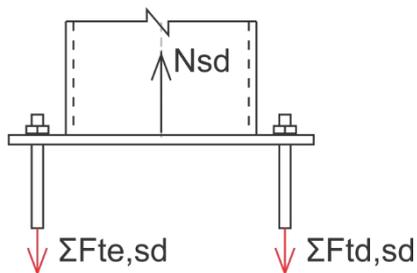


Figura 09 – Situação caso 01 solicitado a esforço de tração

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) – Adaptado

3.1.2 Caso 02: a situação é de pequena excentricidade, o equilíbrio do vínculo é possível sem a introdução de forças de tração nos chumbadores (Figuras 10 e 11).

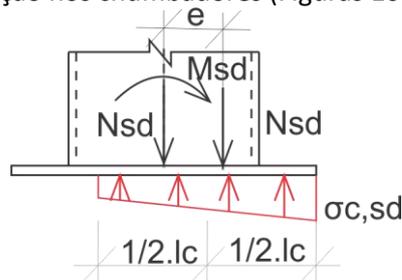


Figura 10 - Situação caso 02 solicitado a esforço de compressão

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

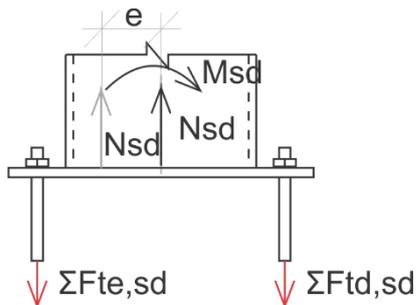


Figura 11 - Situação caso 02 solicitado a esforço de tração

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) – Adaptado

Os intervalos determinantes do caso 02 são diferentes para os casos de tração e de compressão. Para a situação de tração, a ligação se encontra no caso 02 se:

$$0 < e \leq a$$

Considerando:

a - Distância entre o centro do pilar e o centro do chumbador, no eixo de aplicação da força conforme a figura 12.

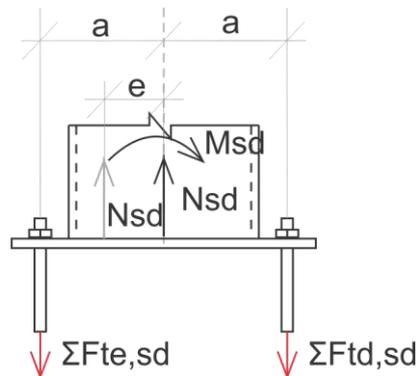


Figura 12 – Distância entre o eixo dos chumbadores e o centro da placa.

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) – Adaptado

Quando a força aplicada for de compressão o limitante do caso 02 é:

$$0 < e \leq \frac{1}{2} \cdot \left(lx(mm) - \frac{Nsd(kN)}{\sigma_{c,Rd}(kN/cm^2) \cdot ly(mm)} \right) \quad (02)$$

Considerando:

lx – Maior dimensão da placa de base

ly – Menor dimensão da placa de base

Nsd – Solicitação normal da placa

$\sigma_{c,Rd}$ – Tensão resistente de compressão do concreto, obtida pela equação:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{fck(kN/cm^2)}{\gamma_c \cdot \gamma_s} \cdot \sqrt{\frac{A2(cm^2)}{A1(cm^2)}} \quad (03)$$

fck – Resistência característica do concreto a compressão (kN/cm²)

A1 – Área da base

A2 – Área máxima da base que recebe e distribui os esforços

Segundo FISHER, James et al (2006), a abordagem mais direta e conservadora para o dimensionamento das bases considera-se $A1=A2$. Este dado, geralmente resulta em dimensões maiores das chapas de base, contudo, por estar a favor da segurança, em todos os cálculos desenvolvidos nesta pesquisa foi adotado inicialmente essa consideração.

3.1.3 Caso 03: ocorre grande excentricidade, logo é necessário considerar forças de tração nos chumbadores (Figura 13 e 14).

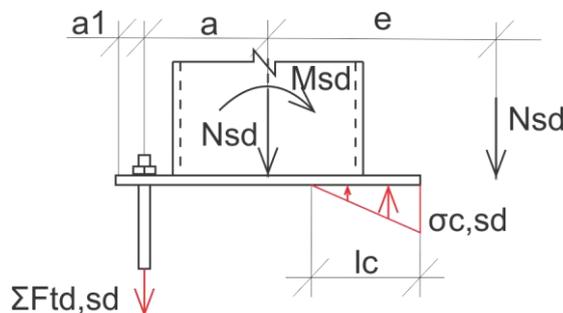


Figura 13 - Situação caso 03 solicitada a esforço de compressão

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

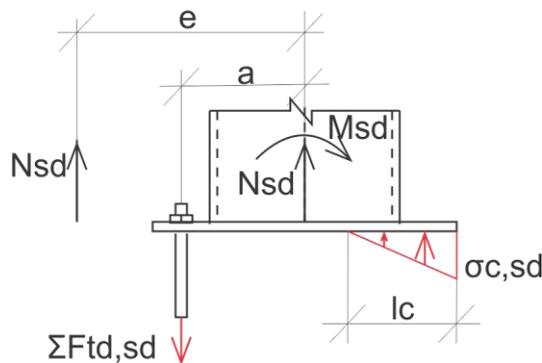


Figura 14 - Situação caso 03 solicitada a esforço de tração

Fonte: PIMENTA, Roberval; et al (2010) - Adaptado

Limitante na situação de força de tração:

$$e > a$$

Limitante na situação de força de compressão:

$$e > \frac{1}{2} \cdot \left(lx(mm) - \frac{Nsd(kN)}{\sigma_c, Rd(kN/cm^2) \cdot ly(mm)} \right)$$

3.2 Dimensionamento Chumbadores

Outros dados necessários são as características dos chumbadores. Segundo BELLEI, Ildony (2006), chumbadores são barras que tem por finalidade fixar as placas de base dos pilares as fundações e podem ser dimensionados para as seguintes formas: a cisalhamento, a tração e a tração com cisalhamento. FISHER, James et al (2006) recomenda os seguintes diâmetros padrões para chumbadores (Tabela 01).

Diâmetro chumbador (polegadas)	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)
3/4"	1,9	2,835
7/8"	2,22	3,801
1"	2,54	5,067
1.1/4"	3,17	7,892
1.1/2"	3,81	11,401
1.3/4"	4,44	15,483
2"	5,08	20,268
2.1/2"	6,35	31,669

Tabela 01 – Características do chumbador

Fonte: Elaborada pela autora

Através do método AISC-ASD a força de tração no chumbador é dada por:

$$T = nb \cdot Achu(cm^2) \cdot ft(kN/cm^2) \quad (04)$$

Onde:

nb – número de chumbadores

$$ft = 0,38 \cdot fu(kN/cm^2) \quad (05)$$

f_u – limite de ruptura do material aço. Os principais tipos de aço e seus limites de escoamento e ruptura estão registrados na tabela 02.

Tipo de Aço	Fy (kN/cm ²)	Fu (kN/cm ²)
SAE 1020	24,0	38,7
ASTM A36	25,0	40,0

Tabela 02 – Limites de escoamento e ruptura dos aços SAE 1020 e ASTM A36
Fonte: BELLEI, Ildony (2006)

Achu- área do chumbador

Os comprimentos dos chumbadores de acordo com FISHER, James et al (2006), são calculados em duas etapas : lc e lh , representados na figura 15.

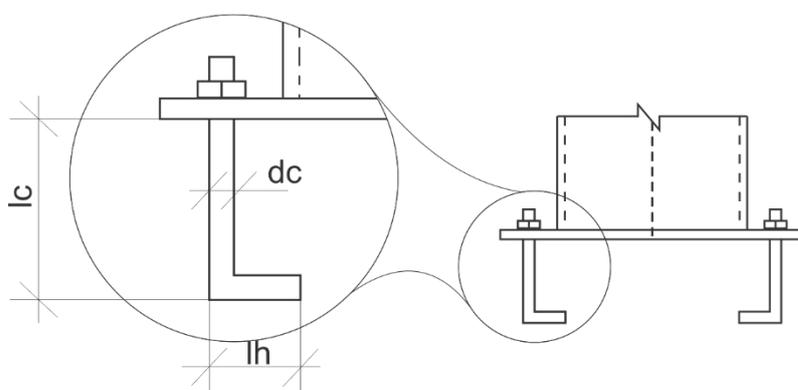


Figura 15 – Dimensões do chumbador formado com extremidade inferior a 90

Fonte: Elaborada pela autora

$$lh = \frac{1,7 \cdot T(kN)}{1,4 \cdot fck(kN/cm^2) \cdot dc(cm)} \quad (06)$$

Onde:

fck - Resistência característica do concreto a compressão

dc – Diâmetro do chumbador (Figura 13)

A dimensão lc segundo BELLEI, Ildony (2006), assim como o espaçamento entre chumbadores, deve ser determinado em função do material seguindo a tabela 03.

Tipos de aço	Comprimento Lc	Distância entre chumbadores
SAE 1020 ASTM A36	12. <i>dc</i>	5. <i>dc</i> \geq 100mm
ASTM A325	17. <i>dc</i>	7. <i>dc</i> \geq 100mm

Tabela 03 – Comprimentos e distâncias mínimas dos chumbadores

Fonte: BELLEI, Ildony (2006)

3.3 Dimensões placa de base

As dimensões da placa de base são determinadas para que o estado limite ultimo do esmagamento do concreto não seja atingido, para isso analisa-se a tensão resistente do concreto na região de contato entre a fundação e a placa de base. Para determinar as dimensões, deve-se considerar as distâncias e quantidades dos chumbadores. Segundo Safety Standards for Steel Erection (OSHA, 2001) o número mínimo de chumbadores deve ser quatro garantir a estabilidade durante a montagem, considerando cargas atuando sobre o pilar como por exemplo um trabalhador. Este requisito, excluiu desta pesquisa detalhe de bases com dois chumbadores.

Depois de determinar o diâmetro do chumbador, deve-se avaliar os espaçamentos entre furos e entre chumbador/pilar. A ABNT – NBR 8800:2008 determina distâncias mínimas entre os furos e as bordas das chapas em função do diâmetro dos parafusos, para situações de ligação puramente metálicas, sem a participação de elementos de concreto armado, como seria o caso da fixação do chumbador, entretanto, foi considerado neste estudo essas medidas, de forma a fazer comparativo entre os espaçamentos das normas. As considerações da norma brasileira podem ser vistas na tabela 04.

Diâmetro (<i>dc</i>)		Distância mínima do centro do furo a borda (mm) a1
Polegadas	Milímetros	
¾"	19	27
7/8"	22.2	31
1"	25.4	32
1.1/4"	31.7	46
1.1/2"	38.1	1.25*dc
1.3/4"	44.4	1.25*dc
2"	50.8	1.25*dc
2.1/2"	63.5	1.25*dc

Tabela 04 – Distância mínima do centro do fura a borda

Fonte: ABNT – NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto em edifícios (2008) – Adaptado

Para os espaçamentos entre chumbadores, foi considerada distância mínimo de cinco vezes o diâmetro do chumbador no caso do material do chumbador empregado for o aço SAE 1020 e sete vezes o diâmetro do chumbador caso o material for o aço ASTM A36.

Como no anexo S.2. da ABNT NBR 8800, cita como referência principal o Design Guides pra dimensionamento das bases de pilares, foi incluso no programa os espaçamentos considerados nesta norma descritos na tabela 05.

Diâmetro (<i>dc</i>)		Distância mínima do centro do furo a borda (mm) <i>a1</i>	Distância mínima entre furos (mm) <i>a2</i>
Polegadas	Milímetros		
¾"	19	40	80
7/8"	22.2	45	90
1"	25.4	50	100
1.1/4"	31.7	65	130
1.1/2"	38.1	80	160
1.3/4"	44.4	90	180
2"	50.8	100	200
2.1/2"	63.5	100	200

Tabela 05 – Distância mínima do centro do furo a borda

Fonte: Fisher, J. M. & Klaiber, L.A. (2006). Base plate and anchor rod design. Steel Design Guide 1, 2a edição, American Institute of Steel Construction, Chicago – Adaptado.

Assim, através dos espaçamentos, as dimensões da placa de base podem ser obtidas pelas seguintes equações determinadas por PIMENTA, Roberval; et al (2010):

Pilar metálico de seção retangular e base de seção retangular:

$$l_x = h(mm) + 4 \cdot a_1(mm) \quad (07)$$

$$l_y = (0,5 \cdot nb - 1) \cdot a_2(mm) + 2 \cdot a_1(mm) \quad (08)$$

Onde:

nb – número total de chumbadores

a2 – distância mínima entre dois chumbadores determinado na Tabela 03.

dc – diâmetro do chumbador

Pilar metálico de seção circular e base de seção retangular

$$l_x = d(mm) + 4 \cdot a_1(mm) \quad (09)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$l_y = (0,5 \cdot n_b - 1) \cdot a_2(mm) + 2 \cdot a_1(mm) \quad (10)$$

Pilar metálico de seção circular e base de seção circular

$$l_d = d(mm) + 4 \cdot a_1(mm) \quad (11)$$

3.4 Espessura chapa de base

A espessura da chapa de base é feita de acordo com o limite de escoamento do aço. Deve-se ser dimensionada de forma a evitar a formação de charneira plástica no Estado limite último (ELU), de acordo com PIMENTA, Roberval; et al (2010) tem-se.

Para o caso onde $e = 0$, em peça submetidas a compressão:

$$t_{pmin} = l_{max}(mm) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma_c, sd(kN/mm^2)}{\frac{f_y(Mpa)}{\gamma_{a1}}}} \quad (12)$$

Onde:

l_{max} - Maior valor entre m e n .

Para seções retangulares:

$$m = \frac{l_x(mm) - 0,95 \cdot h(mm)}{2} \quad (13)$$

$$n = \frac{l_y(mm) - 0,95 \cdot b(mm)}{2} \quad (14)$$

Para seções circulares:

$$m = \frac{l_x(mm) - 0,80 \cdot d(mm)}{2} = mm \quad (15)$$

$$n = \frac{l_y - 0,80 \cdot d(mm)}{2} = mm \quad (16)$$

$$\sigma_c, sd = \frac{Nsd(kN)}{l_x(mm) \cdot l_y(mm)} = kN/mm^2 \quad (17)$$

Para o caso onde $e = 0$, em peças submetidas a tração:

$$t_{pmin} = \sqrt{\frac{2 \cdot nb \cdot F_{tsd} (kN) \cdot (meq (mm) - a1 (mm))}{l_{yeq} (mm) \cdot \left(\frac{fy (Mpa)}{\gamma a1}\right)}} \quad (18)$$

Onde:

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd} (kN)}{nb} = kN \quad (19)$$

$$meq = \frac{ld (mm) - 0,80 \cdot d (mm)}{2} = mm \quad (20)$$

$$l_{yeq} = nb \cdot (db (mm) + m (mm) - a1 (mm)) \leq 0,90 \cdot ld \quad (21)$$

Para o caso onde $0 < e \leq \frac{1}{2} \cdot \left(lx - \frac{N_{sd}}{\sigma_{c,Rd} \cdot ly} \right)$, em peça submetidas a compressão:

$$t_{pmin} = l_{max} (mm) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma_{c, sd} (kN/mm^2)}{\frac{fy (Mpa)}{\gamma a1}}} \quad (22)$$

Onde:

l_{max} deve ser tomado igual a:

Se $lc \geq m$, o maior valor entre m e n

Se $lc < m$, o maior valor entre p e n

Sendo:

$$lc = lx (mm) - 2 \cdot e (mm) = mm \quad (23)$$

$$p = \sqrt{lc (mm) \cdot (2m (mm) - lc (mm))} = mm \quad (24)$$

Para o caso onde $0 < e \leq a$, em peças submetidas a tração:

$$t_{pmin} = \sqrt{\frac{2 \cdot nb \cdot F_{tsd} (kN) \cdot (meq (mm) - a1 (mm))}{l_{yeq} (mm) \cdot \left(\frac{fy (Mpa)}{\gamma a1}\right)}} \quad (25)$$

Onde:

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}(kN)}{nb} + \frac{M_{sd}(kN.cm)}{a(mm).nbeq} \quad (26)$$

$$m_{eq} = \frac{ld(mm) - 0,80.d(mm)}{2} \quad (27)$$

$$l_{yeq} = nb.(db(mm) + m(mm) - a1(mm)) \leq 0,90.ld \quad (28)$$

Considerando:

$$lc = lx(mm) - 2.e(mm) = mm \quad (29)$$

$$\alpha = 1 \text{ se } lc \leq 2.a1$$

$$\alpha = \frac{d+2.a1}{d+3.a1-0.5lc} \text{ se } lc > 2.a1$$

$$k = \frac{\alpha}{2} \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi}{nb}\right) \right] \quad (30)$$

$$nbeq = 2.[1 + 2.(1 - k)^2] \quad (31)$$

Para o caso onde $e > \frac{1}{2} \cdot \left(lx - \frac{N_{sd}}{\sigma_{c,Rd.ly}} \right)$, em peças submetidas a compressão:

$$db, \min = \sqrt{\frac{4.Ft, sd}{\pi \cdot \frac{fub}{\gamma a^2}}} \quad (32)$$

$$lc = \left(\frac{lx}{2} + a \right) - \sqrt{\left(\frac{lx}{2} + a \right)^2 - \frac{2.N_{sd}(e + a)}{\sigma_{c, sd.ly}}} \quad (33)$$

Onde l_{max} deve ser tomado igual a:
Se $l_c \geq m$, o maior valor entre m e n
Se $l_c < m$, o maior valor entre p e n

$$t_{pmin1} = l_{max} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma_c \cdot s_d \left(\frac{kN}{mm^2} \right)}{\left(\frac{f_y}{\gamma a_1} \right)}} \quad (34)$$

$$t_{pmin2} = l_{max} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot n_{beq} \cdot F_{tsd} \cdot (m_{eq} - a_1)}{l_{yeq} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma a_1} \right)}} \quad (35)$$

O valor final da espessura deve ser o maior valor entre t_{pmin1} e t_{pmin2}

Para o caso onde $e > a$, em peças submetidas a tração:

$$d_{b, \min} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_t \cdot s_d}{\pi \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma a_2}}} \quad (36)$$

$$l_c = \left(\frac{l_x}{2} + a \right) - \sqrt{\left(\frac{l_x}{2} + a \right)^2 - \frac{2 \cdot N_{sd} \cdot (e - a)}{\sigma_c \cdot s_d \cdot l_y}} \quad (37)$$

Onde l_{max} deve ser tomado igual a:
Se $l_c \geq m$, o maior valor entre m e n
Se $l_c < m$, o maior valor entre p e n

$$t_{pmin1} = l_{max} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma_c \cdot s_d \left(\frac{kN}{mm^2} \right)}{\left(\frac{f_y}{\gamma a_1} \right)}} \quad (38)$$

$$t_{pmin2} = l_{max} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot n_{beq} \cdot F_{tsd} \cdot (m_{eq} - a_1)}{l_{yeq} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma a_1} \right)}} \quad (39)$$

3.5 Esforços resistentes

O valor do esforço cortante resistente será obtido a partir dos dados geométricos da chapa de base. Pode ser calculado pela equação:

$$V_{rd} = \sigma_{c,rd} \left(\frac{kN}{mm^2} \right) \cdot l_c(mm) \cdot l_y(mm) \cdot \mu < 0,20 \cdot f_{ck} \cdot l_x \cdot l_y \quad (40)$$

Onde $\mu = 0,55$.

O esforço normal resistente dado em função da resistência do chumbador.

$$N_{rd} = n_b \cdot \frac{0,4 \cdot d \cdot ch(cm^2) \cdot f_{uch} \left(\frac{kN}{cm^2} \right)}{1,35} \quad (41)$$

3.6 Dimensionamento da Solda

Segundo PFEIL(2013), Walter a solda é um tipo de união por coalescência do material, obtida por fusão de partes adjacentes. São utilizados eletrodos por arco voltaico de varas de aço-carbono ou aço de baixa liga. Os principais tipos de eletrodos empregados na indústria segundo o autor são:

$$E60 = f_w = 41,5 \frac{kN}{mm^2}$$

$$E70 = f_w = 48,5 \frac{kN}{mm^2}$$

Para esta pesquisa, foi considerada o uso de soldas filetes devido a ter uma execução simplificada em relação as demais, pois não necessita de recortes nas chapas e nos perfis. As soldas são executadas ao redor de toda o perfil, conforme Figura 16.

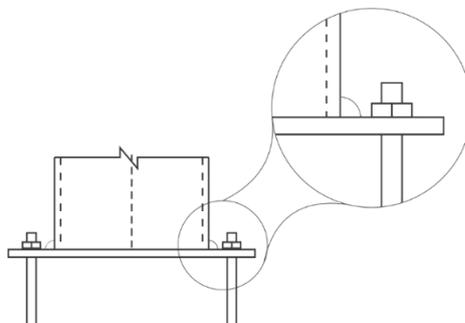


Figura 16 – Detalhe da solda tipo filete

Fonte: Autora

A determinação e nomenclatura da solda ocorre em função dos comprimentos dos seus lados conforme a figura 15. Assim, o lado b designa filete de dois lados iguais com dimensões b . Enquanto a garganta do filete, representada na figura 17 pela incógnita t caracteriza a espessura mais desfavorável da solda.

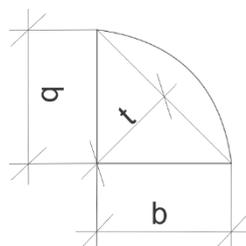


Figura 17 – Dimensões da solda

Fonte: Autora

Para a determinação da espessura do filete, deve-se determinar inicialmente a área efetiva de cálculo:

$$A_w = 0,70 \cdot t(\text{mm}) \cdot l(\text{mm}) \quad (42)$$

Onde:

l – comprimento efetivo. Para seções retangulares, será desconsiderado os retornos de extremidade, devido a peça poder sofrer esforços axiais. O Comprimento efetivo então é dado por:

$$l = [2 \cdot b(\text{mm}) + 2 \cdot h(\text{mm}) - 8 \cdot t_w(\text{mm})] \quad (43)$$

Para as seções circulares:

$$l = 2 \cdot \pi \cdot \frac{d(\text{mm})}{2} \quad (44)$$

Contudo, devido a processos de execução não as espessuras efetivas segundo PFEIL, Walter (2013) devem ser minoradas:

$$b \leq 10\text{mm} \rightarrow t_e = b$$

$$b > 10\text{mm} \rightarrow t_e = t + 3\text{mm}$$

Outra determinação segundo a NBR 8800(2008) é de aplicar um fator de redução β quando a solda for muito longa ($l > 100 \cdot b$), para que assim, seja levado em conta a não uniformidade na distribuição de tensões. O valor de β é dado pela equação:

$$\beta = 1,2 - 0,002 \frac{L(\text{mm})}{b(\text{mm})} \quad (45)$$

Sendo que $0,60 < \beta \leq 1,0$.

A determinação da resistência é feita pelo estado limite de ruptura do metal da solda, considerando a transferência de esforços de uma chapa para outra por cisalhamento através da garganta da solda. A força resistente é obtida em:

$$R_d = A_w(\text{mm}^2) \cdot [0,60 \cdot f_w \left(\frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \right)] / \gamma_w 2 \quad (46)$$

A norma determina as dimensões mínimas do filete de maneira a evitar o resfriamento brusco da solda por condução de calor, garantindo a fusão dos materiais e evitando a ocorrência de fraturas a frio e distorções. Essas dimensões são dadas em função da espessura da chapa de base e está registrada na tabela 06.

Espessura da chapa mais fina (mm)	Perna do Filete (<i>bmín</i>)
até 6,3	3mm
6,3 – 12,5	5mm
12,5-19	6mm
> 19	8mm

Tabela 06 – Dimensões mínimas de filetes de Solda
Fonte: ANBT - NBR 8800 (2008)

3.7 Implementação computacional

A linguagem utilizada foi o Visual Studio 2013. A descrição das etapas do programa estão descritas no fluxograma apresentado na figura 18.



Figura 18 – Fluxograma de funcionamento do programa computacional
Fonte: Autora

Inicialmente, solicita-se do usuário os dados de entrada. A partir dessas informações o programa executa o dimensionamento, iniciando pela excentricidade. Após determinar o grau da excentricidade, é determinado as características dos chumbadores. Após a confirmação do diâmetro do chumbador e da sua quantidade, o aplicativo dimensiona a placa de base considerando o estado limite último de esmagamento do concreto e as dimensões mínimas de afastamento entre chumbadores e entre chumbadores e borda da placa, a espessura da placa de base em função do limite de escoamento do aço e a espessura do filete de solda pelo limite de ruptura do metal da solda. As formulações estão apresentadas anteriormente no escopo deste trabalho.

3.8 Comparativo do programa com as referências

Para validar os resultados do aplicativo desenvolvido, foram utilizados exemplos da literatura. O primeiro teste foi realizado com o exemplo numérico proposto por PIMENTA, Roberval; et al (2010).

Exemplo 01 - Base retangular ($f_y = 350\text{Mpa}$) para apoio de pilar retangular ($400 \times 200 \times 6.3\text{mm}$), $N_{sd} = 300\text{kN}$ (compressão), $V_{sd} = 180\text{kN}$, $M_{sd} = 19500\text{kN.cm}$, $F_{ck} = 20\text{Mpa}$, seis chumbadores de $\varnothing 1.1/4''$ comprimento ($f_y = 250\text{Mpa}$). Os resultados estão registrados na tabela 07.

	PIMENTA, Roberval; et al (2010)	Programa utilizando NBR 8800:2008	Programa utilizando Design Guides 2
lx	660mm	580mm	660mm
ly	390mm	405mm	390mm
m	140mm	102mm	140mm
n	100mm	109,5mm	100mm
σ_c, R_d	10,2	10,2	10,2
elim	292,3mm	253,70mm	293mm
Caso	Compressão – Caso 03	Compressão – Caso 03	Compressão – Caso 03
lc	139,7mm	139,5mm	130,16mm
tp_{min1}	35,4mm	27,93mm	35,62mm
tp_{min2}	23mm	22,08mm	23,12mm
Chapa final	37,5mm	31,7mm	37,5mm
Diâmetro mínimo chumbador	17,7mm	20,23mm	17,97mm
Vrd	285kN	317kN	284,9kN

Tabela 07 – Comparativos entre os dimensionamentos

Fonte: Autora

Exemplo 02 – Dados: base circular ($f_y=350\text{Mpa}$) para apoio de pilar circular de diâmetro 350mm. Sujeita aos seguintes esforços solicitantes de cálculo: $N_{sd} = 200\text{kN}$ de compressão, $M_{sd} = 160000\text{kN.cm}$, $V_{sd} = 300\text{kN}$, $f_{ck} = 20\text{Mpa}$ e 8 chumbadores de diâmetro de 1". Os resultados obtidos estão registrados na tabela 08.

	PIMENTA, Roberval; et al (2010)	Programa utilizando NBR 8800:2008	Programa utilizando Design Guides 2
ld	550mm	478mm	550mm
lx	495mm	430mm	495mm
m	107,5mm	75,1mm	107,5mm
elim	227,7mm	198,3mm	227,7mm
Caso	Compressão - Caso 3	Compressão - Caso 3	Compressão - Caso 3
lc	95,6mm	128,26mm	95,56mm
<i>tpmin1</i>	27,2mm	19,15mm	27,42mm
<i>tpmin2</i>	24,7mm	26,85mm	24,72mm
Chapa final	31,5mm	31,5mm	31,5mm
Diâmetro mínimo chumbador	22,5mm	25,4mm	22,5mm
Vrd	265kN	309,53kN	625mm

Tabela 08 – Comparativos entre os dimensionamentos

Fonte: Autora

A partir dos resultados apresentados observa-se que quanto verificado aos espaçamentos do Design Guides 2 os exemplos apresentados pelo autor oferecem resultados coincidentes. Entretanto, ao analisar o comparativo com a NBR 8800:2008, existem uma divergência significativa, pois os cálculos executados pelo programa, foram elaborados segundo PIMENTA, Roberval; et al (2010) como um modelo de cálculo que pressupõe que as placas de base são grande rigidez, de forma a simular que a pressão do concreto possa ser considerada aproximadamente uniforme, a partir da face externa da placa. Essa condição induz ao

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dimensionamento de seções com grande espessura de placa de base, principalmente em casos de compressão 03, o que justifica a diferença significativa entre as espessuras do segundo exemplo. Quando se trata de aspectos executivos e de projeto, esse fator é favorável, uma vez que as bases são consideradas rígidas na análise estrutural.

4. CONCLUSÃO

Neste estudo, foi implementado um programa de dimensionamento de bases de pilares metálicos em seções de tubo. O estudo, seguindo as orientações de Fisher e Kloiber (2006), demonstra através dos resultados obtidos, que o aplicativo desenvolvido apresenta dimensionamentos de placas de base, onde a resistência a esforços cortantes e normal, são superiores as solicitações de projeto, demonstrando sua aplicabilidade na construção das estruturas metálicas. O usuário do programa pode recusar os valores das dimensões sugeridos e utilizar outros, desde que estes sejam maiores que os calculados.

As diferenças entre os resultados do software e da bibliografia, são justificadas devido a diferenças dos espaçamentos mínimos entre as normas brasileiras e americanas, contudo, não inviabiliza o seu uso. Mas, caso o usuário deseje verificar com as normas internacionais, existe a possibilidade de escolha. Espera-se, em uma sequência desse trabalho, implementar ensaios para analisar em laboratórios os resultados, avaliar através do método dos elementos finitos, otimizar o software atribuindo dimensionamentos de chapas de cisalhamento e testar o aplicativo a novos exemplos de cálculo, buscando metodologias para obter valores de resistências da ligação mais próximos das solicitações de projeto.

AGRADECIMENTOS

As minhas influências profissionais são a maior fonte de inspiração, motivação e exemplo do que quero ser como engenheira e como pessoa. Meu total agradecimento a Vinícius Oliveira, Igor Araújo, Rodrigo Matos e a toda equipe da Pengec por todo incentivo e horas dedicadas a me ensinarem a amar minha profissão através de muita informação técnica e ética. A meu orientador Isamu Junior, por apoiar meu estudo, dedicar sua paciência e compartilhar toda sua sabedoria. Ao Senhor Roberval José Pimenta e colaboradores que desenvolveram e publicaram artigo referência para esse estudo. A divulgação do conteúdo foi muito importante não somente para o desenvolvimento deste artigo, mas como inspiração de pesquisa.

REFERÊNCIAS

- 1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6120 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. ABNT. 2014. Rio de Janeiro. Brasil.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço. ABNT. 2008. Rio de Janeiro. Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 3 J.M. Kloiber, L.A. “Base Plate and Anchor Rod Design” – AISC Design Guide 1, 2ª Ed., 2006, Chicago, Illinois, Estados Unidos da América.
- 4 PIMENTA, Roberval José et al – Ligações de apoio de pilares em perfil tubular. CONSTRUMETAL 2010 – CONGRESSO LATINO AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA.
- 5 EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE, EM 1993-1-8. Eurocode 3 Desing of steel Structures – Part 1-8: Desing of Joints. 2005.
- 6 CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. Vantagens das estruturas metálicas. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php>. Acesso em 03 nov. 2014.Brasil.
- 7 MEYER, Karl Fritz. Estruturas com tubos: projeto e introdução ao cálculo. Belo Horizonte. KM Engenharia. 2002.
- 8 PFEIL, Walter e PFEIL, Michèle. Estruturas de Aço – Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8ª Edição Editora LTC. 2013.
- 9 VASCONCELLOS, Alexandre Luiz. Manual da construção em aço – Ligações em estruturas metálicas – Volume 1. Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro 2011.
- 10 PRAVIA, Zacarias M. Chmberlain et al – Cálculo de Ligações em Estruturas metálicas. 2012.



Tema: Placas de base

PLACAS DE BASE – CÁLCULO DE TENSÕES ATRAVÉS DE MÉTODO NUMÉRICO*

Humberto Salum Faria¹
Francisco Augusto Pereira Leite²
Celso Vaz Santiago³

Resumo

O objetivo deste trabalho é apresentar um método numérico computacional para cálculo de tensões em placas de base engastada e seus respectivos chumbadores. Este método é amplo e possibilita a análise de placas com qualquer tipo de geometria e qualquer disposição de chumbadores. Os resultados são bem precisos ao se comparar com os métodos clássicos já conhecidos. A verificação local da placa, nervura e chumbadores não fazem parte deste trabalho.

Palavras-chave: Placas de base, Chumbadores.

BASE PLATES - STRESS CALCULATION THROUGH NUMERICAL METHOD

Abstract

The objective of this work is to present a computational numerical method for calculation of stresses in rigid base plates and their anchors bolts. This method is wide and allows the analysis of plates with any geometry and any provision of anchor bolts. The results are very accurate when compared with the classical methods already known. The local analysis of the plate, stiffness and anchor bolts are not part of this work.

Keywords: Base plate, anchor bolth.

¹ Engenheiro civil/graduado pela Escola de Engenharia Mauá em 1998 e pós graduado em Gestão de projetos de sistemas estruturais pela USP-PECE em 2003, Engenheiro de Estruturas na HSF Engenharia Civil & Consultoria, São Bernardo do Campo, SP, Brasil.

² Engenheiro civil/graduado pela Escola de Engenharia Mauá em 1989 e pós graduado em Gestão de projetos de sistemas estruturais pela USP-PECE em 2002, Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola Politécnica da USP em 2006, Engenheiro de Estruturas na MW Brasil, São Paulo, SP, Brasil.

³ Engenheiro civil/graduado pela Escola de Engenharia Mauá em 1984, Consultor de Engenharia Civil na Projectus Consultoria Ltda, São Paulo, SP, Brasil.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Nas estruturas metálicas, as placas de base são elementos usados para transferir os esforços de um pilar em aço para a estrutura de concreto. As placas de base podem ser do tipo engastada, articulada ou semirrígida, sendo as duas primeiras mais usadas. A placa de base engastada é o foco deste trabalho.

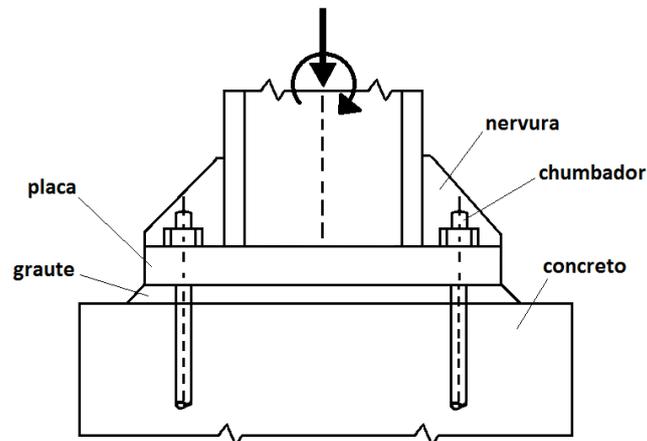


Fig.1

Os elementos apresentados acima compõe uma placa de base clássica, sendo os chumbadores responsáveis por transmitir os esforços de tração. Já a compressão, é transmitida da placa para o concreto através do graute, que é um concreto sem retração.

Em geral, as normas atuais não dão uma tratativa detalhada para estudar o comportamento de uma placa de base engastada, sendo necessário recorrer à bibliografia específica.

2 METODOLOGIA

Aqui será apresentado o critério e os procedimentos de dois métodos: o primeiro é o método clássico, apresentado por Blodgett^[1]; e o segundo é o método numérico que necessita de auxílio computacional e é o objeto de estudo deste trabalho.

Ambos os métodos mantêm a hipótese da resistência dos materiais clássica onde parte-se do princípio que as seções permanecem planas após a deformação, além de considerarem os materiais elásticos lineares.

A deformação dos componentes não é considerada nestes métodos, e isso deve ser tratado através da colocação de nervuras, deixando a placa de base mais próxima do grau de engastamento teórico.

2.1 Método Clássico – Blodgett

O método clássico referido é abordado no livro “Design of Welded Structures”, de Omer W. Blodgett^[1], uma das literaturas mais consagradas da Construção Metálica.

A placa tem dimensões $D \times B$, e o vetor momento fletor M é perpendicular à dimensão D .

A formulação é desenvolvida trocando o momento fletor M pela excentricidade $e = M/Nc$.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para as placas de base de pequena excentricidade ($e \leq D/6$), não há descolamento da placa em relação ao concreto, isto é, não há tração nos chumbadores e a placa é totalmente comprimida. Para esta situação, se aplica a fórmula clássica da Resistência dos Materiais para o cálculo da máxima tensão de compressão no Concreto:

$$\sigma_{max} = \frac{N_c}{A} + \frac{M}{W} \quad (1)$$

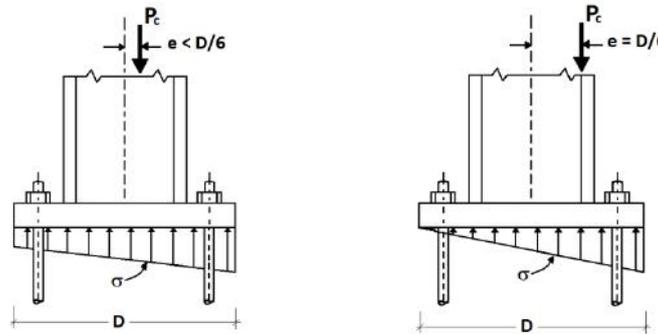


Fig.2

Onde A é a área da placa, e W o módulo de resistência.

No caso de placas de base de grande excentricidade ($e > D/6$), há descolamento da placa em relação ao concreto e há tração nos chumbadores. Para este caso, o critério apresentado por Blodgett^[1] consiste em um desenvolvimento matemático que leva em conta as equações de equilíbrio clássicas; a compatibilidade de deformação dos chumbadores tracionados; e o concreto comprimido.

Este desenvolvimento é apresentado a seguir:

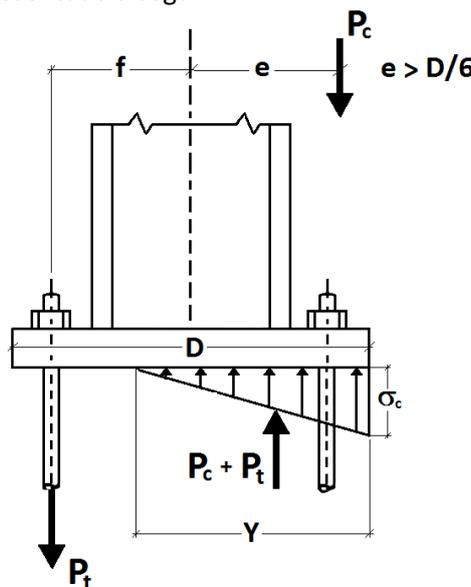


Fig.3

A partir do equilíbrio das forças verticais ($\Sigma V=0$) e momento ($\Sigma M=0$), temos:

$$P_c + P_t = \frac{\sigma_c \cdot Y \cdot B}{2} \quad (2)$$

$$\sigma_c = \frac{2.(P_c + P_t)}{Y.B} \quad (3)$$

$$P_c = -P_t \cdot \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e} \right] \quad (4)$$

$$P_t = -P_c \cdot \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f} \right] \quad (5)$$

P_c = força normal aplicada na placa a partir da coluna

P_t = força normal de tração nos chumbadores

E_c = módulo de elasticidade do concreto

E_s = módulo de elasticidade do aço

$n = E_s/E_c$

ϵ_c = deformação específica do concreto na extremidade da placa

ϵ_s = deformação específica do aço dos chumbadores

A_s = área total dos chumbadores tracionados

σ_s = tensão nos chumbadores

σ_c = tensão máxima no concreto

Como a deformação específica é proporcional à distância da linha neutra :

$$\frac{\epsilon_c}{Y} = \frac{\epsilon_s}{\frac{D}{2} - Y + f} \quad (6)$$

E aplicando a lei de Hooke em (5):

$$\frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \frac{E_s}{\sigma_s} = \frac{Y}{\frac{D}{2} - Y + f} \quad (7)$$

Substituindo σ_s e E_s/E_c :

$$\sigma_c = \frac{P_t.Y}{A_s.n.\left(\frac{D}{2} - Y + f\right)} \quad (8)$$

Trabalhando as equações acima apresentadas, chegamos a uma equação de terceiro grau para encontrar a posição da linha neutra Y:

$$Y^3 + K1.Y^2 + K2.Y + K3 = 0 \quad (9)$$

Onde:

$$K1 = 3.\left(e - \frac{D}{2}\right) \quad (10)$$

$$K2 = \frac{6.n.A_s}{B} \cdot (f + e) \quad (11)$$

$$K3 = -K2.\left(\frac{D}{2} + f\right) \quad (12)$$

Ao resolver numericamente a equação (9), encontra-se a variável Y, que pode ser substituída em (5) para calcular a força P_t nos chumbadores, e substituindo Y e P_t em (3) calcula-se a tensão máxima de compressão no concreto.



O item 3.1 mostra um exemplo numérico deste método.

2.2 Método Numérico

O método apresentado no item 2.1 é bem coerente, preciso e confiável, porém, é limitado às seguintes situações:

- seções retangulares
- momento fletor aplicado em apenas um dos eixos
- somente uma linha de chumbadores tracionados com a mesma tensão

No dia a dia de projeto, é possível encontrar necessidades de uso de placas de base com diversas geometrias e disposição de chumbadores, assim como ter situações em que os momentos fletores são aplicados nas duas direções ortogonais com valores diferentes, com ou sem força normal. Para abordar tais situações, o método numérico aqui apresentado permite calcular as tensões em placas de base de qualquer geometria e qualquer disposição de chumbadores a partir do esforço normal N e momentos fletores ortogonais M_x e M_y , porém, para possibilitar seu uso, é necessário a utilização de recursos computacionais programáveis.

Como já explicado, as premissas desse método são exatamente as mesmas do método clássico, contudo, por se tratar de um método numérico, para cálculo das tensões no concreto, a seção da placa será dividida em partes numeradas de 1 a n_c , e os chumbadores também serão numerados de 1 a n_s . A definição de n_c dependerá da precisão requerida.

A figura abaixo representa a seção genérica, os eixos ortogonais X e Y , e os esforços solicitantes N_c , M_x e M_y aplicados na placa. Como convenção de sinais, será adotado que a normal N_c é positiva para compressão, e os momentos fletores seguirão a regra da mão direita. A deformação específica em qualquer ponto de coordenada (x,y) será calculada pela equação de um plano de acordo com a expressão :

$$\varepsilon = -\alpha \cdot x + \beta \cdot y + \varepsilon_0 \quad (13)$$

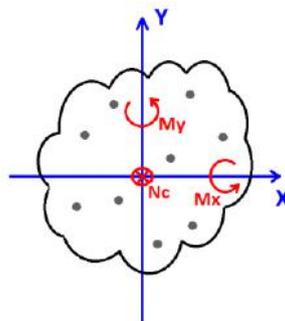


Fig.4

Conhecendo as variáveis α , β e ε_0 , podemos calcular a deformação específica ε em qualquer ponto, e através da lei de Hooke obter as tensões nos chumbadores e no concreto.

O procedimento para encontrar as variáveis α , β e ε_0 são apresentadas a seguir.

A partir de um valor inicial estimado para cada variável α , β e ε_0 podemos calcular as deformações e tensões em qualquer ponto de coordenada (x,y) da placa.

Para cada uma das n_c partes do concreto de área A_n , adota-se que a deformação específica ε seja constante, e a força de compressão F_c e os momentos desta parte são dados por:

$$F_c = -A_n \cdot \sigma_c = -A_n \cdot \varepsilon \cdot E_c \text{ para } \varepsilon < 0 \quad (14)$$

$$F_c = 0 \text{ para } \varepsilon \geq 0 \quad (15)$$

$$M_{xc} = F_c \cdot y \quad (16)$$

$$M_{yc} = F_c \cdot x \quad (17)$$

Faz-se o mesmo procedimento para cada um dos ns chumbadores, sendo que para cada chumbador de coordenada (x,y) conhecida, calcula-se a deformação específica ε de acordo com (13). A força F_s em função da área A_s de cada chumbador e os momentos em relação aos eixos X e Y são dadas por:

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot \varepsilon \cdot E_s \text{ para } \varepsilon > 0 \quad (18)$$

$$F_s = 0 \text{ para } \varepsilon \leq 0 \quad (19)$$

$$M_{xs} = F_s \cdot y \quad (20)$$

$$M_{ys} = F_s \cdot x \quad (21)$$

A partir dos valores calculados pelas equações (14) a (21) para cada parte, pode-se calcular os esforços resultantes N_c' , M_x' e M_y' da seção completa para cada matriz de deformações regidas pelas variáveis α , β e ε_0 de acordo com as somatórias :

$$N_c' = \sum F_c - \sum F_s \quad (22)$$

$$M_x' = \sum M_{xc} - \sum M_{xs} \quad (23)$$

$$M_y' = \sum M_{yc} - \sum M_{ys} \quad (24)$$

O próximo passo será encontrar as variáveis α , β e ε_0 de modo que tenhamos os esforços resultantes N_c' , M_x' e M_y' iguais ou bem próximos aos esforços solicitantes N_c , M_x e M_y respectivamente. Para isso, estabelece-se três variáveis de controle e dá sequência aos passos:

$$C1 = N_c - N_c' \quad (25)$$

$$C2 = M_x - M_x' \quad (26)$$

$$C3 = M_y - M_y' \quad (27)$$

Passo1 : ajustar ε_0 até que C1 fique próximo de zero

Passo2 : ajustar β até que C2 fique próximo de zero

Passo3 : ajustar α até que C3 fique próximo de zero

Repete-se os passos de 1 a 3 até que as três variáveis de controle C1, C2 e C3 sejam iguais ou bem próximos à zero.

Após avaliar este método, fica evidente a necessidade de uma ferramenta computacional com recursos de programação, e isso será exemplificado no item 3.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Como já comentado, a aplicação do método numérico descrito em 2.2 necessita ser feita com o uso de uma ferramenta computacional programável. As planilhas em excel implementadas com macro em visual basic abaixo exemplificam a aplicação.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Aqui também será mostrada a aplicação do método clássico descrito em 2.1, que nos permitirá comparar resultados entre ambos.

3.1 Exemplo de Aplicação do Método Clássico

Dada a placa abaixo com 4 chumbadores de 1", é aplicada uma força normal de compressão de 15tf, e um momento fletor de 800tf.cm no plano da alma do perfil.

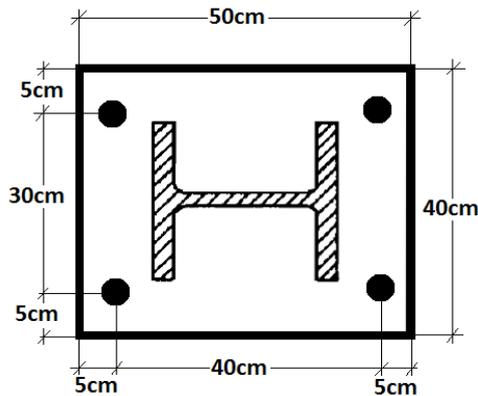


Fig.5

Primeiramente calcula-se a excentricidade $e=800/15=53,33\text{cm} \gg D/6$.

$P_c=15\text{tf}$; $D=50\text{cm}$; $B=40\text{cm}$; $f=20\text{cm}$ e $e=53,33\text{cm}$

$E_s=2050\text{tf/cm}^2$; $E_c=263\text{tf/cm}^2$; $n=E_s/E_c=7,795$ e $A_s=10,13\text{cm}^2$

Substituindo nas equações 10 a 12:

$$K1 = 3. \left(53,33 - \frac{50}{2} \right) = 84,99$$

$$K2 = \frac{6,7795 \cdot 10,13}{40} \cdot (20 + 53,33) = 868,557$$

$$K3 = -868,557 \cdot \left(\frac{50}{2} + 20 \right) = -39085,082$$

$$Y^3 + K1 \cdot Y^2 + K2 \cdot Y + K3 = 0$$

Resolvendo a equação de terceiro grau, encontramos $Y=15,85\text{cm}$

$$Pt = -15 \cdot \left[\frac{\frac{50}{2} - \frac{15,85}{3} - 53,33}{\frac{50}{2} - \frac{15,85}{3} + 20} \right] = 13,02\text{tf} ;$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot (15 + 13,02)}{15,85 \cdot 40} = 0,088\text{tf/cm}^2$$

3.2 Elaborando uma planilha para aplicação do Método Numérico

Para elaborar esta planilha, as variáveis citadas em 2.2 serão colocadas em células, onde os dados de entrada serão de cor azul e as células com fórmulas em preto.

Vamos elaborar uma placa retangular dividida em 10.000 partes(100x100):

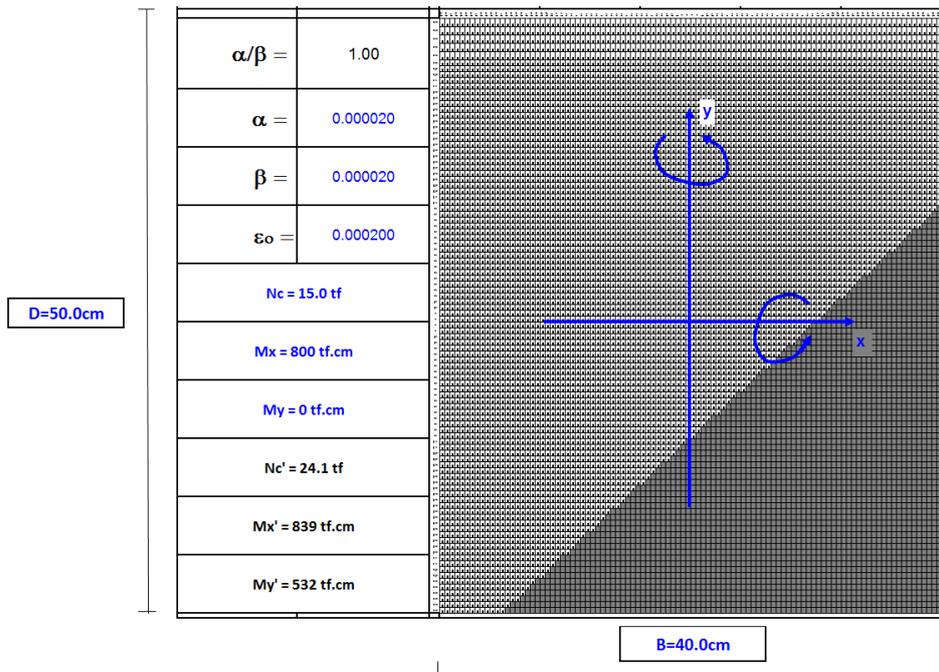


Fig.6

A figura acima mostra a parte principal da planilha; as variáveis α , β e ε_0 estão colocadas com valores iniciais; os esforços solicitantes de entrada N_c , M_x e M_y e as dimensões D e B estão em azul.

Ao lado direito estão as 10.000 células onde o valor de ε é calculado em função da coordenada x, y dentro da placa e das variáveis α , β e ε_0 .

Para cada uma das partes da placa, as forças de compressão F_c e seus momentos são calculados em outras 30.000 células com seus somatórios:

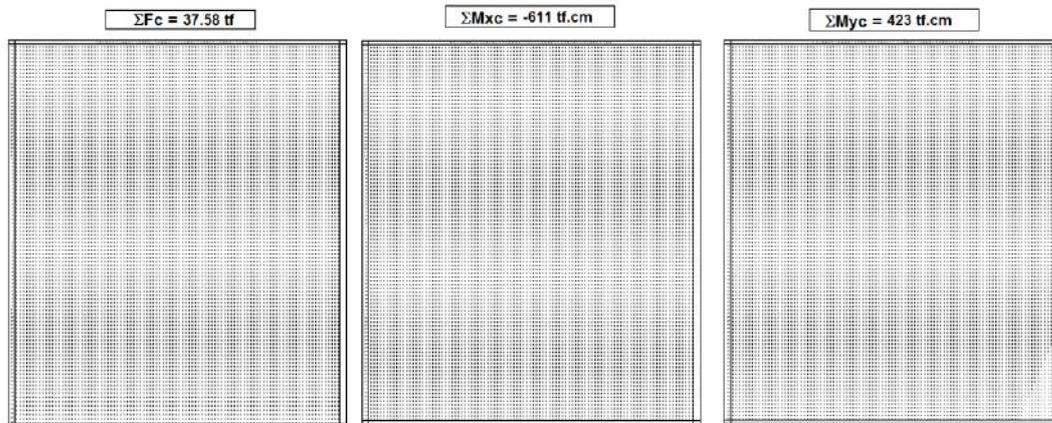


Fig.7

Em outra parte da planilha estão os demais dados de entrada, como os módulos de elasticidade E_s e E_a , e também os chumbadores:



Es(aço) = 2050tf/cm ²					Fs max = 9.34 tf			
	εc max = -0.00069				εs max = 0.00090			
Ec(concreto) = 263.0tf/cm ²	σc max = 0.182 tf/cm ²		ΣMxc = -611 tf.cm		σs max = 1.845 tf/cm ²		ΣMxs = 228 tf.cm	
	ΣFc = 37.58 tf		ΣMyc = 423 tf.cm		ΣFs = 13.497 tf		ΣMys = -109 tf.cm	
Barra de Aço/D(cm)	x(cm)	y(cm)	A(cm ²)	εs	σs(tf/cm ²)	Fs(tf)	Mxs(tf.cm)	Mys(tf.cm)
1	2.54	15.00	5.06	0.00030	0.615	3.115	62.29	46.72
2	2.54	-15.00	5.06	0.00090	1.845	9.344	186.88	-140.16
3	2.54	15.00	5.06	-0.00050	0.000	0.000	0.00	0.00
4	2.54	-15.00	5.06	0.00010	0.205	1.038	-20.76	-15.57
5				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
6				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
7				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
8				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
9				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
10				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00
11				0.00020	0.000	0.000	0.00	0.00

Fig.8

Poderão ser colocados quantos chumbadores forem necessários, e inclusive, de diferentes diâmetros. Estes, são colocados um a um, preenchendo a tabela acima com a área de cada um e suas coordenadas.

Para cada chumbador é calculado o valor de ε de acordo com a equação (13), e também suas tensões, forças e momentos de acordo com as equações (18) a (21).

Agora é possível calcular esforços resultantes Nc', Mx' e My' da seção completa para cada matriz de deformações regidas pelas variáveis α, β e ε0, usando as equações (22) a (24):

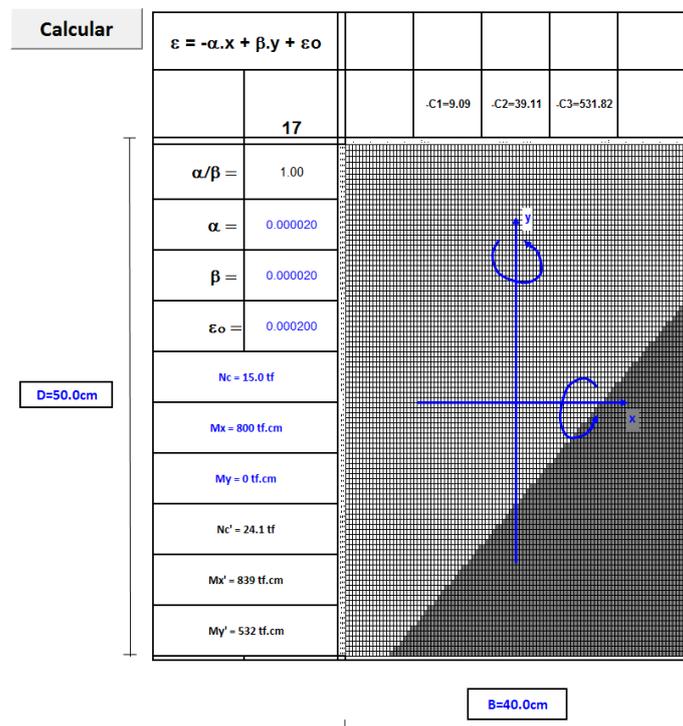


Fig.9

Esq[po] = 2950tf/cm2	E _s max = -0,00069		F _s max = 9,34 tf		ΣM _{xs} = 228 tf.cm	ΣM _{ys} = -109 tf.cm		
	ΣE _s max = -0,182 tf/cm2	ΣF _s = 37,58 tf	ΣM _{xs} = -611 tf.cm	ΣF _s = 13,497 tf				
E _c (concreto) = 263,0tf/cm2	x(cm)	y(cm)	A(cm ²)	ε _s	σ _s (tf/cm ²)	F _s (tf)	M _{xs} (tf.cm)	M _{ys} (tf.cm)
Barra de Aço/D(cm)								
1	15,00	20,00	5,06	0,00030	0,615	3,115	62,29	46,72
2	-15,00	20,00	5,06	0,00090	1,845	9,344	186,88	-140,16
3	15,00	-20,00	5,06	-0,00050	0,000	0,000	0,00	0,00
4	-15,00	-20,00	5,06	0,00010	0,205	1,038	-20,76	-15,57
5				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
6				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
7				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
8				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
9				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
10				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
11				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
12				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
13				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
14				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
15				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
16				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
17				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
18				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
19				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
20				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
21				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00
22				0,00020	0,000	0,000	0,00	0,00

Calcular			
$\varepsilon = -\alpha \cdot x + \beta \cdot y + \varepsilon_0$			
$\alpha/\beta =$	1,00		
$\alpha =$	0,000020		
$\beta =$	0,000020		
$\varepsilon_0 =$	0,000200		
$N_c =$	15,0 tf		
$M_x =$	800 tf.cm		
$M_y =$	0 tf.cm		
$N_c' =$	24,1 tf		
$M_x' =$	839 tf.cm		
$M_y' =$	532 tf.cm		

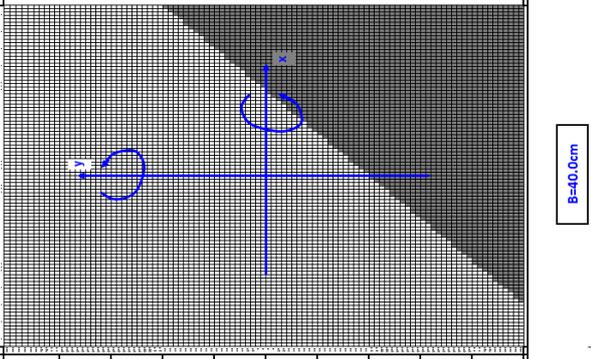


Fig.10



As variáveis de controle C1, C2 e C3 das equações (25) a (27) também são colocadas na planilha, e para fazer o ajuste das variáveis α , β e ε_0 conforme descrito em 2.2 usaremos uma macro escrita em visual basic:

```

“Sub Calcular()
Dim A, B, C, d As Double
A = Range("BW31").Value
B = Range("CQ31").Value
C = Range("DK31").Value
d = 0
While Abs(A) >= 0.001 Or Abs(B) >= 0.001 Or Abs(C) >= 0.001
Range("BW31").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("AH72")
Range("CQ31").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("AH62")
Range("DK31").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("AH52")
A = Range("BW31").Value
B = Range("CQ31").Value
C = Range("DK31").Value
d = d + 1
Range("AH31").Value = d
Wend
End Sub”

```

As variáveis C1, C2 e C3 estão nas células BW31, CQ31 e DK31 respectivamente, e as variáveis α , β e ε_0 estão nas células AH52, AH62 e AH72 respectivamente. Após simular a macro acima, teremos as forças e tensões em cada chumbador, além das tensões no concreto.

3.3 Testando a planilha com os dados do item 3.1

Colocando os mesmos dados do item 3.1 na planilha descrita em 3.2 e simulando a macro, temos os resultados abaixo:

Calcular	$\varepsilon = -\alpha \cdot X + \beta \cdot Y + \varepsilon_0$				E _s (aço) = 20500tf/cm ²	E _c (concreto) = 263,00tf/cm ²	E _c max = -0.00033	E _c max = 0.0866tf/cm ²	ΣF _c = 27.70 tf	ΣM _c = -546 tf.cm	ΣM _{ys} = 0 tf.cm	F _s max = 6.35 tf	E _s max = 0.00061	G _s max = 1.253 tf/cm ²	ΣM _{ss} = 254 tf.cm								
	10	C1=0.00	C2=0.00	C3=0.00												A(cm ²)	Y(cm)	A(cm ²)	E _s	G _s (tf/cm ²)	F _s (tf)	M _{ss} (tf.cm)	M _{ys} (tf.cm)
	10																						
					Barra de Aço/D(cm)																		
					1	2.54	15.00	20.00	5.06	0.00061	1.253	6.348	126.97	95.22									
					2	2.54	-15.00	20.00	5.06	0.00061	1.253	6.348	126.97	-95.22									
					3	2.54	15.00	-20.00	5.06	-0.00023	0.000	0.000	0.000	0.000									
					4	2.54	-15.00	-20.00	5.06	-0.00023	0.000	0.000	0.000	0.000									
					5					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					6					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					7					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					8					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					9					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					10					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					11					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					12					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					13					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					14					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					15					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					16					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					17					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					18					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					19					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					20					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					21					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									
					22					0.00019	0.000	0.000	0.000	0.000									

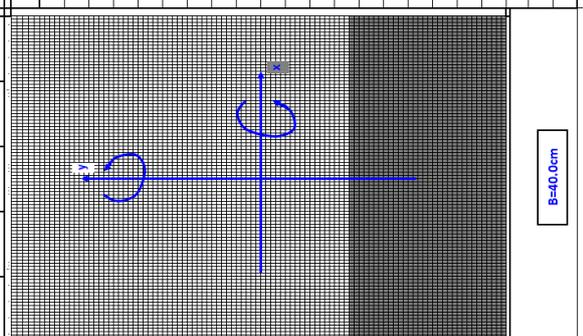


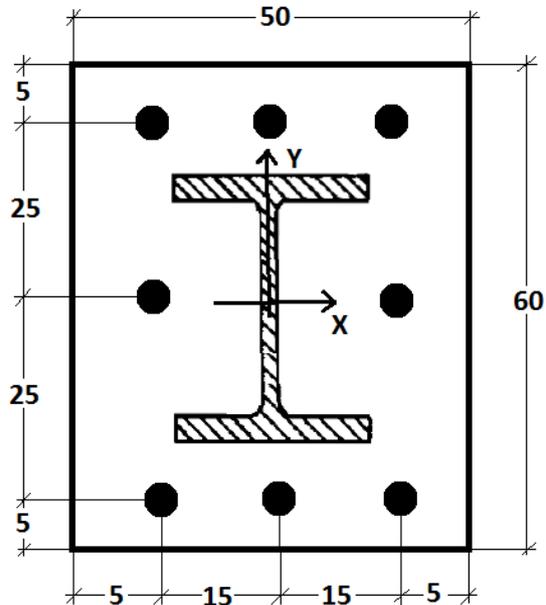
Fig.11

Ao comparar os resultados com 3.1, vemos que a diferença não chega a 3%.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.4 Cálculo de uma placa retangular genérica

Neste exemplo há uma placa de base de seção retangular genérica, onde se tem 8 chumbadores de 1" dispostos conforme a figura abaixo:



dimensões em cm

Fig.12

Os esforços solicitantes são : $N_c=10tf$; $M_x=800tf.cm$ e $M_y=300tf.cm$.

Neste caso, não é possível calcular as tensões pelo método clássico.

Ao colocar esses dados na planilha e simular a macro, obtém-se os resultados abaixo:

A parte da placa mais escura da figura abaixo é a área comprimida da placa onde $\epsilon < 0$.

Calcular	$\varepsilon = -\alpha \cdot x + \beta \cdot y + \varepsilon_0$		C1=0,00	C2=0,00	C3=0,00	Es(aço) = 20500tf/cm2	Es(concreto) = 263.00tf/cm2	$\varepsilon_c \text{ max} = -0,00036$	$\varepsilon_s \text{ max} = 0,00050$	$\sigma_c \text{ max} = 0,094 \text{ tf/cm}^2$	$\sigma_s \text{ max} = 1,022 \text{ tf/cm}^2$	$\sum M_{xc} = -510 \text{ tf.cm}$	$\sum M_{yc} = 233 \text{ tf.cm}$	$F_s \text{ max} = 5,18 \text{ tf}$	$\sum M_{xs} = 290 \text{ tf.cm}$	$\sum M_{ys} = -77 \text{ tf.cm}$
	$\alpha/\beta =$	$\varepsilon_0 =$														
	10															
	$\alpha/\beta =$	0,82				Barra de Apoio(D)(cm)		x(cm)	y(cm)	A(cm ²)	Es	$\sigma_s \text{ (tf/cm}^2\text{)}$	Fs(tf)	Mxs(tf.cm)	Mys(tf.cm)	
	$\alpha =$	0,000008			1	2,54	15,00	25,00	5,06	0,00025	0,503	2,549	63,72	38,23		
	$\beta =$	0,000010			2	2,54	-15,00	25,00	5,06	0,00050	1,022	5,176	129,39	-77,63		
	$\varepsilon_0 =$	0,000115			3	2,54	15,00	-25,00	5,06	-0,00027	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$N_c = 10,0 \text{ tf}$				4	2,54	-15,00	-25,00	5,06	-0,00002	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_x = 800 \text{ tf.cm}$				5	2,54	0,00	25,00	5,06	0,00037	0,763	3,862	96,55	0,00		
	$M_y = 300 \text{ tf.cm}$				6	2,54	0,00	-25,00	5,06	-0,00014	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$N_c = 10,0 \text{ tf}$				7	2,54	15,00	0,00	5,06	-0,00001	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_x = 800 \text{ tf.cm}$				8	2,54	-15,00	0,00	5,06	0,00024	0,494	2,504	0,00	-37,57		
	$M_y = 300 \text{ tf.cm}$				9					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$N_c = 10,0 \text{ tf}$				10					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_x = 800 \text{ tf.cm}$				11					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_y = 300 \text{ tf.cm}$				12					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$N_c = 10,0 \text{ tf}$				13					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_x = 800 \text{ tf.cm}$				14					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
	$M_y = 300 \text{ tf.cm}$				15					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					16					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					17					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					18					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					19					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					20					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					21					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		
					22					0,00011	0,000	0,000	0,000	0,000		

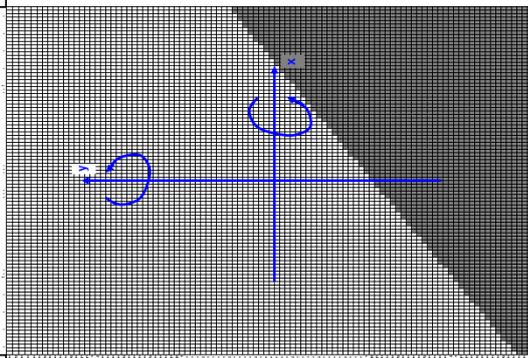


Fig.13

3.5 Cálculo de uma placa circular com abertura interna

Placas de base de seção circular com abertura interna são muito usadas na construção e na indústria, como por exemplo, postes tubulares para telecomunicações e torres de processos químicos.

Para aplicar o método numérico neste caso, usa-se a mesma planilha desenvolvida em 3.2 com algumas pequenas adaptações.

A placa a ser simulada está na figura abaixo:

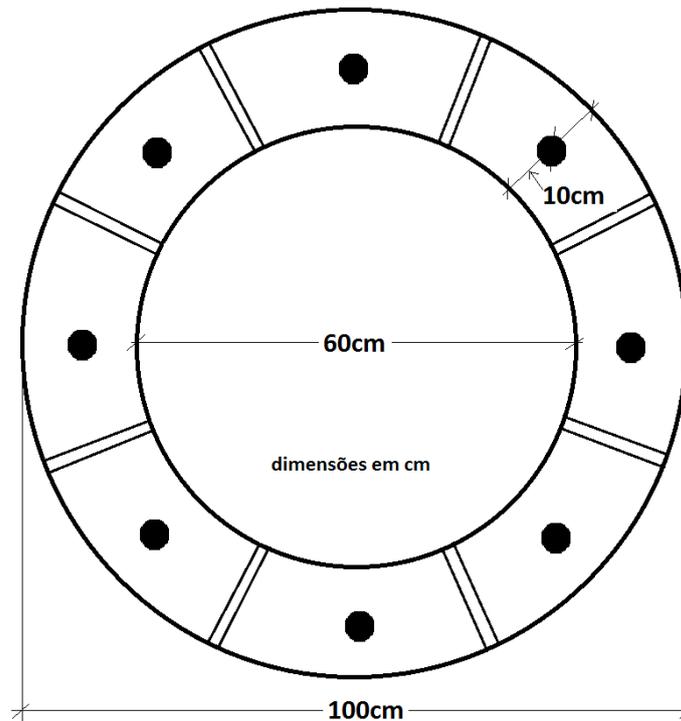


Fig.14

Os esforços solicitantes são : $N_c=30\text{tf}$; $M_x=2000\text{tf.cm}$ e $M_y=1400\text{tf.cm}$

A adaptação será feita nas células onde o valor de ε é calculado de modo a considerar somente as partes entre o diâmetro interno d e externo D , da seguinte forma:

$$\text{Se } \frac{d}{2} \leq \sqrt{x^2 + y^2} \leq \frac{D}{2}; \varepsilon = -\alpha \cdot x + \beta \cdot y + \varepsilon_0 \quad (28)$$

caso contrario; $\varepsilon = 0$

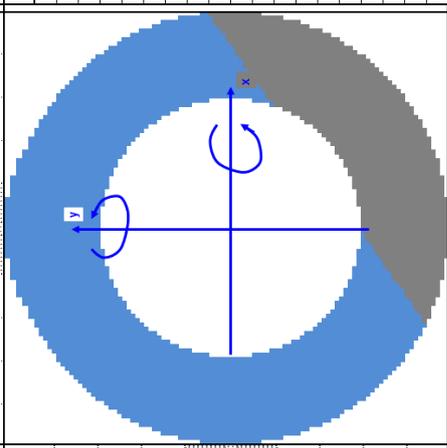
A figura 15 na sequência mostra a simulação com a planilha adaptada.

Barra de Aço/Ø(cm)	x(cm)	y(cm)	A(cm ²)	εs	σs(tf/cm ²)	Fs(tf)	Ms(tf·cm)	My(tf·cm)	Mx(tf·cm)
1	0.00	40.00	3.88	0.00064	1.316	5.104	204.17	0.00	0.00
2	0.00	-40.00	3.88	-0.00010	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
3	40.00	0.00	3.88	0.00002	0.031	0.121	0.00	4.84	0.00
4	-40.00	0.00	3.88	0.00055	1.086	4.210	0.00	-168.40	0.00
5	28.28	28.28	3.88	0.00095	0.722	2.798	79.12	0.00	0.00
6	28.28	-28.28	3.88	-0.00017	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
7	-28.28	28.28	3.88	0.00072	1.467	5.689	160.87	0.00	-160.87
8	-28.28	-28.28	3.88	0.00019	0.395	1.533	-43.37	0.00	0.00
9				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
10				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
11				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
12				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
13				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
14				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
15				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
16				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
17				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
18				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
19				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
20				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
21				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
22				0.00027	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00

ε = -α·x + β·y + εo			
α/β =	0.70		
α =	0.000006		
β =	0.000009		
εo =	0.000272		
Nc = 30.0 tf			
Mc = 2000 tf·cm			
My = 1400 tf·cm			
Nc' = 30.0 tf			
Mc' = 2000 tf·cm			
My' = 1400 tf·cm			

Es(aço) = 20500 tf/cm ²	Es(concreto) = 263.00 tf/cm ²
--------------------------------------	--

C1=0.00	C2=0.00	C3=0.00
---------	---------	---------



D=100.0cm	d=60.0cm
-----------	----------

B=100.0cm

Fig.15

4 CONCLUSÃO

Além de nos proporcionar resultados precisos e coerentes conforme visto no item três, e também, por se basear em premissas bem aceitas e testadas no mundo científico, podemos concluir que o método numérico pode nos trazer resultados confiáveis.

Foi mostrado aqui que a principal vantagem deste método é ter a possibilidade de fazer uma análise precisa de diversos tipos diferentes de placa de base.

A crítica que esse método pode receber é que seu processo exige uma grande quantidade de cálculo, necessitando de ferramentas computacionais.

Vale a pena comentar que o princípio da resistência dos materiais clássica (onde parte-se da premissa que as seções permanecem planas após a deformação), também é usado para cálculo de flexão oblíqua em pilares de concreto armado.

Espera-se que a partir deste trabalho outros colegas possam desenvolver estudos e ferramentas, e que apliquem esses conhecimentos no dia a dia de projeto.

Agradecimentos

Agradeço aqui aos meus colegas de trabalho e amigos Francisco Augusto Pereira Leite² e Celso Vaz Santiago³ pelo incentivo, pela ajuda e principalmente pelo apoio técnico no desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- 1 Omer W. Blodgett. Design of Welded Structures. Cleveland, Ohio: The James F. Lincoln Arc Welding Foundation; 1966.
- 2 American Institute of Steel Construction - AISC - 13ª edição, 2005.
- 3 ABNT-NBR.8800 –Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - edição de 2008.
- 4 Salmon, C.G.; Johnson, J.E.; Malhas, F.A. (2009). Steel structures: Design and behavior. 5ª Edição, Pearson Prentice Hall.
- 5 AISC Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

COLAPSO DE JANSSEN – PRINCÍPIOS MATEMÁTICOS DO CÁLCULO DE SILOS CILÍNDRICOS PARA GRÃOS

João Eidi Ito¹

Resumo

Praticamente todos os métodos e normas técnicas internacionais utilizados no cálculo de silos cilíndricos baseiam-se, direta ou indiretamente, na teoria de Janssen (1895). Paradoxalmente, ainda hoje, há muitas divergências envolvendo o assunto, no que diz respeito aos parâmetros que devem ser utilizados, com discrepâncias que chegam à ordem de 150% (Diniz, M. J. e Nascimento, J.W.B., 2006); em que pesem as cifras incalculáveis envolvidas. O objetivo deste trabalho é demonstrar que a geometria da acomodação natural dos grãos é o fator determinante na distribuição das cargas (horizontais e verticais) que atuam nas paredes e fundo dos silos cilíndricos. Ao contrário do que imaginou Janssen, quando formulou sua teoria, seguindo os mesmos princípios matemáticos da distribuição de cargas dos líquidos em tanques cilíndricos e arbitrando uma pressão de atrito lateral. Como consequência, os silos baixos tendem a ficar superdimensionados e, os esbeltos, subdimensionados na parte inferior e superdimensionados na parte superior. Desvios de resultados, esses, que chegam a representar cerca de 30% do custo de silos medianamente esbeltos. Ainda no âmbito do cálculo de silos cilíndricos, serão abordados dois assuntos suplementares. Um, com enfoque na ação do vento, demonstrando (com dados numéricos e a norma NBR 6123/1988) que os danos verificados no costado são provocados por empuxos horizontais e verticais oriundos da ação do vento no teto cônico (serão inseridas fotos ilustrativas). O outro, para demonstrar que a pressão dinâmica na descarga (assunto também controverso) é decorrente da tração nos cabos de termometria, suspensos na estrutura do teto.

Palavras-chave: Silos cilíndricos; Grãos; Princípios matemáticos do cálculo.

JANSSEN COLLAPSE - MATHEMATICAL PRINCIPLES OF CALCULATION FOR SILOS

Abstract

Virtually all methods and international standards used in the calculation of silos are based, directly or not, on Janssen's theory (1895). Paradoxically, still nowadays, there is much disagreement involving the subject, concerning to the parameters to be used, with discrepancies that come to the order of 150% (Diniz, M. J. and Nascimento, J.W.B., 2006); notwithstanding the untold numbers involved. The objective of this work is to show that the geometry of the natural accommodation of the grains is the determining factor in the distribution of loads (horizontal and vertical) that act on the walls and bottom of the cylindrical silos. Unlike that envisioned Janssen, when he formulated his theory, following the same mathematical principles of liquids load distribution in cylindrical tanks and arbitrating a side friction pressure. As a result, low silos tend to be oversized, and the slender, undersized in the lower side walls and oversized in the upper side walls. Deviations of results, those who come

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

to represent about 30% of the cost of moderately slender silos. Also within the calculation of cylindrical silos, two additional issues will be addressed. One, focusing on wind action, demonstrating (with numerical data and standard NBR 6123/1988) that the damages found on the side walls are caused by horizontal and vertical thrusts coming from wind action in the conical roof (will be inserted illustrative photos). The other, to show that the dynamic pressure in the discharge (also controversial) results from traction in thermometry cables, suspended from the ceiling structure.

Keywords: silos; grains; mathematical principles of calculation.

¹ Engenheiro civil formado pela Universidade Estadual de Londrina em dezembro/1980, calculista e projetista de estruturas metálicas, responsável técnico pelas empresas Engemil Estruturas Metálicas Ltda. de Cambé – PR e Algebrica Engenharia Eireli de Londrina – PR – Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Se há um consenso entre calculistas e projetistas de silos, é que não existe consenso quanto aos métodos e normas técnicas a seguir. No Brasil, elas nem sequer existem. A *ABNT-NBR 11162/ 1990 (TB 374): Silos Cilíndricos para Grãos Vegetais* e a *ABNT-NBR 11165/ 1990 (TB 377): Componentes de Silos Cilíndricos Metálicos para Grãos Vegetais – Terminologia* foram canceladas em 10/05/2012, sem substituição. No plano internacional, apesar de existirem, são divergentes nas recomendações e seus parâmetros para previsão das cargas atuantes (estáticas e dinâmicas) apresentam grandes diferenças. Isso se reflete diretamente nas discrepâncias observadas nos trabalhos de pesquisa desenvolvidos, nas falhas de projeto e na grande ocorrência de colapsos estruturais.

O primeiro registro de estudo científico sobre o assunto remonta ao ano de 1776, com a publicação da teoria de Coulomb, na qual foi introduzido o conceito de atrito entre produto armazenado e parede de contenção [1] (pág. 3). Ao que tudo indica, essa ideia foi baseada no estudo de estacas de fundação, em que o atrito entre fuste e solo gera a pressão que equilibra a carga vertical. Os termos “ruptura”, “cisalhamento” e “coeficiente de atrito” evidenciam essa analogia à mecânica dos solos; cujos princípios, afinal, foram aludidos na teoria de Rankine, publicada em 1857, na qual é feita uma análise da massa granular como um “maciço”.

1.1 Cargas estáticas

Utilizando esses mesmos conceitos, Janssen (1895) [2] publicou uma teoria que, ainda hoje, serve de base para praticamente todos os métodos e normas técnicas internacionais. Ela foi desenvolvida para o estudo de cargas estáticas (que são as decorrentes do peso dos grãos) mas, também, é muito utilizada na determinação das pressões dinâmicas, durante o fluxo de descarga, aplicando-se fatores de majoração empiricamente determinados.

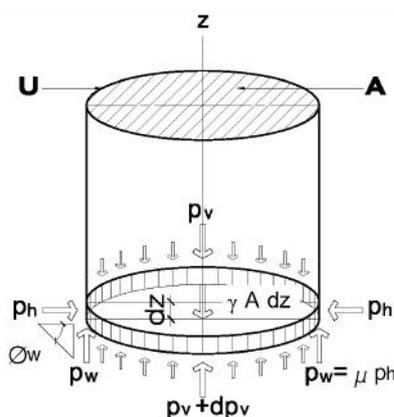


Figura 1 – Modelo matemático de Janssen

O modelo utilizado por Janssen (Fig. 1) consiste num elemento infinitesimal do produto de peso específico uniforme γ , com altura dz , dentro de um silo cilíndrico de secção transversal de

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

área A e perímetro U . Neste modelo, ele propôs que o equilíbrio estático do peso do elemento infinitesimal ($\gamma A dz$) seria obtido pelo somatório das pressões verticais de ação (p_v) e reação ($p_v + dp_v$) e as devidas ao atrito “produzido” pela força horizontal radial (p_h) do produto sobre a parede do silo.

Para tornar possível esse somatório, uma vez que envolvem cargas verticais e horizontais, definiu um fator K , que seria igual à relação entre as pressões horizontais e verticais e constante em toda a altura do silo: ($K = p_h/p_v$). Em seguida, definiu a pressão de atrito vertical na parede como p_w , que seria obtida a partir de p_h multiplicada pela tangente μ do ângulo de atrito ϕ_w : ($p_w = \mu p_h$), onde p_h e ϕ_w seriam constantes.

$$\begin{aligned} p_w \cdot U \cdot dz + (p_v + dp_v - p_v) \cdot A &= \gamma \cdot A \cdot dz \\ p_w \cdot U \cdot dz + dp_v \cdot A &= \gamma \cdot A \cdot dz \end{aligned} \quad (1)$$

Fazendo algumas substituições e integrando (1), Janssen chegou à seguinte equação:

$$p_h(z) = \frac{\tilde{a} \cdot A}{i \cdot U} \left(1 - e^{-z \cdot K \cdot \frac{\mu}{A}}\right) \quad (2)$$

Conhecida como fórmula de Janssen para o cálculo teórico da pressão horizontal, a partir da qual é obtida a pressão vertical p_v e a pressão de atrito p_w na parede do silo. Esta equação é universalmente utilizada, desde a época de Janssen, embora suas predições nunca tenham sido comprovadas por resultados experimentais. As justificativas apresentadas atribuem tais desvios à influência das características e propriedades físicas dos produtos armazenados, das características e geometria dos silos e, também, do fluxo. E foi seguindo essa linha de raciocínio, buscando um entendimento e domínio maior desses fatores, que se desenvolveram todos os conceitos e métodos de cálculo conhecidos atualmente. Uma extensa revisão bibliográfica sobre o assunto pode ser encontrada em Freitas [3].

Assim, após mais de um século de pesquisas e milhares de silos já construídos, era de se esperar que a inconsistência daquelas equações em relação aos resultados práticos, já tivesse sido esclarecida. Entretanto, segundo Freitas [3] (págs. 2-5), ainda há muita divergência entre pesquisadores e recomendações normativas, verificando-se grandes diferenças na previsão das pressões exercidas pelo produto armazenado. Surpreendentemente, ainda são reiteradas as mesmas justificativas apresentadas por Janssen, apesar da profusão de trabalhos de pesquisa já realizados, buscando a compreensão e determinação das alegadas incógnitas. Freitas conclui seu trabalho (pág. 162), apontando diferenças nos resultados de seus experimentos, em relação às predições das principais normas estrangeiras, da ordem de até 110%, para as pressões horizontais. Em relação aos modelos de AIRY (1897), JANSSEN (1895) e M & A REIMBERT (1953, 1979), essas diferenças atingiram 136%, 70% e 48%, respectivamente. Para os dois últimos modelos, as diferenças em relação às pressões verticais na base do silo foram de 49% e 131%, respectivamente.

Num outro experimento, realizado por Diniz e Nascimento [4] em um silo vertical de alvenaria de tijolos, com relação altura/ diâmetro igual a 1 (um) e fundo plano, utilizando areia, verificou-se uma discrepância de mais de 150% entre as predições das normas ISO 11697 e ACI

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

313-77 para a pressão de carregamento, sendo que a última foi a que mais se aproximou dos resultados.

Diferenças dessa ordem são absolutamente incompatíveis com a economia e a segurança de uma obra. Em outras palavras, garantir a segurança, num cenário desses, custa muito caro. Por outro lado, buscar a economia pode ter um custo ainda maior. A foto da figura 2 mostra um silo metálico que entrou em colapso, apenas com a carga estática.



Figura 2 – Colapso de silo no carregamento (2003)

Acidentes estruturais com silos continuam ocorrendo em todo o mundo, embora não ganhem destaque na mídia. Molinari [5] reconstituiu em detalhes, num relatório de perícia, a queda de um silo de concreto protendido, com capacidade para 15 mil toneladas de milho, ocorrida em 2008. Mais impactante do que ver a imponência da obra ser reduzida, em segundos, a um amontoado de entulho e ferragem retorcida, é o vazio intelectual deixado pelas perguntas sem respostas.

O objetivo principal deste trabalho é demonstrar que as mesmas leis da física que determinam a geometria da acomodação natural dos grãos, também regem a distribuição das cargas (horizontais e verticais) que atuam nas paredes e fundo dos silos cilíndricos. E, fazendo isso, esclarecer a sistemática e persistente inconsistência da teoria de Janssen, que nunca conseguiu ser comprovada pelos resultados experimentais.

1.2 Cargas dinâmicas

Como objetivos secundários, este trabalho apresentará argumentos e dados que ajudarão a esclarecer dois outros focos de controvérsia:

- 1) Cabos de termometria e a pressão dinâmica no fluxo de descarga;
- 2) Anéis tensores para reforçar o costado do silo contra a ação do vento.

1.2.1 Carga de trabalho – fluxo de descarga

Parece lógico que, dependendo da geometria do fundo (com tremonha ou plano) e das características do fluxo (velocidade, vazão, condições físicas dos grãos), essa parte do silo possa receber um aumento de pressão que, eventualmente, poderia se propagar para as paredes. Mesmo no fundo plano, o fluxo de descarga forma uma tremonha natural, com os

grãos que permanecem estáticos e fora da região de escoamento (isso fica comprovado no final da descarga total do silo). Essa massa de grãos parece receber o acréscimo de pressão e transferi-la para a parte inferior das paredes e para o fundo plano.

Porém, quando se compara, numericamente, a vazão do fluxo em relação à capacidade do silo e à área da sua seção transversal, percebe-se que esse acréscimo de pressão, caso exista, é desprezível (da ordem de milionésimos de kgf/cm^2).

Diniz e Nascimento [4] relatam que “muitos pesquisadores já descreveram que no início da descarga ocorre uma sobrepressão horizontal. (...) Mesmo utilizando células de pressão muito sensíveis, não foi registrada (...). Acredita-se que isto se deu por causa da descarga ter sido muito lenta. As células 5 e 6 apresentaram queda brusca de pressão no início da descarga e, em seguida, as pressões foram decrescendo lentamente, até o final da descarga”.

Freitas [3] (pág. 132), ao comparar as pressões obtidas experimentalmente para carregamento e descarregamento, após realizar quatro ensaios com um silo piloto em duas configurações ($h/d = 1,25$ e $1,49$, respectivamente), utilizando seis células de pressão (CP7, CP8, CP9, CP10, CP11 e CP12), observa: “Na tabela 46, pode-se observar que, tanto na relação $h/d=1,25$ como na relação $h/d=1,49$, somente as células CP8 e CP12 registraram sobrepressões na fase de descarregamento. Em ambas as relações, o percentual (...) foi de, aproximadamente, 12% na CP8 e de 11% na CP12. Dos dados da tabela 46, observa-se que na relação $h/d=1,25$, a célula CP8 foi a que apresentou sobrepressões nos 4 ensaios realizados, enquanto a célula CP12 apresentou (...) em apenas 1 dos 4 ensaios”.

Pela própria argumentação final de Freitas, o desvio verificado na célula CP12 deveria ser descartado. Além disso, é importante ressaltar que a célula CP8, que foi a única a apresentar diferenças de pressão nos 4 ensaios com a relação $h/d = 1,25$, apresentou tais diferenças em apenas 1 dos 4 ensaios, na relação $h/d = 1,49$. Logo, em benefício da dúvida, esses resultados também deveriam ser descartados, ou o ensaio refeito.

Por outro lado, como os experimentos realizados por Diniz e Nascimento [4] e Freitas [3] não relatam a existência de cabos de termometria nos silos por eles utilizados, suas pesquisas passam a servir não só como indício, mas, também, como contraprova de que podem ser eles a causa da sobrepressão horizontal observada no início da descarga, em outros silos. Afinal, os cabos de termometria ficam suspensos no teto, descendo ao longo da altura do silo, em diversos pontos, para fazer coletas de temperatura localizadas (pontuais) na massa de grãos. E, ao iniciar a descarga, o atrito do fluxo com os sensores e com os próprios cabos pode gerar uma força de tração, que é transmitida à estrutura do teto. Esta, por sua vez, para manter o equilíbrio estático, pode transferir tais forças para as paredes onde se apoia, gerando as aludidas sobrepressões horizontais, devido à inclinação das vigas do teto.

As cargas de tração nos cabos de termometria foram estudadas e mensuradas por Martins [1]. Sua pesquisa, apesar de também relatar muitas divergências de conceitos, parâmetros e previsões de dados entre normas técnicas e pesquisadores, apresenta resultados relevantes:

- 1) No silo KW 4815, com 14,55 m de diâmetro, 13,82 m de altura do corpo e 18,14 m de altura total, a ordem de grandeza daquelas é de 0,64 tf;
- 2) A diferença entre as forças medidas na carga e na descarga: < 5%;

- 3) Num silo de grande porte (KW 10516, $c/d = 31,83$ m e $h = 15,65$ m) a previsão mais pessimista dos esforços de tração: 2,5 tf.

Esses dados reforçam os indícios de que a sobrepressão observada nas chapas de costado, no início da descarga, pode ser fruto desses empuxos verticais aplicados nos cabos de termometria.

1.2.2 Carga acidental – ação do vento

A forma como o vento incide e solicita as diversas partes de um silo cilíndrico é outro grande mistério relacionado a seus colapsos estruturais. No caso dos metálicos, quando vazios, o índice de acidentes desse tipo é preocupante. E seu efeito, devastador. Os registros de ocorrência não são oficiais. Mas, devido ao número expressivo, já municiaram especialistas no assunto com informações suficientes para levantar hipóteses e elaborar teorias que tentam explicar esse fenômeno. Também aqui, chamam a atenção as divergências.

Martins [1] (pág. 15), aludindo a trabalhos de pesquisa sobre o tema, inadvertidamente, registra algumas contradições:

- 1) Citando CALIL e CHEUNG (2007), recomenda: “Deve-se projetar o silo considerando o efeito de arrancamento da cobertura superior e dimensionar as chapas onduladas a resistirem à flambagem elástica com a possível colocação de anéis enrijecedores”. Pouco adiante, reportando-se a PORTELA e GODOY (2005), sentencia: “A cobertura de um tanque oferece rigidez adicional à estrutura, de modo que a capacidade de resistir à deformação do tanque com um telhado cônico é aumentada por um fator de dois, em relação a um tanque sem cobertura”. Alguns parágrafos abaixo, reforça esta argumentação, transcrevendo SABRANSKY e MELBOURNE (1987): “Há um relato de acidentes de amassamento da parede cilíndrica do silo metálico a barlavento e de tombamento do silo, sendo raros os acidentes nas coberturas cônicas, embora estas sejam leves e delgadas”. Em outro trecho, ainda, reforçando sua preocupação com a importância da cobertura contra a ação do vento, reproduz uma foto publicada no trabalho de ANSOURIAN (1992), destacando a deformação no topo de um tanque sem a restrição propiciada pela mesma.
- 2) Referindo-se a ANDRADE JÚNIOR (2002), pondera: “... o estudo dos silos cilíndricos e de coberturas cônicas sob a ação do vento inicia-se com a constatação do problema de perda de estabilidade do costado e da necessidade de caracterização do comportamento do silo”. Parágrafos acima, ao mencionar PORTELA e GODOY (2005), afirmava: “... que as forças críticas de silos são apenas marginalmente afetadas pela distribuição de pressão negativa em torno do tanque e pela distribuição das pressões ao longo da altura do corpo do silo”.
- 3) Seguindo adiante, narra uma descrição de BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986), definindo a distribuição (em elevação) dos coeficientes de pressão para uma cúpula (cônica) montada em uma base cilíndrica e que poderia ser admitida como uma variação linear (crescente e de sucção), partindo da borda de barlavento ao topo central e, deste, seguindo em outra variação linear (decrecente e de sucção), para a borda de sotavento. Entretanto, pouco antes, ao mencionar PORTELA e GODOY (2005), afirmava: “Para os tanques com um telhado cônico, a distorção é induzida por efeitos locais devidos a pressões do vento positivo na região do barlavento”. Ressalte-se que

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

esta afirmação está coerente com o inciso E.2.2 (Cúpulas Sobre Paredes Cilíndricas) da NBR 6123/1988 (Forças Devidas ao Vento em Edificações), que prevê coeficientes de pressão positivos (sobrepessão) nessa região.

- 4) Ainda de acordo com BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986): “O carregamento do vento sobre o telhado puxa para cima o telhado e a parte superior da parede para dentro”. Esta afirmação, feita na sequência da definição acima, não se coaduna com a descrição da distribuição (em planta) da carga de vento na parede cilíndrica, feita pelos próprios pesquisadores, cuja ilustração (reproduzida por Martins) é muito semelhante à recomendada pela NBR 6123/1988, na tabela 9 (pág. 26). Nem com o padrão de deformações registrado em fotos de silos danificados pelo vento (Fig. 3), onde a parede a barlavento sempre aparece “afundada” para dentro do silo e, a de sotavento, permanece intacta. A deformação do teto, também, fica de acordo os coeficientes de pressão prescritos no inciso E.2.2 da NBR 6123/1988 e com a afirmação de PORTELA e GODOY (2005).



Figura 3 – Deformação na parede de silo com teto removido pelo vento (esq.)



Figura 4 – Padrão de deformação de silos danificados pelo vento

É interessante observar, na figura 3, a deformação provocada no silo do qual o vento removeu o teto. Há uma perfeita correspondência com a deformação no topo de um tanque cilíndrico sem cobertura, que ilustra o trabalho de ANSOURIAN (1992) [1] (pág. 17).

Não é objetivo deste trabalho esgotar o assunto dos acidentes estruturais provocados pela ação do vento. Apenas, demonstrar que a contribuição dos anéis tensores não é tão eficaz como defendem alguns pesquisadores. Além disso, o corpo cilíndrico tem resistência à flexão suficiente para suportar a carga de vento, desde que o teto não seja removido.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este é um trabalho não-experimental e, portanto, desprovido da utilização de equipamentos. Todos os dados empíricos utilizados serão retirados dos trabalhos de outros pesquisadores, devidamente citados na revisão bibliográfica. No campo teórico, fará uso dos fundamentos da lógica clássica (aristotélica) extraídos de D'Ottaviano e Feitosa [6] e do cálculo vetorial, baseado em Kaplan [7]. Também serão utilizadas noções básicas de geometria clássica (euclidiana), trigonometria, cálculo diferencial e integral, análise estrutural e princípios de Estática.

Nas demonstrações relacionadas às cargas dinâmicas acidentais, serão seguidas as prescrições da norma NBR 6123/1988 [8]. Nos cálculos de dimensionamento estrutural, serão seguidas as recomendações da NBR 14762/2010 [9]. No estudo dos anéis tensores (também chamados de enrijecedores, por alguns pesquisadores), não serão aplicados os coeficientes de ponderação, fatores de combinação, combinações de ações e demais preceitos da NBR 8681/2003 [10], a fim de favorecer a resistência de cálculo do anel verificado. Pelo mesmo motivo, as hipóteses de carregamento serão, sempre, as que levarem aos menores esforços de solicitação. A equação do momento fletor máximo será extraída do livro de Sússekind [11]. O tubo considerado terá 127 mm de diâmetro externo, parede de 6,35 mm de espessura, confeccionado em aço US1/COS CIVIL 300 ($f_y \geq 300$ MPa e $f_u \geq 400/500$ MPa) sob encomenda.

Não obstante o caráter eminentemente teórico deste trabalho, será apresentada a composição das chapas de costado e perfis dos montantes para o corpo de um silo com 18,33 m de diâmetro e 13,38 m de altura, que foi calculado no ano de 2003 para uma empresa que não está mais no mercado. O dimensionamento estrutural, obtido através do método aqui apresentado, foi utilizado na execução de nove silos, cinco com as dimensões citadas, dois dos quais foram montados na Cooperativa Agropecuária de Pedrinhas Paulista (Fig. 5), localizada naquela cidade do interior paulista. De acordo com informações fornecidas pela Coopedinhas, aqueles silos foram utilizados e operaram em condições normais, desde a sua instalação, em 2003, até, pelo menos, o ano passado (2015).

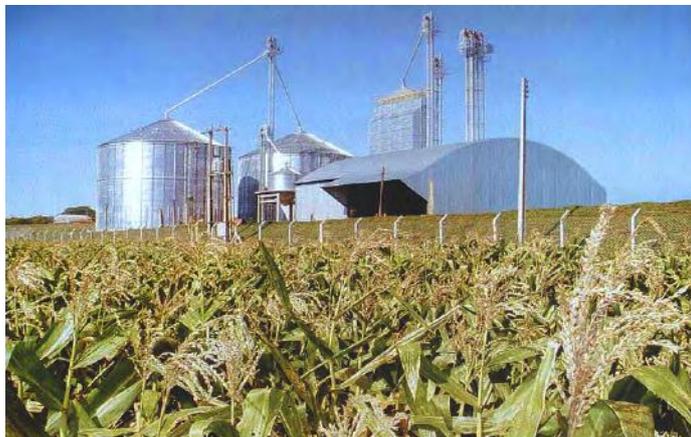


Figura 5 – Silos da Coopedrinhas – Pedrinhas Paulista-SP (2003)

Cada um dos dois silos é formado por dezesseis anéis de chapas corrugadas de 836 mm de altura por 2880 mm de comprimento (1000 mm x 3000 mm brutos). Cada chapa tem furação para dois montantes e cada montante, por sua vez, tem a altura de duas chapas (2x 836 mm). A largura planificada do montante é de 240 mm, dobrados a frio em perfil U.

O dimensionamento das chapas corrugadas do costado foi feito para utilização do aço ZAR-250 e, o dos perfis dos montantes, para o aço ASTM A36, ambos com resistência ao escoamento $f_y \geq 250$ MPa (~ 2500 kgf/cm²) e resistência à ruptura $f_u \geq 360$ MPa (~ 3600 kgf/cm²).

A apresentação dessa composição de chapas e perfis tem cunho meramente informativo. Por isso, as memórias de cálculo serão suprimidas. Contudo, a fim de se fazer uma avaliação dos efeitos práticos desse novo método, será comparada com a antiga composição de materiais daquela empresa, que fora dimensionada de acordo com os princípios da teoria de Janssen.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Cargas estáticas

3.1.1 Colapso de Janssen

O simples fato de nunca ter tido suas previsões teóricas comprovadas por resultados experimentais, após mais de 120 anos, já seria suficiente para desacreditá-la. Contudo, por razões desconhecidas, a teoria de Janssen continua a ser referência mundial em obras técnicas e científicas, quando o assunto é armazenagem de grãos.

Essa unanimidade se torna mais surpreendente, ainda, quando se observa que a sua base teórica está fundamentada em dois conceitos antagônicos:

- 1) Pressão vertical distribuída uniformemente sobre o fundo (p_v), extraída do estudo de líquidos em reservatórios.
- 2) Pressão horizontal distribuída sobre a parede lateral (p_h), inspirada no atrito entre fuste e solo, do cálculo de estacas de fundação.

O primeiro conceito corresponde à premissa de que o produto armazenado não provoca atrito em contato com outros materiais. Já o segundo, equivale à sua antítese. De forma que, se uma premissa for considerada verdadeira, a outra deverá ser obrigatoriamente falsa e vice-versa. O que, de acordo com D'Ottaviano e Feitosa [6] (pág.10), viola um dos princípios fundamentais da lógica clássica, segundo o qual uma proposição não pode ser verdadeira e falsa ao mesmo tempo (princípio da não contradição).

Para se ter a exata dimensão dessa violação, basta lembrar que, com uma argumentação lógica semelhante, Galileu (1564 – 1642) demonstrou que todos os corpos caem em queda livre com a mesma aceleração, independentemente de suas massas. E, com isso, derrubou a doutrina do filósofo grego Aristóteles (384 – 322 a.C.), pela qual a aceleração seria proporcional às respectivas massas. Hamburger [12] narra essa passagem histórica da ciência com maior riqueza de detalhes. Todavia, é importante ressaltar que Galileu não contestou a lógica. Até por que, utilizou-a na sua famosa demonstração.

Diante disso, é pouco provável que a teoria de Janssen tenha sido fruto de formulação teórica. Uma hipótese mais plausível é que os primeiros silos tenham sido reservatórios de líquidos adaptados, cujas paredes não suportaram a pressão horizontal exercida pelos grãos. Assim, na falta de melhor explicação para tal fenômeno, o conceito de atrito do produto com a parede teria sido introduzido arbitrariamente. Esta tese é reforçada pela presença de antagonismos, observados onde deveria haver perfeita similaridade:

- 1) Na estaca de fundação, a parede cilíndrica é o material granular (terra), que precisa estabilizar a carga transferida pelo material sólido em seu interior. No silo, a parede cilíndrica é o material sólido, que precisa estabilizar a carga transferida pelo material granular em seu interior;
- 2) Na estaca de fundação, a parede cilíndrica recebe pressões 'exógenas', oriundas do maciço de terra que deve estabilizar a carga. No silo, a parede cilíndrica recebe pressões 'endógenas', oriundas da própria carga que deve estabilizar;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 3) Na estaca de fundação, o material granular está sempre coeso, formando um verdadeiro corpo maciço. No silo, o material granular deve estar sempre em estado de fluidez, para permitir o fluxo de descarga.

A flagrante inconsistência matemática, contudo, é o fator determinante para a refutação da teoria de Janssen. Basta observar a composição da equação (1), que é repetida abaixo:

$$p_w.U.dz + (p_v + dp_v - p_v).A = \gamma.A.dz \quad (1)$$

$$p_w.U.dz + dp_v.A = \gamma.A.dz$$

Por definição, p_v é um fator externo ao elemento infinitesimal que será integrado. Tanto, que se anula logo na formulação inicial. Em outras palavras, p_v é constante em relação ao mesmo.

Logo, $dp_v = 0$

Lembrando que $p_h = K.p_v$ e $p_w = \mu.p_h$

Então, $p_h = constante$ e $p_w = constante$

E (1) se reduz a uma equação degenerada, bem como a equação (2), apresentada na seção 1.1, derrubando a base matemática da teoria de Janssen.

Naquela época (século XIX), já se conhecia o conceito de vetores, bem como seus teoremas. Sabia-se, portanto, que o produto vetorial de dois vetores não colineares resulta em um terceiro vetor, ortogonal a ambos. A figura 6 ilustra a conversão da pressão horizontal p_h na pressão vertical v_{ph} ($v_{ph} = p_h$), efetuando-se o produto vetorial entre p_h e o vetor radial unitário r_u , aplicado à distância R do centro da seção transversal (na parede cilíndrica):

$$R r_u \times p_h = v_{ph}, \quad \text{tal que } v_{ph} = p_h \quad (3)$$

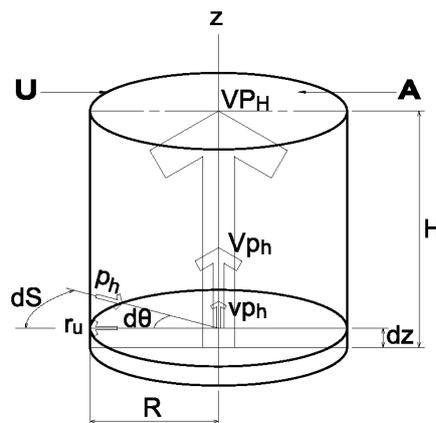


Figura 6 – Conceito de vetores na conversão de p_h em v_{ph}

A ordem dos fatores no produto vetorial foi invertida, apenas para que o sinal do vetor do segundo termo fique positivo, em concordância com a ilustração da figura 6 e com o modelo de Janssen, apesar de ser indiferente para o objetivo dessa demonstração.

Resolvendo o produto vetorial:

$$R \mathbf{r}_u \times \mathbf{p}_h = R r_u p_h \sin d\theta = v_{ph} \quad (4)$$

Mas, $\sin d\theta \sim d\theta = dS / R$

Logo, $R r_u p_h (dS / R) = v_{ph}$

Integrando em torno do perímetro U da seção transversal:

$$\int R r_u p_h (dS / R) = \int v_{ph}$$

$$p_h S \Big|_0^{2\pi R} = 2\pi R p_h = U p_h = V_{ph} \quad (5)$$

Que é a pressão vertical aplicada na seção de área A, igual à soma (integração) dos produtos vetoriais das pressões horizontais p_h distribuídas em torno do perímetro U.

Já a pressão vertical aplicada na superfície cilíndrica de altura H, é dada por:

$$\int V_{ph} dz = V_{ph} z \Big|_0^H = V_{ph} H = VP_h \quad (6)$$

As correspondentes pressões verticais distribuídas no fundo do silo, são:

$$v_{pv} = p_v, \quad \text{onde } p_v = p_h / K \quad (7)$$

$$V_{pv} = v_{pv} A \quad (8)$$

$$VP_v = v_{pv} A H \quad (9)$$

De forma que a equação (1), após se integrar dz de 0 a H, pode ser reescrita como:

$$VP_h + VP_v = \gamma A H \quad (10)$$

$$v_{ph} U H = (\gamma - v_{pv}) A H$$

$$\gamma = v_{pv} + v_{ph} 2 / R \quad (11)$$

Ou seja, as pressões $v_{pv} = p_v$ e $v_{ph} = p_h$ são fruto da decomposição de γ . Este é o objeto de estudo da próxima seção.

3.1.2 Princípios matemáticos do cálculo de silos cilíndricos para grãos

Para entender como os grãos transferem a carga de seu peso às paredes e ao fundo de um silo cilíndrico, basta conhecer os movimentos naturais que ambos restringem. Isso pode ser feito teórica ou empiricamente, enchendo-o até o anel superior, como ilustra a figura 7. Na posição 1, ele está completamente cheio e com a superfície regularizada no nível = H.

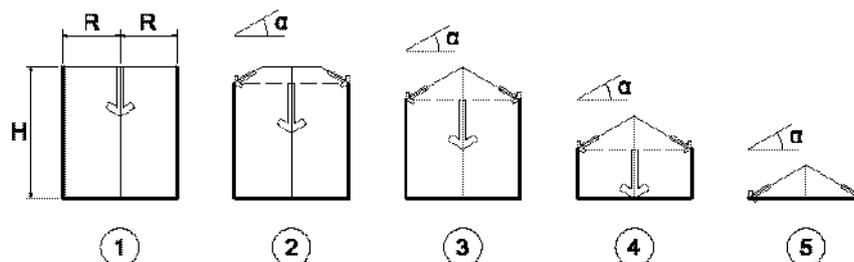


Figura 7 – Transbordamento pelas bordas do costado do silo

Nas posições de 2 a 5, são removidos os anéis do costado, gradualmente, provocando-se o transbordamento dos grãos pelas bordas, até chegar ao fundo. Verifica-se, nesse processo, a formação de uma superfície côica, na parte superior, cuja geratriz mantém, praticamente, sempre a mesma inclinação com o plano horizontal. Esse ângulo α (alfa), assim formado, é o ângulo de acomodação natural (repouso) dos grãos e pode variar, dependendo do tipo de cereal e do seu teor de umidade. Piuco [13] apresenta uma tabela com variação de 27° para o milho, até 36° para o arroz com casca. Sousa e Silva [14] informa um ângulo de repouso de $43,5^\circ$ para o milho com teor de umidade 23,1 (% b.u.). A maioria dos silos é projetada para $\alpha = 30^\circ$, que é o ângulo de repouso da soja. Há, também, silos com $\alpha = 45^\circ$, para arroz [15].

Como o transbordamento hipotético ocorreu pelo efeito da gravidade, a única força atuante na massa de grãos foi o seu próprio peso, que tem a direção vertical. Portanto, o deslocamento dos grãos sobre a superfície só pode ter sido provocado pela sua componente na direção tangencial à mesma. E, pelos princípios da Estática, sabe-se que, se a parede não tivesse sido removida, estaria recebendo a pressão dessa componente do peso da massa de grãos deslocada. Logo, esta é a carga que deve ser utilizada no seu dimensionamento.

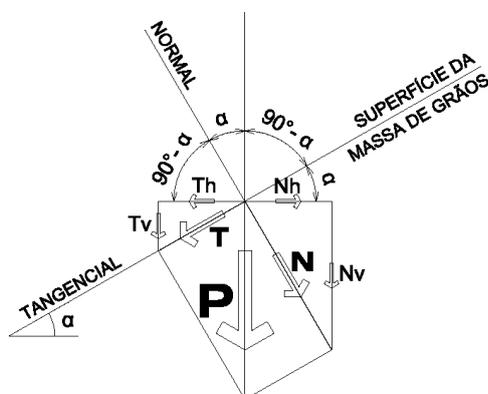


Figura 8 – Decomposição do vetor peso **P** nas componentes **T** e **N**

Pela mesma linha de raciocínio, conclui-se que o movimento na direção normal à superfície é impedido pela reação à respectiva componente do vetor peso, exercida pela parede do lado oposto do silo, ou pelo fundo do mesmo, dependendo da posição da linha de atuação da referida força. A figura 8 ilustra a decomposição do vetor peso **P** nas duas componentes citadas, **T** e **N**. Estas, por sua vez, decompõem-se nas respectivas componentes horizontais **Th** e **Nh** e verticais **Tv** e **Nv**.

O dimensionamento estrutural da parede do silo é feito com as cargas obtidas a partir da soma (integração) dessas componentes, nos perímetros das seções transversais escolhidas. Uma escolha apropriada de tais seções seria uma a cada altura de anel de chapas do costado. Assim, se a altura da chapa fosse de 1,00 m, por exemplo, aquelas pressões (horizontais e verticais) poderiam ser calculadas de metro a metro, ao longo da altura do costado, como segue:

Seja
$$R = \int_0^R dr$$

Então, fazendo a conversão de pressão horizontal em vertical, como ilustrado na figura 6 e substituindo-se p_h por $(-Th)$ e $(R \cdot r)$ por **R**:

$$R \times Th = R Th \sin d\theta = vTh, \quad \text{tal que } vTh = Th$$

$$R Th (dS/ R) = vTh$$

Integrando em torno do perímetro U da seção transversal:

$$\int R Th (dS/ R) = \int vTh$$

$$Th \int_0^{2\pi R} \frac{dS}{R} = 2\pi R Th = U Th = VTh \quad (12)$$

Esta é a pressão horizontal provocada pela carga atuante na direção paralela à superfície da massa de grãos, distribuída ao longo do perímetro de uma seção transversal A típica. E que, para efeito de verificação do equilíbrio estático, é, também, a pressão vertical correspondente àquelas pressões horizontais radiais (princípio do produto vetorial de dois vetores não colineares, estendido a toda a seção).

Já a pressão vertical decorrente da mesma carga é obtida diretamente por proporção:

$$Tv/ Th = vTv/ vTh = VTv/ VTh$$

Logo,

$$VTv = VTh (Tv/ Th) \quad (13)$$

Analogamente, as pressões horizontal e vertical oriundas da carga atuante na direção normal à superfície da massa de grãos, distribuída ao longo do perímetro de uma seção transversal B típica, seriam:

$$\int R \, Nh \, (dS/R) = \int v \, Nh$$

$$Nh \int_0^{2\pi R} \frac{dS}{R} = 2\pi R \, Nh = U \, Nh = V \, Nh \quad (14)$$

E

$$V \, N_v = V \, N_h \, (N_v/N_h) \quad (15)$$

Portanto, as cargas para o dimensionamento estrutural da parede do silo são:

1) Chapas do costado (cisalhamento): $V \, T_h + V \, N_h$ (16)

2) Montantes (compressão): $V \, T_v + V \, N_v$ (17)

Lembrando que esta análise se baseia na decomposição do vetor **P**, ilustrada na figura 8, onde:

a) $\mathbf{P} = \mathbf{T} + \mathbf{N}$ $(T = P \, \text{sen } \alpha; \quad N = P \, \text{cos } \alpha)$

b) $\mathbf{T} = \mathbf{T}_v + \mathbf{T}_h$ $(T_v = T \, \text{sen } \alpha; \quad T_h = T \, \text{cos } \alpha)$

c) $\mathbf{N} = \mathbf{N}_v + \mathbf{N}_h$ $(N_v = N \, \text{cos } \alpha; \quad N_h = N \, \text{sen } \alpha)$

d) $P = \gamma \, A \, \int dz$

E que, em decorrência da decomposição assimétrica do vetor **P** e da forma como sua componente **N** se propaga em direção ao lado oposto, podem ocorrer duas situações diferentes:

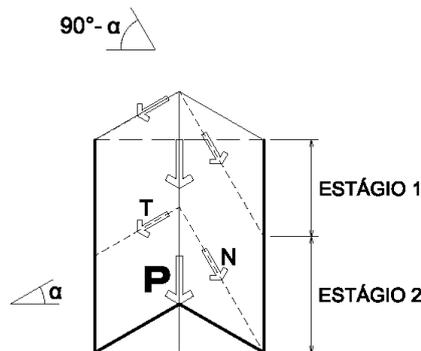


Figura 9 – Estágios de pressão nas paredes, definidos pela componente **N**

- 1) Nenhuma componente **N** atinge o costado do lado oposto. Isto corresponde ao estágio 1 da figura 9, no qual os fatores $V \, N_h$ e $V \, N_v$, das expressões (16) e (17) devem ser nulos.

- 2) Todas as componentes **N** atingem o costado do lado oposto. Isto corresponde ao estágio 2 da figura 9, onde os fatores V_{Nh} e V_{Nv} devem ser calculados e inseridos nas expressões (16) e (17).

Para finalizar, deve ser verificado o equilíbrio estático do carregamento, conforme abaixo:

$$\sum P = \sum V_{Th} + \sum V_{Nh} + \sum V_{Tv} + \sum V_{Nv} + \sum V_{Fh} + \sum V_{Fv} \quad (18)$$

Onde V_{Fh} e V_{Fv} são, respectivamente, as pressões horizontais e verticais que incidem sobre o fundo do silo.

3.2 Cargas dinâmicas

3.2.1 Fluxo de descarga

Pela mesma linha de raciocínio utilizada na seção anterior, conclui-se que não há nenhuma possibilidade de ocorrência de sobrepressões horizontais nas paredes, durante o fluxo de descarga do silo. Ao contrário, o que deve ocorrer, gradualmente, é um alívio das mesmas. A própria revisão bibliográfica feita na seção 1.2.1, com a apresentação de dados experimentais de outros pesquisadores, confirma isso.

Assim, ficam reforçadas as evidências de que a causa do aumento da pressão horizontal, no início da descarga, é proveniente das tensões nos cabos de termometria, provocadas pelo atrito dos grãos com os mesmos.

3.2.2 Ação do vento

Como já foi dito na seção 1.2.2., este trabalho não tem a pretensão de discutir soluções para todos os tipos de acidentes estruturais provocados pela ação do vento. Será apresentada, apenas, uma demonstração bastante simplificada de que os anéis tensores possuem baixa eficiência para cumprir o papel a que se propõem. E, na sequência, será demonstrado que o corpo cilíndrico tem resistência à flexão suficiente para suportar a carga de vento, desde que o teto não seja removido. Afinal, se esta hipótese fosse considerada, segundo PORTELA e GODOY (2005), a estrutura do silo teria que ser dimensionada com cargas majoradas de 100% (multiplicadas por 2).

Utilizado como elemento estrutural, um anel pode suportar diferentes tipos de esforços. Sua maior eficácia, contudo, é obtida quando carregado uniformemente com forças radiais, trabalhando sob esforços axiais de tração ou compressão (Fig. 10).

Com menor eficiência, os anéis também podem ser utilizados para absorver os esforços provocados por carregamentos não uniformes de forças radiais, ou por forças não-radiais. Neste caso, porém, a resultante (soma vetorial) das forças não é nula e precisa ser equilibrada por uma força oposta de reação. Esse par de forças provoca esforços de flexão, cuja variação de intensidade e sentido, ao longo do perímetro do anel, causa a deformação indicada na figura 11. Nesta ilustração, a resultante das forças aplicadas e a reação oposta são indicadas pelas forças **F** e **(-F)**.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

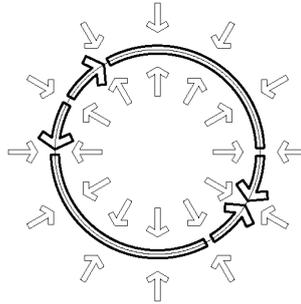


Figura 10 – Anel sob esforços axiais provocados por cargas radiais

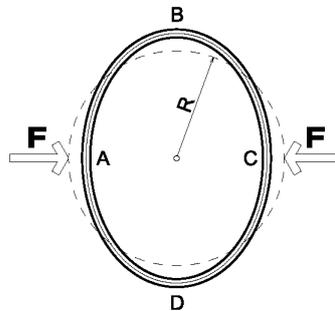


Figura 11 – Esforços internos de flexão provocados num anel

A fim de avaliar a eficiência dos anéis tensores, será adotado como objeto de estudo um silo de 18,33 m de diâmetro, com 22,34 m de altura.

Os efeitos da ação do vento serão obtidos da NBR 6123/1988, que informa a velocidade básica (v_0) do mesmo para todo o país, através de isopleias. Será adotada $v_0 = 30$ m/s (108 km/h), relativa às regiões acima do Mato Grosso, Goiás, Minas Gerais e Espírito Santo, lembrando que quanto menor v_0 , maior será o favorecimento à resistência de cálculo do tubo. Os fatores S_1 , S_2 e S_3 serão considerados, respectivamente, como 1,0, 0,95 e 0,95. Logo, a velocidade característica e pressão dinâmica serão, respectivamente $v_k = 27,08$ m/s e $q = \sim 45$ kgf/m².

Os coeficientes de pressão externa serão obtidos da tabela 9 daquela norma (desprezando-se a variação favorável) e o de pressão interna, considerado uniformemente distribuído e igual a zero. A pressão efetiva média calculada com esses dados é $\Delta p = 45$ kgf/m². Logo, a força resultante será:

$$F = 45 \times 18,33 \times 22,34 = 18.427,15 \text{ kgf} = 18,43 \text{ tf}$$

O momento fletor máximo no anel (Fig. 11) ocorre nos pontos 'A' e 'C'. E a equação para obtê-lo, deduzida em [11] (pág. 168), é dada por:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$M = 0,318 F R \quad (\text{onde } R = \text{raio do anel})$$

Fazendo-se as devidas substituições e considerando a utilização de 4 anéis tensores, nos 4 anéis intermediários do costado:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= 0,318 \times 18,43 \times 916,5 \\ M_{Sd} &= 5.371,37 \text{ tf.cm} \\ M_{Sd} &= 5.371,37 / 4 = 1.342,84 \text{ tf.cm} \end{aligned}$$

O tubo que será verificado tem 127 mm de diâmetro externo e 6,35 mm de espessura de parede. Portanto, $W = 68,70 \text{ cm}^3$.

$$\begin{aligned} M_{Re} &= W \cdot f_y = 68,70 \times 3000 = 206100 \text{ kgf.cm} \\ M_{Rk} &= M_{Rl} = M_{Re} = 206100 \text{ kgf.cm} \\ M_{Rd} &= M_{Rk} / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \\ M_{Rd} &= 187363,64 \text{ kgf.cm} = 187,36 \text{ tf.cm} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 0,14 M_{Sd}$$

Ou seja, o momento fletor resistente de cálculo corresponde a, apenas, 14% do momento solicitante de cálculo. E, portanto, fica demonstrado o que se pretendia.

A propósito, a flexão dos anéis tensores ocorre nos planos que os contém, ou seja, na horizontal. Mas, o principal efeito da ação do vento sobre os silos é a flexão que ocorre no plano vertical, solicitando o próprio “tubo” constituído pelas chapas de costado e montantes. Utilizando o mesmo modelo de silo adotado como objeto de estudo, acima, será feito um cálculo simplificado da resistência de cálculo das chapas de costado sem os anéis tensores.

A ação do vento será calculada, também, de acordo com os parâmetros já vistos. Apenas considerando, agora, o efeito da sobrepressão a barlavento (Fig. 12) previsto no inciso E.2.2 da NBR 6123/1988.

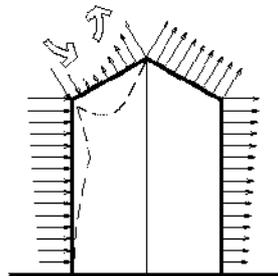


Figura 12 – Sobrepressão no teto a barlavento

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= (45 \times 18,33 \times 22,34) \text{ kgf} \times 11,17 \text{ m} + 6380 \text{ kgf.m} \\ M_{Sd} &= 212.211,25 \text{ kgf.m} = 21.221,13 \text{ tf.cm} \end{aligned}$$

Considerando a espessura da chapa de costado da base de, apenas, 2 mm, o módulo resistente da secção do silo é $W = 527597,40 \text{ cm}^3$. E o momento resistente de cálculo é (para aço ZAR-250):

$$M_{Re} = W \cdot f_y = 527597,50 \times 2500 = 1318993500 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{Rk} = M_{Rl} = M_{Re} = 1318993500 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rk} / \gamma \quad (\gamma = 1,10)$$

$$M_{Rd} = 1199085000 \text{ kgf.cm} = 1199085 \text{ tf.cm}$$

$$M_{Rd} = 56,5 \text{ Msd}$$

Ou seja, o momento fletor resistente de cálculo é mais de 56 vezes maior do que o momento solicitante de cálculo. E, portanto, fica demonstrado (mais uma vez) o que se pretendia.

4 CONCLUSÃO

Os resultados desse estudo com anéis tensores são eloquentes. Com base neles, qualquer iniciativa de utiliza-los como reforço do costado, será contraproducente. O que reforça uma das teses secundárias deste trabalho, que atribui à sobrepressão a barlavento do teto de silos vazios, a principal causa da ruína dos mesmos. A observação criteriosa do inciso E.2.2 da NBR 6123/1988, cujo efeito está ilustrado na figura 12, seguida da revisão do cálculo do teto e suas ligações com o costado, bem como da reavaliação dos efeitos das cargas adicionais no corpo do silo, podem contribuir significativamente para a redução dos acidentes dessa natureza.

Por outro lado, o esclarecimento das sobrepressões horizontais no início do fluxo de descarga foi outro objetivo secundário alcançado. Como ficou demonstrado, elas não são provocadas pelo efeito gravitacional no escoamento dos grãos. Assim, aumentaram as evidências de que são decorrentes do empuxo vertical transferido pelos cabos de termometria à estrutura do teto.

A principal contribuição deste trabalho, contudo, foi a elucidação do enigma envolvendo a teoria de Janssen, que nunca tinha sido comprovada por resultados experimentais. A demonstração das suas inconsistências lógica e matemática, aqui feita, encerrou esse período confuso e controverso da história da pesquisa científica.

As consequências imediatas deste fato, são:

- 1) Todas as normas técnicas e trabalhos de pesquisa que se baseiam na teoria de Janssen devem ser revistos, ou refeitos.
- 2) O emprego de termos como coeficiente de atrito, coesão, cisalhamento, ruptura, enfim, todos aqueles cooptados da mecânica dos solos, deve ser abolido.
- 3) Por medida de segurança, todos os silos cilíndricos esbeltos e medianamente esbeltos devem ser recalculados e, se necessário, reforçados.

Os princípios matemáticos apresentados neste trabalho, embora revestidos de extrema simplicidade, foram deduzidos em total observância aos preceitos lógicos e formalismo matemático. E, apesar de terem sido desenvolvidos para silos cilíndricos, podem ser estendidos e adaptados para todos os demais tipos de silos para armazenamento de grãos ou outros materiais granulares.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para completar esses argumentos com um exemplo prático, segue, abaixo, a tabela comparativa mencionada na seção 2. Trata-se da composição de chapas de costado e de perfis dos montantes, para um silo com 18,33 m de diâmetro por 13,38 m de altura, em duas versões. A primeira, relacionada nas colunas da esquerda, foi obtida com a utilização de um método de cálculo baseado na teoria de Janssen. A outra, indicada nas colunas da direita, foi obtida com a utilização do novo método de cálculo apresentado neste trabalho. Nas colunas da extrema direita, são apresentadas as diferenças de peso entre ambas, em cada posição de anel (do 1º ao 16º).

COMPOSIÇÃO DAS CHAPAS DE COSTADO E PERFIS DOS MONTANTES
SILO C/ DIÂMETRO = 18,33m E ALTURA = 13,38m

ANEL	CHAPAS GALVANIZADAS DO COSTADO					PERFIS DOS MONTANTES				
	TEORIA JANSSEN		NOVO MÉTODO		VARIA- ÇÃO (kg)	T. JANSSEN		N. MÉTODO		VARIA- ÇÃO (kg)
	ESP. (mm)	PESO (kg)	ESP. (mm)	PESO (kg)		ESP. (mm)	PESO (kg)	ESP. (mm)	PESO (kg)	
1	1,30	616	0,80	379	237	2,65	396	2,00	299	97
2	0,95	450	0,65	308	142					
3	0,95	450	0,65	308	142	2,65	396	2,25	337	60
4	0,95	450	0,65	308	142					
5	1,30	616	0,65	308	308	4,25	636	3,00	449	187
6	1,30	616	0,80	379	237					
7	1,55	735	0,80	379	356	4,25	636	3,75	561	75
8	1,55	735	0,80	379	356					
9	1,55	735	0,95	450	284	4,25	636	4,25	636	0
10	1,95	924	0,95	450	474					
11	1,95	924	1,30	616	308	4,75	710	6,35	950	-239
12	1,95	924	1,30	616	308					
13	1,95	924	1,55	735	190	4,75	710	6,35	950	-239
14	2,70	1280	1,55	735	545					
15	2,70	1280	1,95	924	356	6,35	950	6,35	950	0
16	2,70	1280	1,95	924	356					
TOTAL		12940		8200	4740		5070		5130	-60

Figura 13 – Tabela comparativa dos resultados do cálculo com a teoria de Janssen e o novo método

Nas chapas de costado, todas as posições tiveram redução, num total de 36,63% em relação à versão antiga, indicando que estavam todas superdimensionadas. Já, nos perfis dos montantes, houve redução apenas do 1º ao 9º anel, que estavam superdimensionados. Daí para baixo, os montantes tiveram que ser reforçados, pois estavam subdimensionados. Com o detalhe de que, do 10º ao 15º anel, eles estavam 33,66% subdimensionados. E isto, em relação ao peso total dos montantes, significou, apenas, 1,18%. A posição em que os montantes estavam subdimensionados coincidiu com a posição de ruptura das paredes dos silos que entram em colapso com a carga estática (Fig. 2).

Este exemplo prático, com silos executados há mais de 12 anos, é uma comprovação experimental da consistência dos princípios matemáticos e das equações aqui apresentados. Mas, acima de tudo, chama a atenção para o fato de que os silos calculados pela teoria de Janssen não só estão desperdiçando muito material (e do mais caro, que são as chapas galvanizadas) como, também, estão colocando em risco os silos medianamente esbeltos e esbeltos. Em resumo, estão falhando naquilo que mais interessa a engenheiros e empreendedores: aliar segurança a economia.

Agradecimentos

Sr. Franz Hippler Neto
Cooperativa Agropecuária de Pedrinhas Paulista.

REFERÊNCIAS

- 1 MARTINS, G. C. A. Estudo Teórico e Experimental de Esforços Devidos a Cabos de Termometria Fixados em Estruturas de Coberturas de Silos Cilíndricos para Armazenamento de Grãos (tese de mestrado). São Carlos – SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP; 2012.
- 2 JANSSEN, H. A. Versuche Über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift/ Verein Deutcher Ingenieure. Dusseldorf. 1895. Vol.39: p.1045 – 1049.
- 3 FREITAS, E. G. A. Estudo Teórico e Experimental das Pressões em Silos Cilíndricos de Baixa Relação Altura/ Diâmetro e Fundo Plano (tese de doutorado). São Carlos – SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP; 2001.
- 4 DINIZ, M. J.; NASCIMENTO, J. W. B. Análise de Pressões em Silo Vertical de Alvenaria de Tijolos. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental. 2006. Vol. 10 (nº 1): *On-line version* ISSN 1807-1929.
- 5 MOLINARI, M. Parecer Técnico Sobre o Colapso Estrutural de Um Silo da Empresa (...). Curitiba. 2008. www.mamn.com.br.
- D’OTTAVIANO, I. M. L.; FEITOSA, H. A. Sobre a História da Lógica, a Lógica Clássica e o Surgimento das Lógicas Não – Clássicas. “V Seminário Nacional de História da Matemática”. Rio Claro – SP: UNESP; 2003.
- 7 KAPLAN, W. (coordenação: GOMIDE, E. F; tradução: TSU, F.) Cálculo Avançado. Vol. 1. 6ª Reimpressão. São Paulo – SP: Editora Edgard Blucher; 1987.
- 8 NBR 6123/1988. Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro – RJ: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; 1988.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 9 NBR 14762/2010. Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio. 2ª Edição. Rio de Janeiro – RJ: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; 2010.
- 10 NBR 8681/2003. Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. 2ª Edição. Rio de Janeiro – RJ: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; 2003.
- 11 SUSSEKIND, J. C. Deformações em Estruturas (Método das Forças). Curso de Análise Estrutural. Vol. 2. 7ª Edição. Porto Alegre – Rio de Janeiro: Editora Globo; 1984.
- 12 HAMBURGER, E. W. O Que É Física. São Paulo – SP: Editora Brasiliense S. A.; 1984.
- 13 PIUCO, U. S. Dimensionamento e Análise de Um Sistema de Aeração Para Armazém Graneleiro de Fundo Plano. Panambi – RS: Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – Unijuí; 2014.
- 14 SOUSA E SILVA, J. Secagem e Armazenagem de Produtos Agrícolas. Viçosa – MG: Editora Aprenda Fácil; 2000.
- 15 KEPLER WEBER INDUSTRIAL S.A. atendimento@kepler.com.br.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

A RIGIDEZ DE LIGAÇÃO VIGA-COLUNA COM CANTONEIRAS DUPLAS NA ALMA*

Felipe Leite Silva¹

Fábio Goedel²

Zacarias Martin Chamberlain Pravia³

Resumo

No projeto de estruturas de aço, as ligações viga-coluna do tipo dupla cantoneira parafusada (LCPP) geralmente são consideradas flexíveis. Essa hipótese simplificatória pode na prática originar nas colunas esforços de flexão que não foram considerados, enquanto nas vigas desenvolvem-se menores momentos e deslocamentos que aqueles estimados em projeto, ao se considerar a ligação como flexível. O escopo deste artigo é determinar valores de rigidez rotacional de uma LCPP. Foram feitos ensaios experimentais em vigas simplesmente apoiadas, ligadas com pino e com LCPP e simulações numéricas via método dos elementos finitos em viga ligada com pino e com LCPP. A partir dos deslocamentos, em função das cargas, foram calculados os valores de rigidez e de momentos máximos nas vigas. Uma característica do trabalho é a consideração da viga ligada em seus dois extremos. Os dados mostraram que já a ligação com pino apresenta rigidez rotacional e que a viga com LCPP apresenta até 18 % menor momento fletor no centro do vão se comparado à viga com ligação sem rigidez. Com base nos valores de rigidez obtidos, a ligação em estudo pode ser classificada como semirrígida de acordo com a ABNT NBR 8800.

Palavras-chave: Ligações; Elementos finitos; Estruturas de aço.

THE STIFFNESS OF A BEAM-TO-COLUMN DOUBLE-WEB ANGLE CONNECTION

Abstract

When modeling steel structures, some connections are considered flexible. One of them is double angle with bolts in both sides of the elements that are connected. This hypothesis simplifies the whole structural analysis, but in some cases bending moments could be transmitted from beams to columns with that kind of connections. The issue of this paper is to estimate rotational stiffness for a double-web angle connection with bolts. For this objective, numerical and experimental simulations were developed, first with a simple-supported beam and a pinned beam has a reference, and after with beam with double-angle connections. This research adds significant results to others in the references, because both modeling, experimental and numerical, were developed with the beam with both ends considered. Results shows an 18 % of bending moment reduction compared to the model of simple-supported beam. Additionally, that kind of connection could be classified as semi-rigid by the Brazilian standard ABNT NBR 8800.

Keywords: Connections; Finite element modeling; Steel structures.

¹Engenheiro mecânico, Mestre, Professor, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul, Ibirubá, Rio Grande do Sul, Brasil.

²Engenheiro mecânico, Mestre, Professor, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

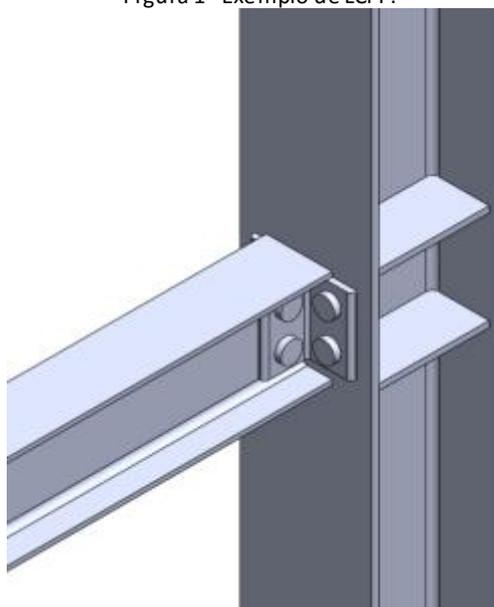
³Engenheiro civil, Doutor, Professor, Programa Pós-graduação Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

No projeto de estruturas de aço, as ligações do tipo dupla cantoneira parafusada, também chamadas de ligação cantoneira parafusada-parafusada (LCPP), usualmente são consideradas como flexíveis. Essa suposição considera que essa ligação não apresenta rigidez rotacional, como se não transmitisse momento para a coluna. Um modelo de ligação do tipo LCPP é exibido na Figura 1.

Figura 1– Exemplo de LCPP.



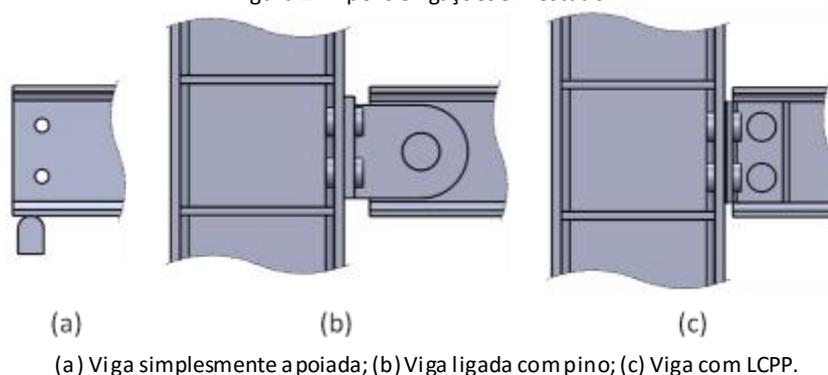
O objetivo geral do trabalho foi determinar a rigidez rotacional de uma LCPP através de ensaios experimentais e simulação numérica via método dos elementos finitos. Nesse sentido, foi previsto:

- Calcular os deslocamentos e momentos máximos para viga simplesmente apoiada;
- Executar ensaios de flexão em viga simplesmente apoiada, em viga ligada com pino e em viga com LCPP, segundo a Figura 2, coletando dados de cargas e deslocamentos máximos;
- Simular numericamente via método dos elementos finitos uma viga ligada com pino e uma viga com LCPP, coletando dados de cargas e deslocamentos máximos.

Os deslocamentos obtidos nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas foram comparados com os deslocamentos calculados para a viga simplesmente apoiada. Com os deslocamentos obtidos para viga ligada com pino e viga com LCPP, nos ensaios experimentais e simulações numéricas, foram calculados os valores de rigidez e foram estimados os momentos máximos nas vigas e momentos nas ligações.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

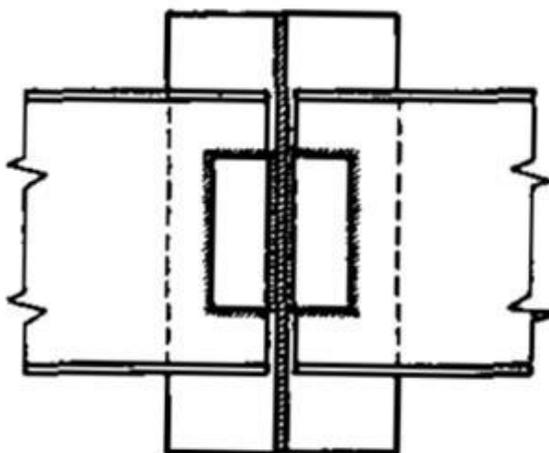
Figura 2 – Apoio e ligações em estudo.



1.2 Revisão da literatura

Segundo ABNT NBR 8800 [1], caso a rigidez inicial da ligação seja menor que $0,5EI_v/L_v$, Sendo E o módulo de elasticidade da viga, I_v o momento de inércia da seção transversal da viga e L_v o comprimento da viga, a ligação é classificada como flexível, podendo ser considerada como tal, desprezando-se os efeitos de sua rigidez na estrutura. Caso a rigidez inicial da ligação seja maior que $0,5EI_v/L_v$, dependendo do caso, a ligação pode ser considerada semirrígida ou rígida. Conforme as orientações da norma, uma das possibilidades para a ligação ser considerada semirrígida é se ela estiver em uma estrutura não contraventada e a relação entre o quociente do momento de inércia pelo comprimento das vigas do pavimento e o quociente do momento de inércia pelo comprimento das colunas do andar for menor que 0,1; ou, caso seja maior ou igual a 0,1, a ligação será considerada semirrígida se a rigidez inicial for menor que $25EI_v/L_v$. Johnston e Green [2] realizaram ensaios experimentais com a ligação do tipo cantoneiras de alma soldadas na viga e na coluna, exibida na Figura 3.

Figura 3 – Ligação experimentada por Johnston e Green.



Johnston e Green [2] utilizaram cantoneiras $3\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{4}''$ em três comprimentos: 9", 10" e 11", ligando colunas de seção 12WF65 a vigas de seção 21WF59, 18WF55 e 16WF36; os corpos de prova apresentaram deslocamentos inferiores ao de uma viga simplesmente apoiada. Os autores afirmam que o momento na ligação com cantoneiras pode ser menor que dez por cento

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

do momento desenvolvido na ligação totalmente rígida, para as condições do estudo. Lui e Chen [3] estudaram o efeito de diferentes tipos de ligações no comportamento de um pórtico teórico de duas colunas e uma viga para o efeito de uma carga aplicada lateralmente. Em suas conclusões, afirmam que as ligações idealmente rígidas ou totalmente flexíveis não existem, que todas as ligações exibem um comportamento intermediário e que a consideração de uma ligação como rígida ou como flexível é uma simplificação de projeto. Também afirmam que a consideração das ligações como rígidas subestima os deslocamentos e superestima a resistência da estrutura e que a consideração das ligações como flexíveis superdimensiona as vigas e subdimensiona as colunas.

Astaneh, Nader e Malik [4] estudaram o efeito de vibrações sísmicas em pórticos com ligações com cantoneiras soldadas na viga e parafusadas na coluna, também chamadas de ligações cantoneira soldada-parafusada (LCSP). Os autores afirmam que as ligações do tipo dupla cantoneira de alma são usualmente consideradas como flexíveis, mas que, segundo os resultados de sua pesquisa, considerável nível de momentos podem ser desenvolvidos nessas ligações. Afirmam também que esse desenvolvimento de momentos na ligação tem consequências positivas e negativas:

- positiva: contribui com a resistência lateral e rigidez da estrutura;
- negativa: sujeita as colunas a momentos que não foram considerados no projeto.

Medeiros, Kaminski e Alva [5] simularam via método dos elementos finitos duas configurações de LCSP: viga W150x18,0 com cantoneiras L76x76x6,4x110 mm e quatro parafusos 5/8" A325N ligando-as à coluna; viga W610x113 com cantoneiras L102x102x8,0x455 mm e doze parafusos 7/8" A325N. Seus resultados foram comparados com os dos modelos matemáticos de Frye-Morris e de Ang-Morris, apontando que o comportamento das ligações simuladas numericamente é mais flexível que a resposta dada pelos modelos matemáticos considerados. Freitas, Goedel, Pravia e Baruffi [6] simularam via método dos elementos finitos as ligações LCPP e com pino, ligando vigas W150x18,0 com 3 m de vão, medido de centro a centro de colunas W200x46,1. Vigas e colunas são em ASTM A572 GR50. As cantoneiras utilizadas são de abas iguais, com dimensões 3"x3/8"x120 mm, em ASTM A36. Para a ligação com pino, as chapas do suporte do pino são de espessura 12,5 mm, ASTM A572 GR50, o pino tem diâmetro 1.3/4" e é feito em ASTM A36. A LCPP é montada com três pares de parafusos, como exibido na Figura 1; o suporte do pino é fixado à coluna com dois pares de parafusos. Os parafusos são do tipo A325-F, de diâmetro 5/8", e foram protendidos com 85 kN. O coeficiente de atrito adotado foi 0,20. A carga aplicada foi 41,12 kN, distribuída em 200 mm no centro do vão. No modelo de LCPP o deslocamento obtido foi de 8,52 mm e no modelo ligado com pino, 9,13 mm, obtendo valores de rigidez de 1250 kNm/rad e 320 kNm/rad, respectivamente.

Prabha, Rekha, Marimuthu, Saravanan, Palani e Surendran [7] propuseram um modelo matemático para estimativa do comportamento momento-rotação da LCPP, com base no modelo de Frye e Morris (1975), incluindo a consideração do espaço entre a viga e a coluna:

$$\theta = 75,043 \times (KM) - 1583 \times (KM)^3 + 98160 \times (KM)^5 \quad (1)$$

onde θ é em graus, M em quilonewton-metro e K é:

$$K = d_a^{-1,55} t_a^{-1,14} g^{0,81} a_g^{0,39} \quad (2)$$

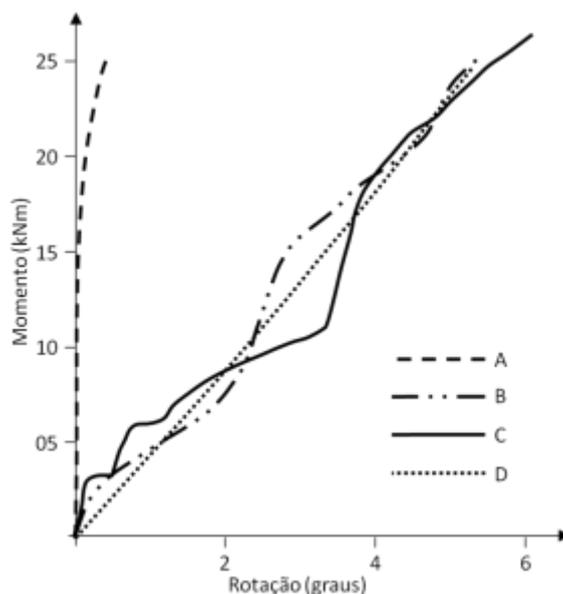
sendo as dimensões em milímetros:

- d_a = altura da cantoneira;
- t_a = espessura da cantoneira;
- g = metade da distância entre as linhas de parafusos que ligam à coluna;
- a_g = distância entre viga e coluna.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Os autores supracitados estudaram três configurações de LCPP: espessura 6 mm e comprimento 180 mm (DWA-6-180), espessura 6 mm e comprimento 205 mm (DWA-6-205) e espessura 8 mm e comprimento 180 mm (DWA-8-180), todas com 10 mm de distância entre viga e coluna. Foram executados ensaios experimentais, estimativas analíticas através de seu modelo e do modelo de Frye-Morris e simulação numérica através do software Abaqus.

Figura 4 – Resultados de Prabha, Rekha, Marimuthu, Saravanan, Pa lani e Surendran[7] para LCPP de espessura 6 mm, altura 205 mm, com 10 mm entre a viga e a coluna: (A) Modelo de Frye-Morris (1975); (B) Resultado experimental; (C) Resultado do software Abaqus; (D) Modelo proposto por Prabha et al.



Os resultados para o corpo de prova DWA-6-205 são apresentados na Figura 4, onde visualizam-se os resultados segundo o modelo de Frye-Morris, o software Abaqus, o programa experimental dos autores e o modelo matemático proposto. Na Figura 4 é plotada a rotação relativa total, isto é, o dobro do ângulo obtido pela Equação 1. Percebe-se a subestimação de rotação pelo modelo de Frye-Morris e que o modelo proposto apresenta um comportamento intermediário ao experimental e ao dado pelo software *Abaqus*.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O objeto do estudo é a ligação de uma viga W 150x18,0, em ASTM A572 GR50 com 3 metros de vão, a duas colunas W 200x46,1 em ASTM A572 GR50, com a aplicação de cinco valores de cargas: 9810 N, 19620 N, 29430 N, 39240 N e 40712 N. Para viga simplesmente apoiada foram calculados deslocamentos e momentos máximos segundo as equações da Resistência dos Materiais. Os ensaios e as simulações numéricas originaram dados de deslocamentos, que foram utilizados para cálculo de rigidezes e momentos máximos através do software FTool, para as condições de viga ligada com pino e viga com LCPP. O ensaio de viga simplesmente apoiada originou dados de deslocamentos que foram comparados com os demais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

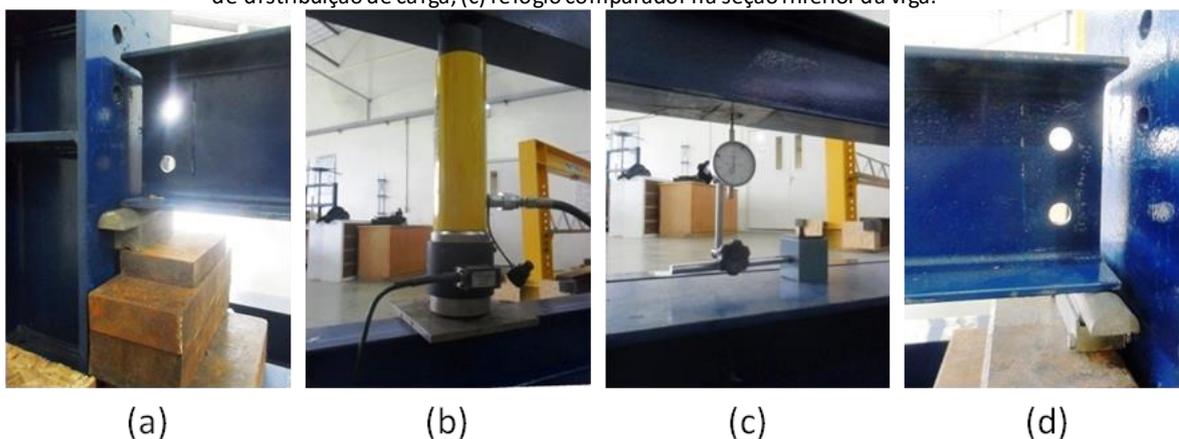
2.1 Ensaios experimentais

Os ensaios foram executados em um pórtico autoportante de 3 metros de vão, montado com perfis estruturais de seções W460x52,0, para viga superior, e W200x46,1, para viga inferior e colunas. As cargas foram aplicadas com aproximadamente trinta segundos em cada uma; as cargas foram aplicadas no centro das vigas através de uma placa de distribuição de carga com 200 mm de comprimento, com um atuador hidráulico; a carga máxima refere-se a 55 % da carga de plastificação da viga. A aplicação da carga foi monitorada através de uma célula de carga da marca Kratos Equipamentos, modelo CCI, de capacidade 100 kN, com mostrador digital.

Para aferição dos deslocamentos, foi posicionado na parte inferior do centro do vão um relógio comparador da marca Mitutoyo, de curso 11 mm e resolução 0,01 mm, como apresentado na Figura 5 (c). O relógio comparador foi aferido em um dispositivo de resolução 0,001 mm da marca Mitutoyo.

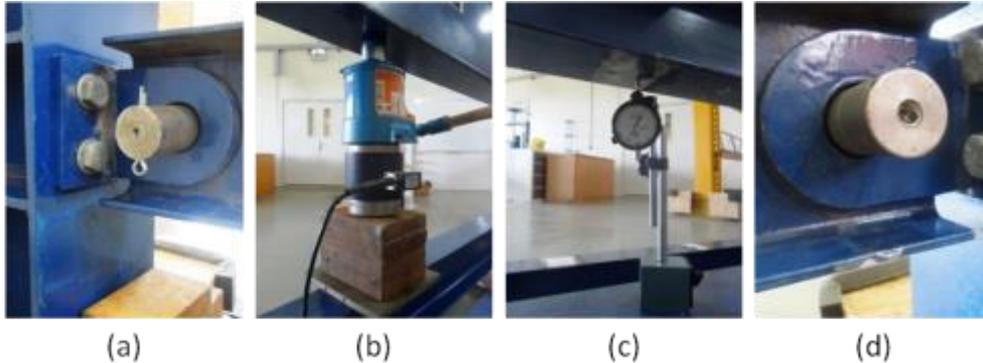
Para o ensaio de viga simplesmente apoiada foram utilizadas quatro vigas W150x18,0 de comprimento 2777 mm, sendo executadas quatro amostragens em cada viga. A instalação do ensaio de viga simplesmente apoiada é exibida na Figura 5.

Figura 5 – Ensaio de viga simplesmente apoiada. (a, d) Apoios simples; (b) macaco hidráulico, célula de carga e placa de distribuição de carga; (c) relógio comparador na seção inferior da viga.



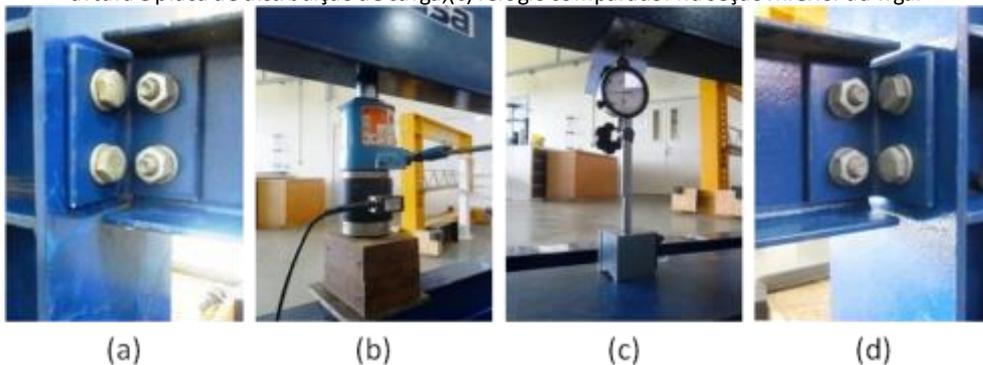
Para o ensaio da viga ligada com pino, foi usada uma viga W150,0x18,0 com 2737 mm de comprimento, ligada por pino de diâmetro 1.3/4" ao suporte do pino; cada suporte do pino foi ligado à coluna por quatro parafusos ASTM A325-F, protendidos com 220 Nm. Foi ensaiada uma viga e realizadas três amostragens. A instalação do ensaio de viga ligada com pino é exibida na Figura 6.

Figura 6 – Ensaio da viga ligada com pino: (a, d) Ligação com pino; (b) atuador hidráulico, célula de carga, placas de compensação de altura e placa de distribuição de carga; (c) relógio comparador na seção inferior da viga.



Para o ensaio das vigas com LCPP, foram utilizadas quatro vigas, totalizando dez amostras. As cantoneiras utilizadas foram de seção 3"x3/8"x120 mm, com parafusos ASTM A325-F de diâmetro 5/8" protendidos com 220 Nm. A instalação do ensaio de viga com LCPP é exibida na Figura 7.

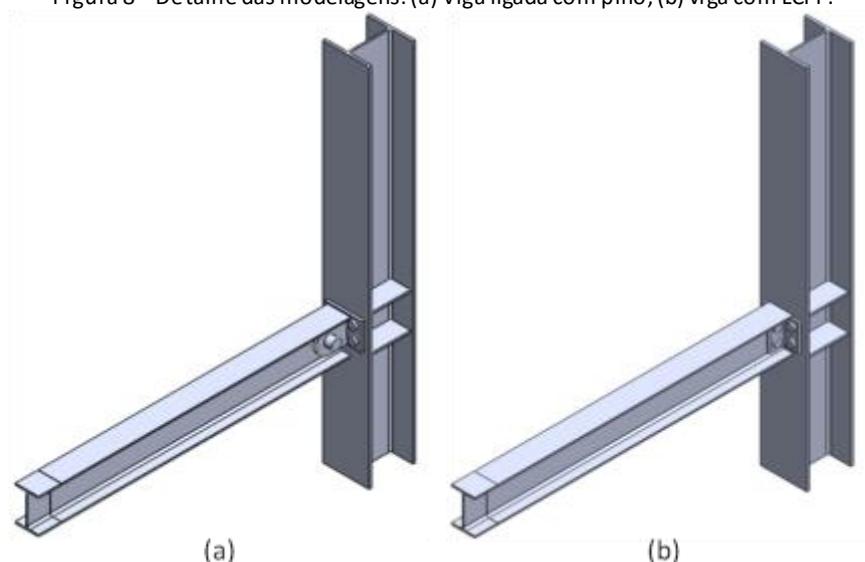
Figura 7 – Ensaio de viga com LCPP. (a, d) LCPPs; (b) macaco hidráulico, célula de carga, placas de compensação de altura e placa de distribuição de carga; (c) relógio comparador na seção inferior da viga.



2.2 Simulações numéricas

Foi modelado apenas a metade do conjunto, aproveitando a simetria, reduzindo o número de graus de liberdade, como exibido na Figura 8. Utilizou-se para simulação o programa ANSYS 15.0.

Figura 8 – Detalhe das modelagens: (a) Viga ligada com pino; (b) viga com LCPP.



Os conjuntos de parafusos foram simplificados, sem o sextavado. As faces próximas foram tornadas coincidentes, como os furos e os fustes dos parafusos, com o ajuste de diâmetros, e as faces de cantoneiras e suporte do pino com a alma da viga, ajustando posicionamentos.

Todos materiais foram considerados com módulo de elasticidade longitudinal 200 GPa. Para o aço ASTM A36, do pino, suporte do pino e cantoneiras, a tensão de escoamento e tensão última são, respectivamente, 250 MPa e 400 MPa; para o aço ASTM A325, dos conjuntos de parafusos, 635 MPa e 825 MPa; para o aço ASTM A572 GR50, das vigas e colunas, 345 MPa e 450 MPa.

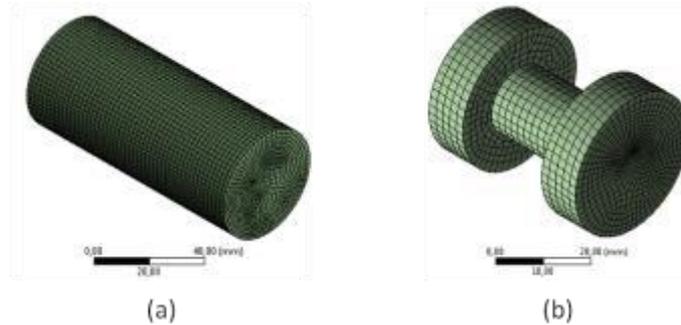
Para geração da malha utilizou-se o elemento hexaédrico de 20 nós e, para transições e pequenos detalhes, os elementos de cunha de 15 nós, piramidal de 13 nós e tetragonal de 10 nós. Para o pino e conjuntos de parafusos, foram utilizados elementos finitos de tamanho máximo 2 mm; para o suporte do pino e cantoneiras, 3 mm; para as colunas, 4 mm; e para as vigas, 6 mm.

As seções do topo e base das colunas foram configuradas como apoios fixos, ou seja, os nós da região foram restritos à rotação e translação em x, y e z. Na seção do plano de simetria dos modelos o deslocamento é livre no eixo vertical e restrito nos eixos longitudinal e transversal às vigas. As cargas foram aplicadas na porção seccionada da viga, exibida na Figura 8, representando a placa de distribuição de carga utilizada nos experimentos. As simulações foram configuradas para ocorrer em dois passos: primeiro o estabelecimento da protensão nos parafusos e depois a aplicação da carga, mantendo-se a protensão.

Na montagem com pino foram aplicadas restrições de rotação entre a viga, o pino e o suporte do pino: rotação permitida entre a viga e o pino e rotação restrita entre o pino e os furos de seu suporte. Em ambas montagens os elementos de contato foram configurados com coeficiente de atrito 0,20.

Para a simulação da viga ligada com pino, as malhas são ilustradas em Figura 9 e Figura 10. Na Figura 9 é exibido o detalhe da malha no pino e conjunto do parafuso.

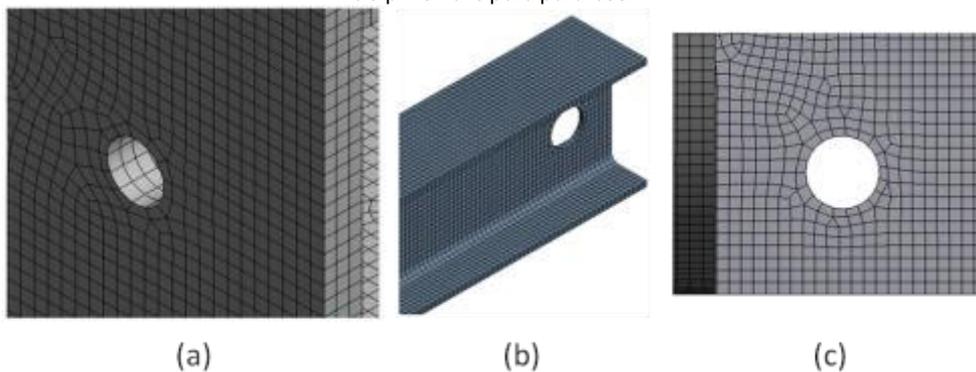
Figura 9 – Malha no pino e conjunto do parafuso. (a) Pino; (b) conjuntos de parafusos.



Malha no pino e conjunto do parafuso. (a) Pino; (b) conjuntos de parafusos.

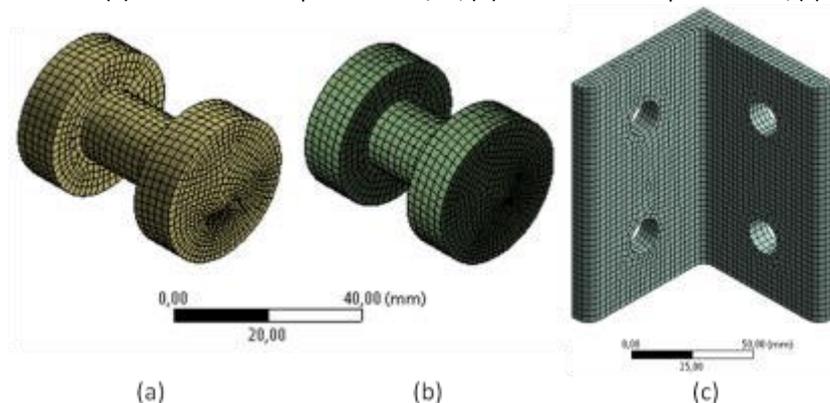
Na Figura 10 são exibidos detalhes da malha na coluna, viga e suporte do pino.

Figura 10 – Malha na coluna, viga e suporte do pino. (a) Detalhe da coluna; (b) Viga: região da ligação; (c) Suporte do pino: furo para parafuso.



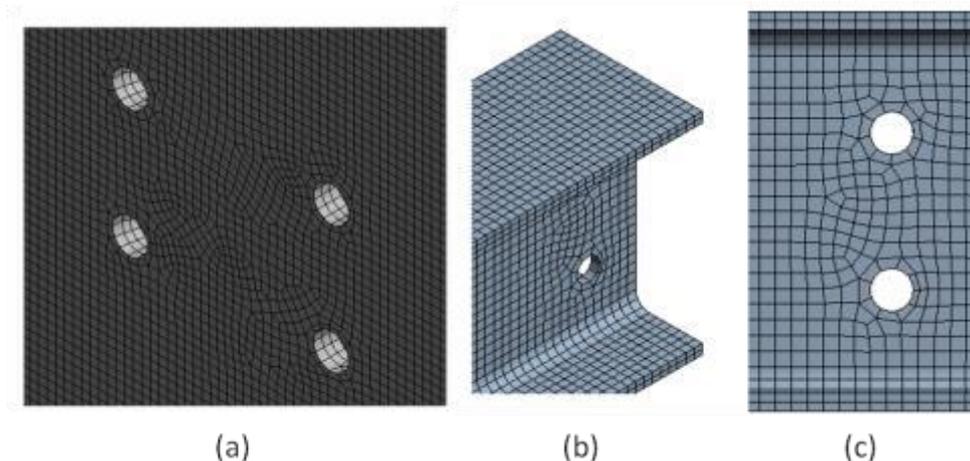
Para a simulação da viga com LCPP, as malhas são ilustradas em Figura 11 e Figura 12. Na Figura 11 são exibidos detalhes das malhas na cantoneira e parafusos.

Figura 11 – Malhas: (a) Parafuso de comprimento 2.1/4"; (b) Parafuso de comprimento 2"; (c) Cantoneira.



Na Figura 12 são exibidos detalhes das malhas da coluna e da viga.

Figura 12 – Detalhes: (a) dos furos na coluna; (b, c) da viga.



Detalhes: (a) dos furos na coluna; (b, c) da viga.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 1 são apresentadas as médias dos deslocamentos obtidos. Os deslocamentos da viga ligada com pino são menores que os da viga simplesmente apoiada, evidenciando que já essa ligação apresenta rigidez. Por sua vez, os deslocamentos da viga com LCPP são ainda menores.

Tabela 1. Deslocamentos obtidos (em milímetros).

Ligação	Simples apoio		Pino		LCPP	
	Analít.	Exp.	Exp.	MEF	Exp.	MEF
9810,0 N	2,40	2,68	2,17	2,16	1,73	1,81
19620,0 N	4,73	5,20	4,28	4,33	3,82	3,68
29430,0 N	7,06	7,56	6,43	6,48	5,97	5,67
39240,0 N	9,40	9,94	8,55	8,64	8,13	7,69
40711,5 N	9,74	10,29	8,86	8,97	8,53	7,98

Fonte: o autor.

Na Tabela 2 são apresentados os momentos fletores obtidos, calculados a partir dos valores médios apresentados na Tabela 1. Os valores de momento fletor da viga ligada com pino são de 4,2 % a 5,7 % menores que os da viga simplesmente apoiada; para a viga com LCPP, de 8,1 % a 18,6 %, com base nos resultados experimentais, e 12,0 % a 17,1 % com base nos resultados numéricos.

Tabela 2. Momentos fletores obtidos (em quilonewton-metro).

Ligação	Simples apoio	Pino		LCPP	
Carga	Analít.	Exp.	MEF	Exp.	MEF
9810,0 N	7,0	6,6	6,6	5,7	5,8
19620,0 N	13,8	13,1	13,2	12,0	11,7
29430,0 N	20,6	19,6	19,8	18,5	17,9
39240,0 N	27,4	26,1	26,3	24,9	24,1
40711,5 N	28,4	27,1	27,3	26,1	25,0

Fonte: o autor.

Na Tabela 3 são apresentados os valores de rigidezes obtidos, calculados a partir dos valores médios apresentados na Tabela 1.

Tabela 3. Rigidezes obtidas (em quilonewton-metro por radiano).

Ligação	Pino		LCPP	
Carga	Exp.	MEF	Exp.	MEF
9810,0 N	111,5	118,42	804,0	668,24
19620,0 N	109,5	88,50	468,0	571,08
29430,0 N	96,0	85,43	351,5	483,62
39240,0 N	96,5	72,64	296,0	432,84
40711,5 N	98,5	74,25	269,5	429,63

Fonte: o autor.

Observa-se na Tabela 3 que a ligação com pino apresenta rigidez rotacional, não sendo perfeitamente rotulada. A LCPP apresenta um perfil de decaimento da rigidez conforme a carga aplicada, de 804,0 a 269,5 kNm/rad para os resultados experimentais e de 668,24 a 429,63 kNm/rad para os resultados numéricos.

Comparando os resultados de rigidez do presente trabalho com os de Freitas, Goedel, Pravia e Baruffi [6], supõe-se que a diferença de resultados deve-se ao comprimento utilizado para modelagem no software FTool: os primeiros utilizaram 3 m, que é o vão de centro a centro de colunas, enquanto no presente trabalho foram utilizados os comprimentos das vigas, 2,777 m e 2,737 m.

Como no presente estudo os deslocamentos tiveram sua menor mensuração na aplicação da carga de 9810 N, acredita-se ser possível identificar valores de rigidez inicial ainda maiores.

A ligação com pino apresenta 118,42 kNm/rad e 74,25 kNm/rad como valores extremos de rigidez, correspondendo a 0,189EI/L e 0,119EI/L como relações de rigidez, permitindo sua classificação como ligação flexível segundo a ABNT NBR 8800 [1].

Para a LCPP, com base nos resultados numéricos, a relação é 1,067EI/L para a rigidez de 668,24 kNm/rad e 0,686EI/L para 429,63 kNm/rad, sendo nesse intervalo todos valores maiores que 0,5EI/L. Com base nos resultados experimentais, a relação é 1,284EI/L para 804,0 kNm/rad e

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

0,562EI/L para 351, kNm/rad. Na aplicação de 39240 N, a rigidez é 296,0 kNm/rad, configurando a relação 0,473EI/L, valor que permitiria a classificação da ligação como flexível. Entretanto, a carga de 39240 N corresponde a 65 % da tensão de escoamento da viga, não dizendo respeito ao comportamento inicial da ligação.

Diante do exposto, conclui-se como sendo mais conservadora a classificação da LCPP em estudo como semirrígida, considerando-se seus efeitos no comportamento global da estrutura.

4 CONCLUSÃO

O objetivo do trabalho foi obter valores de rigidezes rotacionais para uma ligação cantoneira parafusada-parafusada (LCPP) com cantoneiras 3"x3/8"x120 mm, ligando com parafusos ASTM A325-F Ø5/8" a viga W150,0x18,0 com 3 m de vão à colunas W200,0x46,1. Foram feitos ensaios experimentais e simulações numéricas via método dos elementos finitos (MEF).

A LCPP estudada, para a menor carga aplicada, de 9810 N, apresentou a rigidez de 804 kNm/rad, com base nos resultados experimentais, e 668 kNm/rad, com base nos resultados numéricos, sendo uma ligação classificável como semirrígida de acordo com a ABNT NBR 8800 [1].

A partir dos resultados experimentais, os momentos fletores registrados para a LCPP são de 19 % a 8 % menores que os da viga simplesmente apoiada.

A consideração da ligação do tipo LCPP como totalmente flexível pode ser à favor da segurança; entretanto, ganhos de redução de material em obras de grande porte podem ser obtidos se a rigidez rotacional for considerada na análise e dimensionamento das peças. Estudos numéricos parametrizados podem ser necessários para confirmar esta afirmação.

Agradecimentos

Os autores agradecem a empresa Metasa pelo apoio concedido.

REFERÊNCIAS

- 1 ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro; 2008.
- 2 Johnston B, Green LF. Flexible welded angle connections. The Welding Journal . 1940; Oct: 192.1-192.7.
- 3 Lui EM, Chen W-F. Analysis and behaviour of flexibly-jointed frames. Engineering structures. 1985; n. 8: 107-118.
- 4 Astaneh A, Nader MN, Malik L. Cyclic Behavior of Double Angle Connections. 1989; n. 115: 1101-1118.
- 5 Medeiros JS, Kaminski Jr J, Alva GMS. Determinação da rigidez rotacional de ligações com dupla cantoneira em estruturas de aço. 2012. Proceeding of '12 Construmetal, São Paulo.
- 6 Freitas DB, Goedel F, Pravia ZMC, Baruffi D. Avaliação da rigidez de vigas com conexões flexíveis. 2014. Proceeding of '14 Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Montevideo.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



7 Prabha P, Rekha S, Marimuthu V, Saravanan M, Palani GS, Surendran M. Modified Frye-Morris polynomial model for double web-angle connections. *Advances in Structural Engineering*. 2015; n. 7: p. 295-306.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



ESTRUTURAS LEVES DE AÇO

Tema: Construções leves estruturadas em aço / Estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

ANÁLISE QUALITATIVA E COMPARATIVA ENTRE OS PRINCIPAIS CÓDIGOS NORMATIVOS COM ABORDAGEM A SEÇÕES COMPOSTAS POR DUPLA CANTONEIRA COSTA A COSTA FORMADAS A FRIO SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

Emerson Ricardo Alves Rodrigues¹

Alex Sander Clemente de Souza²

Wanderson Fernando Maia³

Resumo

Este trabalho apresenta uma análise qualitativa e comparativa entre os principais códigos normativos no quesito resistência a compressão de elementos estruturais em perfis de aço formados a frio. São analisados e comparados os procedimentos de norma para verificação das instabilidades locais e globais aplicando-os a perfis dupla cantoneira costa a costa. Os resultados para capacidade resistente obtidos pelas normas ABNT NBR 14762:2010, AISI S100-2012, EN-1993-1-3, AS/NZS 4600:2005 são comparados entre si e com resultados experimentais disponíveis. São analisados os resultados do método alternativo MRD. Com exceção do procedimento proposto pelo Eurocode, todas as demais normas apresentam um aumento no índice de aproveitamento da área efetiva em função do aumento do índice de esbelteza global.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Perfis formados a frio; Dupla cantoneira; Estabilidade de elementos comprimidos.

QUALITATIVE ANALYSIS AND COMPARATIVE BETWEEN THE MAIN CODES REGULATORY APPROACH TO COMPOSED SECTIONS OF DOUBLE COLD FORMED ANGLE BACK TO BACK UNDER COMPRESSION

Abstract

This paper presents a qualitative and comparative analysis between the main regulatory codes at specific topic of compressive strength of cold-formed steel members. There are analyzed and compared the standard procedures for verification of global and local instabilities applying the double angle back to back sections. The results for compression axial strength obtained by standards NBR 14762:2010, AISI S100-2012, EN-1993-1-3, AS/NZS 4600:2005 are compared each other and with experimental results available. The results of alternative method DSM are analyzed. With the exception of the procedure proposed by the Eurocode, all other standard codes show an increase in the utilization rate of the effective area due to the increase in the overall slenderness ratio.

Keywords: Steel structures; Cold-formed steel members; Double angle; Stability compression members.

¹ Mestrando, Departamento de Engenharia Civil - DECiv, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP - Brasil.

² Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil - DECiv, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP - Brasil.

³ Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil - DECiv, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP - Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil apresenta uma demanda cada vez maior por soluções primando pelos processos fabris e seriados, como forma de se manter em um mercado cada vez mais competitivo. Dentro deste cenário, a engenharia estrutural torna-se um vasto campo de pesquisa onde se necessitam sempre de procedimentos de dimensionamento que acompanhem a evolução dos materiais e métodos construtivos.

A utilização de perfis de aço formados a frio é um exemplo de aplicação que necessita cada vez mais de pesquisas. Grandes avanços nos processos de fabricação têm levado à utilização de aços com elevada resistência mecânica permitindo assim, uma considerável redução na espessura das chapas que compõem os perfis. Como consequência desta redução de material na seção transversal destes elementos, principalmente quando submetidos a tensões de compressão, diferentes modos de instabilidade que até então não eram observados passam a merecer atenção especial.

Ao longo de décadas, pesquisadores tem se dedicado a trabalhos teóricos e experimentais buscando compreender o comportamento estrutural destes elementos e apresentar soluções seguras e econômicas. O saldo destas pesquisas relata a publicação de normas e recomendações em uma série de países como Estados Unidos, Austrália e Nova Zelândia dentre outros mais. No âmbito nacional, destaque para as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 14762:2010, ABNT NBR 6355:2012 e aos trabalhos realizados por CHODARUI (2003, 2006), MAIA (2018, 2012) pelas universidades do estado de São Paulo (USP-São Carlos).

A abordagem do tema pelos principais códigos internacionais e uma análise qualitativa são as diretrizes que norteiam esta pesquisa. A utilização e prerrogativas propostas ao dimensionamento dos elementos comprimidos, com abordagem específica as barras formadas por seções compostas por dupla cantoneira em perfis formados a frio complementam a abordagem.

As normas a serem abordadas são:

- i) ABNT NBR 14762:2010 – Norma Brasileira;
- ii) AISI S100-2012 – American Iron and Steel Institute;
- iii) EN 1993-1-3 – European Standard;
- iv) AS/NZS 4600:2005 – Australian/New Zealand Standard

1.1 Estabilidade global

Quando se verifica a estabilidade global de um elemento submetido a compressão, os possíveis modos de falha podem ser por escoamento da seção – caso de barras extremamente curtas e com seção compacta, o que não se aplica aos perfis formados a frio devido à elevadas relações largura/espessura dos elementos que compõe a seção transversal, flambagem por flexão, flambagem por torção ou flexo-torção. Especificamente no caso de seções abertas monossimétricas, dois modos de instabilidade global devem ser considerados: um global de flexão em relação ao eixo de menor inércia, predominante em barras longas, e um coincidente local-chapa/global de flexo-torção, característico em barras curtas. Estes estados limites são caracterizados pela esbeltez global (λ) da barra e pela esbeltez local (relação largura-espessura, b/t) dos elementos que compõem a seção transversal da mesma. Neste contexto, os códigos normativos adotam um coeficiente de redução para a força axial de compressão

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

resistente, calculado em função do modo crítico elástico dominante para a seção e a esbelteza do elemento comprimido.

Os procedimentos propostos pelos códigos analisados para a determinação do coeficiente de redução devido à instabilidade global são apresentados de forma sucinta no quadro 1.

1.1.1 ABNT NBR 14762:2010

A norma brasileira ABNT NBR 14762 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, a partir de sua última revisão, adota apenas uma curva de resistência para o dimensionamento de elementos submetidos a compressão axial, por meio da qual, é obtido o coeficiente de redução devido a instabilidade global (χ) (Figura 1).

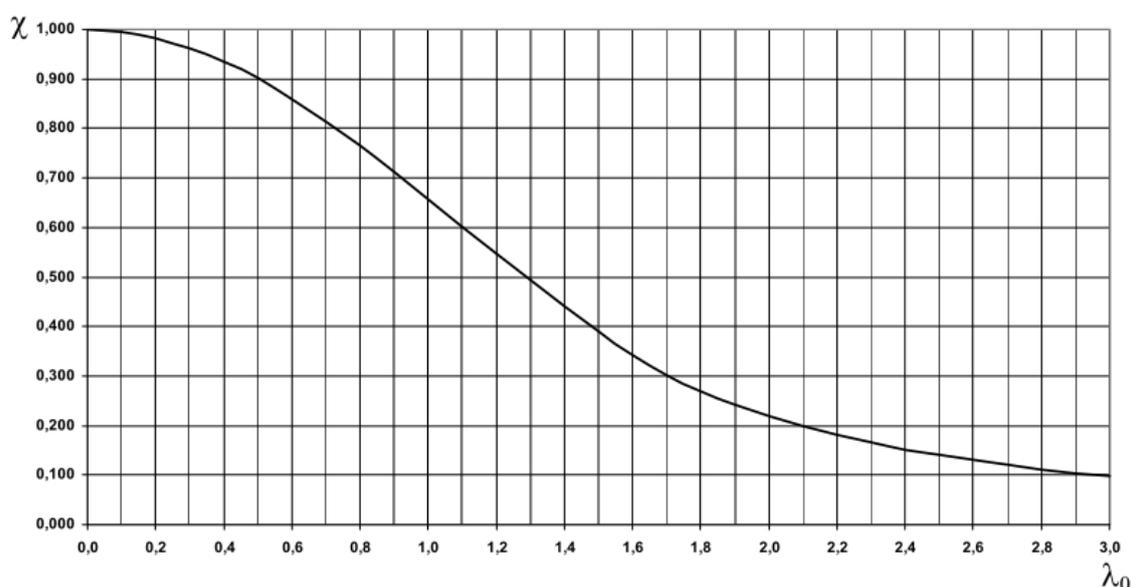


Figura 1 — Valor de χ em função do índice de esbelteza λ_0

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Com relação as seções compostas, situação amplamente utilizada em estruturas leves, a norma brasileira estabelece critérios para o índice de esbelteza das barras isoladas em função do espaçamento entre presilhas – chapas espaçadoras. Estes critérios têm por objetivo atender somente estados limites de serviço, não apresentando nenhuma consideração sobre o efeito das chapas espaçadoras no comportamento e resistência do elemento comprimido.

1.1.2 AISI S100-2012

De forma similar a norma brasileira, o código americano também adota apenas uma curva de dimensionamento para determinar o fator de redução de resistência em função da flambagem global.

A norma americana possui uma forma de abordagem do assunto introduzindo o fator de redução devido a flambagem global como redução da tensão resistente do material, assim, a tensão de escoamento (F_y) é substituída por uma tensão nominal resistente (F_n).

Na verificação de elementos formados por seções compostas em contato, unidas por parafusos ou solda, o AISI recomenda que quando os modos de flambagem apresentem

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

deformações relativas que produzam força de cisalhamento nos conectores entre as seções individuais, o índice de esbeltez global KL/r seja substituído por um índice de esbeltez global modificado, $(KL/r)_m$, levando em consideração o índice de esbeltez da seção isolada entre as chapas espaçadoras. Este processo é demonstrado na expressão (9).

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_1}\right)^2} \quad (9)$$

Onde:

$(KL/r)_0$, é o índice de esbeltez global para a seção composta.

a , espaçamento entre chapas espaçadoras.

r_i , é o menor raio de giração para a seção transversal de uma das barras que compõe a seção composta.

Ainda assim, os pontos de conexão entre as barras devem estar espaçados de modo que o índice de esbeltez do elemento isolado não seja superior a 50% do índice de esbeltez máximo da seção composta.

1.1.3 AS/NZS 4600:2005

A norma australiana/neozelandesa também adota somente uma curva de dimensionamento para o fator de redução da resistência axial de compressão devido a flambagem global.

A AS/NZS, apresenta uma formulação específica para definir a resistência nominal da seção transversal de um elemento comprimido (N_s), onde o efeito de redução devido a flambagem global não é considerado, obtendo-se desta forma a capacidade da seção transversal, conforme a expressão (10).

$$N_s = A_e \cdot f_y \quad (10)$$

A resistência nominal para um elemento estrutural submetido a tensão axial de compressão (N_c), pode ser calculado por meio da expressão (14), onde a tensão de escoamento do material (f_y) é substituída por uma tensão nominal resistente (f_n) levando-se em consideração os efeitos de instabilidade global.

1.1.4 EN-1993-1-3:2006

As premissas para o dimensionamento de elementos estruturais em aço são objeto do Eurocode 3. O Eurocode 3 Part 1-1, aborda as regras gerais para estruturas de aço e edifícios. A Part 1-3, trata-se de um suplemento para elementos estruturais de aço formados a frio e chapas. A Part 1-5, aborda os elementos estruturais em placas planas. A junção destas três especificações concebe o conjunto de requisitos e expressões necessárias à abordagem do tema proposto, dimensionamento de elementos estruturais compostos por PFF, submetidos a força axial de compressão.

Diferente das demais normas citadas, o Eurocode adota o sistema de múltiplas curvas de dimensionamento para o cálculo da força axial de compressão resistente, onde a curva de resistência a ser adotada à cada caso é adotada em função do tipo de perfil, processo de

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

fabricação, geometria da seção transversal, tipo de solitação e modo de flambagem (Figura 2).

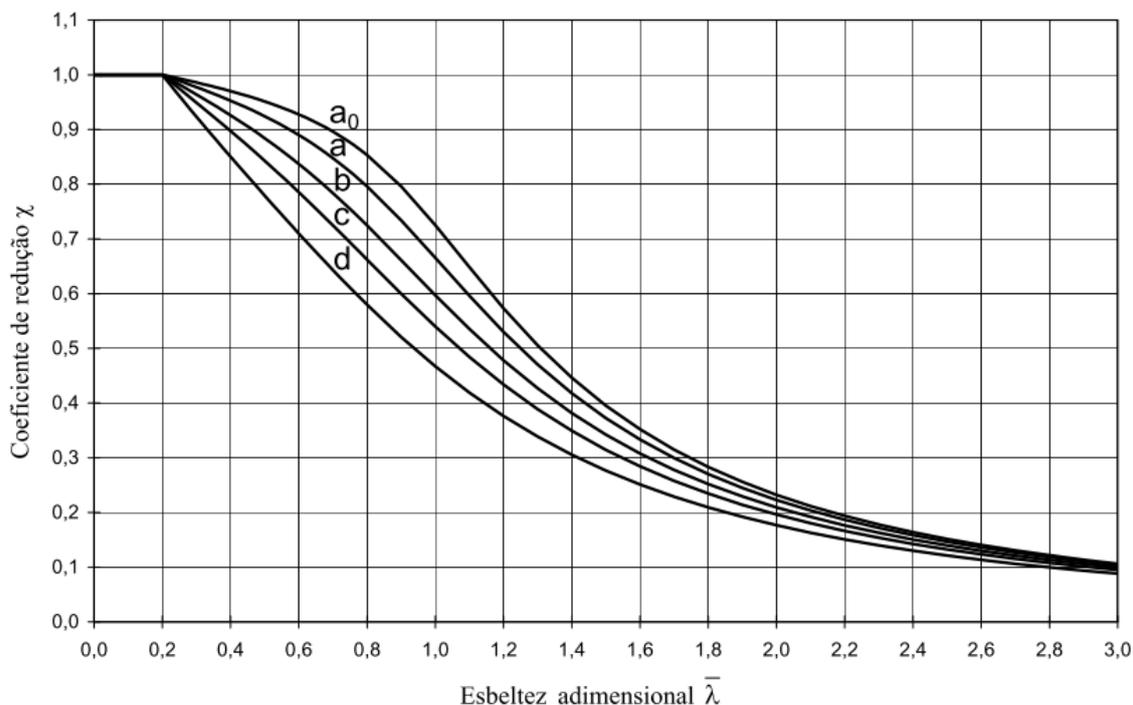


Figura 2 — Valor de χ em função do índice de esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$
Fonte: Eurocode EN-1993-1-1

Os perfis formados a frio, por constituírem de seções compostas por elementos delgados, e conseqüentemente com elevado índice de esbeltez local de chapa, enquadram-se em sua maioria na classe 4 de perfis para a escolha da curva de resistência. Segundo a especificação do Eurocode EN-1993-1-1, para a verificação de seções compostas por cantoneiras formadas a frio, adota-se a curva “c”.

Quando comparado as normas Brasileira, Americana e Australiana/Neozelandesa, o Eurocode, é o único código normativo a considerar o efeito dos modos de instabilidades locais no procedimento para determinação do coeficiente de redução devido à instabilidade global conforme (18), onde o índice de esbeltez reduzido é obtido para a seção efetiva, tornando necessário o prévio conhecimento dos modos locais associados a seção transversal do elemento analisado. Este critério é aplicado, conforme a Part 1 para seções classe 4, compostas por elementos de chapa com elevada relação b/t.

Quadro 1 – Procedimento para introdução do fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas devido a estabilidade global

Norma	Expressões
NBR 14762:2010	<p>Para $\lambda_0 \leq 1,5$ $\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$ (1)</p> <p>Para $\lambda_0 > 1,5$ $\chi = 0,877 / \lambda_0^2$ (2)</p> <p>$\lambda_0 = \left(\frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5}$ (3)</p> <p>$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$ (4)</p> <p>Sendo: N_e, o menor valor obtido para a força de flambagem global elástica. A_{ef}, a área efetiva da seção transversal.</p>
AISI S100-2012	<p>Para $\lambda_c \leq 1,5$ $F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y$ (5)</p> <p>Para $\lambda_c > 1,5$ $F_n = (0,877 / \lambda_c^2) \cdot F_y$ (6)</p> <p>Onde $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e}$ (7)</p> <p>$P_n = A_e \cdot F_n$ (8)</p> <p>Sendo: F_e, o menor valor obtido para a tensão de flambagem global elástica. A_e, a área efetiva da seção transversal.</p>
AS/NZS 4600:2005	<p>Para $\lambda_c \leq 1,5$ $f_n = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot f_y$ (11)</p> <p>Para $\lambda_c > 1,5$ $f_n = (0,877 / \lambda_c^2) \cdot f_y$ (12)</p> <p>Onde $\lambda_c = \sqrt{f_y / f_{oc}}$ (13)</p> <p>$N_c = A_e \cdot f_n$ (14)</p> <p>Sendo: f_{oc}, o menor valor obtido para a tensão de flambagem global elástica. A_e, a área efetiva da seção transversal.</p>
EUROCODE 3 EN-1993-1-1 EN-1993-1-3 EN-1993-1-5	<p>$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yb}$ (15)</p> <p>$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$ (16)</p>

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} + 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (17)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{N_{cr}}} \quad (18)$$

Onde:

A_{eff} é a área efetiva calculada conforme EN-1993-1-3.

f_{yb} é a tensão normal de escoamento.

N_{cr} é a carga crítica de flambagem.

α é o fator de imperfeição relativo as curvas de flambagem.

1.2 Estabilidade local/de chapa

Ao contrário dos modos de instabilidade globais, a tensão crítica de chapa não caracteriza estado limite último. Os modos de instabilidades locais podem ser classificados em i) flambagem local – quando da presença da formação de semi ondas nas chapas que compõe a seção transversal, orientadas no sentido longitudinal da barra. Este fenômeno caracteriza-se por não alterar os ângulos iniciais que formam a seção transversal da barra. ii) flambagem distorcional – fenômeno característico de seções com a presença de elementos enrijecidos, caracterizado pela alteração dos ângulos originais que formam a seção transversal. Estes dois modos locais, juntamente com o modo global, podem ser observados na figura 3.

O estudo do modo de instabilidade local é baseado na teoria da flambagem elástica de chapas, e fundamentado em modelos de equações diferenciais para descrever seu comportamento, exigindo uma linguagem matemática complexa e inviabilizando sua verificação analítica.

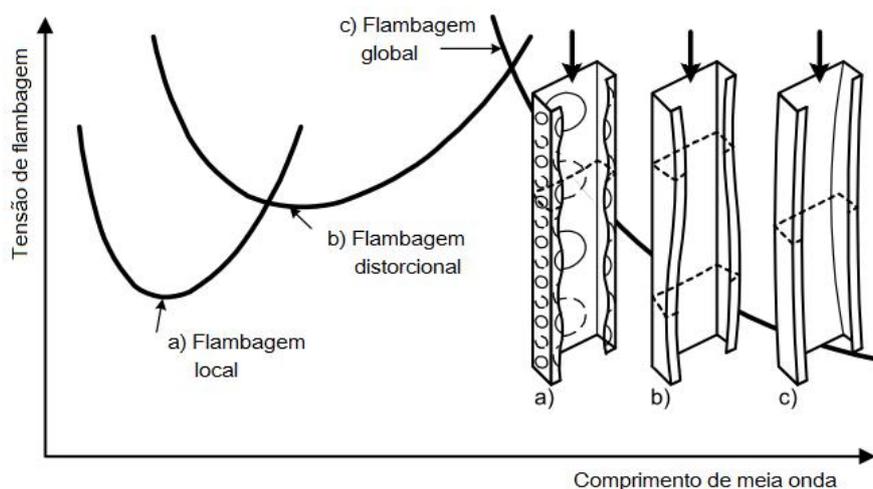


Figura 3 — Exemplos de modos de flambagem: a) local; b) distorcional; c) global

Fonte: Eurocode EN-1993-1-3

De forma alternativa, foram estabelecidas expressões simplificadas para o tratamento das chapas em estado pós-crítico, tendo como modelo mais difundido e aceito no meio técnico

e acadêmico o método da largura efetiva (MLE), proposto por Von Karman em 1932 e posteriormente modificada por George Winter com base em uma série de estudos teóricos e experimentais. Este método analisa cada elemento de chapa constituinte da seção transversal de forma isolada, e esta discretização é elaborada considerando apoios e molas fictícios (Figura 4).

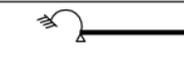
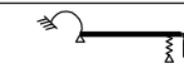
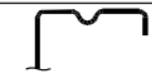
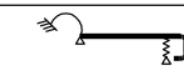
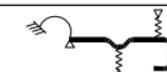
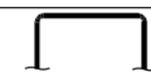
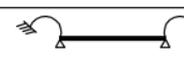
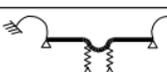
Type of element	Model	Type of element	Model
			
			
			
			
			

Figura 4 — Modelos de elementos de uma seção transversal
Fonte: Eurocode EN-1993-1-3

Dentro do contexto de solução analítica, este método é visto com dispendioso pela necessidade de se verificar elemento a elemento que compõe a seção transversal de um perfil, porém apresenta a grande vantagem de ser aplicável a qualquer tipo de seção, justamente pelo fato dos elementos serem analisados separadamente. Na Figura 5 observa-se a largura efetiva de um elemento do tipo AL sob tensão uniforme de compressão.

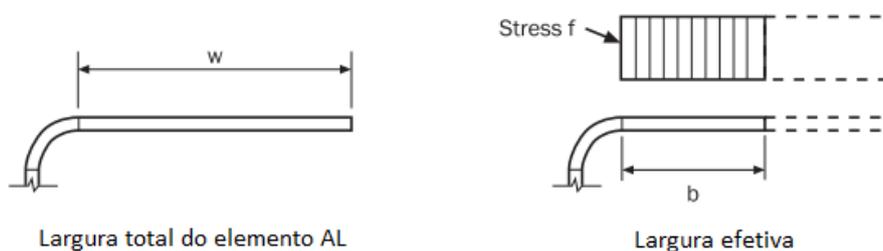


Figura 5 — Largura total e efetiva de um elemento AL
Fonte: AISI S100-2007

Outro método analítico bastante difundido é o método das seções efetivas (MSE). Este método de análise - proposto pela norma brasileira - visa simplificar o MLE, considerando o comportamento global da seção transversal do perfil e a interação entre seus elementos planos. Este método calcula uma tensão (força) crítica elástica para a seção transversal, e não

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

mais para um elemento dela. Como desvantagem, este método não é aplicável a qualquer tipo de seção transversal, e suas formulações exigem uma pré-qualificação da seção a ser analisada.

Incorporado inicialmente à norma americana – AISI S100, o método da resistência direta (MRD), apresenta um modelo simplificado para a determinação dos esforços resistentes. De forma similar ao MSE, o MRD apresenta respostas para o comportamento solidário dos elementos componentes da seção transversal, necessitando o conhecimento das cargas críticas elásticas associadas aos modos locais e distorcional, obtidos por meio de análise numérica pelos métodos de elementos finitos ou faixas finitas sugerem respostas fiéis ao comportamento real dos elementos analisados. Com o auxílio de programas computacionais como CUFSM (Schafer e Ádány, 2006) e GBTUL (Camotin et al., 2008) são determinados estes valores críticos das forças axiais e momentos fletores de flambagem elástica local e distorcional.

Ao analisar o comportamento de cantoneiras, estas não se enquadram nos requisitos necessários à aplicação do MSE, ficando a sua análise a cargo do método da resistência direta ou modelo analítico MLE.

1.2.1 Método da Largura Efetiva - MLE

De um modo geral todas as normas adotam o mesmo procedimento para utilização do MLE, cada uma com sua respectiva simbologia e notação, com exceção ao Eurocode que não considera a influência da estabilidade global para a determinação do índice de esbelteza adimensional e classificação dos elementos componentes da seção transversal.

Como foco nas cantoneiras, aqui será abordado a análise dos componentes do tipo A.L., característicos das abas de cantoneiras não enrijecidas. O Quadro 2 apresenta de forma sucinta as expressões utilizadas por cada um dos códigos normativos envolvidos neste trabalho.

Quadro 2 – Método da Largura Efetiva

Norma	Expressões
NBR 14762:2010	Para $\lambda_p \leq 0,673$ $b_{ef} = b_c$ (19)
	Para $\lambda_p > 0,673$ $b_{ef} = b_c \cdot (1 - 0,22/\lambda_p)/\lambda_p$ (20)
	$\lambda_p = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^{0,5}$ (21)
	$\sigma = \chi \cdot f_y$ (22)
	$\sigma_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (b/t)^2}$ (23)
AISI S100:2012	Para $\lambda \leq 0,673$ $b = w$ (24)
	Para $\lambda > 0,673$ $b = \rho \cdot w$ (25)
	$\rho = (1 - 0,22/\lambda)/\lambda$ (26)

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



		$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}} \quad (27)$ $F_n = \chi \cdot f_{yb} \quad (28)$ $F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad (29)$
AS/NZS 4600:2005	Para $\lambda \leq 0,673$ Para $\lambda > 0,673$	$b_e = b \quad (30)$ $b_e = \rho \cdot b \quad (31)$ $\rho = (1 - 0,22/\lambda)/\lambda \quad (32)$ $\lambda = \sqrt{\frac{f^*}{f_{cr}}} \quad (33)$ $f^* = f_n = \chi \cdot f_y \quad (34)$ $f_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (35)$
EUROCODE 3 EN-1993-1-1 EN-1993-1-3 EN-1993-1-5	Para $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$ Para $\bar{\lambda}_p > 0,748$	$\rho = 1 \quad (36)$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (37)$ $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (38)$ $\sigma_{cr} = k_{\sigma,p} \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} \quad (39)$

1.2.2 Método da Seção Efetiva - MSE

Conforme já mencionado, este procedimento exige uma pré-qualificação da seção para a obtenção de resultados consistentes, o que não é aplicável para as seções do tipo cantoneira. Conforme a ABNT NBR 14762:2010, este procedimento é aplicável a seções do tipo "U" e "Z" simples e enrijecidos, cartola, seção rack e seções tubulares com solda de costura contínua, quando formada por dois perfis "U" simples ou solda de costura intermitente quando formadas por dois "Ue".

1.2.3 Método da Resistência Direta - MRD

Ao utilizar este método, pressupõe-se, a análise geral da estabilidade elástica da barra, onde para a carga crítica associada ao modo de flambagem global (N_e), pode ser obtida analiticamente pela metodologia da carga crítica de Euler, para barras axialmente

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

comprimidas, com os devidos ajustes à formulação afim de contemplar parâmetros como tipo da seção transversal – simetrias – e condições de vínculo das extremidades da barra, e os valores exatos para as cargas mínimas de flambagem local elástica e distorcional, estas últimas onde é necessário o uso de recursos de análise com base na teoria da estabilidade elástica. Para satisfazer esta necessidade, são utilizados programas computacionais, baseados nos métodos das faixas finitas, elementos finitos ou teoria generalizada de vigas (CUFSM, GBTUL), mas estes por serem calibrados com valores obtidos em sucessivos ensaios experimentais, apresentam uma certa limitação quanto ao número e tipo de seções possíveis de serem analisadas e condições de vínculo para extremidade de barras.

Para barras submetidas a compressão centrada, tem-se os procedimentos descritos no Quadro 3.

Quadro 3 – Método da Resistência Direta

Modo de Falha	Expressões
Flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção	Para $\lambda_0 \leq 1,5$ $N_{c,Re} = (0,658^{\lambda_0^2}) \cdot Af_y$ (40)
	Para $\lambda_0 > 1,5$ $N_{c,Re} = \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2} \right) \cdot Af_y$ (41)
	Onde $\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5}$ (42)
Flambagem local	Para $\lambda_l \leq 0,776$ $N_{c,RI} = N_{c,Re}$ (43)
	Para $\lambda_l > 0,776$ $N_{c,RI} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}} \right) \cdot \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}}$ (44)
	Onde $\lambda_l = \left(\frac{N_{c,Re}}{N_l} \right)^{0,5}$ (45)
Com N_l – força axial de flambagem local elástica, determinada por intermédio de ferramentas computacionais (CUFSM, GBTUL).	
Flambagem distorcional	Para $\lambda_{dist} \leq 0,561$ $N_{c,Rdist} = A \cdot f_y$ (46)
	Para $\lambda_{dist} > 0,561$ $N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}} \right) \cdot \frac{A \cdot f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}}$ (44)
	Onde $\lambda_{dist} = \left(\frac{A \cdot f_y}{N_{dist}} \right)^{0,5}$ (45)
Com N_{dist} – força axial de flambagem por distorção, determinada por intermédio de ferramentas computacionais (CUFSM, GBTUL).	

Fonte: Rodrigues 2016, adaptado da ABNT NBR 14762:2010

O modo distorcional relacionado as seções do tipo cantoneira, normalmente não é levado em consideração, visto que este modo de instabilidade conduz a valores de carga crítica muito superiores aos modos flambagem local e global.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A opção pela seções e comprimentos de barras estudados foi adotado em função dos dados de ensaios experimentais disponíveis. As informações coletadas em CHODRAUI (2006), apresentam uma série de ensaios realizados em barras curtas $\lambda_0 < 0,2$ e barras longas $\lambda_0 > 0,2$. As propriedades materiais são baseadas em ensaios de caracterização de material, não linearidade física e verificação dimensional quanto às imperfeições iniciais e tolerâncias aceitáveis conforme a ABNT NBR 6355:2012, complementam as informações quanto as características não lineares geométricas.

Os perfis ensaiados foram obtidos a partir de uma bobina fina laminada a quente, CSN COR 420, relativa a espessura nominal 2,25mm. Ressalta-se que a espessura real aferida e adotada para as verificações foi de 2,38mm. Para todos os casos e análises, foram utilizadas também as resistências ao escoamento e à ruptura (valores médios) resultantes dos ensaios realizados de caracterização do aço em corpos-de-prova extraídos dos perfis, indicados na tabela 1.

As tabelas 2 a 4, apresentam os resultados dos ensaios experimentais realizados por CHODRAUI (2006) e aqui tomados como padrão de comparação frente as respostas obtidas pelos procedimentos analíticos.

A tabela 5 apresenta a distribuição de presilhas na constituição das seções compostas por dupla cantoneira.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço

Perfil	Sigla C.P. (mm)	Área Média (cm ²)	Força Escoam. (kN)	f _y (MPa)	Tensão Escoam. Média (Mpa)	Força Máxima (kN)	f _u (MPa)	Tensão Máx. Média (Mpa)	Along. (L = 50mm)
L 60x60x2,38	L2-a1	0,295	10,1	342,8	371,0	14,6	495,6	516,2	28,00%
L 60x60x2,38	L2-a2	0,291	11,6	399,2		15,6	536,9		22,00%

Fonte: Rodrigues, 2016 adaptado de CHODRAUI, 2006.

Tabela 2 – Resultados experimentais para cantoneira simples

Tipo Seção	L (mm)	K ₁ *L ₁ (mm)	K ₂ *L ₂ (mm)	K _t *L _t (mm)	A (cm ²)	b/t _{elem} (cm)	r ₂ (cm)	λ _{max}	Modo de falha	N _{cr} (kN)
Cantoneira Simples L 60 x 60 x 2,38	615	307,5	615	307,5	2,76	23,2	1,18	52	L/T	31
	970	485,0	970	485,0				82	L/T	29
	1330	665,0	1330	665,0				113	L/T	23
	1685	842,5	1685	842,5				1423	L/T	21

Fonte: CHODRAUI, 2006.

Tabela 3 – Resultados experimentais para dupla cantoneira – rótula na direção x

Tipo Seção	L (mm)	$K_x L_x$ (mm)	$K_y L_y$ (mm)	$K_z L_z$ (mm)	A (cm ²)	$b/t_{elem.}$	r_x (cm)	λ_{max}	Modo de falha	N_{cr} (kN)
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em X	1045	1045	522,5	522,5	5,53	23,2	1,9	55	L/T	62
	1620	1620	810	810				85	L/T	70
	2190	2190	1095	1095				115	L/T	63
	2765	2765	1382,5	1382,5				145	F	46

Fonte: CHODRAUI, 2006.

Tabela 4 – Resultados experimentais para dupla cantoneira – rótula na direção y

Tipo Seção	L (mm)	$K_x L_x$ (mm)	$K_y L_y$ (mm)	$K_z L_z$ (mm)	A (cm ²)	$b/t_{elem.}$	r_y (cm)	λ_{max}	Modo de falha	N_{cr} (kN)
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em Y	1490	745	1490	745	5,53	23,2	2,66	56	L/T (T)	71
	2020	1010	2020	1010				76	L/T	63
	2550	1275	2550	1275				96	L/T	53
	3060	1530	3060	1530				115	L/T	48

Fonte: CHODRAUI, 2006.

Tabela 5 – Espaçamento de presilhas: dupla cantoneira

Perfil	L_r (mm)	L_{perfil} (mm)	L_{1max} NBR 14762:2010 (mm)	$L_{perfil} / 3$ (mm) 2 presilhas	$L_{perfil} / 4$ (mm) 3 presilhas
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em X	1045	910	306	303	-
	1620	1485	505	495	-
	2190	2055	682	685	-
	2765	2630	861	877	-
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em Y	1490	1355	334	-	339
	2020	1885	453	-	471
	2550	2415	572	-	604
	3060	2925	687	-	731

 L_r – distancia entre rótulas (comprimento de flambagem)

 L_{perfil} – comprimento da barra

Fonte: CHODRAUI, 2006.

O procedimento analítico constituiu-se da organização das expressões propostas para cada código normativo analisado, na forma de planilhas eletrônicas, utilizando o software Mathcad Prime 3.1, de forma a dar agilidade ao procedimento de verificações. As rotinas de cálculos propostas foram organizadas de forma a seguir uma sequência lógica na introdução dos dados e apuração de resultados. Para as verificações pelo MRD, foi utilizado o software GBTUL versão 2.0 na determinação da carga crítica para flambagem local elástica.

Com a utilização do software Excel, foram elaborados gráficos que ilustram o panorama expressado por cada código frente aos resultados experimentais.

Para as seções em dupla cantoneira, são discutidos os resultados obtidos pelo MLE, frente aos resultados experimentais. Uma verificação adicional é apresentada para o AISI S100-

2012, o qual apresenta uma proposta de substituir o índice de esbeltez do conjunto de cantoneiras – seção composta – por um índice de esbeltez modificado, em função do espaçamento entre as presilhas utilizadas para implementar a seção composta.

Para as cantoneiras simples uma verificação adicional é feita com o MRD, utilizando os dados para carga crítica elástica obtida pelo software (GBTUL).

2.1 Software GBTUL

A introdução dos dados no software segue um procedimento de opções pelo tipo de seção a ser implementada, número de nós intermediários para as abas da cantoneira, propriedades físicas do material constituinte do elemento analisado, tipo de solução, condições de apoio, tipo de carregamento e tipo de análise requerida. As figuras 6 a 11 ilustram a inserção dos dados.

Material Properties

	#Material	Exc	Ess	vxs	vsx	Gxs	ρ
▶	375	20000	20000	0.3	0.3	7700	7.85E-06
*							

Isotropic Material

Natural Nodes

	#Node	Y	Z
▶	1	0	6
	2	0	0
	3	6	0

Walls and Intermediate Nodes

	#Wall	#Node1	#Node2	#Material	IntermediateNodes	Thickness
	1	1	2	1	5	0.238
▶	2	2	3	1	5	0.238
*						

Length-Distributed Elastic Supports and Additional Masses

Distributed along longitudinal edges

	#Node	Ky	Kz	Ko	M
*					

Distributed along longitudinal strips

	#Wall Segment	Ky	Kz	M
*				

Figura 6 — Introdução das propriedades materiais

Para a discretização da seção transversal da barra foram adotados cinco nós intermediários, desta forma, em faixas de largura 1cm.

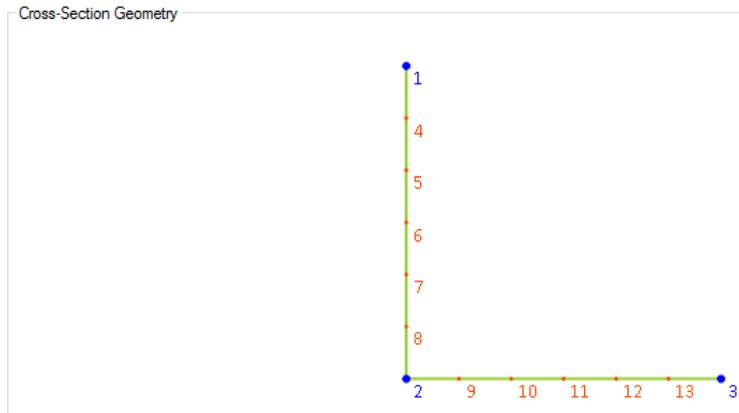


Figura 7 — Seção implementada – L60x60x2.38 – inserção dos nós intermediários para as abas da cantoneira

Com relação ao comprimento de barra para a composição da malha, foi adotado o critério de dez divisões, para cada comprimento analisado. Esta divisão conduziu a resultados satisfatórios e pouca demanda computacional na análise dos modelos.

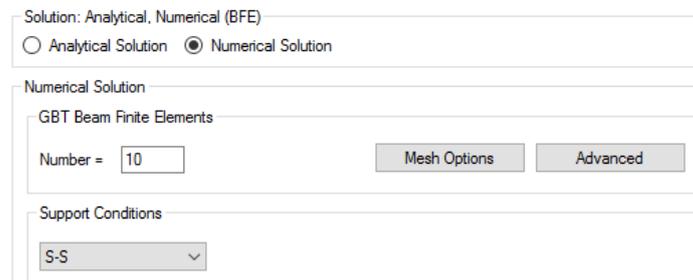


Figura 8 — Opção pela solução numérica, seleção do número de divisões da malha para o comprimento da barra, escolha das condições de apoio

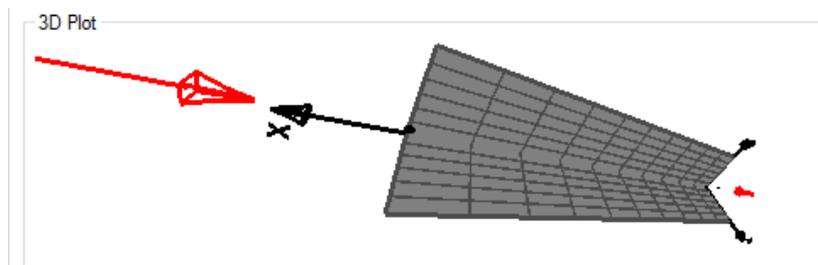


Figura 9 — Implementação da malha ao elemento analisado

Number of Eigenmodes Required:

Type of Analysis

Buckling

Vibration

Vibration of Loaded Members

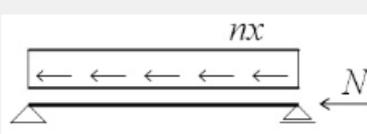
$\alpha =$

Lengths

10	20	30	40	50	60	61.5	70	80	90	97	100	110	120	130	133	140	150	160	168.5	
170	200	300	400	500	600	700	800	900	1000											

Figura 10 — Tipo de análise requerida e comprimentos analisados – destaque para os comprimentos de interesse 61,5cm, 97,0cm, 133,0cm e 168,5cm

Axial Force



$N =$

$rx =$

OK Cancel

Figura 11 — Carregamento assumido para a análise da carga crítica de flambagem elástica

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados analíticos

Os resultados apurados nas verificações analíticas, encontram-se separados em seções simples, seções compostas com eixo de flexão “X” liberado e seções compostas com eixo de flexão “Y” liberado, desta forma podemos compará-los aos resultados experimentais. As tabelas 6, 7 e 8, em conjunto com os respectivos gráficos (Figuras 12 a 14), apresentam os resultados analíticos obtidos pelo MLE para todos os códigos normativos envolvidos. Os dados foram organizados em função do tipo de seção, grau de liberdade e esbeltez máxima da seção, de forma a se complementarem e fomentar a discussão sobre o tema.

Os resultados obtidos para as normas ABNT NBR 14762:2010, AISI S100-2012 e AS/NZS 4600:2005 são coincidentes devido à similaridade entre os procedimentos.

Para as cantoneiras simples, os valores obtidos para ABNT NBR 14762:2010, AISI S100-2012 e AS/NZS 4600:2005 foram em média 14,9% maiores que os valores obtidos por meio da norma EN-1993-1-3 quando o modo de falha identificado foi flambagem global por flexo torção e 8,4% quando o modo de falha identificado foi flambagem global por flexão.

No caso das seções em dupla cantoneira com eixo de flexão X liberado, para os casos em que o modo de falha FT, os resultados obtidos pelo eurocode foram 15,3% menores que os obtidos para as demais normas e no caso de flambagem global por flexão 16,3%.

Nas barras em dupla cantoneira com eixo de flexão Y liberado, estes valores também apresentam diferenças, respectivamente 15,8% para o modo de flambagem por flexo torção e 16,6% para o modo de flambagem por flexão.

Os resultados analíticos aqui obtidos apresentam-se significativamente a favor da segurança quando comparados aos resultados experimentais, principalmente nos casos em que o modo de flambagem elástica crítica identificado foi o de flexo torção – barras mais curtas. Segundo MAIA (2011), a consideração do modo global de flexo-torção não é consenso entre os pesquisadores, sendo para alguns, demasiadamente conservadores por considerar o mesmo fenômeno duas vezes: no âmbito global e na determinação da largura efetiva. Ainda assim, Maia afirma que a consideração apenas do modo de flexão, pode conduzir a valores contra a segurança, e em se tratando as cantoneiras de seções extremamente sensíveis a presença e amplitude das imperfeições iniciais, é prudente considerar ambos os modos de falha.

Tabela 6 – Resultados analíticos para cantoneira simples - MLE

Tipo	AISI S100-2012					AS/NZS 4600:2005			EN-1993-1-3:2006			NBR 14762:2010		
	L	$K_1 \cdot L_1$	$K_2 \cdot L_2$	$K_t \cdot L_t$	A	λ_{max}	Modo de instabilidade global	A_{ef} (cm ²)	N_{cr} (kN)	A_{ef}/A	Modo de instabilidade global	A_{ef} (cm ²)	N_{cr} (kN)	A_{ef}/A
Cant. Simples L 60 x 60 x 2,38	615	307,5	615	307,5	2,76	52	FT	2,34	27,4	0,85	FT	1,57	23,9	0,57
	970	485,0	970	485,0		82	FT	2,38	26,5	0,86	FT	1,57	23,1	0,57
	1330	665,0	1330	665,0		113	FT	2,39	26,1	0,87	FT	1,57	22,7	0,57
	1685	842,5	1685	842,5		143	F	2,64	20,5	0,96	F	1,57	18,9	0,57

Fonte: Rodrigues, 2016.

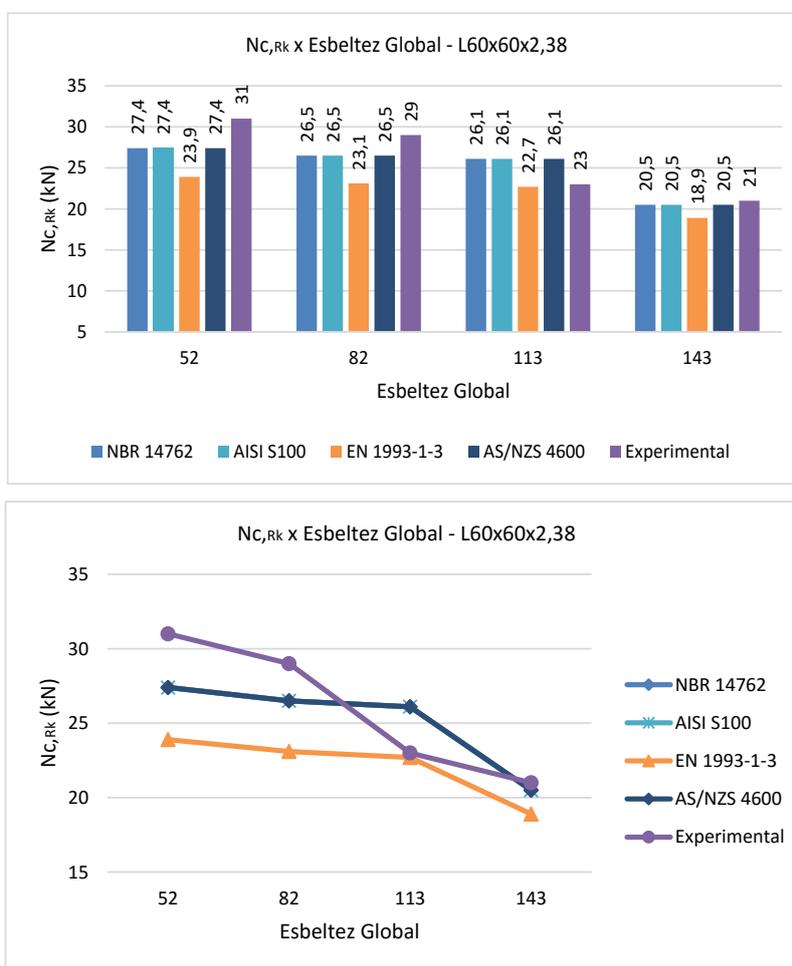


Figura 12 — Resultados analíticos para cantoneira simples - MLE

Tabela 7 – Resultados analíticos para dupla cantoneira – rótula na direção x - MLE

Tipo	AISI S100-2012 AS/NZS 4600:2005 NBR 14762:2010										EN-1993-1-3:2006			
	(mm)	$K_x L_x$	$K_y L_y$	$K_z L_z$	A	λ_{max}	Modo de instabilidade global	A_{ef}	N_{cr}	A_{ef}/A	Modo de instabilidade global	A_{ef}	N_{cr}	A_{ef}/A
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(cm ²)			(kN)	(cm ²)			(kN)		
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em X	1045	1045	522,5	522,5	5,53	55	FT	4,87	50,1	0,88	FT	3,15	43,5	0,57
	1620	1620	810	810		85	FT	4,90	49,4	0,89	FT	3,15	42,8	0,57
	2190	2190	1095	1095		115	FT	4,93	48,9	0,89	FT	3,15	42,4	0,57
	2765	2765	1382,5	1382,5		146	F	5,21	42,7	0,94	F	3,15	36,7	0,57

Fonte: Rodrigues, 2016.

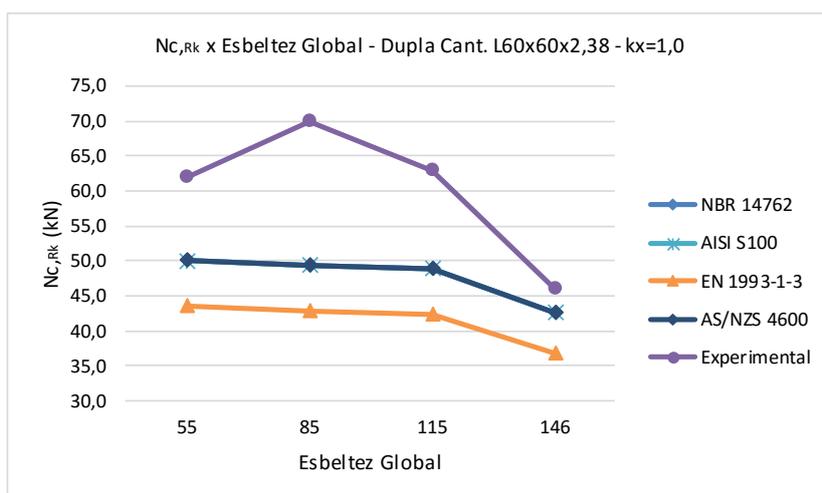
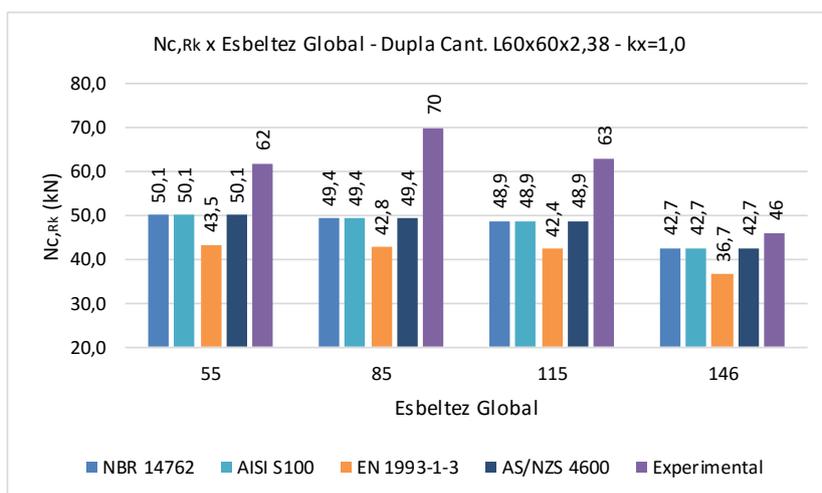


Figura 13 — Resultados analíticos para dupla cantoneira – rótula na direção x - MLE

Tabela 8 – Resultados analíticos para dupla cantoneira – rótula na direção y - MLE

Tipo	AISI S100-2012 AS/NZS 4600:2005 NBR 14762:2010					EN-1993-1-3:2006								
	L	K _x L _x	K _y L _y	K _z L _z	A	λ_{max}	Modo de instabilidade global	A _{ef} (cm ²)	N _{cr} (kN)	A _{ef} /A	Modo de instabilidade global	A _{ef} (cm ²)	N _{cr} (kN)	A _{ef} /A
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)									
2 L 60 x 60 x 2,38 Flexão em Y	1490	745	1490	745	5,53	56	FT	4,95	48,4	0,90	FT	3,15	41,9	0,57
	2020	1010	2020	1010		76	FT	5,02	46,8	0,91	FT	3,15	40,4	0,57
	2550	1275	2550	1275		96	FT	5,13	44,4	0,93	FT	3,15	38,3	0,57
	3060	1530	3060	1530		115	F	5,28	41,3	0,95	F	3,15	35,4	0,57

Fonte: Rodrigues, 2016.

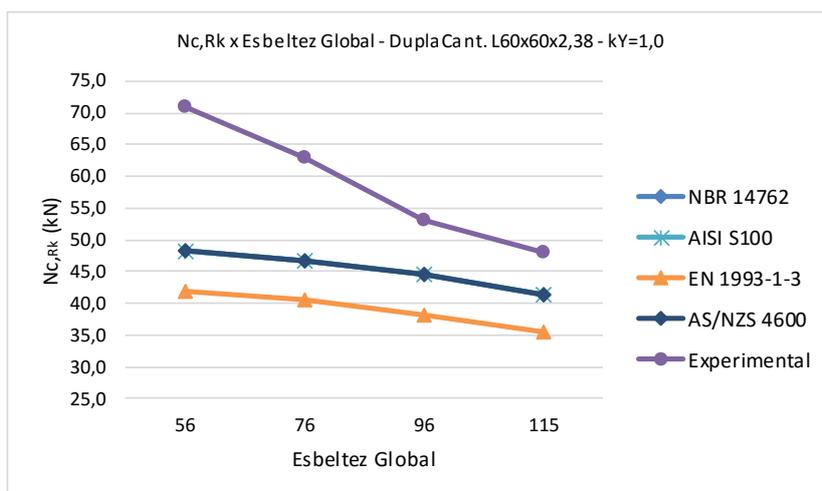
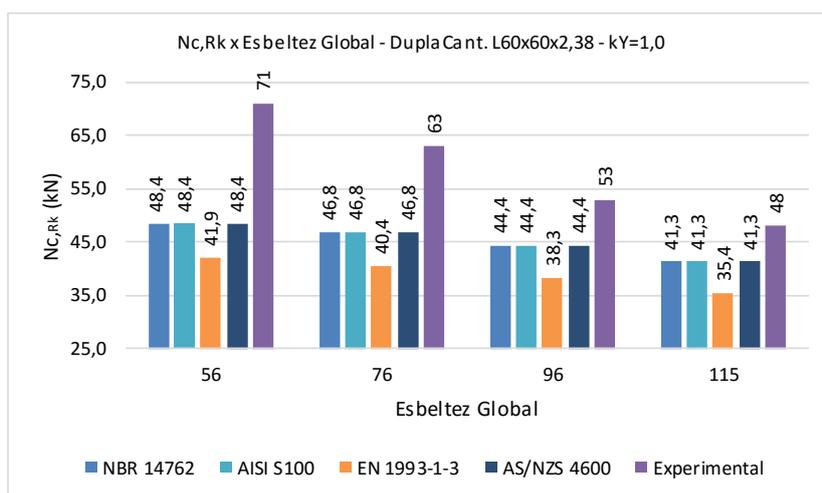


Figura 14 - Resultados analíticos para dupla cantoneira – rótula na direção y - MLE



Um comportamento observado que merece destaque é a redução na área efetiva da seção transversal das barras com menores índices de esbeltez global – barras mais curtas, o que caracteriza a importância dos modos de instabilidade locais, determinantes para a resistência à compressão deste tipo de barra. Este comportamento é observado tanto nas seções simples como nas seções compostas. Os resultados são apresentados nas Figuras 15 a 17.

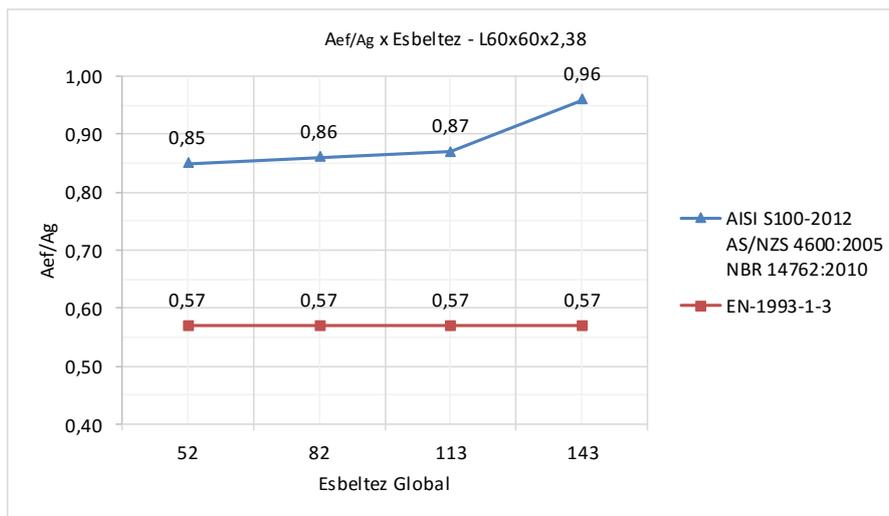


Figura 15 — Resultados analíticos para cantoneira simples – A_{ef}/A_g x E.G. - MLE

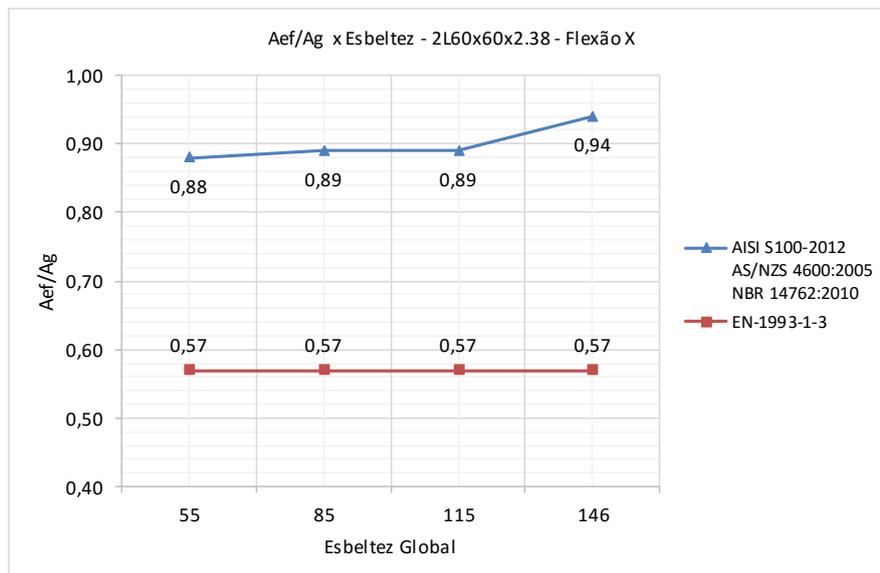


Figura 16 — Resultados analíticos para dupla cantoneira com flexão liberada para eixo X – A_{ef}/A_g x E.G. - MLE

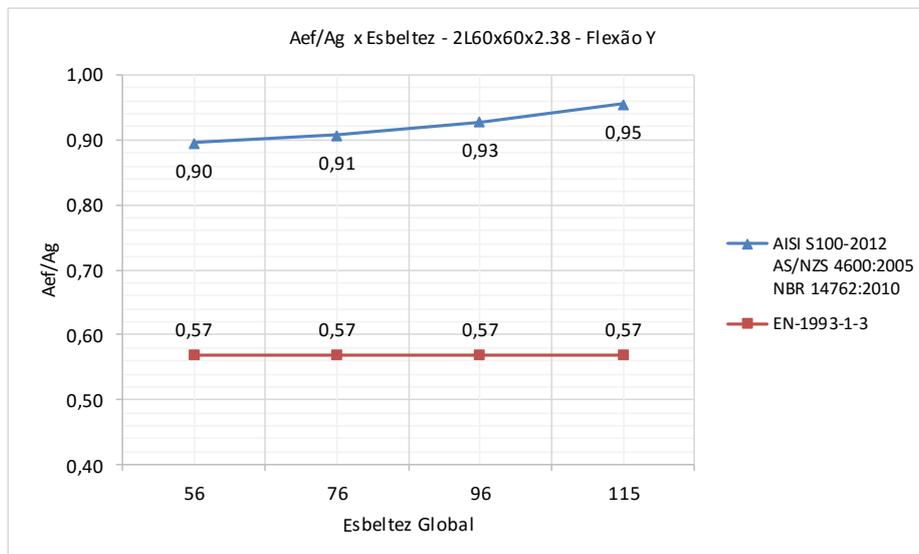
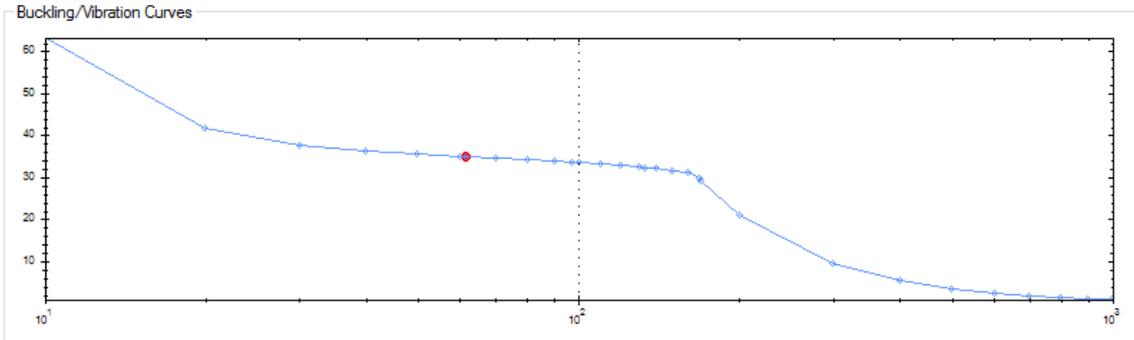


Figura 17 — Resultados analíticos para dupla cantoneira com flexão liberada para eixo Y
– A_{ef}/A_g x E.G. - MLE

Nos gráficos das figuras 15, 16 e 17, é possível observar os que os efeitos de instabilidade local se mostram menos pronunciados nas barras mais longas, caracterizado por maiores relações entre A_{ef} / A_g , reforçando o modo de falha por flambagem global.

Utilizando-se de ferramentas computacionais – GBTUL - para determinar os modos críticos para flambagem elástica nas cantoneiras simples, os resultados apresentados pela análise numérica, é possível observar em termos percentuais a contribuição de cada modo de instabilidade na composição da carga crítica de flambagem elástica, novamente observando-se a recorrência de modos de flexo-torção para as barras mais curtas e flambagem global por flexão para as barras mais longas, modos estes que reforçam a tendência de falhas locais nas barras curtas e o domínio do modo global para as barras longas. É importante citar que a análise dos modos de flambagem elásticos elaborada por meio do GBTUL, consideraram apoios do tipo rótula para ambos os eixos de maior e menor inércia, sendo esta uma limitação do software – a ausência da possibilidade de tratamento individual para as condições de contorno – o que conduziu a valores finais para a resistência característica à compressão centrada muito próximos aos apresentados pelos modelos analíticos, distanciando-se (a favor da segurança) dos valores experimentais. A utilização de uma ferramenta com maior liberdade na caracterização do modelo de análise pode alterar este panorama observado. As Figuras 18 a 21 mostram os resultados obtidos por meio do GBTUL.

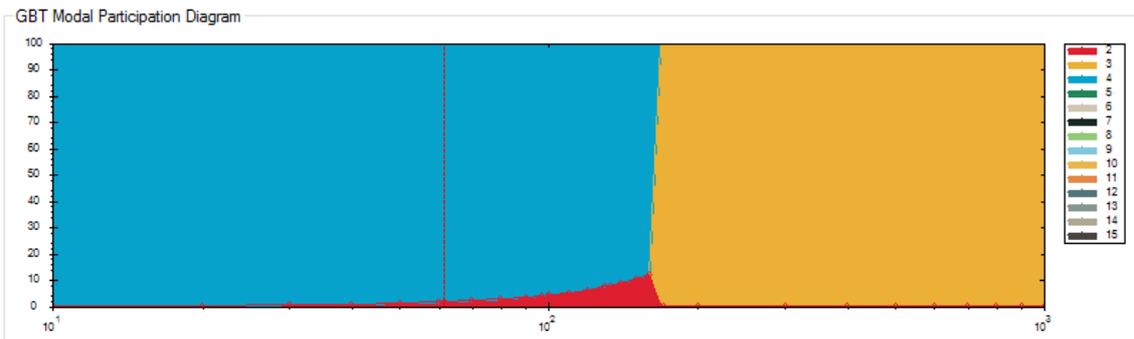


Results of the buckling analysis of the member with L=61,5 (Mode 1)

Buckling Load: $P_b = 34,852091$

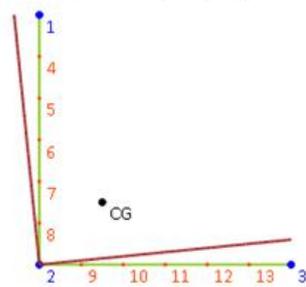
Modal participations (%) of the most important GBT modes:

P4=98,49 P2=1,47 P6=0,03 Other=0,02



GBT Deformation Modes

Mode 4
Torsion (secondary warping)



GBT Deformation Modes

Mode 2
Major axis bending

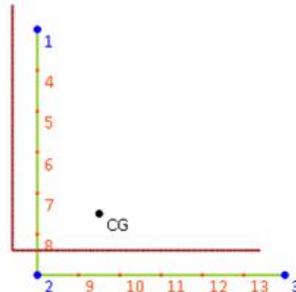
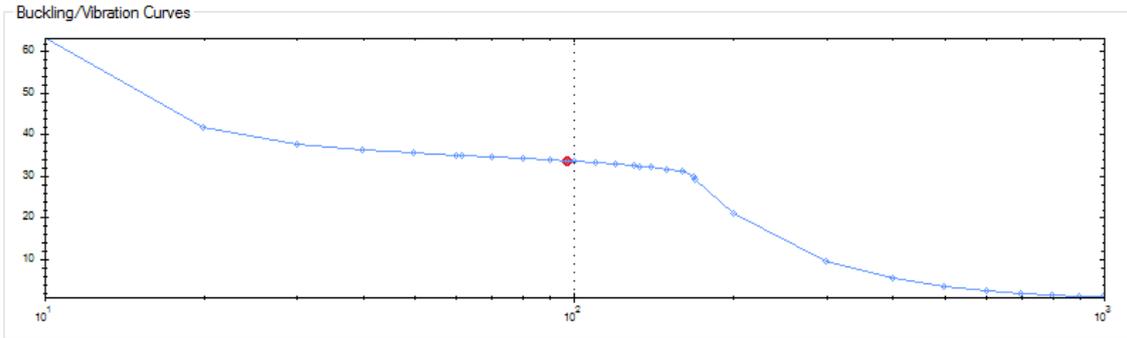


Figura 18 — Resultados para análise numérica via GBTUL para cantoneira L60x60x2.38x615 – Determinação da carga crítica de flambagem elástica e respectivo modo de falha. Torção 98,49% e Flexão 1,47%.

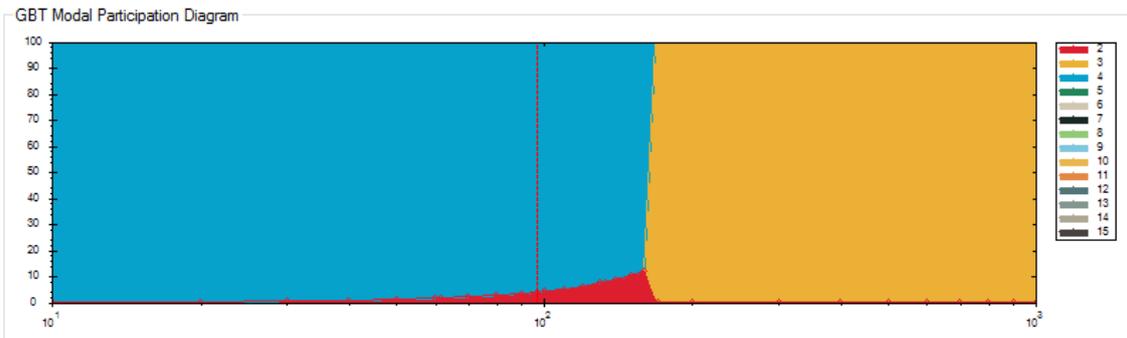


Results of the buckling analysis of the member with L=97 (Mode 1)

Buckling Load: $P_b = 33,629341$

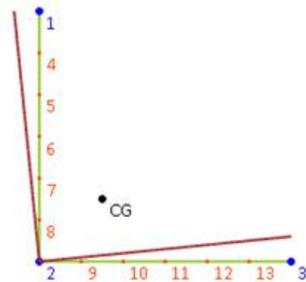
Modal participations (%) of the most important GBT modes:

P4=96,11 P2=3,88 P6=0,01 Other=0,01



GBT Deformation Modes

Mode 4
Torsion (secondary warping)



GBT Deformation Modes

Mode 2
Major axis bending

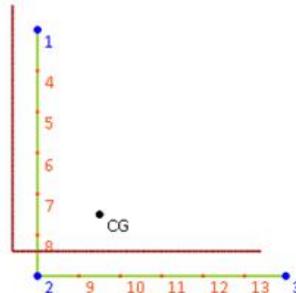
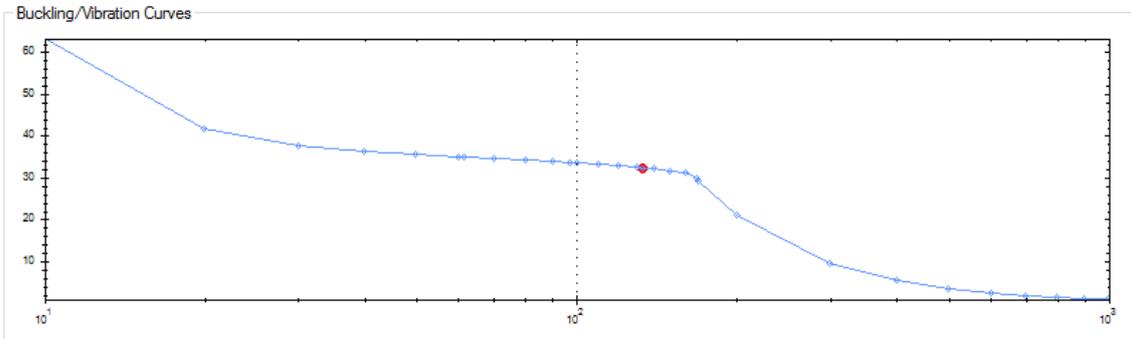


Figura 19 — Resultados para análise numérica via GBTUL para cantoneira L60x60x2.38x970 – Determinação da carga crítica de flambagem elástica e respectivo modo de falha. Torção 96,11% e Flexão 3,88%

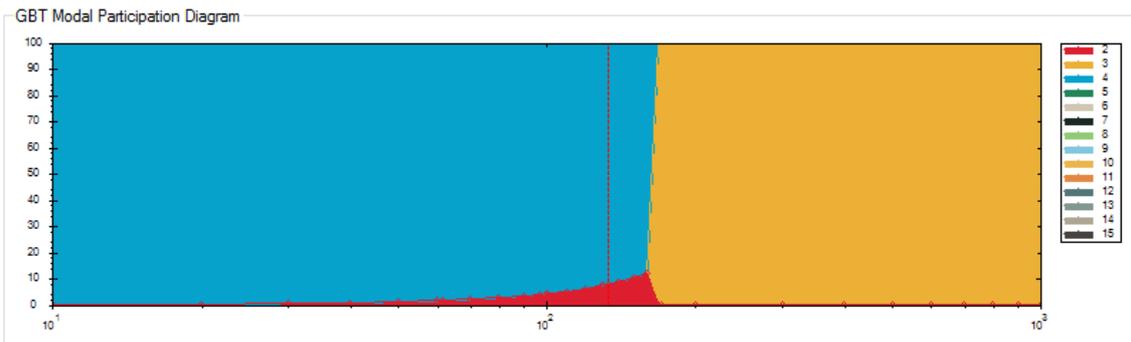


Results of the buckling analysis of the member with L=133 (Mode 1)

Buckling Load: $P_b = 32,324472$

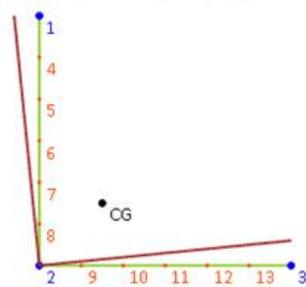
Modal participations (%) of the most important GBT modes:

P4=92,21 P2=7,78 P6=0 Other=0



GBT Deformation Modes

Mode 4
Torsion (secondary warping)



GBT Deformation Modes

Mode 2
Major axis bending

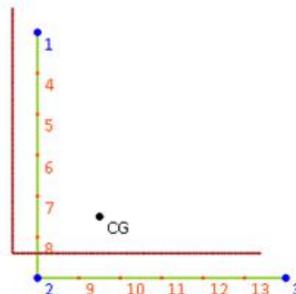
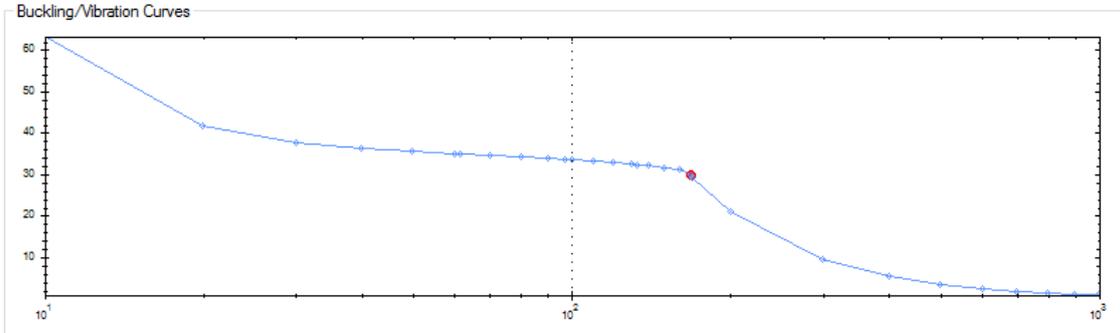


Figura 20 — Resultados para análise numérica via GBTUL para cantoneira L60x60x2.38x1330 — Determinação da carga crítica de flambagem elástica e respectivo modo de falha. Torção 92,21% e Flexão 7,78%.

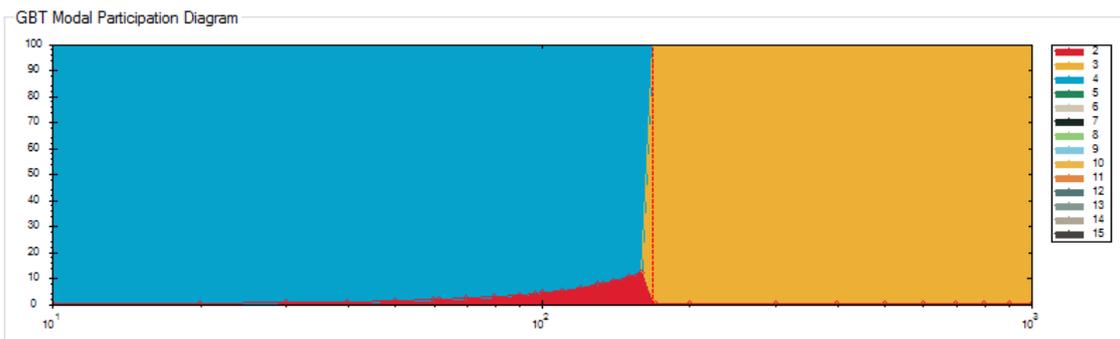


Results of the buckling analysis of the member with $L=168,5$ (Mode 1)

Buckling Load: $P_b = 29,779319$

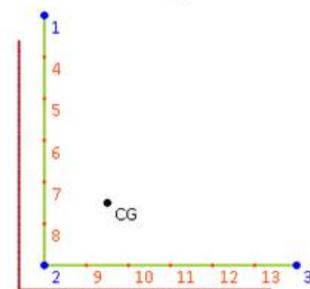
Modal participations (%) of the most important GBT modes:

$P_3=99,81$ $P_5=0,19$ $P_9=0$ Other=0



GBT Deformation Modes

Mode 3
Minor axis bending



GBT Deformation Modes

Mode 5
Local-plate

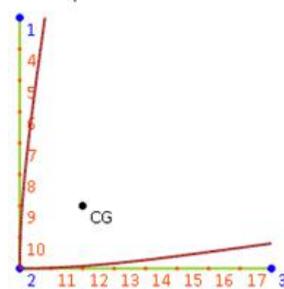


Figura 21 — Resultados para análise numérica via GBTUL para cantoneira $L60 \times 60 \times 2,38 \times 1685$ – Determinação da carga crítica de flambagem elástica e respectivo modo de falha. Flambagem por flexão em torno do eixo de menor inercia 99,81%.

A Figura 22 mostra um comparativo entre a força resistente de cálculo obtida via modelo analítico, pelo método da resistência direta e os resultados experimentais, onde apesar das limitações já mencionadas em relação ao software, observa-se boa aproximação em relação aos resultados analíticos, confirmando novamente que ambos os procedimentos são bastante representativos para a análise proposta.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

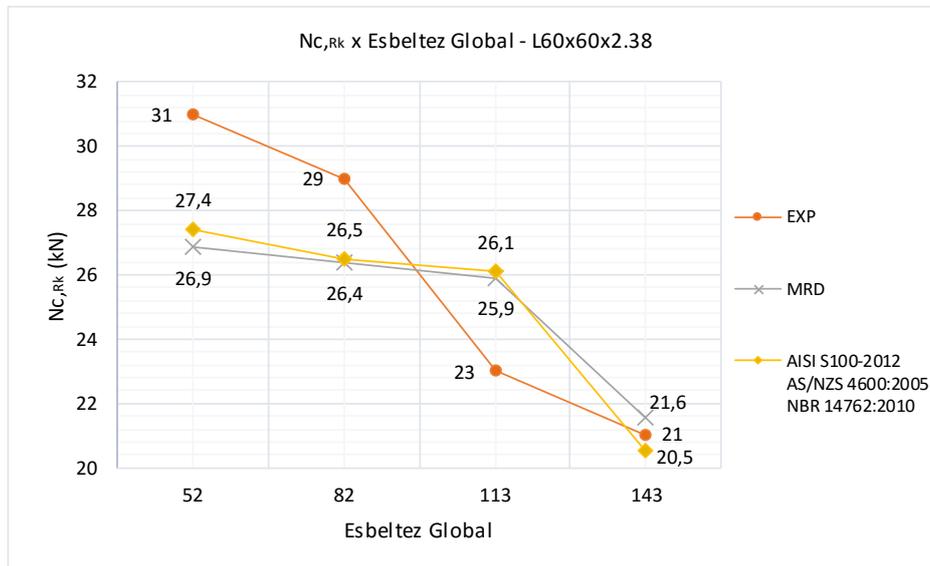


Figura 22 — Resultados analíticos para cantoneira simples – $N_{c,Rk}$ x E.G. - MRD x MLE x EXP

Os resultados para o modelo analítico proposto pelo AISI com relação as barras comprimidas formadas por seções compostas unidas de forma intermitente – utilização de presilhas ou chapas espaçadoras – são apresentados nas figuras 23 e 24. O modelo proposto para considerar o efeito das chapas espaçadoras na concepção das barras compostas mostra um panorama mais conservador quando respeitados os limites de esbeltez proposto para as barras isoladas – espaçamento limite entre presilhas. Neste comparativo foram respeitados os limites propostos por CHODRAUI (2006) para os ensaios experimentais.

Para as seções em dupla cantoneira com flexão liberada em torno do eixo X (Figura 23) o índice de esbeltez modificado foi calculado considerando a aplicação de 2 presilhas, já para a seção em dupla cantoneira com flexão liberada em torno do eixo Y (Figura 24), são consideradas 3 presilhas intermediárias.

O número de presilhas e seus espaçamentos podem ser observados no Quadro 5 e o procedimento para determinação do índice de esbeltez modificado, conforme equação (9).

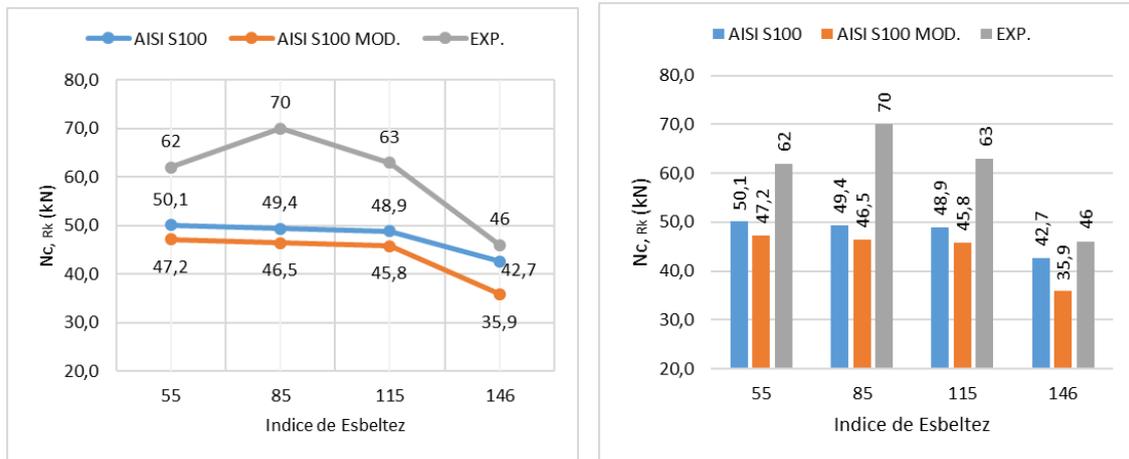


Figura 23 – Cantoneira dupla – flexão em X

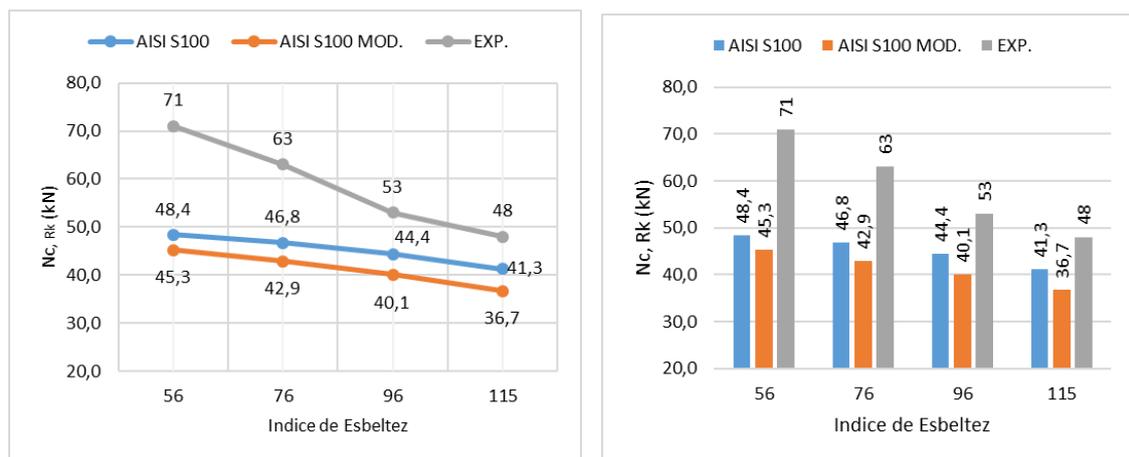


Figura 24 – Cantoneira dupla – flexão em Y

4 CONCLUSÃO

Dentro do aspecto normativo, todos os códigos expuseram resultados representativos quanto à segurança de projeto. A reserva de segurança apresentada pelo Eurocode justifica-se pelo fato deste código considerar as múltiplas curvas de resistência, onde são considerados com maior relevância aspectos como tensões residuais decorrentes de processos de fabricação e imperfeições iniciais, observados com maior intensidade nos perfis soldados. O fato de os demais códigos adotarem a curva única de resistência, demonstra uma tendência dentre os modelos analíticos que tem como principal objetivo apresentar soluções menos dispendiosas no tratamento de elementos isolados, e na abordagem dos perfis formados a frio, estes caracterizam um grupo de elementos onde o acréscimo de tensões residuais em decorrência de processo de fabricação são menos pronunciados. Os perfis formados a frio, segundo LEAL (2011), *apud* MAIA (2008), apresentam considerável sensibilidade as imperfeições geométricas e interações entre os modos locais e globais. Os efeitos na modificação da resistência

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

característica do aço ao escoamento segundo o Eurocode - adotado para seções das classes 1, 2 e 3 caracterizadas por menores relações b/t dos elementos que as constituem - são considerados por meio da adoção de um patamar de escoamento modificado pela presença de “trechos” da seção transversal em que as tensões residuais incrementadas em decorrência do processo de fabricação consistem em um acréscimo de resistência em função da plastificação do material pelo trabalho à frio. Este procedimento, porém, é adotado somente para casos em que não há redução da área bruta devido a fenômenos constatados de instabilidade local, e por consequência, excluindo as seções classe 4 que caracteriza a maior parte dos PFF.

Quanto a método utilizado para apurar os efeitos locais, o MLE, mostra-se eficiente quanto a aplicabilidade aos diversos tipos de seções. Cabe ainda mencionar a importância da pesquisa e desenvolvimento de ferramentas que tornem a tarefa dos profissionais mais ágeis e confiáveis, como o emprego crescente do método da resistência direta.

No aspecto comparativo entre as propostas normativas e os resultados experimentais referentes as cantoneiras simples, os resultados obtidos pelo MRD, são muito próximos aos obtidos pelo MLE para o AISI, AS/NZS e NBR, demonstrando que o método proposto por SCHAFFER e apresentado pelos referidos códigos como método alternativo, pode ser utilizado de forma segura e eficaz. Assim como o software GBTUL, também apresentou resultados consistentes nas referidas análises, validando a sua utilização.

No caso das seções compostas, destaque para a análise dedicada ao método proposto pelo AISI para a adoção do índice de esbeltez modificado para a verificação de barras formadas por seções compostas. Ao se introduzir os dados referentes ao número de presilhas e espaçamento entre as mesmas, os novos valores apresentados por este modelo analítico mostraram-se favoráveis a segurança, com valores inferiores aos obtidos considerando-se o índice de esbeltez global da seção composta.

Agradecimentos

Agradeço imensamente aos meus orientadores Prof. Dr. Alex Sander e Prof. Dr. Wanderson Maia pelas contribuições técnicas, todo auxílio e paciência na elaboração deste trabalho técnico científico e no decorrer de minha caminhada durante este mestrado.

REFERÊNCIAS

CHODRAUI, G. M. B. (2006). Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão. 310p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

MAIA, W. F. (2008). Sobre a estabilidade de cantoneiras de aço formadas a frio submetidas à compressão. 196p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

MAIA, W. F. (2012). Análise teórica e experimental de barras em dupla cantoneira de aço formada a frio submetidas à Compressão. 261p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



LEAL, D. F. (2011). Sobre perfis de aço formados a frio compostos por dupla cantoneira com seção "T" submetidos à compressão. 318p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2012). NBR 6355: Perfis estruturais de aço conformados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

EN – 1993-1-1, EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Commission of the European Communities, Brussels. 2005.

EN – 1993-1-3: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.3: General rules, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels.

EN – 1993-1-5: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.5: Plated structural elements. Brussels.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (2012). North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington.

AUSTRALIAN/NEW ZEALAND STANDARD (2005). AS/NZS 4600:2005: Coldformed steel structures.

BEBIANO, R.; PINA, P.; SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. (2008). GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>).

Tema: Construções leves estruturadas em aço

ESPECIFICAÇÃO DE PERFIS PARA *DRYWALL* E *LIGHT STEEL FRAMING**

Silvia Scalzo Cardoso¹
Mercia Maria Bottura de Barros²

Resumo

A busca por produtividade, qualidade, redução de custos e impactos ambientais é essencial para a sustentabilidade de empresas construtoras. Neste contexto, as tecnologias de construção que utilizam perfis de aço formados a frio, como os sistemas *Drywall* e *Light Steel Framing* (LSF), podem responder aos desafios colocados para a construção de edifícios. Entretanto, o meio técnico apresenta muitas dúvidas sobre a correta especificação desses componentes para que se possa atingir a vida útil de projeto definida para o edifício. Visando contribuir para que essas dúvidas sejam minimizadas e também com a oportunidade das revisões da norma de perfil para *Drywall*, a ABNT NBR 15217: 2009, e das Diretrizes SINAT relativas ao sistema construtivo LSF (Diretrizes nº 003 e nº 009), este trabalho tem como objetivo caracterizar o perfil de aço para os dois sistemas. Como método, foi adotada a revisão bibliográfica das normas técnicas brasileiras, norte-americanas e europeias que estabelecem os requisitos dos perfis em relação à resistência mecânica, espessura mínima e revestimentos metálicos para proteção contra a corrosão. Como colaboração, o trabalho traz a discussão dos aspectos de resistência mínima do aço, da espessura mínima da chapa e da massa mínima de ligas metálicas que podem ser utilizadas nos diferentes tipos de revestimentos para proteção do aço utilizado na produção dos perfis empregados pelos sistemas objeto do estudo.

Palavras-chave: Estruturas em perfis leves formados a frio; *Drywall*; *Light Steel Framing*.

SPECIFICATION FOR DRYWALL AND LIGHT STEEL FRAMING PROFILES *

Abstract

The search for productivity, quality, cost reduction and environmental impacts is essential to the sustainability of construction companies. In this context, construction technologies using cold formed steel, such as *Drywall* and *Light Steel Framing* Systems (LSF) can meet the challenges for building construction. However, there are some doubts from the technical sector about the correct specification of these components to achieve the design life set to the building. To contribute to these questions and also the opportunity of Standard's review for *Drywall*, ABNT NBR 15217: 2009, and SINAT Guidelines for LSF system (Guidelines No. 003 and

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



No. 009), this article aims to characterize steel profiles for both systems. As a method, it was adopted literature's review of Brazilian, North American and European technical standards, setting out the requirements regarding mechanical strength, minimum steel sheet thickness and metal coatings. The article brings the discussion of these aspects in cold-formed steel profiles applications.

Keywords: Cold-formed steel structures; metal framing for gypsum board systems; Light Steel Framing

¹ Arquiteta FAUUSP (1982), Mestre em Ciências pelo Programa de Mestrado Profissional em Inovação na Construção Civil do Departamento de Engenharia de Construção Civil da POLI-USP (2016). É executiva de vendas de aços planos da ArcelorMittal e atua no desenvolvimento de mercado dos aços planos na construção civil. É membro da Comissão Executiva do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) desde 2007.

² Engenheira civil pela Universidade Federal de São Carlos (1985), mestrado (1991) e doutorado (1996) em Engenharia de Construção Civil e Urbana pela POLI-USP. É professora doutora do Departamento de Engenharia de Construção Civil da POLI-USP desde 1988, participando do Grupo de Ensino e Pesquisa em Tecnologia e Gestão da Produção de Edifícios.

1 INTRODUÇÃO

Os empreendimentos e empresas do setor da construção civil são pressionados pela busca de maior produtividade, pela redução de custos e prazos, pela alta qualidade do produto e menor impacto ambiental. Para responder a esses desafios, as empresas buscam novas soluções construtivas e os sistemas que empregam tecnologia de paredes secas como o *Drywall* e LSF podem contribuir para o atendimento a essas questões.

Há muitas justificativas que induzem ao emprego desses sistemas, entretanto ainda há necessidade de conhecer e difundir as normas que estabelecem os requisitos mínimos dos componentes dos sistemas, para as suas adequadas especificações, a fim de que se possa atingir a vida útil de projeto definida para o edifício.

Além dessas justificativas, há a oportunidade das revisões da norma de perfil para *Drywall*, ABNT NBR 15217: 2009 [1] e a revisão das Diretrizes SINAT relativas ao sistema construtivo *Light Steel Framing* (Diretrizes nº 003 e nº 009) [2 e 3].

Os perfis para *Drywall* e LSF tem muitas semelhanças, mas grandes diferenças de aplicação. A principal diferença entre eles é a função a que serão submetidos: o sistema *Drywall* não é estrutural, não distribui cargas do edifício, enquanto o sistema LSF é estrutural, distribui cargas do edifício e deve resistir aos ventos. Os perfis para *Drywall* necessitam apenas atuar na vedação entre ambientes sustentando o peso próprio e o das chapas neles fixadas.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Assim, o objetivo deste artigo é caracterizar o perfil de aço para os sistemas *Drywall* e *Light Steel Framing*, à luz de normas nacionais e internacionais de perfis formados a frio e ampliar a discussão quanto às exigências mínimas considerando-se a revisão da norma brasileira ABNT NBR 15217: 2009 [1], e das Diretrizes SINAT do LSF.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Como método, foi adotada a revisão bibliográfica das normas técnicas brasileiras, norte-americanas e europeias que estabelecem os requisitos dos perfis em relação à resistência mecânica, espessura mínima e revestimentos metálicos para proteção contra a corrosão.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os perfis para *Drywall* e LSF apresentam como semelhanças serem formados por aços revestidos por imersão a quente e conformados a frio. Portanto, tem-se os mesmos processos de fabricação tanto da matéria-prima como dos perfis.

Segundo AISI [4], o aço carbono revestido por liga metalúrgica é a matéria prima utilizada nos perfis. Trata-se de processo em que o aço é imerso em um banho de metais em fusão. A alta temperatura aumenta a reação entre o aço e os metais fundidos e o revestimento formado protege o aço da corrosão. O processo de revestimento ocorre a partir do desenrolamento de bobinas de aço laminadas a frio em linha contínua, com velocidade de até 200 metros por minuto. A chapa da bobina é, então, imersa em um pote de metais em fusão para que suas duas faces recebam o revestimento metálico cuja espessura é controlada por jatos de ar.

Segundo Cardoso [7], os revestimentos metálicos sobre o substrato de aço podem ser formados por uma camada de zinco puro ou por ligas de diferentes composições de zinco, de alumínio e de outros metais ou ainda de alumínio puro. A autora detalha os possíveis revestimentos do aço que podem ser utilizados para perfis formados a frio, mostrando as diferenças de composição de ligas metálicas.

Segundo ArcelorMittal [5], no processo contínuo de imersão a quente (Figura 1), a espessura do revestimento é permanentemente monitorada e controlada por meio de um conjunto de facas de ar (ou nitrogênio), localizado acima do banho, onde ocorre o ajuste da espessura do revestimento conforme as especificações.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

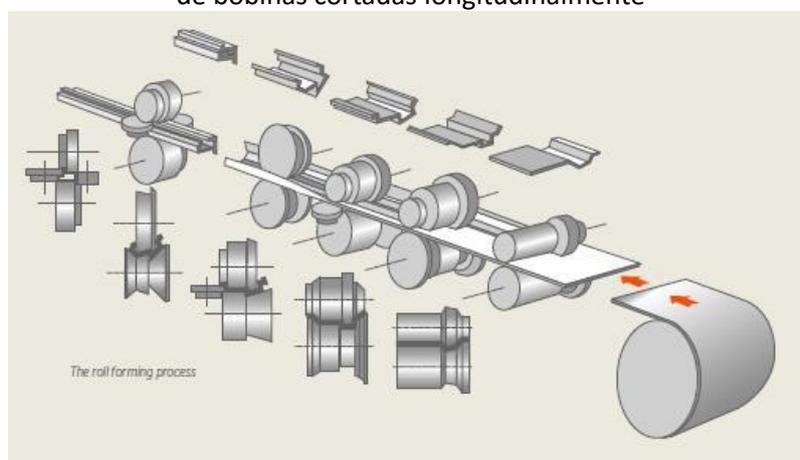
Figura 1 - Linha de galvanização contínua da ArcelorMittal Vega



Fonte: ArcelorMittal [6]

Para a conformação dos perfis, as bobinas são cortadas longitudinalmente, formando tiras, que por sua vez são conformados em perfis por meio de roletes. A conformação a frio pode ser entendida como um processo contínuo de dobramento, onde a chapa passa progressivamente pelos rolos para receber as deformações até que se obtenham o ângulo e a forma desejados (Figura 2).

Figura 2 – Processo de conformação a frio, por meio de roletes, de tiras de bobinas cortadas longitudinalmente



Fonte: ArcelorMittal [5]



3.1 Caracterização de perfis para Drywall pela norma brasileira

As características dos perfis para *Drywall* são estabelecidas pela ABNT NBR 15217: 2009 [1]. Segundo essa norma, os perfis não devem ter limite de escoamento inferior a 230 MPa, determinado conforme a norma ABNT NBR 6673: 1981 [8].

No entanto, a ABNT NBR 15217: 2009 [1] estabelece, ainda, que o atendimento ao requisito de limite de escoamento mínimo é facultativo. Sendo assim, para atendimento à norma não há obrigatoriedade de que o aço utilizado tenha o grau ZAR 230 MPa segundo a ABNT NBR 7008: 2012 [9], admitindo-se o uso do grau ZC, chamado de qualidade comercial ou não estrutural.

Quanto à espessura mínima da chapa de aço, a norma estabelece mínimo de 0,5 mm, considerando a espessura do revestimento. A norma recomenda que o revestimento deva ser no mínimo pertencente à classe Z275 (massa de revestimento de zinco de 275g/m²), conforme ABNT NBR 7008: 2012 [9], que é a norma que determina as características da chapa de aço.

3.2 Caracterização de perfis para LSF pela norma brasileira

A norma brasileira ABNT NBR 15253: 2014 [10] determina os requisitos gerais e métodos de ensaio para os perfis em LSF e, no seu escopo, estabelece a destinação dos perfis como sendo para: execução de paredes com função estrutural, estruturas de entrespisos, estruturas de telhados e de fachadas (vedações externas) das edificações.

Conforme salienta Cardoso [7], como requisitos de propriedades mecânicas, a ABNT NBR 15253: 2014 [10] estabelece que a os perfis estruturais formados a frio devem utilizar aço de qualidade estrutural com resistência ao escoamento mínima de 230 MPa, segundo a ABNT NBR 7008: 2012 [9] ou a ABNT NBR 15578: 2008 [11], e atender aos requisitos da ABNT NBR 14762: 2010 [12].

A ABNT NBR 15253: 2014 [10] define aço estrutural como “aço produzido com base em especificação que o classifica como estrutural e estabelece a composição química e as propriedades mecânicas”. Além da ABNT NBR 15253: 2014 [10], as normas ABNT NBR 14762: 2010 [12] e ABNT NBR 8800: 2008 [13] também fazem referência à utilização de aço de qualidade estrutural como obrigatória para aplicações estruturais.

A ABNT NBR 14762: 2010 [12] estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no dimensionamento, à temperatura ambiente, de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço-carbono ou aço de baixa liga, conectados por parafusos ou soldas e destinados a estruturas de edifícios. Sobre a utilização de aços com qualificação estrutural, essa norma recomenda que eles “devem apresentar a relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento (f_u/f_y) maior ou igual a 1,08”.

A relação de 1,08 entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento (f_u/f_y) visa garantir a ductilidade do aço. A redução de ductilidade leva o material a menor capacidade de deformação podendo, ao invés de se deformar, sofrer ruptura. Apesar de a norma ABNT NBR

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



14762: 2010 [12] recomendar a utilização de aços estruturais, ela tolera a utilização de aço sem qualificação estrutural, se o aço possuir propriedades mecânicas para o trabalho a frio e desde que os valores adotados em projeto para resistência ao escoamento (f_y) não sejam superiores a 180 MPa e 300 MPa para a resistência a ruptura (f_u).

Quanto às espessuras do aço, a ABNT NBR 15253: 2014 [10] define espessura mínima nominal de 0,8 mm e máxima de 3,0 mm, incluindo o revestimento metálico. Para o dimensionamento da estrutura deve ser considerada a espessura sem o revestimento metálico.

Quanto aos requisitos de revestimento, que garantem a proteção do aço base contra a corrosão, a ABNT NBR 15253: 2010 (2014) estabelece massas mínimas de revestimento do aço, segundo o Quadro 1.

Quadro 1 - Revestimento mínimo do aço segundo ABNT NBR 15253: 2014 [9]

Tipo de revestimento por imersão a quente	Massa mínima do revestimento ^a	Designação do revestimento
Zincado	275 g/m ² ABNT NBR 7008-1 [9]	Z275 ABNT NBR 7008-1 [9]
Alumínio-zinco	150 g/m ² ABNT NBR 15578 [11]	AZ150 ABNT NBR 15578 [11]

^a A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo)

Fonte: ABNT NBR 15253: 2014 [9]

3.2.1 Comparação de requisitos mínimos entre perfis de Drywall e de LSF segundo as normas brasileiras

As normas brasileiras NBR 15217: 2009 [1] e NBR 15253: 2014 [10] trazem diferenças dimensionais para perfis de *Drywall* e LSF. O Quadro 2 traz as dimensões usuais dos perfis guias para as duas aplicações.

Quadro 2 – Dimensões dos perfis guia segundo as normas brasileiras

<i>Drywall</i>	LSF
48 mm	90 mm
70 mm	140 mm
90 mm	200 mm

Fonte: ABNT NBR 15217: 2009 [1] e ABNT NBR 15253: 2014 [9]

Condensando-se as informações sobre os itens de requisitos mínimos analisados nos dois tipos de perfis, o Quadro 3 mostra que, além das diferenças de dimensões, as normas brasileiras estabelecem diferenças para os requisitos de limite de escoamento mínimo, grau do aço, espessura da chapa e revestimento do aço.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Quadro 3 – Diferença entre perfis de Drywall e LSF segundo as normas brasileiras

Requisitos mínimos	Drywall	LSF
	ABNT NBR 15217: 2009 [1]	ABNT NBR 15253: 2014 [10]
Limite de escoamento	230 MPa (facultativo)	230 MPa
Grau do aço	ZC ABNT NBR 7008: 2012 [9]	ZAR 230 ABNT NBR 7008-3: 2012 [9]
Espessura da chapa	0,5 mm	0,8 mm
Revestimentos do aço	Z275 (ABNT NBR 7008 [9])	Z275 (ABNT NBR 7008 [9]) AZ150 (ABNT NBR 15578 [11])

Fonte: ABNT NBR 15217: 2009 [1] e ABNT NBR 15253 [9]

4 NORMALIZAÇÃO DOS PERFIS DE DRYWALL E LSF NO CONTEXTO INTERNACIONAL

4.1 Normas norte-americanas

Segundo o *International Building Code (IBC)*, a concepção e instalação de estruturas de aço formados a frio, estrutural ou não estrutural devem estar em acordo com as normas do *American Iron and Steel Institute: AISI S200- General Provisions* [14] e AISI-S100 [15]. O IBC se refere, em seu capítulo 25 (*Gypsum Board Materials*), às normas AISI S220 [16] e ASTM C645 [17] para perfis não estruturais formados à frio e às normas AISI S200 [14] e ASTM C955 [18] para perfis estruturais formados a frio.

O Quadro 4 apresenta as normas AISI e ASTM relativas aos perfis estruturais formados a frio e o Quadro 5 mostra as normas relativas aos perfis não estruturais formados a frio.

Quadro 4 - Normas AISI e ASTM para perfis estruturais formados a frio

Referência	Título da norma	Ano de publicação
AISI S100 [15]	<i>North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members</i>	2012
AISI S200 [14]	<i>North American Standard For Cold-Formed Steel Framing - General Provisions</i>	2012
AISI S201 [19]	<i>North American Standard For Cold-Formed Steel Framing - Product Data</i>	2012
ASTM C955 [17]	<i>Standard Specification for Load-Bearing (Transverse and Axial) Steel Studs, Runners (Tracks), and Bracing or Bridging for Screw Application of Gypsum Panel Products and Metal Plaster Bases</i>	2015

Fonte: <https://shop.steel.org>. Acesso: abril 2015.



Quadro 5 - Normas AISI e ASTM para perfis não estruturais formados a frio

Referência	Título da norma	Ano de publicação
AISI S220 [15]	<i>North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Nonstructural Members</i>	2015
ASTM C645 [17]	Standard Specification for Nonstructural Steel Framing Members	2014

Fonte: ASTM Standards
Acesso em: abril de 2015.

A norma norte-americana ASTM A1003 / A1003M [20] estabelece as especificações das chapas de aço carbono com revestimentos metálicos ou não metálicos utilizados para os perfis formados a frio. A norma classifica os perfis em: estruturais (H e L) e não-estruturais (NS). Os perfis estruturais são subdivididos segundo sua ductilidade em tipo H e tipo L (*High and Low Ductility*). Os perfis de baixa ductilidade (tipo L) estão limitados a aplicações como componentes horizontais (*purlins and girts*), como terças de telhado e painéis de vedação vertical que suportam cargas aplicadas por flexão, enquanto que os perfis de alta ductilidade (tipo H) não sofrem limitações de uso.

Para perfis estruturais do tipo H, a ASTM A1003 / A1003M [20] estabelece que a relação entre limite de resistência à tração (LR) e limite de escoamento (LE) deve ser maior de 1,08. Destaca-se que essa relação é a mesma estabelecida pela ABNT NBR 15253: 2014 [9].

A ASTM A1003 / A1003M [20] também define as propriedades mecânicas dos aços para perfis estruturais com alta ductilidade conforme os requisitos do Quadro 6. Nota-se que a relação entre LR e LE é sempre maior de 1,08.

Quadro 6 – Propriedades mecânicas de perfis estruturais tipo H (*High ductility*)

Denominação	Limite de escoamento (LE) (MPa)	Limite de resistência a tração (LR) (MPa)	LR/ LE > 1,08	Alongamento (50 mm)
ST230H	230	310	1,34	10%
ST255H	255	360	1,41	10%
ST275H	275	380	1,38	10%
ST340H	340	450	1,32	10%
ST380H	380	480	1,26	10%
ST395H	395	480	1,21	10%
ST410H	410	480	1,17	10%
ST480H	480	550	1,14	10%
ST550H	550	620	1,12	10%

Fonte: Adaptado de ASTM A1003/ A1003M [20]

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Segundo AISI [21], a primeira edição da norma norte-americana para a concepção de perfis estruturais formados a frio, contemplando os Estados Unidos, Canadá e México, foi publicada em 2001. Trata-se da norma AISI S100 *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, e posteriormente, em 2003, foi adotada pelo *International Building Code* (IBC) e reconhecida pelas entidades *American National Standards Institute* (ANSI), *Canadian Standards Association* (CSA), e pela mexicana *Camara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero* (CANACERO).

Em 2012, a entidade AISI, no âmbito do *Committee on Framing Standards*, atualizou as normas, em especial, a norma de produto S201 [19], para padronizar os requisitos de produtos em aço formado a frio (*cold-formed steel framing products*).

A AISI S200 [14] define, como elemento estrutural, aquele que resiste a cargas de projeto conforme requerido pelos códigos de edificações, e estabelece que os perfis devem estar em conformidade com a ASTM A1003 / A1003M [20] e acrescenta aos usos permitidos para o tipo L os montantes de paredes cortinas (*curtain wall studs*).

A norma norte-americana AISI S201 [19] define que, para perfis estruturais, as resistências de escoamento estão limitadas ao Grau 33 (230 MPa) e Grau 50 (340 MPa). Quanto à espessura, a AISI S201 [19] estabelece, para perfis estruturais, as espessuras possíveis de 0,836 mm; 1,087 mm; 1,367 mm; 1,720 mm; 2,454 mm e 2,997 mm.

Em relação à proteção à corrosão, as normas AISI S200 [14] e a ASTM A1003 / A1003M [20] estabelecem os tipos de revestimentos do aço e suas massas mínimas, considerados para condições normais de exposição. A norma AISI S200 [14] é mais restritiva em relação aos revestimentos do que a ASTM A1003 / A1003M [20]. Para a primeira, são aceitos apenas os revestimentos zinco puro, zinco ferro, liga 55% alumínio zinco e liga zinco 5% alumínio, enquanto a ASTM A1003 / A1003M [20] aceita revestimentos alumínio, eletrolgalvanizado e liga zinco alumínio manganês.

Além das normas citadas na ASTM 1003/ A1003M [20], os requisitos mínimos para perfis também são especificados nas normas para perfis não estruturais, como para aplicação em *Drywall*, a ASTM C645 [17], e para perfis estruturais como o LSF, a ASTM C955 [18].

Os valores mínimos para os revestimentos metálicos de perfis estruturais segundo AISI S200 [14], ASTM C955 [18] e ASTM A1003/A1003M[20] são apresentados no Quadro 7.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Quadro 7 - Revestimentos mínimos do aço para perfis estruturais (tipos H e L) possíveis de serem utilizados em painéis leves em LSF

Normas	Tipos de revestimento	Massas mínimas do revestimento (g/m ²)	Normas da bobina/chapa de aço
ASTM C955 [18] AISI S200 [14] ASTM A1003/A1003M[20]	Zinco Puro (Z)	180	ASTM A653/A653M [22]
	Zinco Ferro (ZF)	180	ASTM A653/A653M [22]
	55% Alumínio Zinco (AZM)	150	ASTM A792/A792M [23]
	Zinco - 5% Alumínio (ZGF)	90	ASTM A875/A875M [24]
ASTM A1003/A1003M[20]	Alumínio (T1M)	75	ASTM A463/A463M [25]
	Eletro galvanizado (G)	90	ASTM A879/A879M [26]
	Zinco Alumínio Magnésio (ZMM)	60	ASTM A1046/A1046M [27]

Fonte: AISI S200 [14] e ASTM A1003/A1003M[20]

A norma AISI S200 [14] ainda estabelece que outros tipos de revestimentos, que possibilitem proteção à corrosão igual ou superior podem ser aceitos e quando condições mais severas de exposição são prováveis, como ambientes industriais ou costeiros, maiores massas de revestimentos devem ser especificadas, considerando que as condições de exposição se referem a um ambiente protegido no envelope da edificação. Segundo AISI S200 [14], não há necessidade de proteção adicional de tintas ricas em zinco nas bordas dos revestimentos metálicos, sejam eles cortados ou perfurados e recomenda que os perfis sejam protegidos do contato direto com umidade proveniente do solo ou do ambiente externo.

O Quadro 8 resume as especificações mínimas das normas norte-americanas para perfis estruturais.

Quadro 8 - Requisitos mínimos das normas AISI e ASTM C955 [18] para perfis estruturais

Grau do Aço	Resistência mínima ao escoamento	Espessura Mínima	Massas mínimas de revestimentos do aço
Grau 33 ST230H	230 MPa	0,836 mm	Zinco Z180
			Zinco Ferro ZF180
			55% Alumínio - Zinco AZM150
			Zinco - 5% Alumínio ZGF90

Fonte: AISI S201 [19], ASTM C955 [18]

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



4.2 EUROCÓDIGOS

O Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço - estabelece em sua parte 1-3 as regras suplementares para os perfis e chapas perfiladas formados a frio. A norma CEN EN 1993 1-3 [28] estabelece espessuras entre 0,45 mm e 15 mm, mas permite outras espessuras, desde que, o dimensionamento seja assistido por testes. Existe uma ampla variedade de graus de aço possíveis de utilização na conformação a frio e a norma CEN EN 1993 1-3 [28] define os graus dos aços revestidos por imersão a quente contínua que atendem aos requisitos e os valores nominais de resistência de escoamento e de resistência a tração (Quadro 9).

Quadro 9 – Graus do aço conforme CEN EN 1993 1-3 [28] e valores nominais de resistência ao escoamento e resistência à tração

Grau do Aço	Resistência ao escoamento (N/mm ²)	Resistência à Tração (N/mm ²)
S220GD+Z / +ZA / + AZ	220	300
S250GD+Z / +ZA / + AZ	250	330
S280GD+Z / +ZA / + AZ	280	360
S320GD+Z / +ZA / + AZ	320	390
S350GD+Z / +ZA / + AZ	350	420
DX51D+Z	140	270
DX52D+Z	140	270
DX53D+Z	140	270

Fonte: Adaptado de CEN EN 1993 1-3 [28]

Os graus de aço DX51D, DX52D e DX53D definidos pela norma CEN EN 10346 [29] não são considerados aços estruturais definidos pelas suas respectivas normas de produto; em função disto, a CEN EN 1993 1-3 [28] estabelece os valores mínimos de 140 N/mm² e 270 N/mm² que devem ser assumidos para dimensionamento quando do uso desses graus.

A norma CEN EN 10346 [29] especifica os requisitos para bobinas e chapas de aços revestidos por imersão contínua a quente, estabelecendo os revestimentos de: zinco (Z), liga de zinco-ferro (ZF), liga de zinco-alumínio (ZA), liga de alumínio-zinco (AZ), liga de alumínio-silício (AS) e liga de zinco-magnésio (ZM) com espessuras de 0.2 mm a 3.0 mm que incluem o revestimento metálico. A partir da versão de 2015, a norma CEN EN10346 [29] passou a especificar também os graus S390GD+ Z, S420GD+ Z e S450GD+ Z, não especificados na versão anterior.

A norma CEN EN 14195 [30] estabelece os requisitos para perfis de *Drywall*, com as características dos perfis para utilização com chapas de gesso acartonado em aplicações sem transmissão de cargas do edifício. A aplicação inclui vedações internas, forros e revestimento de colunas e dutos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Essa norma não traz requisitos mínimos de resistência mecânica, mas estabelece três tipos de revestimento para o aço e suas massas mínimas, a saber: Z100, AZM100 e ZA095.

5 COMPARAÇÃO ENTRE OS REQUISITOS MÍNIMOS SEGUNDO NORMAS BRASILEIRAS E ESTRANGEIRAS PARA PERFIS DE DRYWALL E DE LSF

5.1 Comparação entre os requisitos mínimos segundo as normas para perfis de Drywall

O Quadro 10 apresenta os requisitos mínimos das normas brasileira, norte-americanas e europeia para perfis de aço não estruturais utilizados em Drywall.

Nota-se que as resistências mínimas ao limite de escoamento são similares na norma brasileira, que considera o requisito facultativo e na europeia que não faz referência ao mínimo. As normas norte-americanas definem as resistências mínimas ao limite de escoamento em 230 MPa.

Há similaridade em relação à espessura mínima de 0,5 mm (consideradas as diferenças de sistemas de medição, no caso entre métrica e imperial).

Quanto ao revestimento do aço, a norma brasileira solicita mais que o dobro de massa de revestimento para o zincado e diferente do que ocorre com as normas norte-americanas e europeia a norma brasileira não aceita outras especificações de revestimento.

Quadro 10 - Especificações mínimas para perfis de Drywall em relação as normas brasileira, norte-americanas e eurocódigo

Requisitos mínimos	ABNT NBR 15217: 2009 [1]	AISI S220 [15]e ASTM C645 [17]	ASTM A 1003/1003M[20]	CEN EN14195[30]
Resistência ao escoamento mínima	230 MPa (facultativa)	230 MPa	230 MPa	Sem referência
Espessura mínima	0,5 mm	0,455 mm	Sem referência	0,5 mm
Revestimento mínimo Zinco (Z)	Z275	Z120	Z120	Z100
Revestimento mínimo alumínio- zinco (AZM)	Não permite	AZM150	AZM150	AZM100
Outros revestimentos	Não permite	Permite outros revestimentos com proteção a corrosão equivalente ao Z120	ZF120; ZGF60; T1M75; T2M60; 60G; ZMM60	ZA095

Fonte: ABNT NBR 15217 [1]; CEN [30] AISI S220 [16], ASTM C645 [17]; ASTM A1003/A1003M[20]

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



5.2 Comparação entre os requisitos mínimos para perfis de LSF

Os valores de limite de escoamento (230 MPa) e espessura mínima (0,8 mm) são similares nas normas brasileiras e norte-americanas. No eurocódigo, a CEN EN 1993 1-3 [28], determina que o limite de escoamento mínimo seja de 140 MPa para os aços de qualidade não estrutural e 220 MPa para os aços de qualidade estrutural, enquanto que a espessura mínima é de 0,45mm.

Em relação à massa de revestimento, nas normas norte-americanas há menor exigência para o revestimento de zinco, permitindo-se o emprego de Z180 (180g/m²), enquanto que a brasileira adota Z275 (275g/m²). Para os revestimentos em alumínio-zinco, a normas brasileira e normas norte-americanas adotam o mesmo valor mínimo, ou seja, AZM150 (150g/m²). As normas norte-americanas AISI e ASTM estabelecem maior variedade de tipos de revestimentos do aço que a norma brasileira e europeia.

A norma CEN EN 1993 1-3 [28], cujo objetivo é estabelecer as condições para o dimensionamento de estruturas de aço, não determina valores mínimos de revestimento do aço, embora traga exemplos de revestimento zincado, zinco-alumínio e alumínio zinco.

O Quadro 11 traz o resumo dos valores de resistência mínima ao escoamento, espessura mínima e revestimentos mínimos estabelecidos pelas normas brasileira, norte-americanas e eurocódigo em aplicações para perfis de LSF.

Quadro 11 – Especificações mínimas para perfis de LSF em relação as normas brasileira, normas norte-americanas e eurocódigo

Requisitos mínimos	ABNT NBR 15253 [10]	AISI S200 [14] e ASTM C955 [18]	ASTM A1003/1003M[20]	CEN EN1993 1-3 [28]
Resistência ao escoamento mínima	230 MPa	230 MPa	230 MPa	220 MPa (aço estrutural) 140 MPa (aço não estrutural)
Espessura mínima	0,8 mm	0,836 mm	0,836 mm	0,45 mm
Revestimento mínimo Zinco (Z)	Z275	Z180	Z180	Z (sem especificação de massa mínima)
Revestimento mínimo alumínio zinco AZ	AZM150	AZM150	AZM150	AZ (sem especificação de massa mínima)
Outros revestimentos	Sem referência	ZF180; ZGF90	ZF180; ZGF90; T1M75; 90G; ZMM60	ZF; ZA, AS (sem especificação de massa mínima)

Fonte: NBR 15253: 2014 [10]; CEN [28]; AISI S201 [19], ASTM A1003/A1003M[20]; Cardoso [7]



6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O artigo sintetiza as características mínimas dos perfis para Drywall e LSF estabelecidas pelas normas nacionais, norte-americanas e europeia. Com isto, possibilita o entendimento das recomendações relativas às propriedades mecânicas dos perfis, espessuras de chapas e tipos de revestimentos utilizados para a proteção do aço. Foram destacadas as resistências mínimas, espessuras mínimas e massa de revestimento mínima estabelecidas em cada uma das normas.

A partir dessa síntese destaca-se a importância de se especificar aços de qualidade estrutural para aplicações estruturais e de se manter a relação entre resistência à ruptura e resistência ao escoamento (f_u/f_y) maior ou igual a 1,08.

Foram verificadas similaridades entre as normas nacionais e estrangeiras para perfis de *Drywall* e LSF, em especial, quanto às espessuras mínimas e resistências mínimas ao limite de escoamento. Em relação aos revestimentos do aço, as normas estrangeiras, eurocódigos e norte-americanas permitem a utilização de outros revestimentos, além do zincado, em perfis para *Drywall* e LSF.

Principalmente as normas norte-americanas permitem a utilização de uma gama maior de revestimentos do que a nacional, além do aço galvanizado (Z) são admitidos revestimentos como o zinco-ferro (ZF), alumínio-zinco (AZM) e zinco-alumínio (ZGF), entre outros.

A discussão e referências das exigências mínimas para perfis de Drywall e LSF contribuem para ampliar a discussão à luz das revisões das normativas brasileiras, em especial, a revisão da norma ABNT NBR 15217: 2009 [1] no CB-217 e a revisão das Diretrizes SINAT [2 e 3] do LSF.

A Diretriz SINAT nº 003 [2] que foi recentemente revisada e publicada em maio de 2016, em relação aos perfis de aço, reduziu a opção de utilização dos revestimentos do aço. Na versão de dezembro de 2012, havia a possibilidade de utilização de dois revestimentos: zincado e alumínio-zinco. Após a revisão foi retirado o revestimento alumínio-zinco da sua tabela 2: “Requisitos para caracterização dos materiais e componentes que formam os sistemas construtivos objetos desta Diretriz”.

A partir de então, a Diretriz SINAT nº 003 – revisão 2 [31] ficou tão focada para o revestimento de aço zincado que passou a expressar o tipo de revestimento no seu título, passando a se chamar: Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço zincado conformados a frio, com fechamentos em chapas delgadas (Sistemas leves tipo “Light Steel Framing”). Com o foco tão concentrado sobre o revestimento do aço, fica a questão se caberia para cada novo revestimento do aço a criação de uma nova Diretriz.

Seja para os revestimentos do aço ou resistência da chapa, trata-se, pois, de questões a serem debatidas pelo meio técnico e, em especial, pela cadeia do *Drywall* e LSF que, no entender, das autoras, deve estar cada vez mais presente nas discussões técnicas que envolvem a tecnologia nos diversos âmbitos do mercado.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



REFERÊNCIAS

- 1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15217: Perfis de aço para sistemas construtivos em chapas de gesso para "drywall" - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2009. 15 p.
- 2 BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES. Diretriz SINAT 003 - Sistemas construtivos estruturados em perfis de aço conformados a frio com fechamento em chapas delgadas. Brasília, 2010. 42 p.
- 3 BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES. Diretriz SINAT 009 – Sistema de vedação vertical externa, sem função estrutural, em perfis leves de aço, multicamadas, com fechamento em chapas delgadas. Brasília, 2012. 49 p.
- 4 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). Durability of Cold-Formed Steel Framing Members. Design Guide. Second Edition. September 2004. Steel Framing Alliance. Washington. DC.16 p.
- 5 ARCELORMITTAL. Mettalic coated steel. User Manual. ArcelorMittal. Flat Carbon Europe. 2013. 58 p.
- 6 ARCELORMITTAL. Catálogo de Produtos Laminados. ArcelorMittal Aços Planos América Latina – Brasil. Edição 2015. Janeiro de 2015.100 p.
- 7 CARDOSO, S. S. Tecnologia construtiva de fachada em chapas delgadas estruturadas em light steel framing. 2016. 258 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2016.
- 8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6673: Produtos planos de aço. Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro, 1981. 14 p.
- 9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7008: Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente - Parte 1: Requisitos. Parte 3: Aços estruturais. Rio de Janeiro, 2012. 13 p.
- 10 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15253: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2014. 24 p.
- 11 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15578: Bobinas e chapas de aço revestidas com liga 55% alumínio - Zinco pelo processo contínuo de imersão a quente – Especificação. Rio de Janeiro, 2008. 8 p.
- 12 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis conformados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87 p.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 13 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- 14 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S200-12: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – General Provisions. Edition 2012 (2012) First Printing. 2013. Washington. DC. 18 p.
- 15 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S100-12: North American Specification For The Design Of Cold-Formed Steel Structural Members And AISI S100-12-C – Commentary On The Specification, 2012 Edition. Washington. DC.
- 16 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S220-15: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Nonstructural Members. 2015 Edition. Washington. DC. 40 p.
- 17 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C645-14: Standard Specification for Nonstructural Steel Framing Members. West Conshohocken, PA, USA. 2014. 6 p.
- 18 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C955-15: Standard Specification for Load-Bearing (Transverse and Axial) Steel Studs, Runners (Tracks), and Bracing or Bridging for Screw Application of Gypsum Panel Products and Metal Plaster Bases. West Conshohocken, PA, USA. 2015. 4 p.
- 19 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S201-12: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Product Data. Edition 2012. (2012) First Printing. 2013. Washington. DC. 37 p.
- 20 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A1003/ A1003 M- 15: Standard Specification for Steel Sheet, Carbon, Metallic- and Nonmetallic- Coated for Cold-Formed Framing Members. West Conshohocken, PA, USA. 2015. 9 p.
- 21 AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Cold- Formed Steel in Building Construction. 2010. Washington. DC. 29 p.
- 22 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A653/ A653 M- 15: Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process. West Conshohocken, PA, USA. 2015. 13 p.
- 23 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A792 / A792M-10: Standard Specification for Steel Sheet, 55 % Aluminum-Zinc Alloy-Coated by the Hot-Dip Process. ASTM International. West Conshohocken, PA, USA. 2015. 6 p.
- 24 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A875 / A875M-13: Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-5 % Aluminum Alloy-Coated by the Hot-Dip Process, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. 2013. 8 p.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 25 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A463 / A463M-15: Standard Specification for Steel Sheet, Aluminum-Coated, by the Hot-Dip Process, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. 2015. 6 p.
- 26 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A879 / A879M-12: Standard Specification for Steel Sheet, Zinc Coated by the Electrolytic Process for Applications Requiring Designation of the Coating Mass on Each Surface, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. 2012. 3 p.
- 27 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A1046 / A1046M-14: Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Aluminum-Magnesium Alloy-Coated by the Hot-Dip Process, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014. 7 p.
- 28 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 1993-1-3: Eurocode 3. Design of steel structures. General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (incorporating corrigendum November 2009). BSI, 2006. 127 p.
- 29 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN ISO 10346: Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming - Technical delivery conditions. 2015. 46 p.
- 30 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EN 14195: Metal framing components for gypsum board systems. Definitions, requirements and test methods. 2014. 50 p.
- 31 BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES. Diretriz SINAT 003 – Revisão 2 - Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço zincado conformados a frio, com fechamento em chapas delgadas. Brasília, 2016. 71 p.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologias e projetos

JUNTAS INVISÍVEIS EM PLACAS CIMENTÍCIAS NO FECHAMENTO DE SISTEMAS *LIGHT STEEL FRAMING*

Giane Alfenas Antunes Hofmann¹

Henor Artur de Souza²

Resumo

A construção civil leve brasileira tem passado por uma transformação nos últimos anos. A construção industrializada, pensada para promover agilidade e economia, se estabelece no cenário da engenharia civil. O desperdício e imprevistos da prática construtiva em concreto armado dividem agora espaço com inovações como o *Light Steel Framing*, um sistema de estrutura em aço galvanizado que utiliza painéis nos fechamento internos e externos. O fechamento externo, atualmente, é comumente executado com placa cimentícia. Atualmente, é nesse fechamento que se localiza a patologia mais frequente neste sistema, as trincas. Uma das causas de trinca é o tratamento de juntas entre estas placas, que é muitas vezes ineficiente ou sofre patologias devido aos vícios de construção. Pelo fato de este tipo de fechamento ser ainda mais novo do que a utilização do *Light Steel Framing*, e por haver diversos fabricantes que recomendam formas diferentes de fazer tal tratamento, foi feito este estudo, com o objetivo de conhecer as placas mais utilizadas no mercado brasileiro, assim como seus respectivos tratamentos de juntas. Observa-se que não há no mercado nacional uma padronização no tratamento de juntas nos fechamentos em placa cimentícia e que os construtores seguem o tratamento indicado pelo fabricante da placa utilizada.

Palavras-chave: *Light Steel Framing*; Fechamento em placas cimentícias; Tratamento juntas; Patologias.

INVISIBLE JOINTS OF CEMENT BOARD IN LIGHT STEEL FRAMING CLOSING SYSTEM

Abstract

Brazilian lightweight construction has undergone a transformation in recent years. Industrialized construction, designed to promote agility and economy, has established itself in civil engineering scenario. Waste and unforeseen constructive practice in reinforced concrete now share space with innovations such as the Light Steel FramE, a galvanized steel structure system that uses panels in internal and external closure. Nowadays, the external closing is usually made with cement board. The most frequent pathology in this system, cracks are found in this closing element. One of the causes for crack is the treatment of joints between these boards, which are often inefficient or suffer from construction defects. Because this type of closing is newer than the use of light steel framing, and considering that various brands that recommend different ways of making such treatment was made this research was developed in order to know the boards commonly used in the Brazilian market, as well as their joints treatment. It is important to remake that there is no standardization in the national market for joints treatment on cement board closing and that builders follow the treatment recommended by the manufacturer of the boards used.

Keywords: *Light Steel Framing*; Closing with cement boards; Joints treatment; Pathologies.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



¹Arquiteta e Urbanista FUMEC, Mestre em Engenharia Civil UFOP, Estudante de doutorado em Engenharia Civil UFOP.

²Engenheiro Mecânico, Mestrado e Doutorado em Engenharia Mecânica, Professor titular Departamento de Engenharia de Controle e Automação e Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Novas técnicas construtivas e novos materiais tem sido utilizados no Brasil nos últimos anos objetivando resolver questões inerentes à construção civil: desperdício, amadorismo, atrasos. O termo “sistema construtivo inovador” tem sido aplicado como referência a sistemas que não possuem normalização prescritiva específica e que estão vinculados a uma avaliação realizada dentro do Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H), programa pertencente ao Ministério das Cidades e que foi instituído em 18 de dezembro de 1998.

O *Light Steel Framing* (LSF) é um dos sistemas construtivos inovadores, composto de perfis de aço dobrados a frio que compõem a estrutura da edificação, enquanto os fechamentos são, de modo geral, executados internamente com placas de gesso acartonado e externamente com placas cimentícias.

Segundo o CBCA[1] é neste fechamento externo que acontecem os problemas mais frequentemente observados no LSF: as trincas nas superfícies que compõem as fachadas. Esta patologia pode causar a falta de estanqueidade das paredes, provocando, em última análise, corrosão dos perfis de aço. A parte estética também fica comprometida. E como se pretende propagar cada vez mais o uso do LSF, este problema, visível a olho nu pelo leigo, promove a rejeição ao sistema, a despeito das patologias que também ocorrem nas construções em alvenaria.

A implantação de novas tecnologias ou materiais passa por um período de adaptação e, nesta fase, surgem muitas dúvidas sobre a eficiência ou não do que está sendo implantado. Eventualmente, há a constatação de alguns problemas que podem ser recorrentes, sendo o grau de incidência e a profundidade dos efeitos destas intercorrências os fatores indicativos sobre a viabilidade de persistir ou interromper o uso desses novos elementos. Fabricantes e construtoras tem testado e executado soluções diferentes, com maior ou menor custo financeiro, visando o não surgimento das patologias no LSF.

O objetivo deste trabalho não é determinar qual o melhor tratamento disponível no mercado brasileiro, mas conhecer dentre os produtos e soluções disponíveis, os mais aceitos e utilizados.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Existem no mercado muitos fabricantes de placas cimentícias, alguns iniciantes, outros estabelecidos e de porte. Com o objetivo de conhecer os tratamentos de cada placas e verificar similaridades e diferenças entre elas e seus respectivos tratamentos de juntas foi feita uma pesquisa com algumas construtoras e alguns fabricantes.

As placas cimentícias escolhidas como objeto de estudo foram apenas as mais citadas entre grandes construtores determinando assim quais produtos têm maior aceitação no mercado. Este critério pretende conhecer o que já foi selecionado na prática e não apenas a busca por produtos de fabricantes de renome.

A partida para a pesquisa sobre as empresas foi feita por meio de citações em trabalhos acadêmicos e científicos sobre o LSF, trabalhos estes desenvolvidos dentro da Universidade Federal de Ouro Preto e que se tornaram referência no campo de estudo do LSF, como o Manual do CBCA, Steel Framing: Arquitetura.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As entrevistas com profissionais de empresas fabricantes de placas cimentícias ofereceram subsídios para uma maior compreensão sobre o mercado de construção em LSF no Brasil e sobre as maiores construtoras que compõem este mercado. A partir desta listagem, foram feitas entrevistas não estruturadas com profissionais (engenheiros e arquitetos) de todas estas construtoras que confirmaram o uso das placas dos fabricantes por quem foram mencionados e relataram experiências de acerto com estas placas ou de problemas com placas de outros fabricantes utilizadas anteriormente.

Estas entrevistas foram presenciais ou por telefone, e abrangeram as seguintes empresas, que citaram as respectivas placas:

- Procalco (MG): placas Brasilit
- Construtora Sequência (SP): Tratamento Drylevis
- Grupo Flasan/Construseco (MG): placas Knauf
- Casa Micura (SP): placas USG
- Salinas (DF): placas Placlux
- CS House (PR): placas Placlux
- Construtora Elofer (PR): placas Bricka
- Lima Steel (MG): placas Placlux
- W Patrial (RJ): placas Placlux
- IDEA (SP): placas USG

Portanto, este trabalho aborda os tratamentos de juntas das placas cimentícias Brasilit, Knauf, Placlux, Bricka e USG, além do tratamento de juntas da empresa Drylevis. Esta última empresa não fabrica placa cimentícia, apenas insumos que compõe o tratamento.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Por definição, toda chapa delgada que contém cimento na composição é chamada de cimentícia. Segundo a norma NBR 15498 [2] a placa cimentícia é um produto resultante da mistura de cimento Portland, agregados, adições ou aditivos com reforço de fibras, fios, filamentos ou telas, com exceção de fibras de amianto. Os componentes cimentícios apresentam comportamento frágil e baixa capacidade de suporte de tensões de tração. As fibras incorporadas têm a função de permitir alguma resistência à tração na placa. Embora, segundo a TÉCNICA [3], por normalização, todas as chapas que contenham fibras junto à mistura de cimento portland e agregados sejam consideradas placas cimentícias, essa diferença na composição com fios, filamentos ou telas imprimem diferenças fundamentais entre as chapas ao se considerar a composição das fibras adicionadas, que podem ser plásticas, de vidro ou celulósicas.

Os dois tipos de placas cimentícias utilizados no LSF são:

- Com cimento Portland, agregados leves, reforçados com telas de fibra de vidro.
- Com Cimento Reforçado com Fios Sintéticos (CRFS).

A composição das placas determina diferenças com relação ao tipo de reforço utilizado para resistir à flexão e permitir um manuseio sem ruptura.

3.1 BRASILIT

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para avaliar novos produtos utilizados nos processos de construção com os chamados "sistemas Inovadores" foi desenvolvido o Sistema Nacional de Avaliação Técnica (SINAT), no âmbito do PBQP-H, O SINAT visa uniformizar e avaliar os novos sistemas construtivos e os produtos inovadores disponibilizados no mercado para a obtenção do Documento Técnico de Avaliação (DATEC). O DATEC é um documento emitido ao término do processo de avaliação e é uma ferramenta indispensável às entidades públicas de crédito, por ser um documento de comprovação da qualidade, da segurança habitacional, da economia e da sustentabilidade do produto ou sistema construtivo.

A Brasilit, através do DATEC Nº14 - Sistema a seco Saint-Gobain, é a única empresa a possuir placas cimentícias avaliadas segundo os critérios do SINAT. O "Sistema a Seco Saint-Gobain" engloba todos os elementos para a construção com o Light Steel Framing.

As Placas Cimentícias da Brasilit são produzidas a partir de uma mistura homogênea de cimento Portland, agregados naturais e celulose reforçada com fios sintéticos de polipropileno especialmente desenvolvidos pela Brasilit no Brasil. As chapas são impermeabilizadas por imersão, sendo, segundo a empresa, a única a utilizar tal método.

A diferença entre o tratamento de juntas cimentícias da Brasilit constante no DATEC Nº14 e o tratamento Brasilit para o consumidores em geral (consumidores comerciais) é a utilização de membrana hidrófuga neste último. Para suprir a falta deste elemento no "Sistema a Seco Saint-Gobain", o DATEC recomenda beiral mínimo de mínimo de 60cm. Esta membrana, de nome comercial Tyvek, embora fabricada pela empresa norte-americana DuPont, está disponibilizada no material informativo da Saint-Gobain BRASILIT [4], com os devidos direitos de propriedade reconhecidos, como elemento "de uso obrigatório em todas as aplicações de Placas Cimentícias externas". RODRIGUES [5] esclarece que esta membrana deve ser usada, de fato, em todas as edificações com fechamento em placa cimentícia Brasilit, excetuando-se as que forem construídas no âmbito do DATEC. Esclarece, também, que a membrana não consta no guia informativo "Sistema para Tratamento de Juntas Brasilit" por ser considerada como elemento pertencente ao processo de montagem do sistema para construção industrializada da Brasilit.

As características do tratamento de juntas entre placas cimentícias da Brasilit são apresentadas do Quadro 1:

Quadro 1 - Tratamento de juntas Brasilit (para o DATEC Nº14)

ORDEM	RECOMENDAÇÕES
1ª	Primer: Deve ser espalhado por uma área de 65 mm em cada placa a partir da borda de contato da união destas. Aplicar o prime na lateral menor da placa, entre as duas chapas.
2ª	Um cordão de polietileno expandido deve ser colocado entre as duas placas. Este cordão serve como delimitador de profundidade na junta.
3ª	Passar a primeira demão de massa para junta em área para receber a fita tela de fibra de vidro.
4ª	Aplicar a tela de fibra de vidro álcali-resistente de 52 mm de largura.

5ª	Passar a segunda demão de massa para junta em área de maior largura que a fita de 52 mm.
6ª	Aplicar a tela de fibra de vidro álcali-resistente de 102 mm de largura.
7ª	Passar a terceira demão de massa para junta em área de maior largura que a fita de 102 mm.
8ª	Aplicar a massa de acabamento em área igual à área em que foi aplicado o primer.

Fonte: Elaborado pelos autores

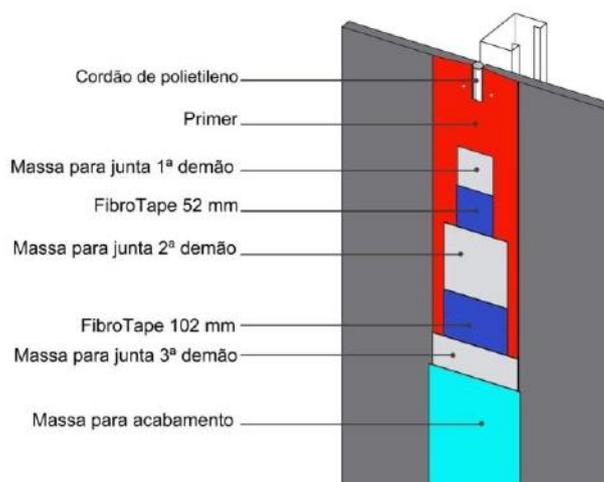


Figura 1 - Tratamento de juntas Brasilit

Fonte: Criado pelos autores baseado no DATec Nº14

3.2 Drylevis - Tratamento de juntas

Segundo CAMPOS [6] o Sistema LSF foi usado, de forma pioneira no Brasil pela Construtora Sequência, na implantação do Condomínio Jardim das Paineiras, com 47 casas, em Cotia, no estado de São Paulo. Nesta primeira obra, todo o material componente do sistema foi importado dos Estados Unidos, sendo que o fechamento externo foi executado com OSB (*Oriented Strand Board*) revestido com *siding vinílico*.

Após as primeiras experiências, iniciou-se o processo de fabricação em território nacional dos materiais empregados, o que possibilitou uma redução considerável nos custos de montagem e nos prazos de entrega.

Segundo BONGATTI [7], engenheira da construtora, a empresa já teve muitos problemas com o fechamento em placas cimentícias. Com o passar de algum tempo, a marcação das juntas começava a ficar nítida nas fachadas. Mariutti [8], da Construtora Sequência, declara que enfrentou muitos problemas com trincas nas fachadas com placas cimentícias, chegando a abandonar seu uso por um determinado tempo. Apenas quando venceu uma licitação, cujas

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

exigências determinavam a utilização de placa cimentícia, voltou a fazer uso delas. Porém, procurou pela orientação de um consultor internacional, que auxiliou no desenvolvimento de um sistema completo.

Bongatti explica que a Construtora Sequência faz uso frequente do tratamento de juntas com os produtos da empresa Drylevis, nas diferentes marcas de placas cimentícias que a empresa utiliza. Ela conta que tem obtido resultados muito satisfatórios, embora não possa afirmar que seja uma solução perfeita.

A Drylevis não fabrica placas cimentícias, apenas produtos que prometem evitar ou sanar problemas em superfícies de diferentes elementos da construção civil, dentre eles juntas de placas cimentícias. Os produtos da Drylevis tem, geralmente, características elastoméricas, que proporcionam um acabamento onde não seja possível a identificação da junta.

Segundo a DRYLEVIS [9], a empresa é detentora da Tecnologia Airstretch, que fundamenta-se na mecânica dos fluidos, prometendo acompanhar as movimentações naturais que ocorrem nas estruturas, permitindo alta flexibilidade e sendo respirável, evitando o surgimento de patologias comuns aos revestimentos como também a proliferação de bolores e fungos. Após o tratamento, forma-se uma película sobre a superfície das placas. Essa película é impermeável à água, mas permeável ao vapor.

As características do tratamento de juntas entre placas cimentícias da Drylevis são apresentadas do Quadro 2:

Quadro 2: Tratamento de juntas da Drylevis

ETAPA	TRATAMENTO
1ª	Passar o Primer na área lateral das placas, próxima à linha de junção. Este produto proporciona melhor aderência do selante.
2ª	Passar selante com a pistola. Este selante é um mastique com poder de adesão, de cura neutra e característica elástica.
3ª	Passar sobre toda a superfície da placa a base protetora.
4ª	Aplicar a Dryfit de 50 mm de largura, uma fita composta de fios de fibra de vidro entrelaçados, que formam uma malha.
5ª	Passar a massa cimentícia sobre a fita de 50mm. Esta massa é um composto monocomponente, de alto poder de enchimento, que proporciona flexibilidade, evitando o surgimento de trinca. Aguardar 6h para continuar o procedimento.
6ª	Aplicar novamente a Dryfit, porém esta de 100 mm de largura.
7ª	Novamente aplicar a massa cimentícia, em sobre a fita de 100 mm. Aguardar novamente mais 6h para continuar o procedimento.
8ª	Aplicar novamente a massa cimentícia, de modo a cobrir e nivelar toda a faixa. Aguardar secagem por 24h.

Fonte: Elaborado pelos autores

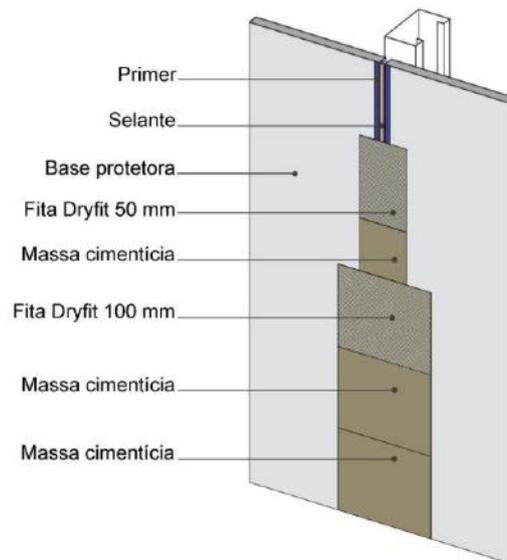


Figura 2: Tratamento de juntas da Drylevis
Fonte: Criado pelos autores

3.3 Knauf - Sistema de fachada Aquapanel e tratamento de juntas

Em resposta aos novos sistemas construtivos no Brasil, a Knauf lançou o sistema Aquapanel, um sistema completo de fachadas. O sistema consiste em uma estrutura metálica, composta por guias e montantes, na qual são aparafusadas chapas cimentícias (na face da parede voltada para o exterior) e chapas de drywall (na face voltada para o interior). Entre a camada de chapas cimentícias e a estrutura, deve ser colocada uma manta Tyvek (membrana que funciona como uma barreira para a água) sobre o montante, fazendo a interface entre este e a chapa cimentícia. É também essencial a colocação de uma lã mineral no interior da parede. A instalação procede com o tratamento das juntas (massa e fita), aplicação de massa superficial e colocação de malha de reforço. A parede finalizada está pronta para receber qualquer tipo de revestimento ou acabamento.

A KNAUF [10] garante que a chapa AQUAPANEL é 100% a prova de água e completamente inorgânica, de modo que não existe risco de mofo ou fungos.

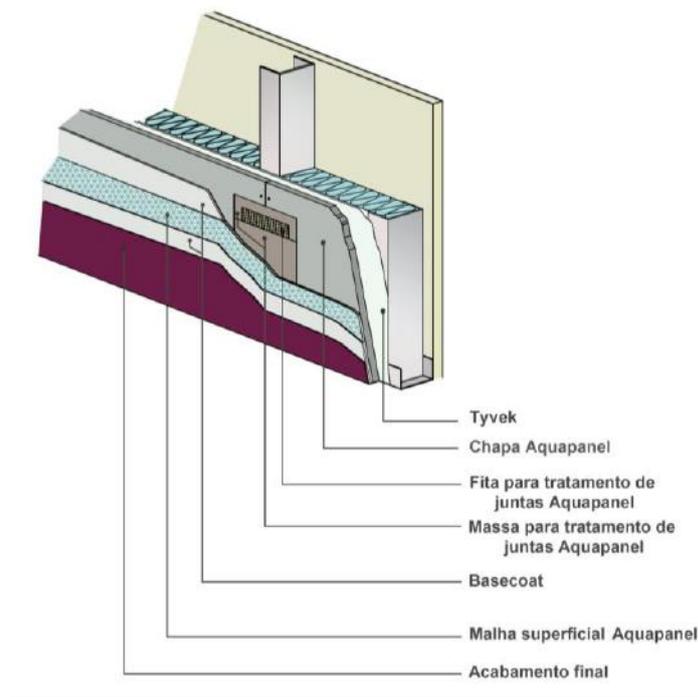


Figura 3: Tratamento de juntas da Knauf
Fonte: Criado pelos autores baseado em material gráfico da Knauf

3.4 Plaflux - Placas e tratamento

A Plaflux é uma empresa brasileira que atua desde 2007, fabricante de placa cimentícia e tratamento para juntas. As placas cimentícias da Plaflux recebem o nome "ProFort ds" e são estruturadas com malha de fibra de vidro, possuem superfície polida e borda quadrada.

A Plaflux recomenda a necessidade de se deixar uma junta de dilatação de no mínimo 1 cm para cada área com 15 m de largura x 4 m de altura (60 m² de área) ou 15m lineares de placa aplicada. Para obras com aplicação de revestimento cerâmico, aplicar as juntas de dilatação nas placas conforme especificado acima e respeitar as juntas de dilatação do material especificado pelo fabricante do revestimentos.

A distância entre as placas deve ser de 3 mm. A fixação deve ser iniciada pelo meio da placa, seguindo para as bordas e os parafusos devem ser colocados a uma distância mínima de 15 mm da extremidade da placa. A fixação das placas "ProFort ds", deve ser feita em posição contrária a fixação dos painéis de OSB.

A Plaflux fabrica a membrana hidrófuga de alta resistência composta por polipropileno. A membrana é fabricada segundo a norma ASTM E96-00 [11], método padrão norte-americano para avaliar a transmissão do vapor de água.

As características do tratamento de juntas entre placas cimentícias da Plaflux são apresentadas do Quadro 3.

Quadro 3: Tratamento de juntas da Plaflux

ETAPA	TRATAMENTO

1ª	Preencher com a Massa ProFort Base Coat System os 3mm entre as placas, deixando as juntas niveladas.
2ª	Aplicar a fita ProFort Base Coat System (10cm de largura) sobre a junta.
3ª	Cobrir com a Massa ProFort Base Coat System. Aguardar de 3h a 6 h até a uniformidade da coloração da massa para iniciar a próxima etapa.
4ª	Aplicar a Massa ProFort Base Coat System em toda a extensão da placa utilizando uma desempenadeira dentada, formando uma camada de aproximadamente 5mm.
5ª	Posicionar a Tela de fibra de vidro ProFort Base Coat System (100cm de largura) sobre a superfície onde se aplicou a massa. Com o auxílio de uma desempenadeira lisa espalhe bem a massa de forma que a tela não fique visível. (Figuras 6.19 e 6.20)

Fonte: Elaborado pelos autores

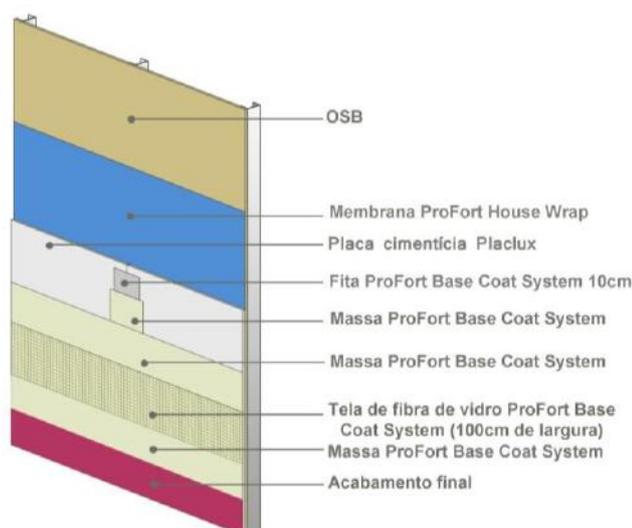


Figura 4: Tratamento de juntas da Placalux

Fonte: Criado pelos autores

3.5 Bricka - Placas e tratamento

A Bricka é uma empresa brasileira, com sede no Paraná, que fabrica placas cimentícias desde 1998. Suas placas cimentícias são reforçadas com duas telas de fibra de vidro, para torná-las mais resistentes. Possuem bordas rebaixadas, que facilitam o tratamento de juntas, melhorando o acabamento final. A empresa destaca que as placas não possuem celulose em sua composição, pois este componente é considerado pela Bricka como causador de inchaço devido à absorção de água, o que acarretaria trincas e, em caso de revestimento cerâmico, destacamento e queda das peças. Segundo PAULEK[12], a melhor tecnologia em placas cimentícias disponível no exterior são as placas feitas de concreto leve, que garantem uma durabilidade muito maior que as produzidas pelo método CRFS. Ele considera este último método passível de várias patologias e acrescenta que por ser o tipo de placa mais consumido

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

atualmente no Brasil, estas patologias denigrem a imagem da placa cimentícia como um todo no mercado.

A Bricka não exige a tela envolvendo toda a superfície da edificação, embora admita o uso dela caso seja exigência de projeto. O tratamento de juntas Bricka é simples, apenas usando fita sobre massa de rejunte. Após isso, deve ser aplicada novamente a massa de rejunte hidrorrepelente, depois a massa nivelante hidrorrepelente. Sobre esta última, deve ser aplicado um fundo selador e só então o acabamento, que deve ser feito com revestimento texturizado fino, textura ou grafiato.

Ainda segundo PAULEK, a empresa possui sistema de tratamento de juntas, porém, não fabrica todos os componentes, apenas coloca a marca própria, após escolher fornecedores que ofereçam produtos de primeira qualidade.

As características do tratamento de juntas entre placas cimentícias da Bricka são apresentadas do Quadro 4.

Quadro 4: Tratamento de juntas da Bricka

ETAPA	DESCRIÇÃO
1ª	Preencher os espaços entre as placas (horizontais, verticais, cantos e sobre a cabeça dos parafusos) com a massa de rejunte, utilizando uma espátula e uma desempenadeira de aço.
2ª	Aplicar em seguida a fita de fibra de vidro BRICKAWALL AR (álcalis resistente) com 5cm de espessura sobre a massa de rejunte ainda úmida.
3ª	Cobrir completamente a fita com a massa rejunte BRICKAWALL preenchendo o rebaixo das bordas. Remover todo e qualquer excesso antes do produto secar.
4ª	Aplicar uma camada da massa nivelante hidrorrepelente BRICKAWALL sobre toda a superfície da placa
5ª	Aplicar o fundo selador BRICKAWALL.
6ª	Aplicar o revestimento texturizado fino, textura ou grafiato BRICKAWALL.

Fonte: Elaborado pelos autores

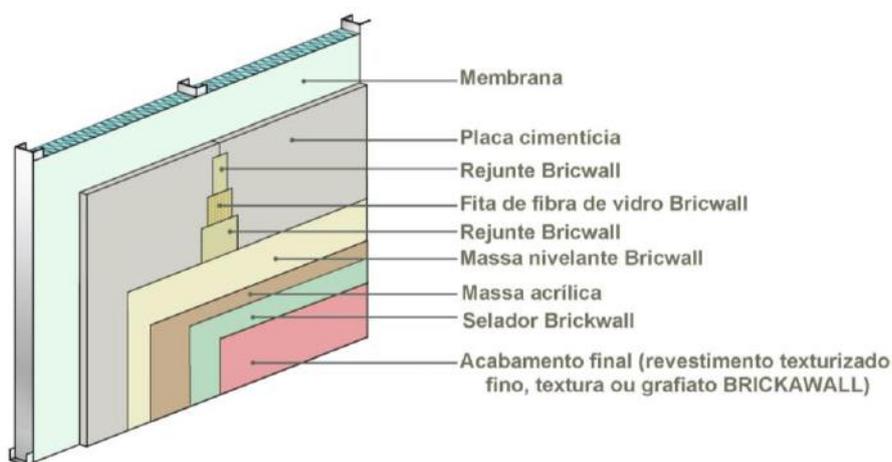


Figura 5: Tratamento de juntas da Bricka
Fonte: Criado pelos autores

Ao ser questionada sobre a simplicidade do tratamento de juntas, PAULEK esclarece que a Bricka responde que o fator compensatório é a junta de dilatação. As recomendações da empresa são peremptórias quanto à necessidade de serem colocadas estas juntas de dilatação. As juntas devem se localizar a cada 5 m, na horizontal e na vertical.

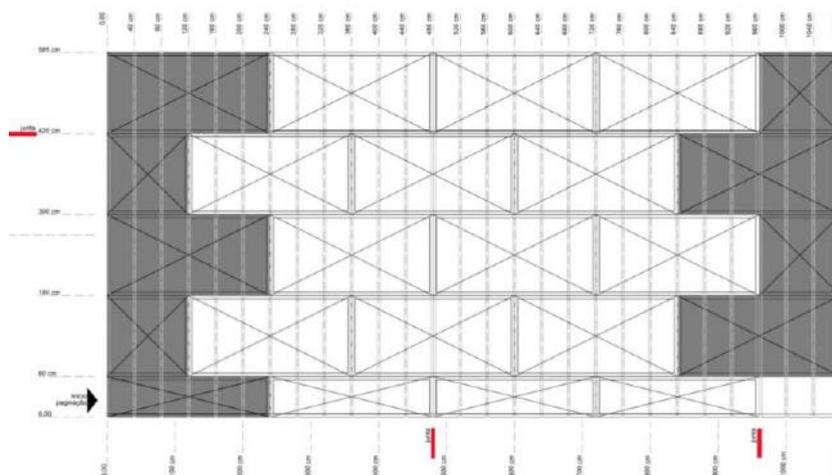


Figura 6 - Paginação de placas com juntas de dilatação.
Fonte: BRICKA [13]

Para as juntas de dilatação, usa-se o delimitador e o selante PU. O delimitador é um fio maciço e flexível de polietileno e o PU Brickawall é um selante com elasticidade e resistência ao rasgamento. Devem ser deixados 5 mm de espaço entre as placas. Introduzir o delimitador de 6mm de diâmetro na fenda entre as chapas. Ele tem a função de economizar o selante elástico e evitar que este entre em contato com o perfil. Deve-se aplicar o selante PU BRICKAWALL com pistola sobre o delimitador para nivelar e vedar a junta. O PU é elástico e permite que os painéis de placa trabalhem evitando trincas e rachaduras

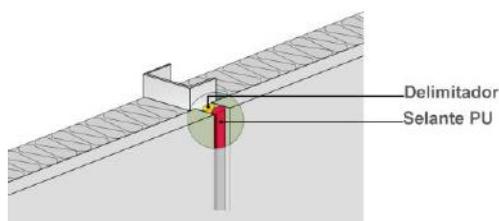


Figura 7 - Tratamento de juntas de dilatação
Fonte: Adaptado de Bricka [13].

3.6 USG Durock NEX Gen

A USG é uma empresa norte-americana, que atua no Brasil importando e comercializando placas cimentícias, dentre outros produtos. A placa cimentícia da USG (Figura 6.27) é formada por um processo contínuo de pasta de cimento Portland com aditivos especiais, agregada com malhas de fibra de vidro polimerizada, que abrange completamente as superfícies das bordas, da parte traseira e da parte dianteira.

A USG não fabrica todos os componentes do tratamento de junta: apenas a fita Durock Exterior Tape é própria. Os outros produtos recomendados pela USG no tratamento de junta de suas placas são: a massa basecoat deve ser da Saint-Gobain ou da New York Stucco e membrana hidrófuga a ser utilizada é a Tyvek, da DuPont. Como as placas são importadas, sua fabricação não segue a norma NBR 15498 (ABNT, 2007), mas testes e diretrizes da ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS e da ANSI - AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE.

As características do tratamento de juntas entre placas cimentícias da Bricka são apresentadas do Quadro 4.

Quadro 5: Tratamento de juntas USG

ETAPA	DESCRIÇÃO
1ª	Preencher os espaços entre as placas (horizontais, verticais, cantos e sobre a cabeça dos parafusos) com a massa de rejunte, utilizando uma espátula e uma desempenadeira de aço.
2ª	Aplicar em seguida a fita de fibra de vidro BRICKAWALL AR (álcalis resistente) com 5cm de espessura sobre a massa de rejunte ainda úmida.
3ª	Cobrir completamente a fita com a massa rejunte BRICKAWALL preenchendo o rebaixo das bordas. Remover todo e qualquer excesso antes do produto secar.
4ª	Aplicar uma camada da massa nivelante hidrorrepelente BRICKAWALL sobre toda a superfície da placa
5ª	Aplicar o fundo selador BRICKAWALL.
6ª	Aplicar o revestimento texturizado fino, textura ou grafiato BRICKAWALL.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Fonte: Elaborado pelos autores

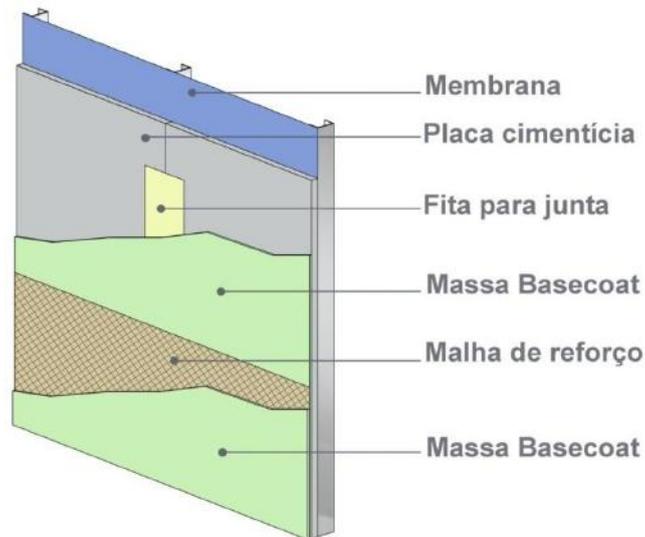


Figura 8: Tratamento de juntas da USG
Fonte: Criado pelos autores

4. CONCLUSÃO

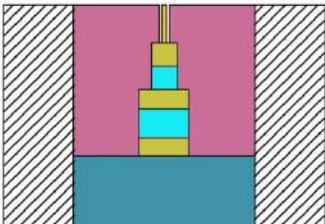
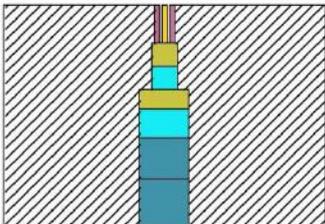
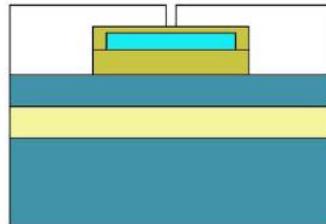
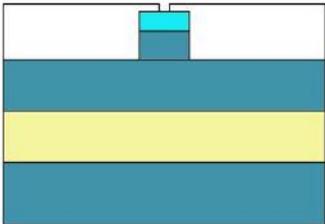
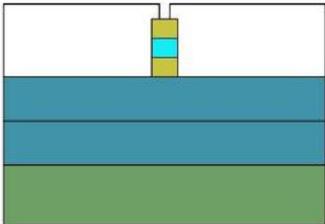
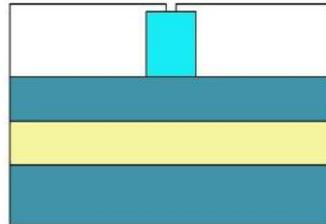
No Quadro 6 - Componentes de cada tratamento de junta de placas cimentícias- estão os elementos que compõem cada tratamento. e no Quadro 7 - Esquema comparativo entre os tratamentos de juntas de placas cimentícias entre as empresas estudadas - pode-se comparar a forma como acontece cada tratamento.

Quadro 6 - Componentes de cada tratamento de junta de placas cimentícias

	OSB	Membrana hidrófuga	Primer	Preenchimento da junta	Massa sob fita	Fita 50 mm	Massa sobre fita	Fita larga	Massa sobre fita	Massa Sobre fita larga	Massa basecoat	Selador acrílico	Malha	Massa acabamento
BRASILIT														
DRYLEVIS														
KNAUF														
PLACLUX														
BRICKA														
USG														

Fonte: Elaborado pelos autores

Quadro 7 - Esquema comparativo entre os tratamentos de juntas de placas cimentícias entre as empresas estudadas

Brasilit	Drylevis	Knauf
 <ul style="list-style-type: none"> Fundo de junta Primer Massa para rejunte Fita Massa para acabamento 	 <ul style="list-style-type: none"> Fundo de junta Primer Massa para rejunte Fita Massa para acabamento 	 <ul style="list-style-type: none"> Massa para rejunte Fita Massa para acabamento Tela
Placlux	Bricka	USG
 <ul style="list-style-type: none"> Fita Massa para acabamento Tela 	 <ul style="list-style-type: none"> Massa para rejunte Fita Massa para acabamento Selador acrílico 	 <ul style="list-style-type: none"> Fita Massa para acabamento Tela

Fonte: Elaborado pelos autores

Comparando os dois desenhos esquemáticos, percebe-se que o maior número de componentes de cada tratamento não necessariamente proporciona uma maior proteção da placa, visto que duas delas ficam com grande parte de sua superfície sem qualquer tratamento (parte hachurada no Quadro 7), embora isto não afete diretamente o desempenho do tratamento das juntas.

A tela que envolve toda a construção é um componente defendido como muito importante pelos usuários da Placlux, elemento também presente do tratamento da Knauf e USG.

Este trabalho teve como objetivo o conhecimento sobre as várias formas de fazer o tratamento de junta de placas cimentícias, fonte significativa de patologia no LSF. O trabalho

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

não pretende estabelecer o melhor tratamento, mas trazer conhecimento sobre o que tem sido utilizado no Brasil para o fechamento externo no *Light Steel Framing*.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), CAPES e FAPEMIG.

REFERÊNCIAS

- [1] CBCA - CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - **Tecnologias de vedação e revestimento para fachadas**- Rio de Janeiro, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.498**: Placa plana cimentícia sem Amianto – Requisitos e Métodos de Ensaio. Rio de Janeiro, 2007. 26p.
- [3] TÉCHNE, 2003 - Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/79/artigo285285-1.aspx>>. Acesso em: 19 mar. 2015.
- [4] BRASILIT, 2014 - Disponível em: <www.brasilit.com.br>. Acesso em 12 nov. 2014.
- [5] RODRIGUES, Alexandre - Gerente de produtos da empresa Brasilit/Saint-Gobain. Entrevista concedida em 20 jan. 2015.
- [6] CAMPOS, Holdianh Campos - **Avaliação Pós-Ocupação de Edificações Construídas no Sistema *Light Steel Framing***. 2010 .148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, Minas Gerais, 2010.
- [7] BONGATTI, Suellen - Coordenadora da Construtora Sequência. Entrevista concedida em 04 nov. 2014.
- [8] MARIUTTI, Alexandre. Utilização de *Light Steel Frame* em obras de médio e grande porte. In: CONSTRUMETAL – CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2010, **Anais** ...São Paulo, 2010.
- [9] DRYLEVIS, 2011 - Disponível em:<<http://www.drylevis.com.br/inovacao.html>>. Acesso em: 29 out. 2014.
- [10] KNAUF, 2012 - Disponível em:<<http://knauf.com.br/?id=728>>. Acesso em: 21 abr. 2015.
- [11] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E96-00** Standard test method for water vapor transmission of materials. Philadelphia, 2000.
- [12] PAULEK, Douglas Mazeika - Engenheiro Civil da empresa Bricka - Entrevista concedida em 14 mai. 2015.
- [13] BRICKA, 2012 - Disponível em:<www.bricka.com.br>. Acesso em 18 jan. 2015.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto/ Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação/ Sustentabilidade/ Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

TERÇA PRONTA HIPERESTÁTICA, CAIBRO E RIPA GALVANIZADOS

João Eidi Ito¹

Resumo

As terças correspondem, em média, a 35% do aço utilizado nas estruturas metálicas de cobertura e fechamento lateral, cujo mercado interno ultrapassa 300.000 toneladas anuais. Geralmente se apresentam na forma de perfis dobrados a frio, em chapa preta ou galvanizada, com secção “U” e “Z” (com ou sem enrijecimento) e em perfis “cartola”. Com menor frequência, também podem ser encontradas em perfis laminados, em treliças e, também, em vigas contínuas tipo METSEC. Entretanto, o que todos esses tipos de terça têm em comum, é que necessitam passar por processos de produção envolvendo corte de perfis, furação e, eventualmente, solda e pintura. O objetivo deste trabalho é apresentar uma forma alternativa de concepção de terças, que elimine aqueles processos, enviando-as diretamente para a montagem no canteiro de obras. Tal como é feito, hoje, com as telhas metálicas. Essa terça, denominada “terça pronta hiperestática”, é feita em perfil “cartola” e dispensa solda (por ser produzida em perfiladeira, sem emendas), pintura (por utilizar aço ZAR-345) e furação (por não necessitar de agulhas e correntes rígidas e ter sua fixação à estrutura feita através de parafusos “autobrocantes”). Como a terça METSEC, beneficia-se da hiperestaticidade no cálculo, atingindo uma economia superior a 100%, em relação a todos os demais tipos de terça. Além disso, é compatível com estruturas de concreto e madeira, às quais pode ser fixada através de “braçadeiras”. Também pode ser utilizada com outra função, no caibramento de telhados de telhas cerâmicas ou de concreto. Adicionalmente, será apresentado um perfil U enrijecido, dobrado em aço ZAR-345 e fixado através de parafusos auto-atarraxantes, para ser utilizado no ripamento desses telhados. O benefício, neste caso, é de cunho ecológico.

Palavras-chave: Terça pronta; Terça hiperestática; caibro e ripa galvanizados; Estrutura metálica.

HYPERSTATIC READY BATTEN, GALVANIZED RAFTER AND LATH

Abstract

The battens corresponds, on average, 35% of the steel structures used in metal coverage and side closure, whose domestic market exceeds 300,000 tons per year. Usually present themselves in the form of cold-bent profiles, in black or galvanized sheet, with "U" and "Z" section (with or without stiffening) and "top hat" shape profiles. Less frequently, can also be

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

found in rolled steel profiles, in trusses and also in continuous type METSEC beams. However, what all these types of battens have in common, is that they need to pass through production processes involving cutting profiles, drilling and eventually welding and painting. The objective of this work is to present an alternative form of batten design that eliminates those processes, by sending them directly to the assembly at the construction site. As it is done, nowadays, with metal tiles. This batten, called "hyperstatic ready batten", is made in "top hat" shape profile, welding-free (to be roll-forming produced, without amendments), painting-free (for use ZAR-345 steel) and drilling-free (does not require "needles" and "rigid chains" and has its attachment to the structure by "self-drilling" screws). Just like the METSEC batten, is self-benefited by hyperstatic in the calculation, reaching more than 100% savings compared to all other types of battens. Furthermore, it is compatible with concrete and wood structures, in which it can be fixed by means of "clips". It can also be used with other function, like rafter, in roofs of ceramic or concrete tiles. Additionally, a stiffened U profile will be introduced, cold-formed in ZAR-345 steel and fastened by "self-tapping" screws, for use like lath in these roofs. The benefit, in this case, is of ecological nature.

Keywords: Ready batten; Hyperstatic batten; Galvanized rafter and lath; Metal structure.

¹ Engenheiro civil formado pela Universidade Estadual de Londrina em dezembro/1980, calculista e projetista de estruturas metálicas, responsável técnico pelas empresas Engemil Estruturas Metálicas Ltda. de Cambé – PR e Algebrica Engenharia Eireli de Londrina – PR – Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Diversos materiais já foram utilizados em coberturas de edificações, ao longo da História. Desde os mais simples e abundantes, como folhagens de vegetações, lâminas de pedras e telhas cerâmicas, até os mais elaborados e escassos, como chapas de ligas metálicas de ouro, cobre, chumbo e, mais recentemente, alumínio e aço.

Até meados do século XIX, as estruturas para sustentação dos telhados eram, na grande maioria, feitas de madeira. Utilizadas em conjunto com telhas cerâmicas e de pedras, definiram um conjunto de peças estruturais até hoje muito utilizado: tesouras (arcos), terças, caibros e ripas. As telhas se apoiam nas ripas, que transferem sua carga para os caibros, que se apoiam nas terças, que são sustentadas pelas tesouras (arcos). Assim, toda a carga do telhado, mais sobrecargas e cargas acidentais, além do peso próprio, são transferidas pelas tesouras (arcos) à estrutura da edificação (vigas e/ ou pilares).

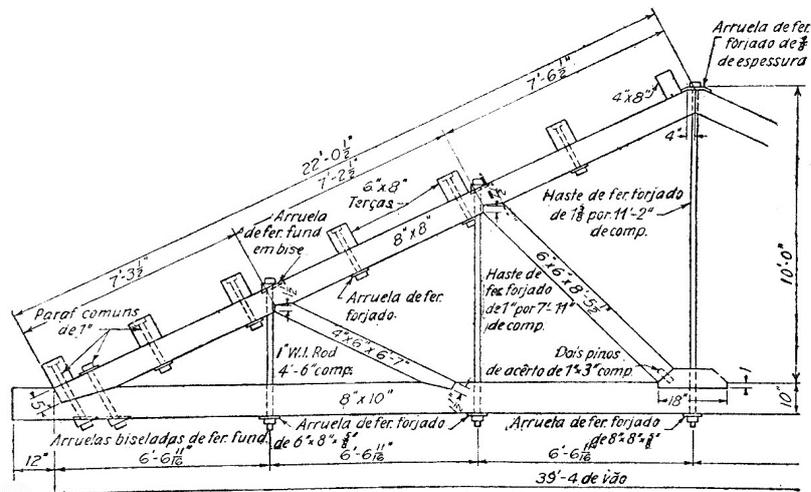


Figura 1 – Tesoura e terças de madeira para telhas metálicas
 Ilustração extraída de French [1]

O desenvolvimento das indústrias siderúrgicas e usinas de alumínio possibilitou que essas estruturas fossem, gradualmente, sendo substituídas pelas metálicas. O mesmo ocorrendo com as telhas. A maior resistência mecânica do aço e do alumínio permitiu a confecção de peças finas e esbeltas, resultando em sensível redução de peso, além de aumento nos vãos-livres. O efeito imediato dessa mudança foi a eliminação das ripas e caibros na cobertura com telhas metálicas (Fig. 1). Essas vantagens foram estendidas, também, ao fechamento lateral, principalmente em barracões para uso comercial, industrial e de armazenagem. Em pequenas coberturas, com telhas cerâmicas ou de pedras, ocasionalmente, pode ocorrer o contrário: tesouras e terças serem suprimidas.

Como se sabe, a terça é uma viga que trabalha submetida à flexão. Predominantemente, segundo o eixo horizontal de sua seção transversal. Assim, para se obter maior eficiência no dimensionamento de perfis metálicos, os efeitos da flexão (e da flambagem) segundo o eixo vertical sempre foram solucionados com a utilização de correntes estabilizadoras (agulhas, correntes rígidas e esticadores). A ligação dessas peças, bem como dos suportes para fixação nas tesouras (arcos) necessita de uma série de furos, como ilustra a figura 2.

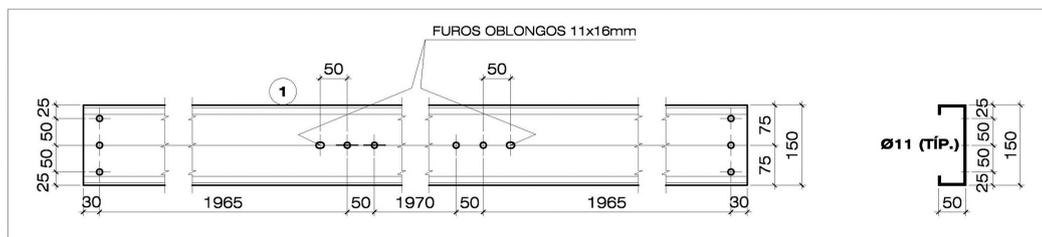


Figura 2 – Exemplo de furação em terça metálica

Recentemente, foram introduzidos conceitos de restrição lateral das barras, através de telhas metálicas colaborantes e, também, conceitos de semi-continuidade das terças. Esses novos conceitos são comentados no trabalho de Ferrari [2] e no catálogo da Metform (www.metform.com.br), empresa brasileira que comercializa o sistema europeu desenvolvido pela voestalpine Metsec plc (www.metsec.com), sucessora da Metal Sections Ltd. (U.K., 1931). Esse sistema utiliza perfis U e Z enrijecidos e, apesar de aplicar conceitos inovadores, ainda necessita de correntes estabilizadoras. Também necessita de furos para fixação nos suportes soldados às vigas-mestras. Isso pode ser visto na página 13 do catálogo da Metform.

Outra inovação relativamente recente foi a utilização de perfis “cartola” (Fig. 3). Com a vantagem da eliminação das correntes estabilizadoras, já que a geometria da seção lhe confere estabilidade lateral. Entretanto, esse tipo de terça ainda é fixado às tesouras (arcos) através de parafusos sextavados, com porcas e arruelas e, portanto, necessita de furações.

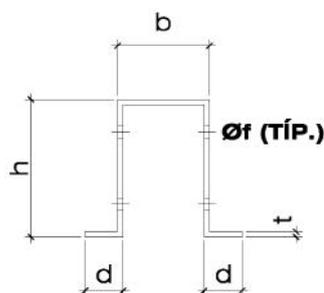


Figura 3 – Terça em perfil “cartola”

O objetivo deste trabalho é apresentar uma forma alternativa de concepção de terças, que elimine do processo de produção etapas como corte de perfis, furação e, eventualmente, solda

e pintura. E que possibilite envia-las diretamente para a montagem no canteiro de obras, tal como é feito, hoje, com as telhas metálicas. Isso pode ter um impacto econômico significativo, considerando que as terças correspondem, em média, a 35% do aço utilizado nas estruturas metálicas de cobertura e fechamento lateral, cujo mercado interno ultrapassa 300.000 toneladas anuais.

Esse novo produto, denominado “Terça Pronta Hiperestática” ou, simplesmente, “Terça Pronta”, é feito em perfil “cartola” e dispensa:

- 1) Solda (por ser produzido em perfiladeira, sem emendas);
- 2) Pintura (por utilizar aço ZAR-345) e
- 3) Furação (por não necessitar de agulhas e correntes rígidas e ter sua fixação à estrutura feita através de parafusos “autobrocantes”).

Como a terça METSEC, beneficia-se da hiperestaticidade no cálculo, com as vantagens adicionais acima relacionadas, além de evitar o manuseio na fábrica e reduzir fretes. Assim, a economia, que naquele sistema chega a ser de até 30%, segundo Ferrari [2] (pág. 4), nesse novo sistema ultrapassa 100% em relação àquele. Portanto, gera uma economia superior a 60% em relação aos sistemas tradicionais. Além disso, é compatível com estruturas de concreto, madeira e outros materiais, às quais pode ser fixada através de “braçadeiras”.

Também pode ser utilizado com outra função, no caibramento de coberturas com telhas cerâmicas, pedras ou de concreto. Neste caso, deve ser utilizado em conjunto com ripas em perfil U enrijecido, dobrado em aço ZAR-345 e fixado através de parafusos auto-atarraxantes ou autobrocantes. Apenas ressaltando que essa substituição da madeira pelo aço não visa (embora possa obtê-la) redução de custos, mas, sim, contribuir com a preservação do meio-ambiente.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este é um trabalho técnico, sem nenhuma conotação científica. Procura fazer uma abordagem prática do assunto, chamando a atenção para o aspecto comercial e mercadológico. Não traz nenhuma inovação quanto ao uso de novas máquinas e equipamentos. Baseia-se no potencial do parque industrial já instalado, sem ignorar, logicamente, a possibilidade de expansão do mesmo.

Neste sentido, limita-se a fazer uma discussão comparativa com o sistema METSEC apresentado no trabalho de Ferrari [2], cujo objeto é a estrutura metálica de um galpão industrial localizado em Guarulhos – SP, medindo 40,00m x 84,00m (3.360m²) e onde é atribuída àquele sistema, uma redução de 70 para 50 toneladas de aço, em relação ao sistema tradicional. Ferrari afirma (págs. 4 e 23), ainda, que o sistema proporcionou economia de até 30% no peso de terças e travessas, em relação aos sistemas tradicionais. Mas, aparentemente, essas informações se contradizem, já que o peso total também foi reduzido desse percentual (29%), sem nenhuma interferência daquele sistema nos pórticos.

Como o aludido trabalho não apresenta dados específicos do cálculo da estrutura, fazendo apenas comentários genéricos e descritivos, serão utilizadas as propriedades geométricas de um perfil escolhido aleatoriamente, apenas para se fazer uma comparação com um perfil equivalente (mesmo peso unitário) de “Terça Pronta”. Este procedimento dispensa a necessidade de se calcular os *esforços solicitantes de cálculo*, restringindo a análise comparativa a seus *esforços resistentes de cálculo*.

As propriedades geométricas das secções estudadas serão informadas em relação ao sistema de coordenadas (x, y), com origem nos respectivos centros de gravidade. A resistência ao escoamento do aço f_y será considerada a mesma para ambas as terças. Na terça METSEC, será utilizado o perfil 142U19 (Ue # 1,90mm 13x64x142x64x13mm). Na “Terça Pronta”, será utilizado o perfil “cartola” # 0,95mm 51x182x102x182x51mm. Ambos, com peso unitário de, aproximadamente, 4,20 kg/m. As propriedades geométricas da secção do perfil METSEC poderão variar ligeiramente, em relação aos dados informados na tabela do fabricante, devido à unificação do critério de consideração das dobras de canto, para ambos os perfis estudados.

Resultados do cálculo de vigas contínuas, quando citados, serão obtidos mediante aplicação do Processo de Cross, apresentado na obra de Sussekind [3]. Verificações de flechas, quando mencionadas, serão feitas pelo método das deformações, de acordo com Sussekind [4].

Com as devidas adequações de dimensões, o perfil “cartola” também pode ser utilizado como caibro de telhados revestidos com telhas de barro, pedra ou concreto. A figura 4 ilustra a utilização de caibro e ripa galvanizados, em substituição às mesmas peças de madeira, feita na obra The Euro Royal, da Teixeira Holzmann Empreendimentos Imobiliários. Trata-se de um loteamento residencial fechado, localizado em Londrina – PR. As estruturas metálicas da Ilha de Bruges (área social, esportiva e de lazer) foram executadas em 2012, utilizando aço ZAR-345 (além do CSN-COR-420), dobrados a frio em perfis U enrijecido e “cartola”, dentre outros.

**RIPAMENTO P/
TELHA URUGUAIA**

**DETALHE
S/ ESCALA**

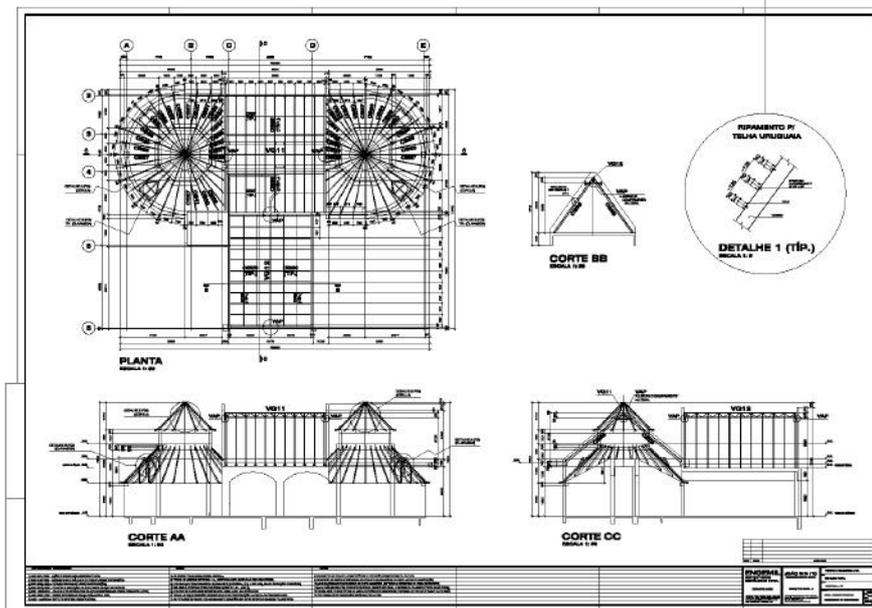
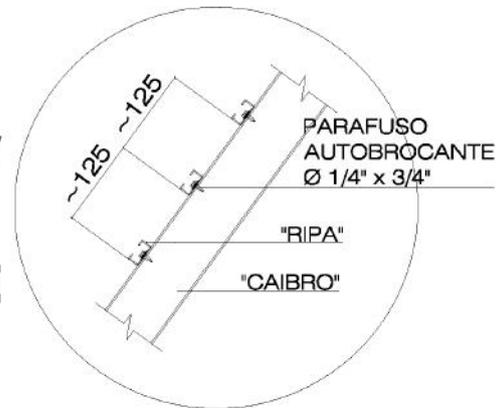


Figura 4 – Exemplo de caibro e ripa galvanizados

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As secções em estudo estão ilustradas na figura 5. Suas propriedades geométricas seguem abaixo (nomenclatura da NBR 14762/2010 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio):

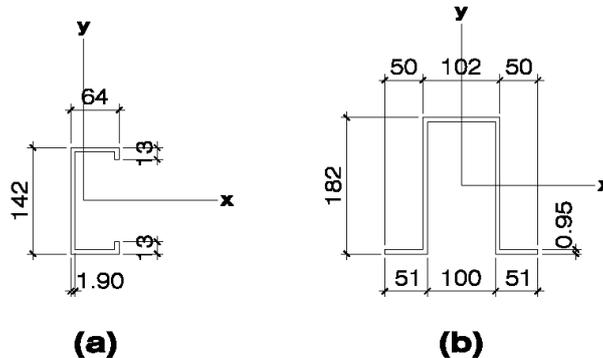


Figura 5 – Secções da terça METSEC (a) e “Terça Pronta” (b)

1) Terça METSEC:

$$\begin{aligned}
 I_x &= 178,20 \text{ cm}^4 \\
 W_x &= 25,10 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 5,70 \text{ cm} \\
 I_y &= 18,09 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 3,87 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= 1,82 \text{ cm} \\
 A &= 5,48 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2) “Terça Pronta”:

$$\begin{aligned}
 I_x &= 250,83 \text{ cm}^4 \\
 W_x &= 27,58 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 6,84 \text{ cm} \\
 I_y &= 152,75 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= 15,13 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= 5,34 \text{ cm} \\
 A &= 5,36 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Com base nos dados acima, pode-se dizer dos perfis:

- 1) Que o segundo é 9,9% mais resistente do que o primeiro, para cargas verticais;
- 2) Que o segundo é 3,9 vezes (290%) mais resistente do que o primeiro, para cargas horizontais;
- 3) Que o segundo é autoportante em relação aos dois eixos (x e y), já que o seu ‘ry’ corresponde a 78% do seu ‘rx’. Diferentemente do primeiro, em que o ‘ry’ é de, apenas, 32% do ‘rx’;
- 4) Que o segundo tem seu centro geométrico (ou de gravidade) equidistante das bordas, relativamente aos eixos x e y, garantindo-lhe um equilíbrio natural. Ao contrário do primeiro, em que o desequilíbrio geométrico da secção favorece a torção (ressalte-se que no caso do perfil Z, ocorre o mesmo).

4 CONCLUSÃO

Sabe-se, da análise estrutural pelo Processo de Cross, que numa viga contínua de apenas dois vãos consecutivos (de comprimentos “l”), a hiperestaticidade não traz nenhuma redução de esforço. O momento fletor máximo (provocado por uma carga distribuída “q”), que numa viga simplesmente apoiada é de $(q l^2 / 8)$, continua sendo o mesmo. Apenas com a diferença de que, nela, ocorre no meio do vão-livre e, na viga contínua, sobre o apoio intermediário. O único benefício, neste caso, é a redução da flecha máxima.

Quando se passa de dois para quatro vãos consecutivos, com três apoios intermediários, o momento fletor nos dois apoios próximos às extremidades é de $(q l^2 / 9,5)$ e, no apoio central, de $(q l^2 / 14)$. E assim, sucessivamente, quanto mais se aumentam os vãos consecutivos, menores vão ficando os momentos fletores sobre os apoios. No meio dos vãos-livres, ficam sempre menores do que sobre os apoios.

Isto está sendo lembrado, aqui, para mostrar que a consideração da hiperestaticidade, numa situação em que a média dos momentos fletores sobre os apoios fique próxima do momento de engastamento perfeito $(q l^2 / 12)$, resultará numa redução de esforços da ordem de 33%. Supondo-se, aqui, que os sistemas tradicionais de cálculo se baseiam, todos, no momento máximo $(q l^2 / 8)$.

Voltando aos dados informados por Ferrari [2], poder-se-ia concluir, então, que a alegada redução de 30% no peso de terças e travessas, em relação aos sistemas tradicionais, está coerente. Contudo, a redução de 29% (50/ 70 toneladas) no peso total da estrutura, também informada pelo pesquisador, fica sem explicação, já que o sistema METSEC não se aplica nos pórticos da estrutura.

A conclusão a que se chega é que a redução de peso obtida na obra objeto de estudo pode ter sido em decorrência de outro fator, alheio ao sistema METSEC. Com efeito, as estruturas tradicionais ainda são calculadas para utilização de aço com $f_y \geq 250$ MPa. Logo, como a estrutura em questão foi calculada para aço ASTM A570 Gr50, com $f_y \geq 350$ MPa, todos os perfis componentes da mesma podem ter tido a espessura reduzida na proporção inversa, ou seja, 250/ 350, resultando em 71% do peso (economia de 29%).

Em decorrência dessa observação, há fortes indícios (já que a memória de cálculo daquela estrutura não foi apresentada), de que a utilização do sistema METSEC não teve nenhuma contribuição na alegada redução de peso (e de custos). Além disso, não eliminou importantes etapas no processo de produção, que ainda o oneram.

Ao contrário, a “Terça Pronta” elimina praticamente todas as etapas convencionais de produção, permitindo que as peças sejam “slittadas”, “perfiladas” e enviadas diretamente para o canteiro de obras, assim como já é feito, hoje, com as telhas metálicas.

Os resultados apresentados na seção 3 indicam, com bastante segurança, o potencial de redução de custos do sistema “Terça Pronta” em relação ao METSEC. Só na redução de peso,

são 10%. As correntes estabilizadoras (agulhas, correntes rígidas e esticadores) são os itens de menor produtividade no processo de fabricação, por envolver proporcionalmente muita mão-de-obra para pouco peso de aço. No caso em estudo, representam em torno de 5% do peso das terças. Mas, com a mão-de-obra mais cara (por quilo de aço), pode-se dizer que representam mais 10% de economia. A eliminação de furações, idem. Portanto, só nesses três itens, já se alcançam os 30% de redução de custos almejados. Porém, há mais a redução de fretes, manuseio de peças na fábrica, impostos, facilidade na montagem, etc. Em resumo, a redução proporcionada pelo uso da “Terça Pronta” é muito maior do que 30% em relação à METSEC. Ou seja, 100% da economia que esta já proporcionava em relação ao sistema tradicional, como se pretendia demonstrar.

Detalhamentos complementares poderão ser objeto de futuros estudos, tais como as luvas de emendas e os gabaritos de fixação com parafusos autobrocantes ou presilhas. Não há normas brasileiras para ligações com este tipo de parafuso, mas um estudo sobre o assunto foi realizado por Freitas [5].

Da mesma forma, tabelas com sobrecargas admissíveis, em função do número de apoios, da variação de espessura, dimensões dos perfis e comprimento das peças (que só depende das limitações impostas pelos veículos de transporte), poderão ser elaboradas posteriormente, dependendo da resposta do mercado a este trabalho.

As fotos abaixo (Fig. 6) retratam um exemplo prático da utilização desse sistema. Trata-se da Praça de Pedágio de Jacarezinho – PR (BR 369 x BR 153), executada em 2001, próximo à divisa com o Estado de São Paulo, onde a “Terça Pronta Hiperestática” foi utilizada na cobertura e fechamento lateral inclinado. Apesar do acabamento com pintura eletrostática, a redução de custos, em relação ao sistema tradicional, foi superior a 50%.



Figura 6 – Utilização da “Terça Pronta Hiperestática” na Praça de Pedágio de Jacarezinho - PR

Agradecimentos

Agradeço à ABCEM e aos organizadores do Construmetal 2016, pela oportunidade de apresentar este trabalho.

REFERÊNCIAS

- 1 FRENCH, T. E. (tradução de Souza, S. F. e Ferlini, P. B.) Desenho Técnico. Porto Alegre: Editora Globo; 1973.
- 2 FERRARI, D. Coberturas Metálicas com Sistema de Terças Contínuas METSEC (graduação). São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi; 2008.
- 3 SUSSEKIND, J. C. Método das Deformações (Processo de Cross). Curso de Análise Estrutural. Vol. 3. 6ª Edição. Porto Alegre – Rio de Janeiro: Editora Globo; 1984.
- 4 SUSSEKIND, J. C. Deformações em Estruturas (Método das Forças). Curso de Análise Estrutural. Vol. 2. 7ª Edição. Porto Alegre – Rio de Janeiro: Editora Globo; 1984.
- 5 FREITAS, M. F. Ligações Metálicas Constituídas por Parafusos Auto-Atarraxantes (tese de mestrado). São Carlos – SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP; 2004.



Tema: Construções Leves Estruturadas Em Aço

ENSAIO DE CARGA DE PERFIL METÁLICO FORMADO A FRIO DE SEÇÃO CARTOLA

Miguel de Moraes Tavares¹

Fernando Carlos Bandarrinha Monteiro²

Jennifer de Fátima Gonçalves³

Resumo

Os resultados de um ensaio de carga feito num perfil metálico formado a frio de seção cartola são apresentados e discutidos neste trabalho. As cargas foram suspensas de modo a evitar a restrição lateral do perfil, numa tentativa de simular a ação do vento nas terças que suportam as telhas zipadas comumente usadas no Brasil. Após detalhar o procedimento experimental, são usados métodos analíticos para determinar as tensões principais, os deslocamentos e é feita uma comparação entre a resistência obtida no experimento e a resistência dada pelos procedimentos normativos (NBR 14762:2010). É dada uma atenção especial à estabilidade global do perfil, nomeadamente à flambagem lateral com torção. Finalmente, é feita uma simulação numérica usando o software comercial ANSYS, realizando uma análise elástica linear de primeira ordem e uma análise não linear elástica de segunda ordem (análise de colapso). A discrepância observada entre a resistência obtida analiticamente e a obtida experimentalmente permite concluir que a localização dos pontos de aplicação das cargas na seção transversal contribui favoravelmente para a resistência do perfil e esse fator não é explorado pela atual norma vigente (NBR 14762:2010 – Anexo E).

Palavras-chave: Flambagem lateral com torção, Perfil formado a frio, Tensão, Extensão.

LOAD TEST CARRIED OUT IN A COLD FORMED STEEL PROFILE HAT SECTION

Abstract

The results of a load test made on a cold formed steel hat section purlin are presented and discussed in this paper. Loads were suspended in order to avoid lateral restrictions, as in an attempt to simulate wind load in standing seam roofs systems often used in Brazil. After test detailing and procedure description, analytical methods are presented to determine the main stresses, displacements and a comparison is made between current design codes (NBR 14762:2010) using several software and load resistance achieved in the test. Special attention is given to global elastic critical moment regarding lateral torsional buckling. Finally, a numerical analysis is carried out in the code ANSYS, concerning first order linear elastic analysis versus nonlinear second order analysis (collapse analysis). The difference between the theoretical results and the test results shows that the location of the loads in the transverse section can increase the global resistance of the profile and this issue is not considered by the current applicable standard (NBR 14762:2010 – Annex E).

Keywords: Lateral torsional buckling; Cold formed profile; Tension; Extension.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



¹ Instituto Superior Técnico (Lisboa, Portugal), Mestre em Engenharia Civil, Calculista Sênior, Departamento Técnico, Constalica Soufer, São João da Boa Vista, São Paulo, Brasil.

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (Lisboa, Portugal), Mestre em Engenharia Civil, Professor Universitário, Departamento de Estruturas, Universidade Nove de Julho, São Paulo, São Paulo Brasil.

³ Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Graduação em Engenharia Civil, Engenheira Calculista/Mestrando em Engenharia Civil, Departamento Técnico/Área de Estruturas e Geotecnia, Solutec Engenharia/UNICAMP, Poços de Caldas, Minas Gerais, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção faz uso dos perfis formados a frio sobretudo nos galpões industriais, onde as terças que suportam as telhas de cobertura e tapamentos verticais apesar de terem um papel secundário na estrutura de um edifício, chegam a representar 30% do custo total de uma obra [1]. No Brasil, em tempos de crise, onde a indústria da construção é uma das mais afetadas pela quebra na demanda, os fabricantes deste tipo de perfis são forçados a diminuir os preços unitários, ainda que as usinas tenham tendência a acompanhar a inflação e subam regularmente os preços da matéria prima. A forte competitividade gerada pelo contexto atual leva a que os engenheiros calculistas dos perfis formados a frio procurem soluções que envolvam a menor quantidade possível de aço, mesmo que isso obrigue a usar perfis que exijam um maior trabalho de montagem, uma vez que os custos associados à mão-de-obra permanecem baixos relativamente a outros países.

Deste modo, torna-se imprescindível a investigação contínua por parte das empresas detentoras de patentes, que em conjunto com o meio acadêmico, visam explorar a resistência dos perfis no sentido de os tornar mais econômicos e responder adequadamente à competitividade do mercado. Por esse motivo, apresenta-se neste trabalho os resultados de um ensaio de carga feitos sobre um perfil de chapa fina formado a frio de seção cartola, patente MadreMax®, realizado na Universidade Estadual de Campinas.

No Brasil, os perfis MadreMax® são utilizados essencialmente como terças de cobertura e tapamentos laterais de galpões industriais apresentando-se como uma alternativa às soluções tradicionais de terças em formato Z ou U enrijecido e as treliças espaciais. Estes perfis têm o seu formato em cartola, o que lhes confere a possibilidade de acoplamento sucessivo entre perfis e a ligação direta às vigas de cobertura (sem necessidade de acessórios) garantindo uma maior eficiência na montagem – esta é a principal vantagem relativamente às soluções tradicionais referidas anteriormente.

A demanda por galpões de grande área bruta e pé direito tendo a finalidade, sobretudo, de os usar como Centros de Distribuição, obriga à necessidade de projetá-los com águas de grande dimensão e uma baixa inclinação com o intuito de evitar a perda de pé-direito nas extremidades junto às calhas. Para que o escoamento de água seja eficaz e se faça sem criar problemas de infiltração de água em coberturas que muitas vezes têm inclinação inferior a 3% é comum a utilização de telhas zipadas. Este tipo de telha tem uma melhor performance à estanqueidade pois a sua ligação à terça é intermediada por um clip, o que evita o aparafusamento direto com furação da telha. O mecanismo de zipagem deste sistema de cobertura permite a livre dilatação térmica da telha, o que faz com que a contribuição da telha no travamento da terça seja desprezada pela maioria dos projetistas no cálculo das terças. No entanto, estudos recentes vêm tentando explorar alguma contribuição [2].

No presente trabalho, submeter-se-á um perfil metálico formado a frio de seção cartola MadreMax® a duas cargas concentradas verticais aplicadas nos terços do vão, provocando deste modo flexão pura no terço central e flexão simples nos terços de extremidade, sem que seja considerada algum efeito de contenção lateral pela telha.

Este experimento não seria novidade se não tivesse considerado as cargas concentradas suspensas nos terços de vão, uma vez que na maioria dos artigos revisados o carregamento foi aplicado por atuadores hidráulicos que introduzem restrições laterais e condicionam o comprimento de flambagem [1]. Em alguns casos, o comprimento de flambagem fica restrito à distância entre os pontos de aplicação da carga; em outros, a

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



restrição não é mensurável e merece uma análise mais detalhada, como por exemplo, modelando o ensaio por elementos finitos para obter uma carga crítica de instabilidade e a partir daí deduzir o comprimento real de flambagem [3]. Desse modo, neste trabalho a aplicação das cargas não introduziu nenhuma restrição lateral conduzindo a um comprimento de flambagem igual ao do vão livre. O posicionamento das cargas na seção do perfil aproximou-se da realidade, uma vez que correspondeu à mesma posição do parafuso auto-atarraxante e o seu efeito benéfico de “puxar” a terça foi tido em conta no fenômeno de flambagem lateral com torção. Uma leitura pormenorizada sobre o efeito da posição da carga na estabilidade de um perfil de seção cartola pode ser feita em [4, 5].

A principal motivação do presente ensaio centra-se na influência do posicionamento das cargas como fator estabilizante para a flambagem lateral com torção, uma vez que os métodos analíticos da norma vigente (NBR 14762:2010 – Anexo E), não permitem tirar partido deste fator.

Pretendeu-se também explorar a não linearidade física do material, uma vez que a maioria dos projetistas limitam o dimensionamento dos perfis formados a frio ao regime elástico do aço. Foram testados 2 corpos de prova instrumentados com extensômetros e transdutores, proporcionando assim a aquisição de dados eficaz no decorrer do ensaio.

Com os resultados obtidos a partir da leitura dos extensômetros e dos transdutores e transferidos para o aquisitor de dados, foi possível fazer a determinação de tensões principais e a comparação da resistência obtida nos ensaios com a resistência prevista analiticamente. Também foi possível comparar os deslocamentos reais com os deslocamentos obtidos analiticamente e por análise numérica linear de primeira ordem e não linear de segunda ordem no software ANSYS.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais e suas características

- 02 Corpos de prova – vigas em perfil cartola formado a frio MadreMax® Perfil MMAX 100x1.5, cada um com 2,1 metros de comprimento; características mecânicas dos perfis: Aço – ZAR 345 Galvanização Z275; F_y (tensão de escoamento) = 345 MPa; E (módulo de elasticidade) = 200 GPa; ν (coeficiente de Poisson) = 0,3;
- 02 Tambores de PVC, para recepção do carregamento (água e sucata metálica);
- 02 olhais para suspensão das cargas;
- 02 chapas de distribuição das cargas;
- 02 grampos para fixação das vigas nas suas extremidades;
- 01 pórtico de reação em estrutura tubular;
- 01 extensômetro do tipo Kiowa, para aplicação horizontal;
- 03 extensômetros do tipo Kiowa posicionados em roseta;
- 01 transdutor do tipo Mitutoyo nº 7010B
- 01 Aquisitor de Dados do tipo – Sistem 500.

2.2 Descrição do Procedimento

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para a determinação da deformação por flexão e percepção do comportamento do corpo de prova até à instabilidade, procedeu-se à realização dos seguintes ensaios, diferindo apenas no teor do carregamento:

1º Ensaio – Consistiu na aplicação gradual de duas cargas pontuais até 140 Kg cada, num corpo de prova constituído por uma viga metálica formada a frio de seção cartola, Madremax® 100x1.5 simplesmente apoiada num pórtico tridimensional (Figura 1).

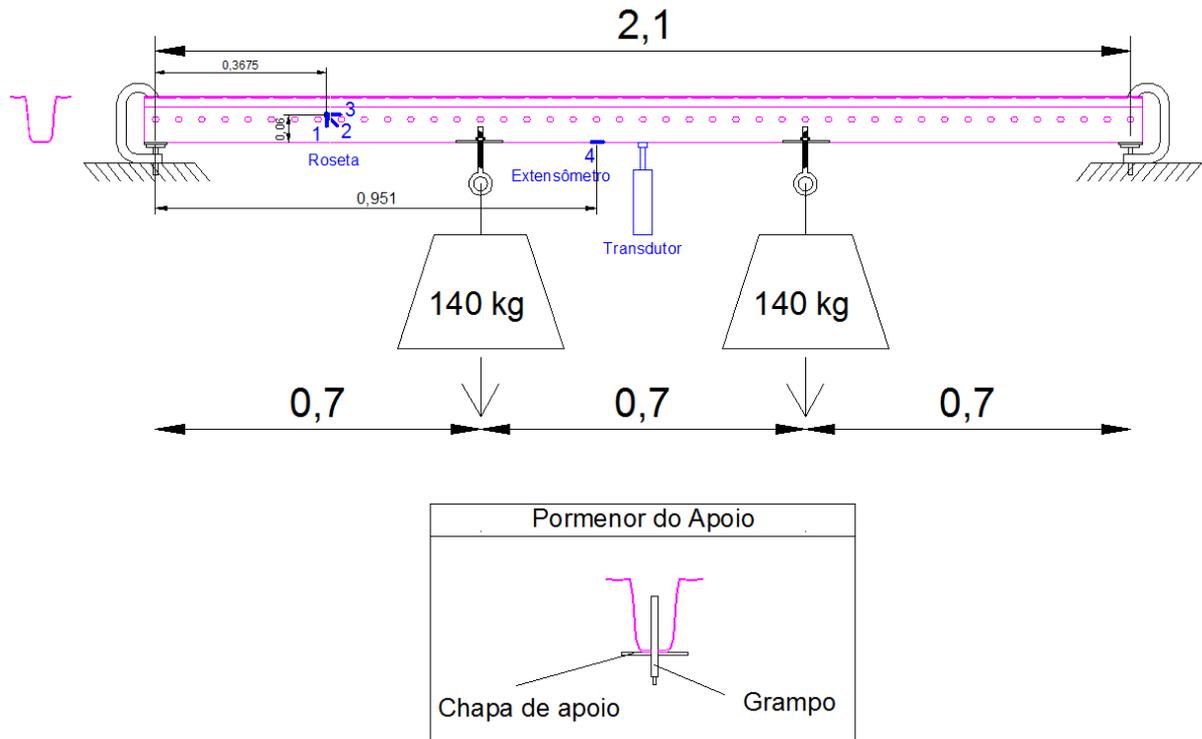


Figura 1 – Esquema do ensaio (dimensões em metros).

As cargas encontravam-se distanciadas entre si e das suas extremidades cerca de um terço do vão (0,7 m), e foram materializadas por dois tambores que foram sendo carregados de água até atingir a capacidade resistente do perfil dada pelo cálculo normativo (NBR 14762:2010).

Foram instalados quatro extensômetros do tipo Kiowa: um deles no banzo interior e centrado segundo o plano de simetria da seção (Figura 1 – Extensômetro e4). Este extensômetro encontrava-se a 0,95 m do apoio de extremidade esquerdo, na zona de momento fletor uniforme e permitiu, através das extensões registradas e do cálculo analítico das tensões normais, obter o módulo de elasticidade (E) e, deste modo, a comprovação com os valores usados correntemente para o aço. Os restantes extensômetros (e1, e2 e e3) compõem uma roseta, com a seguinte disposição: vertical e1, oblíquo a 45° e2 e horizontal e3. O ponto de encontro da roseta encontrava-se distanciado ao banzo interior do perfil 0,06 m e ainda do mesmo ponto ao apoio esquerdo 0,3675 m (Figura 2). Estes extensômetros posicionados em roseta permitiram a aquisição de extensões e posterior determinação de direções principais.

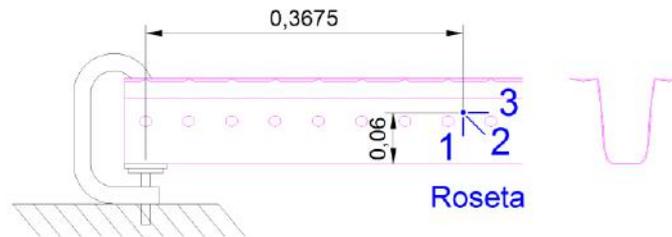


Figura 2 – Roseta de extensômetros (dimensões em metros).

Para além dos extensômetros, foi ainda empregue um transdutor do tipo Mitutoyo nº 7010B, centrado no banzo interior (Figura 1) para leitura dos deslocamentos verticais sucessivos registrados no decurso do ensaio. Os carregamentos foram efetuados em simultâneo nos dois tambores utilizando idênticos volumes de água e correspondendo a um acréscimo sucessivo de cerca de 30 Kg de peso no total (15 kg em cada tambor).

Encontrando-se os extensômetros e o transdutor devidamente interligados em série com um aquisitor de dados, foi possível registrar os deslocamentos e as extensões originadas pelos sucessivos carregamentos. Convém referir que foram aplicados nas extremidades da viga grampos destinados a impedir o tombo do perfil (Figura 3).



Figura 3 – Pormenor do apoio (Laboratório de Estruturas da UNICAMP).

Foi possível cumprir o carregamento total proposto (140 kg x 2 – capacidade resistente calculada pela NBR 14762), tendo sido inclusivamente ultrapassado e atingido os 180 kg x 2. No término do ensaio procedeu-se ao desaperto dos grampos nas extremidades, tendo-se verificado que não ocorreu variação significativa de deslocamento e garantiu-se que a contribuição do momento fletor residual proveniente da restrição parcial da rotação nos apoios não foi significativa. Os resultados obtidos motivaram o acréscimo de carregamento no 2º ensaio, com vista à obtenção das capacidades limites do perfil. Na Figura 4 é possível visualizar o aparato experimental no início do 1º teste.



Figura 4 – Aparato Experimental – início do 1º ensaio (Laboratório de Estruturas da UNICAMP).

2º Ensaio – O 2º Ensaio foi em tudo idêntico ao primeiro com exceção do carregamento que se elevou até ao colapso e que acabou por ocorrer para uma carga total de 300 kg x 2. Para tal, foi utilizado um segundo corpo de prova com as mesmas condições de apoio e igualmente instrumentado. A diferença no presente ensaio foi justamente no acréscimo de carga e no modo como foi executado. Isto é, até ao 7º carregamento foram utilizados baldes de água com carregamentos sucessivos de 30 Kg no total e a partir do 8º carregamento foi depositada sucata metálica até atingir os 300 Kg em cada tambor.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Parte Experimental

1º Ensaio – Os resultados obtidos no primeiro ensaio (Figura 5) demonstraram que as deformações do perfil se enquadravam perfeitamente na fase elástica de Tensão/Deformação da Lei de Hooke sem qualquer sinal de instabilidade excedendo as expectativas e concluindo-se, deste modo, que a viga mantinha a sua plena capacidade resistente, longe da instabilidade.

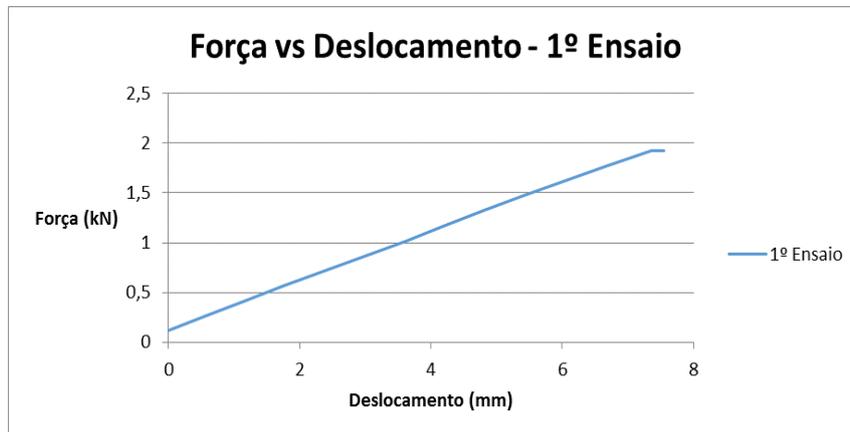


Figura 5 – Força vs Deslocamento obtido pelo transdutor a meio vão – 1º Ensaio (o patamar horizontal no final do gráfico corresponde ao desaperto dos grampos).

2º Ensaio – Através da Figura 6 é possível visualizar a fase elástica do carregamento e, a partir dos 250 kg de carga, uma ligeira diminuição da rigidez. Assim que efetuado o carregamento de 300 kg em cada tambor, perfazendo os 600 kg no total, verifica-se a evolução da deformação para o mesmo carregamento até atingir o colapso por instabilidade – flambagem lateral com torção (Figura 7).

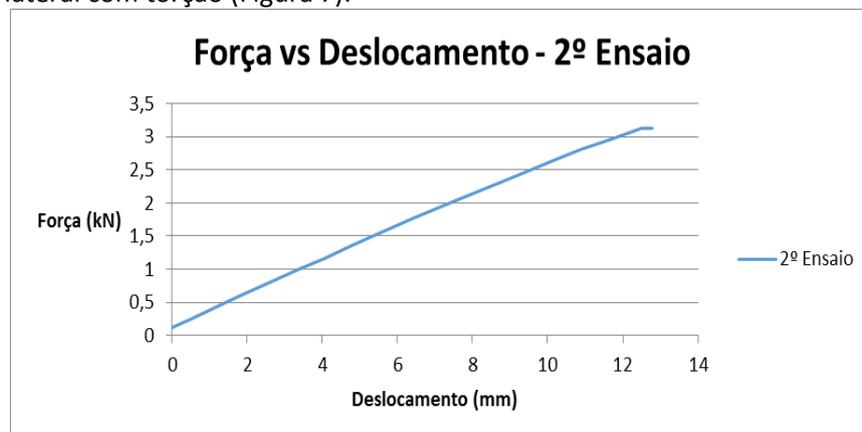


Figura 6 - Força vs Deslocamento obtido pelo transdutor a meio vão – 2º Ensaio.



Figura 7 – 2º Ensaio após colapso – flambagem lateral com torção (Laboratório de Estruturas da UNICAMP).

3.2 Parte Analítica

3.2.1 Obtenção das tensões principais

Dados os resultados das deformações através dos extensômetros e1, e2 e e3, determinam-se as tensões principais (σ_1 , σ_2) para a viga do 2º ensaio (Tabela 1). Para esta viga as tensões principais medidas na roseta para o último carregamento foram de -86,2 MPa e 9,3MPa.

Tabela 1 - Determinação de tensões principais (σ_1 e σ_2) para a viga do segundo ensaio.

Carga (kN)	Strain (e1)	Strain (e2)	Strain (e3)	ϵ_x	ϵ_y	γ_{xy}	ϵ_1	ϵ_2	σ_1 (kN/cm ²)	σ_2 (kN/cm ²)
0,12	14	0	-1	-0,000001	0,000014	-0,000013	0,000016	-0,000003	0,34	0,03
0,27	15	6	-9	-0,000009	0,000015	0,000006	0,000015	-0,000009	0,28	-0,10
0,42	16	12	-16	-0,000016	0,000016	0,000024	0,000020	-0,000020	0,31	-0,31
0,57	18	20	-24	-0,000024	0,000018	0,000046	0,000028	-0,000034	0,39	-0,56
0,72	19	27	-32	-0,000032	0,000019	0,000067	0,000036	-0,000049	0,46	-0,83
0,87	21	34	-40	-0,00004	0,000021	0,000087	0,000044	-0,000063	0,55	-1,09
1,02	22	41	-47	-0,000047	0,000022	0,000107	0,000051	-0,000076	0,62	-1,34
1,17	22	49	-57	-0,000057	0,000022	0,000133	0,000060	-0,000095	0,69	-1,69
1,32	21	57	-66	-0,000066	0,000021	0,000159	0,000068	-0,000113	0,75	-2,04
1,47	20	65	-74	-0,000074	0,00002	0,000184	0,000076	-0,000130	0,82	-2,36
1,77	17	78	-89	-0,000089	0,000017	0,000228	0,000090	-0,000162	0,91	-2,96

2,07	9	95	-108	-0,000108	0,000009	0,000289	0,000106	-0,000205	0,98	-3,81
2,37	3	109	-124	-0,000124	0,000003	0,000339	0,000121	-0,000242	1,06	-4,51
2,67	-10	126	-142	-0,000142	-0,000001	0,000404	0,000137	-0,000289	1,10	-5,44
2,82	-21	136	-153	-0,000153	-0,000021	0,000446	0,000146	-0,000320	1,09	-6,06
2,97	-41	151	-166	-0,000166	-0,000041	0,000509	0,000159	-0,000366	1,07	-6,99
3,12	-86	172	-183	-0,000183	-0,000086	0,000613	0,000176	-0,000445	0,93	-8,62

Abaixo segue o resultado do Círculo de Mohr das extensões para o último carregamento da viga do 2º ensaio (Figura 8). É importante referir que as tensões principais apresentadas no último carregamento estão abaixo do limite de escoamento do aço ($F_y = 345$ MPa) pois os extensômetros estão colocados na zona próxima à linha neutra e o posicionamento longitudinal dos extensômetros na viga está fora da zona de momento fletor máximo.

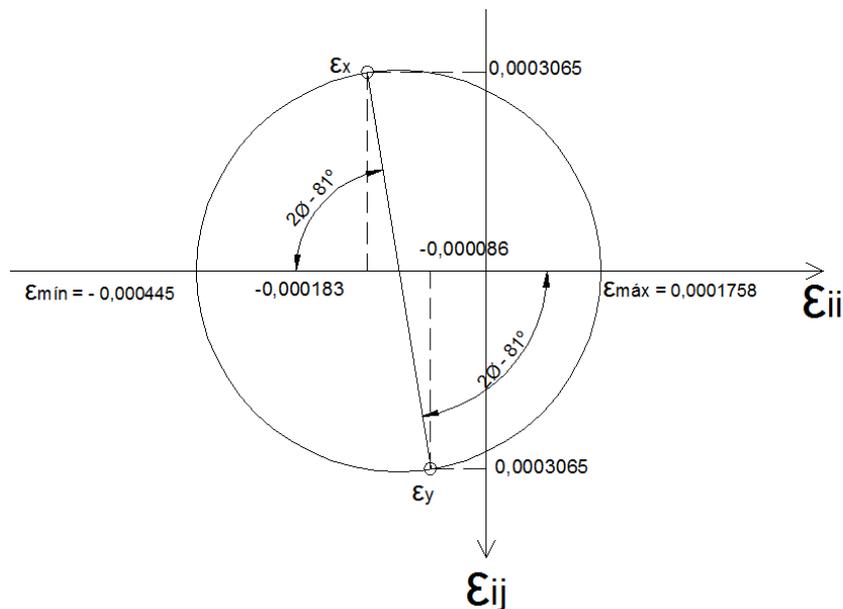


Figura 8 – Círculo de Mohr das extensões.

Como exercício acadêmico fez-se a representação gráfica das direções principais de tensão na Figura 9.

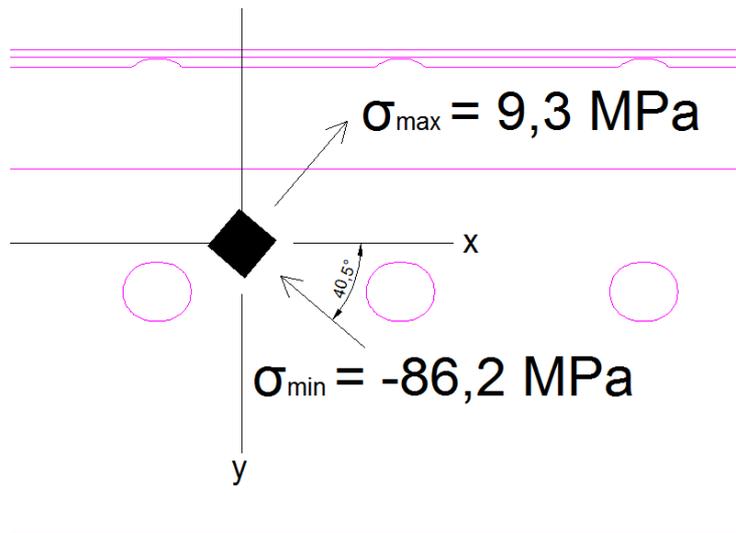


Figura 9 – Direções principais de tensão para o ponto de encontro dos extensômetros colocados em roseta.

3.2.2 Dedução indireta do Módulo de Elasticidade

Com os resultados obtidos através do extensômetro e4 (posicionado na zona de momento fletor constante e na fibra mais tracionada - Figura 1) é possível obter os valores das deformações ϵ . Para obter os valores das tensões normais devido ao momento fletor, devemos utilizar a Equação 1:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (1)$$

Onde M é o momento fletor na viga no mesmo ponto em que o extensômetro e4 foi posicionado e W é o módulo de resistência à flexão, que para o perfil em questão é de: $11,3 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ para a fibra que recebe o extensômetro. Através da equação de ajuste do gráfico da Figura 10, o qual relaciona a tensão (MPa) com a extensão, obtemos o módulo de elasticidade do aço pelo coeficiente angular ($E = 187,8 \text{ GPa}$) para o primeiro ensaio.

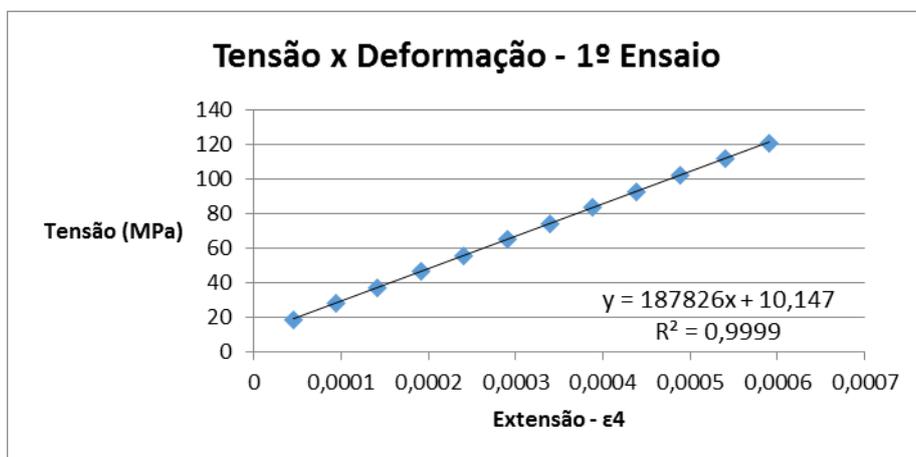


Figura 10 –Valores tensão vs deformação – 1º ensaio.



É importante referir que o valor obtido $E = 187,8 \text{ GPa}$ está próximo do usado correntemente para o aço ($E = 200 \text{ GPa}$) e apenas se deduz este valor para a viga do primeiro ensaio porque esta apresentava deformações que se enquadravam na fase elástica de Tensão/Deformação. Acrescenta-se que a viga do 2º ensaio o mesmo extensômetro colocado na zona de momento fletor máximo registrou uma extensão de 0,103 %, ainda longe do valor de deformação “offset” de 0,2 %.

3.2.3 Determinação dos deslocamentos obtidos analiticamente e comparação com os obtidos em ensaio

A determinação dos deslocamentos por via analítica recorreu ao programa de análise estrutural FTOOL e usou as disposições do Anexo C da norma NBR 14762:2010 para o cálculo de deslocamentos. Deste modo, o momento de inércia da seção bruta, $I_g = 5,95 \times 10^{-7} \text{ m}^4$, foi usado no programa, mas os deslocamentos foram amplificados com o fator I_g/I_{ef} , onde I_{ef} corresponde à inércia efetiva obtida pela equação (2):

$$I_{ef} = I_g \left(\frac{M_{Rser}}{M_n} \right) \quad (2)$$

Onde,

M_n é o momento fletor solicitante,

M_{Rser} é o momento fletor resistente calculado conforme o Anexo C.4 da NBR 14762:2010 porém substituindo o produto $W_f \gamma$ por M_n .

Na Figura 11 apresenta-se a comparação entre os deslocamentos obtidos analiticamente e os deslocamentos obtidos experimentalmente.

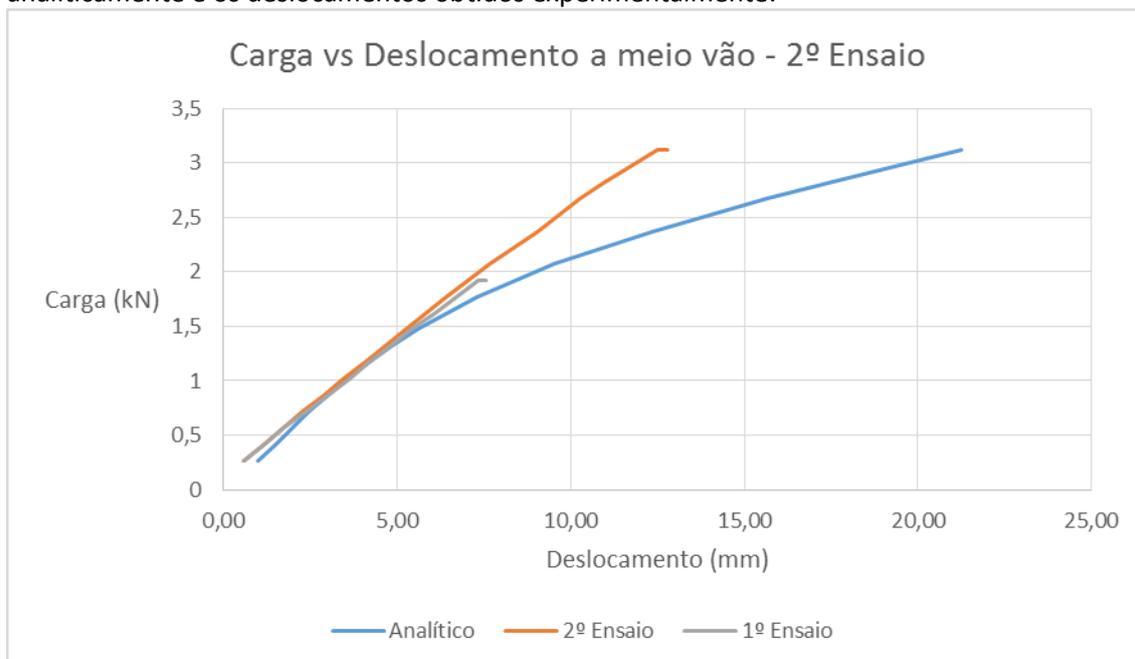


Figura 11 – Comparação dos deslocamentos obtidos analiticamente com os obtidos experimentalmente.

Observando os gráficos da Figura 11 é possível notar a grande concordância entre valores de deslocamentos obtidos analiticamente e experimentalmente até aos 6 mm de

deslocamento (1,6 kN de carga). No entanto, a partir desse nível de carga, verifica-se uma discrepância entre os valores experimentais e analíticos, permitindo concluir que a fórmula da Equação (2) que converte a inércia bruta para a inércia efetiva retorna valores muito conservativos face à realidade experimental.

3.2.4 Verificação de segurança normativa e comparação com resistência obtida em ensaio

O modelo de cálculo do ensaio realizado é representado por uma viga simplesmente apoiada de 2,1 m de vão com duas cargas concentradas aplicadas nos terços de vão (Figura 12).

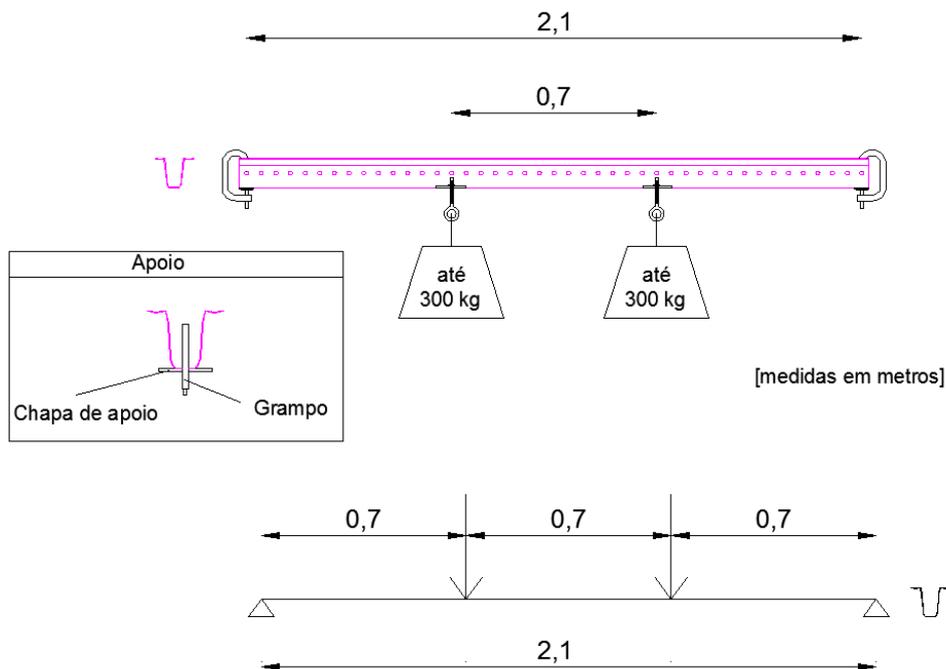


Figura 12 - Modelo de cálculo (medidas em metros).

O dimensionamento de perfis formados a frio pode ser feito pelo Método das Larguras Efetivas (MLE) ou pelo Método da Resistência Direta (MRD) da norma NBR 14762:2010. Apresenta-se na Figura 13 a verificação de segurança realizada pelo programa americano CFS (Cold Formed Steel) para a carga que provocou o colapso no 2º ensaio. A verificação é feita segundo a norma americana AISI S100 (1999) – “North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members” e é aplicado o método das larguras efetivas.

Interaction Equations			
AISI Eq. C5.2.2-1 (P, Mx, My)	0,000 + 2,556 + 0,000 =	2,556 >	1.0
AISI Eq. C5.2.2-2 (P, Mx, My)	0,000 + 2,556 + 0,000 =	2,556 >	1.0
AISI Eq. C3.3.2-1 (Mx, Vy)	0,387 + 0,000 =	0,387 <=	1.0
AISI Eq. C3.3.2-1 (My, Vx)	0,000 + 0,000 =	0,000 <=	1.0

Figura 13 - Verificação de segurança feita pelo programa CFS.

Do resultado obtido pelo programa se conclui que a carga que provocou o colapso no ensaio é bastante superior (2,56 vezes) à carga que verifica a segurança usando o MLE do programa CFS para o dimensionamento do perfil.



Foi também usado o Método da Resistência Direta (MRD) da norma NBR 14762 (Anexo C) para confirmar que a limitação da capacidade de carga do perfil é a flambagem lateral com torção (FLT – Flambagem global na Tabela 2).

Tabela 2 - Verificação de segurança pelo MRD.

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (M_y) *MMAX 100x1.5*

W (m ³)	0,0000113	f_y (kPA)	345000
---------------------	-----------	-------------	--------

FLAMBAGEM LOCAL

α_l	1,197
M_{crl} (kN.m)	4,67
M_{ne} (kN.m)	0,90
λ_l	0,438
M_{nl} (kN.m)	0,90

FLAMBAGEM DISTORCIONAL

α_d	1,197
M_y (kN.m)	3,90
M_{crd} (kn.M)	4,667
λ_d	0,914
M_{nd} (kN.m)	3,24

FLAMBAGEM GLOBAL

α_g	0,23
M_y (kN.m)	3,90
M_{cre} (kN.m)	0,90
M_{ne} (kN.m)	0,90

γ	1,1
----------	-----

M_n (kN.m)	0,90
--------------	------

$M_{rd} = M_n / \gamma$ (kN.m)	0,81
--------------------------------	------

rácio	2,73	<	1,00
-------	------	---	------

Pela observação dos coeficientes α_l , α_d e α_g , respectivamente associados aos momentos críticos de flambagem local, distorcional e global, comprova-se que o fenômeno de flambagem condicionante é o global (α_g), em virtude de o seu coeficiente ser o menor dos restantes.

Para a obtenção dos coeficientes acima (α_l , α_d e α_g) foi feita uma análise de estabilidade elástica no programa de elementos finitos ANSYS v12 (Figura 14 e Figura 15). Poderia ter sido utilizado o programa de faixas finitas restringidas CUFSM, mas teve-se em conta a limitação do mesmo relativamente à furação: a análise por elementos finitos modelou o perfil furado ao passo que no CUFSM isso não seria possível.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

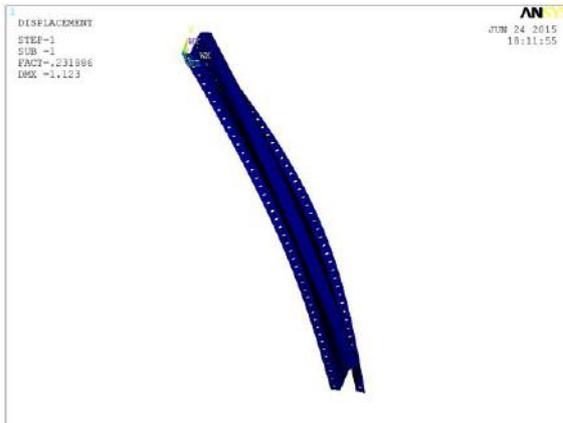


Figura 14 – 1º modo de flambagem (global, $\alpha g=0,23$).

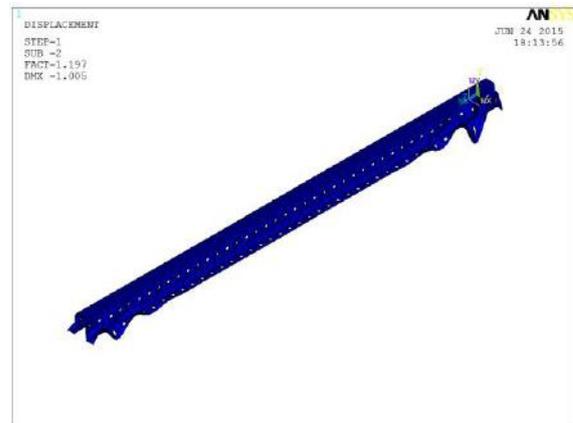


Figura 15 – 2º modo de flambagem (distorcional, $\alpha d=1,197$)

Destaca-se que a análise de estabilidade foi feita por aplicação de um momento fletor uniforme, de acordo com o que é preconizado na norma (Figura 16). Neste caso esse momento fletor aplicado teve valor igual ao momento de cedência (M_y), para que o Momento Crítico de FLT fosse obtido diretamente por $M_{cre} = \alpha g \times M_y = 0,23 \times 3,9 = 0,9 \text{ kN.m}$.

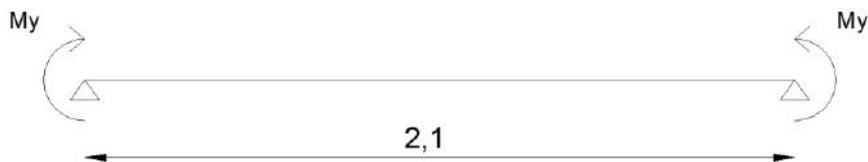


Figura 16 – Momento fletor aplicado para análise de estabilidade no ANSYS (medidas em metros).

A análise de estabilidade também pode ser feita usando a Teoria de Vigas Generalizada (GBT – “Generalized Beam Theory”). No presente caso utilizou-se o programa GBTUL, com a desvantagem de o mesmo não poder ter em conta a furação da viga (Figura 17).

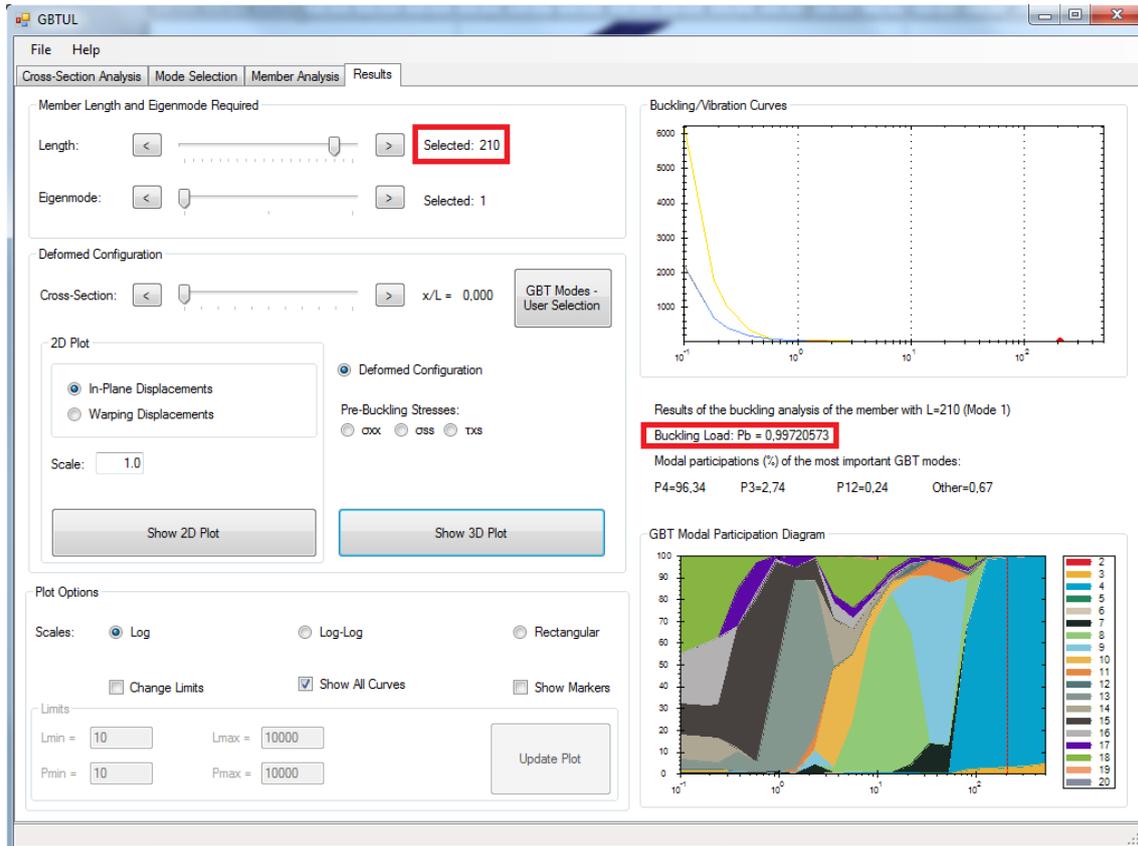


Figura 17 – Resultados do programa GBTUL ($M_{cre} = 0,997 \text{ kN.m}$, $L_{flamb} = 210 \text{ cm}$).

O programa permite visualizar o modo de instabilidade em 3D, onde é possível constatar o modo de flambagem lateral com torção (Figura 18).



Figura 18 – Modo de instabilidade visualizado no GBTUL (flambagem lateral com torção).

Da mesma forma, a análise de estabilidade foi feita por aplicação de um momento fletor uniforme, de acordo com o que é preconizado na norma. Neste caso esse momento fletor aplicado teve valor igual a 1 kN.m, para que o Momento Crítico de FLT fosse obtido diretamente por $M_{cre} = \alpha g \times 1 = 0,997 \times 1 = 0,997 \text{ kN.m}$. É importante referir que o GBT é um

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



método mais versátil pois permite ter em conta a posição das cargas, quer segundo o eixo longitudinal da viga, quer a posição da carga no plano da seção [4], embora essa potencialidade não tenha sido explorada neste trabalho devido à limitação da versão do programa.

A norma NBR 14762:2010 recomenda o uso do Anexo E para determinar o Momento Crítico de Flambagem Lateral Com Torção (FLT) - Tabela 3.

Tabela 3 - Momento Crítico de FLT – Norma NBR 14762 – Anexo E.

FLT
M (-) vão
100x1,5

rx (m)	0,036
ry (m)	0,033
r0 (m)	0,090
Cm	1
Cs	-1

Nex (kN)	259,88
Nez (kN)	19,69
t (m)	0,0015
jy (m)	0,083

ly (m4)	4,70374E-07
---------	-------------

$\beta_w (m^5)$	-8,70241E-09
$\beta_f (m^5)$	-4,46045E-09
$\beta_l (m^5)$	1,36558E-08
$x_m (m)$	0,0553
$a_m (m)$	0,0333
b_m	0,1
c_m	0,03224
$x_0 (m)$	0,072740559

Mcre (kNm)	0,95
-------------------	-------------

v	0,3
Ix (m4)	5,80602E-07
E (kN/m2)	200000000
KxLx	2,1

KzLz	2,1
Cw (m6)	3,00311E-10
G (kN/m2)	76923077
J (mm4)	3,339E-10

fy (Mpa)	345
----------	-----

Na Tabela 4 apresenta-se uma comparação dos valores dos Momentos Críticos de FLT obtidos pelos programas apresentados e a comparação com a norma. Salienta-se a coerência entre eles.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 4 – Momentos Críticos de FLT – comparação entre programas e norma NBR 14762:2010.

Momento Crítico de FLT (kN.m)		
ANSYS	GBTUL	NBR - ANEXO E
0.90	0.99	0.95

O valor obtido pelo Anexo E da norma ($M_{cre} = 0,95 \text{ kN.m}$) é bastante próximo do valor obtido pelo ANSYS ($M_{cre} = 0,90 \text{ kN.m}$) e pelo GBTUL ($M_{cre} = 0,99 \text{ kN.m}$). Como demonstrado anteriormente, se forem usados no dimensionamento levam a um valor resistente de cálculo bastante baixo ($M_{rd} = 0,81 \text{ kN.m}$), quando comparado com a resistência obtida no ensaio ($M_{rd} = 2,20 \text{ kN.m}$).

Perante a análise feita, é necessário ter em conta a premissa principal que motivou este ensaio: as metodologias de dimensionamento atuais não contabilizam o efeito de localização dos pontos de aplicação da carga – admite-se que este fator seja o principal responsável pela grande disparidade entre a capacidade de carga verificada em ensaio e o limite de dimensionamento que a norma impõe.

Este fato, apenas constatado pela realização do ensaio, oferece uma grande segurança no dimensionamento dos perfis metálicos de seção cartola MadreMax® quando sujeitos às cargas de vento de sucção e serve de mote para explorar uma maior capacidade de carga numa metodologia de dimensionamento a definir futuramente.

3.3 Parte Numérica

No presente trabalho o ensaio experimental foi modelado no programa ANSYS v12, via Método dos Elementos Finitos (MEF), tendo por base a modelagem feita em [6]. É importante referir as duas análises apresentadas: a primeira, linear (do ponto de vista físico) e de 1ª ordem (do ponto de vista geométrico). A segunda, uma análise fisicamente não linear e geometricamente de 2ª ordem (Figura 19).



Figura 19 – Classificação dos tipos de análise numérica via MEF.

Ambas as análises utilizaram um elemento que pode ser encontrado na biblioteca interna do ANSYS. Foi utilizado o elemento de casca SHELL281 (Figura 20), ideal para a análise não linear de cascas de pequena espessura sujeitas a grandes deformações e rotações.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

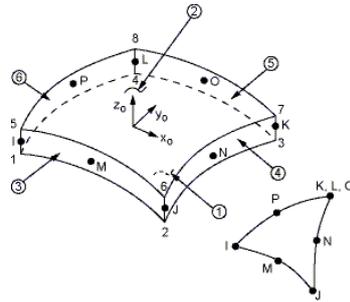


Figura 20 – Elemento Finito SHELL281 (Fonte: [7]).

O elemento possui 8 nós, com 6 graus de liberdade por nó, translação nos eixos X,Y e Z e rotação em torno dos mesmos eixos.

Análise linear de primeira ordem

Esta análise teve em conta a elasticidade linear do aço, onde foi definido um Módulo de Elasticidade $E = 200 \text{ GPa}$ (Figura 21).

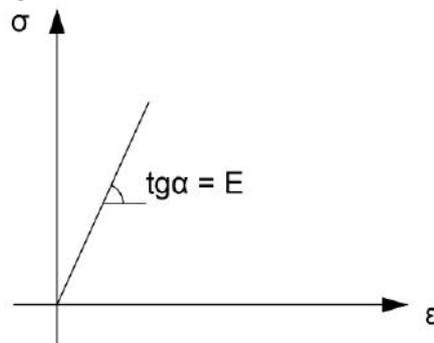


Figura 21 – Modelo constitutivo usado na análise linear.

Análise não linear de segunda ordem

Foi adotado para a terça um modelo constitutivo elasto-plástico multilinear com encruamento isótropo e critério de plastificação von Mises. A Figura 21 mostra a correlação existente entre o comportamento elasto-plástico com encruamento de aço trabalhado a frio (sem patamar de escoamento) e o modelo trilinear adotado.

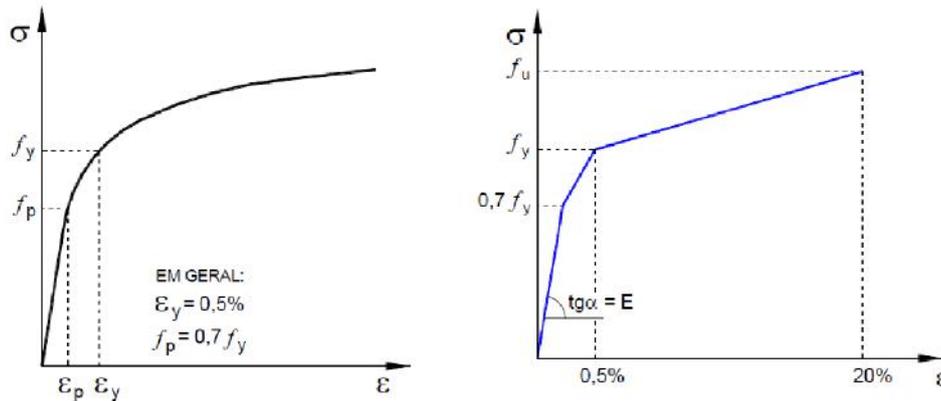


Figura 22 – Modelos constitutivos (Fonte: [6]).

A curva tensão-deformação limitou-se a três trechos. O primeiro trecho corresponde a um modelo elástico linear considerando o módulo de elasticidade do aço ($E=200$ GPa) até à tensão de proporcionalidade ($F_p=0,7F_y$), o segundo trecho segue retilíneo até o ponto referente à resistência ao escoamento ($F_y=345$ MPa) e deformação 0,5% e o último trecho segue retilíneo até ao ponto equivalente à resistência à ruptura ($f_u=420$ MPa) e deformação 20%. Resumem-se na Tabela 5 as propriedades físicas do material.

Tabela 5 – Propriedades físicas do material.

Propriedades do Aço	
E (GPa)	200
f_y (Mpa)	345
f_u (Mpa)	420

Para a resolução do sistema não-linear foi utilizado o método iterativo e incremental Newton-Raphson Completo (“Newton-Raphson Full”) que atualiza a matriz de rigidez tangente a cada iteração.

O carregamento foi aplicado de forma incremental utilizando-se da ferramenta do ANSYS conhecida como “Automatic Load Stepping”. Esta ferramenta faz com que o programa atualize automaticamente o incremento de força a ser acrescido. Segundo o manual do ANSYS, o incremento de força é diminuído se o número de iterações ultrapassar o limite estabelecido pelo usuário (adotado 25), se ocorrer deslocamentos excessivos, ou se o incremento de deformações plásticas ultrapassar 15%.

Foi utilizado o critério de convergência em termos de deslocamentos. O critério de convergência verifica se a solução obtida possui a precisão julgada suficiente. Segundo [8], o critério de convergência em termos de deslocamentos é dado pela Equação (3):

$$\|\underline{\delta_u}\| < \beta \|\underline{u}\| \quad (3)$$

Em que,

δ_u são as correções iterativas dos deslocamentos,
 u são os deslocamentos totais,
 β o valor 10^{-3} .

Condições de contorno e carregamento

Uma das principais dificuldades na modelação foi a melhor representação das condições de contorno. Como se pode verificar na Figura 23 a viga está com a sua mesa interior apoiada numa chapa e fixa por um grampo.



Figura 23 – Apoio de extremidade – chapa plana com grampo de fixação (Laboratório de Estruturas da UNICAMP).

Deste modo, a condição de apoio que melhor representou a realidade foi o bloqueio ao deslocamento vertical e horizontal numa faixa de nós (Figura 24).

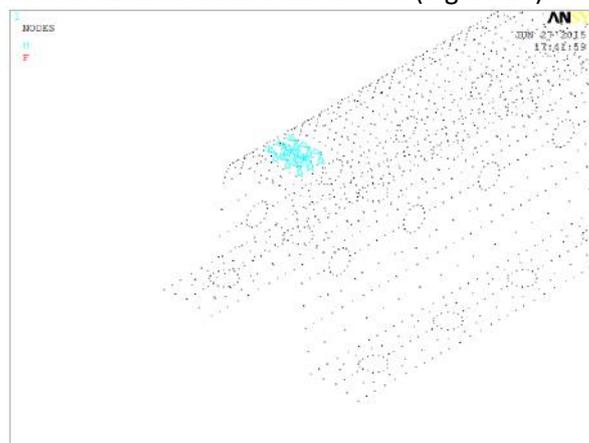


Figura 24 – Modelação das condições de apoio.

Para que o modelo possa ser corrido e evitar a hipoestaticidade do problema foi necessário introduzir uma restrição ao deslocamento segundo o eixo da viga. Essa restrição foi

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

introduzida a meio vão, num nó a meio do banzo interior, de modo a conferir simetria ao modelo.

Foi preciso ter especial cuidado na modelação do carregamento. Apesar de o cálculo analítico assumir que as cargas estão concentradas, na realidade elas se distribuem por uma área, embora pequena. O mesmo foi feito no modelo numérico: considerou-se uma faixa de 10 cm de largura na mesa superior e distribuiu-se a carga concentrada por essa área (Figura 25). Desse modo evitou-se o grande efeito local inerente à aplicação de uma carga concentrada em apenas um nó.

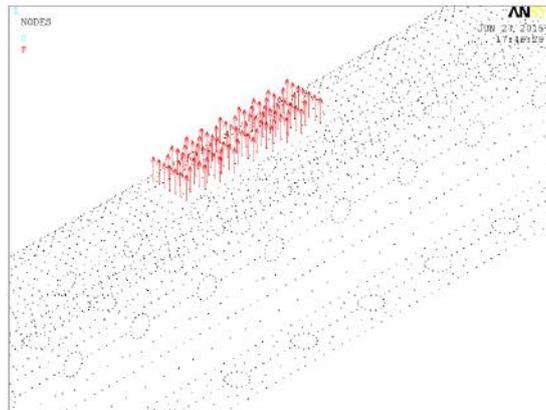


Figura 25 – Modelação da região de carregamento.

Recorda-se que no ensaio foram previstas chapas de distribuição de carga de modo a evitar a grande concentração de tensões (Figura 26).

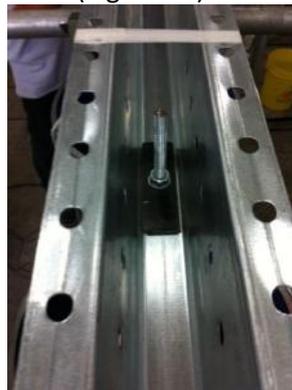


Figura 26 – Chapa de distribuição de carga (Laboratório de Estruturas da UNICAMP).

3.3.1 Resultados da análise numérica

Análise linear de primeira ordem

Apresenta-se na Figura 27 os deslocamentos obtidos numa análise linear de primeira ordem. O modelo foi sujeito a uma carga igual à carga última do ensaio (3 kN).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

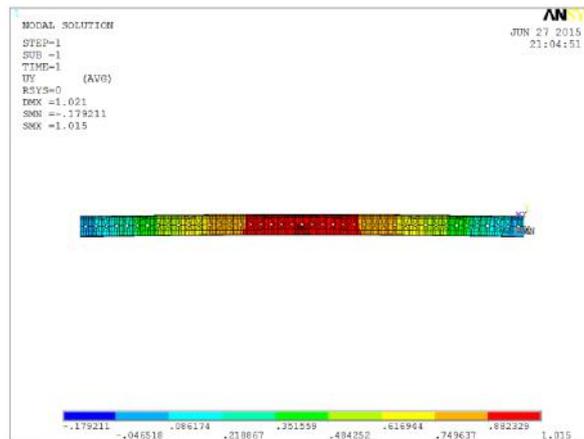


Figura 27 - Deslocamentos verticais – análise linear de 1ª ordem (medidas em cm).

É importante destacar que o deslocamento do nó de meio vão foi de 9,5 mm, ao passo que o registrado na realidade foi de 12,77 mm, previamente ao colapso. É de realçar as diferenças entre estes valores e constatar a maior rigidez do modelo elástico linear.

Análise não linear de segunda ordem

Apresenta-se na Figura 28 os deslocamentos obtidos numa análise não linear de segunda ordem. O modelo foi sujeito a uma carga igual à carga última do ensaio (3 kN), no entanto esta foi aplicada gradualmente, com incrementos de carga, fazendo o equilíbrio em cada iteração na posição deformada (análise de segunda ordem).

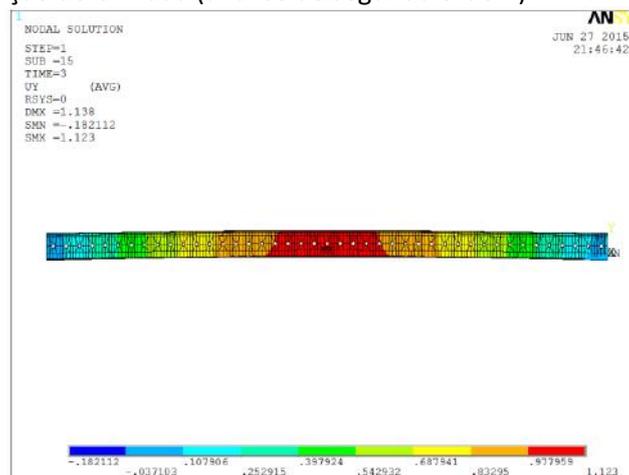


Figura 28 – Deslocamentos verticais – análise não linear de 2ª ordem (medidas em cm).

No caso desta análise o deslocamento vertical do nó de meio vão aumentou relativamente ao da análise linear de primeira ordem, mais ainda ficou longe do obtido no ensaio. Na Tabela 6 faz-se a comparação dos valores e na Figura 29 apresenta-se o gráfico que compara as três curvas de Forças vs Deslocamento, onde é possível constatar a menor rigidez da análise não linear face à análise linear.

Tabela 6 – Comparação de deslocamentos a meio vão.

Deslocamentos meio vão (mm)		
Linear 1ª ordem	Não linear 2ª ordem	Ensaio
9.5	10.05	12.78

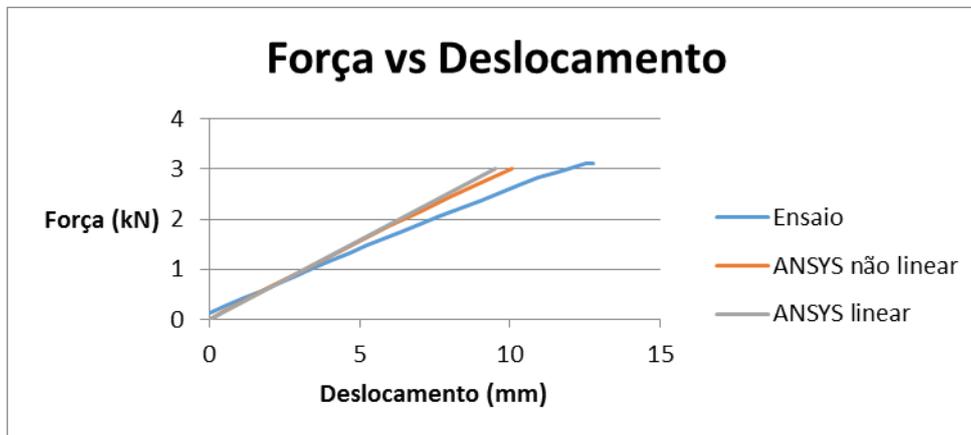


Figura 29 – Comparação de curvas Força vs Deslocamento.

4 CONCLUSÃO

Foi realizado um ensaio sobre um perfil metálico de seção cartola MadreMax por suspensão de cargas tentando representar ao máximo a realidade da ação do vento de sucção.

Face aos resultados da parte experimental e sua comparação com os procedimentos analíticos atualmente vigentes e modelação numérica, é possível concluir:

- A resistência alcançada em ensaio é bastante superior à resistência estimada pelos procedimentos analíticos normativos usados atualmente.
- A motivação inicialmente proposta para o ensaio (analisar a influência do posicionamento das cargas na estabilidade do perfil) foi verificada com sucesso, tendo-se atingido uma carga de colapso cerca de 2,5 vezes superior à carga obtida analiticamente.
- Foram obtidas as tensões principais e as suas direções, resultando em valores bastante coerentes.
- Atendendo às propriedades deduzidas indiretamente para o material, nomeadamente o módulo de elasticidade de 187,8 GPa na viga do primeiro ensaio, obtido através da relação de tensão-deformação, concluímos que essa propriedade pode ser considerada como aceitável, dado que o valor de referência do módulo de elasticidade para o aço é de 200 GPa.



- Existe uma grande concordância entre valores de deslocamentos obtidos analiticamente e experimentalmente até aos 6 mm de deslocamento (1,6 kN de carga). No entanto, a partir desse nível de carga, verifica-se uma discrepância entre os valores experimentais e analíticos, permitindo concluir que a fórmula da Equação (2) que converte a inércia bruta para a inércia efetiva retorna valores muito conservativos face à realidade experimental.
- As análises numéricas, quer o modelo linear de 1ª ordem, quer o modelo não linear de 2ª ordem são mais rígidas do que a realidade verificada em ensaio experimental.
- O modelo numérico não linear de 2ª ordem não obteve uma grande perda de rigidez face ao modelo linear de 1ª ordem.
- A maior rigidez apresentada nos modelos sugere a calibração das condições de apoio ou das propriedades dos materiais, como por exemplo, a alteração do modelo trilinear adotado.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no escopo do Projeto de Investigação que a MadreMax® estabeleceu com a UNICAMP e no escopo da disciplina de Análise Experimental de Estruturas do Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil (Área de Estruturas e Geotécnica) lecionada pelo Prof. Doutor Armando Moreno. A realização do mesmo não teria sido possível sem a participação das pessoas e/ou entidades intervenientes:

- Constalica Soufer – disponibilizou os corpos de prova Perfis MadreMax® e as horas necessárias para a realização do experimento;
- Construtora Borá – um agradecimento especial pela cedência gratuita dos olhais e chapas que possibilitaram pendurar os tambores nos corpos de prova.
- Laboratório de Estruturas da UNICAMP – agradecemos aos monitores do laboratório, em especial aos Srs. Luciano e Marcelo pela presteza e disponibilidade.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

- 1 Uzzaman, A. et all. FE-Assisted Design of Cold-Formed Steel Top-Hat Purlins. Computers and Structures. 2014. (Submetido).
- 2 Fehr, R. D. Experiments on Open-Web Steel Joists Laterally Braced by a Standing Seam Roof. Blacksburg, Virginia, USA. Dissertação [Mestrado em Engenharia Civil e Ambiente] – Virginia Polytechnic and State University. 2012.
- 3 Vila Real, P., Lopes, N. Ensaios à madre MMAX 250x2.0 – Relatório de Ensaio. Aveiro, Portugal: Laboratório de Estruturas e Resistência ao Fogo, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. 2013.
- 4 Basaglia, C., Camotim, D. Enhanced generalised beam theory buckling formulation to handle transverse load application effects. International Journal of Solids and Structures. 2013; 50, 531-547.
- 5 Silva, N. M. F., Camotim, D., Silvestre, N. Generalized Beam Theory Formulation Able to Capture Load Application and Localized Web Buckling Effects. Nineteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. 2008 out 14-15; St. Louis, Missouri, USA.
- 6 Vieira Jr., L. C. M., Análise Numérica do comportamento estrutural e da resistência de terças de aço restringidas pelas telhas. São Carlos, São Paulo, Brasil. Dissertação [Mestrado em Engenharia Civil] – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2007.
- 7 ANSYS INC. (2009). Ansys Release 12.1 – Documentation.
- 8 Lourenço, P. B., Métodos Computacionais na mecânica dos sólidos não linear. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho. Fevereiro de 1999. Relatório 99-DEC/E-1.



ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Tema: Dimensionamento Estruturas Aço

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS ESBELTAS

Arthur De Carli ¹

Zacarias Martin Chamberlain Pravia ²

Resumo

As vigas mistas esbeltas proporcionam alternativas eficientes e econômicas nas estruturas de pontes mistas aço-concreto. Constituídas por um perfil de aço de seção I monossimétrico e, acima, uma capa de concreto ligada à mesa superior por conectores de cisalhamento, o elemento misto fornece grande resistência à flexão, fator preponderante para estruturas com grandes vãos e elevadas ações móveis e permanentes. O dimensionamento é realizado para dois estágios: dimensionamento da viga de aço para ações referentes à execução e lançamento do concreto, e dimensionamento do conjunto aço concreto para ações permanentes e acidentais. O principal problema em vigas mistas esbeltas são as instabilidades ocasionadas pela grande altura da alma e pelo elevado vão, para a flambagem na alma são inseridos enrijecedores transversais e longitudinais, e para a flambagem lateral com torção são criadas restrições laterais ao longo do vão. Estudos por elementos finitos auxiliam enormemente na compatibilização dos enrijecedores com a estrutura global, possibilitando, com auxílio das normas nacionais e internacionais, otimizar a estrutura de modo a obter uma distribuição de restrições e enrijecedores que possibilitem comportamento adequado da estrutura frente às elevadas cargas atuantes.

Palavras-chave: Vigas esbeltas mistas aço concreto; Pontes.

DESIGN OF SLENDER COMPOSITE BEAMS

Abstract

The slender composite beams provides efficient and economical alternatives to the structures of steel-concrete composite bridges. Made of a section of steel profile I mono symmetrical and, above, a concrete cover attached to the upper flange by shear connectors, the mixed element provides great flexural strength, preponderant factor for structures with large spans and high mobile and permanent actions. The design is performed for two stages: design of steel beam for actions related to the execution and launch of concrete, and design of concrete steel set for permanent and accidental actions. The main problem in slender composite beams are the instabilities caused by the great height of the web and the vain, for buckling in the web are inserted transverse and longitudinal stiffeners, and for the lateral buckling torsion side constraints are created along the vain. Studies finite element assist greatly in aligning the stiffeners with the overall structure, making it possible, with the help of national and international standards, optimize the structure in order to obtain a distribution restrictions and stiffeners that allow proper behavior of the front structure of the high loads acting.

Keywords: Slender composite beams steel concrete; Bridges.

¹ Engenharia Civil – Universidade de Passo Fundo, Engenheiro civil, Carazinho, Rio Grande do Sul, Brasil.

² D.Sc. Engenharia Civil, Professor titular do Programa Pós graduação Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

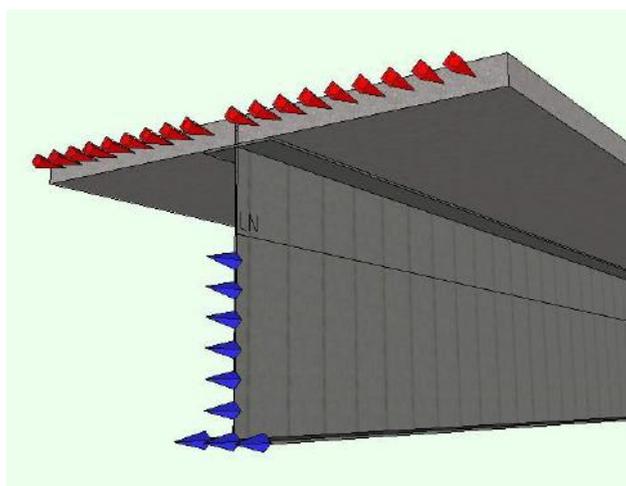
1. INTRODUÇÃO

O processo de dimensionamento de vigas mistas esbeltas, neste artigo, contempla análises ao momento fletor, ao cortante e, como foco principal, ao uso de enrijecedores transversais e longitudinais.

O cálculo do momento fletor resistente se dá para duas situações: antes da cura do concreto e após a cura do concreto. A primeira situação ocorre durante a obra, e leva em consideração as ações causadas pela execução e moldagem do concreto, ou seja, apenas a viga de aço será o elemento estrutural ativo. Na segunda situação o concreto já está curado e, portanto, o elemento misto aço-concreto já está solidário e resistindo às ações permanentes e acidentais. O processo de dimensionamento da viga de aço (1ª situação) para o momento fletor no estado-limite último consiste em avaliar três estados limites: Escoamento da mesa tracionada (EMT), Flambagem Lateral com Torção (FLT) e Flambagem Local da Mesa (FLM). Como o elemento considerado é esbelto, a flambagem na alma, principal problema em vigas esbeltas, está considerada nos dois últimos estados limites, caracterizados por serem instabilidades global e local, respectivamente, através do *fator de redução de momento fletor*, que é embasado nas relações geométricas e mecânicas da peça e do material.

O dimensionamento da viga mista (2ª situação) é realizado a partir das tensões de tração e compressão atuantes no aço e no concreto, respectivamente. Essa mudança no processo de dimensionamento ocorre pelo aumento de rigidez proporcionado pelo concreto, que restringe as instabilidades locais e globais comuns nas vigas de aço, como FLM e FLT. Por outro lado, esse aumento de rigidez acresce a possibilidade de flambagem na alma, o que será discutido no decorrer deste artigo.

Figura 1: Distribuição de tensões na viga mista



Para o esforço cortante, como preconiza ABNT NBR 8800/2008, o dimensionamento é realizado levando em conta apenas o perfil de aço e, portanto, a resistência ao cortante é a mesma antes e após a moldagem do concreto. O uso de enrijecedores transversais e longitudinais aumentam o cortante resistente na medida que, após integrados à viga de aço, agem como chapas cruciformes que auxiliam na transmissão da carga para os apoios. Além disso, os enrijecedores são imprescindíveis para a estabilidade geométrica da viga de aço.

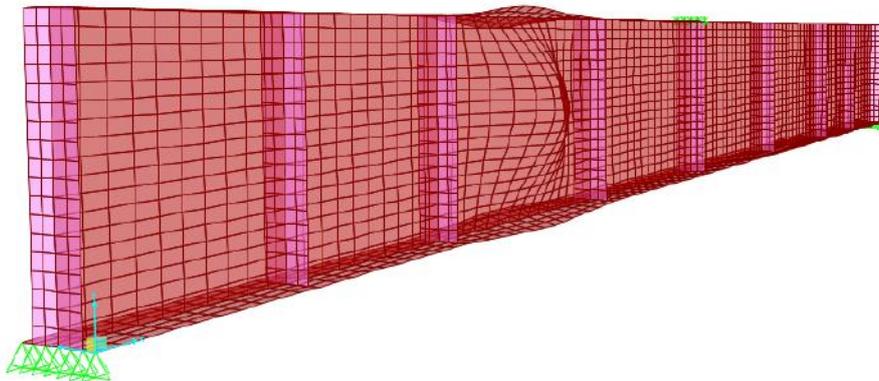
1.1. Flambagem local da alma

O principal problema, e que possui o foco principal do artigo, é a Flambagem Local da Alma. Para vigas mistas esbeltas não há um cálculo específico para o dimensionamento por FLA, justamente por já considerar que o elemento irá flambar, por isso a obrigatoriedade dos enrijecedores. Entretanto, há um coeficiente redutor de momento fletor (k_{pg}) que obrigatoriamente tira o dimensionamento da fase elástica, diminuindo, em parte, a instabilidade na alma.

De acordo com Sáles (2011, p. 59)

As almas dos perfis metálicos são assumidas como chapas engastadas em suas bordas e submetidas a tensões contidas no seu plano, com variação linear ao longo da altura, tracionando e comprimindo metades alternadas da altura da chapa.

Figura 2: Flambagem Local da Alma



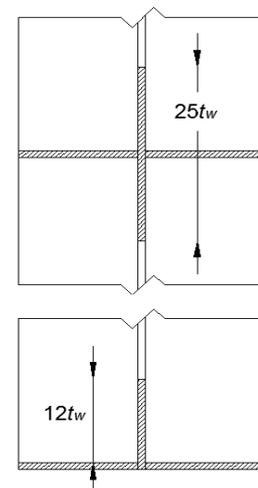
1.2. Enrijecedores Transversais

Os enrijecedores devem ser verificados como chapas projetadas em seções cruciformes, para flambagem local, compressão na mesa inferior e força axial resistente de cálculo, também deve ser verificado o estado-limite para esmagamento local, porém apenas nos casos que a extremidade do enrijecedor está ajustada para contato com a mesa.

A ABNT NBR 8800:2008 estipula as parcelas de comprimento da alma para o dimensionamento dos enrijecedores como barras (colunas) comprimidas, que é $12t_w$, quando posicionados na extremidade, e $25t_w$, quando estiverem na seção interna. A carga considerada como atuante é a de esforço cortante no ponto do enrijecedor, portanto, obtendo uma força axial resistente de projeto maior que o esforço cortante pontual, o enrijecedor está dimensionado corretamente.

A norma brasileira também possibilita interromper a continuidade do enrijecedor entre a mesa tracionada e a alma para valores, da distância

Figura 3: Seções cruciformes



entre soldas, de $4t_w$ e $6t_w$. Há também uma especificação para valor mínimo de momento de inércia para o enrijecedor com contribuição da alma, que é:

$$a t_w j \quad (1)$$

Onde:

$$j \quad \text{é igual a } [2,5/(a/h)^2] - 2 \geq 0,5$$

Para definir o espaçamento, entre eixos, dos enrijecedores, pode ser utilizado o método de elementos finitos, verificando o comportamento quanto à estabilidade global. Caso haja enrijecedores longitudinais, a distância entre eixos não pode ultrapassar $1,5 h$ (altura da alma).

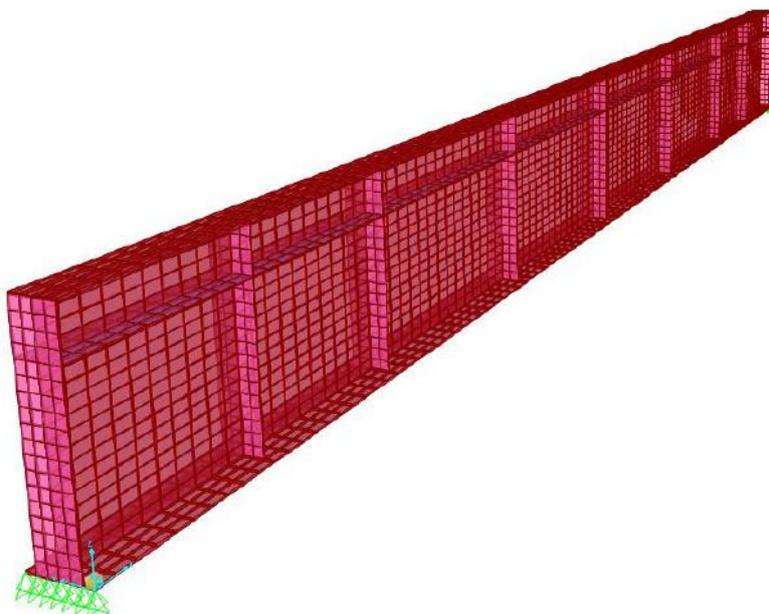
1.3. Enrijecedores Longitudinais

Enrijecedores longitudinais são usados em perfis soldados, principalmente em vigas de pontes. Eles não são tão efetivos como os transversais. Para seu cálculo devem ser cumpridos dois requisitos:

- a) Um momento de inércia adequado para assegurar adequada rigidez para criar contenção ou linha nodal ao longo dele;
- b) Uma área adequada para carregar uma carga axial de compressão que faça que ele interaja com alma, processo idêntico aos enrijecedores transversais.

Os enrijecedores longitudinais são recomendados, de acordo com o EUROCODE 3 e a AASHTO, para vigas com esbeltez maior que 150, limitando para no máximo 300.

Figura 4: Enrijecedores Transversais e Longitudinais



2. MATERIAIS E MÉTODOS

A ABNT NBR 8800/2008 contém o processo de dimensionamento de vigas de aço esbeltas e de vigas mistas não esbeltas, porém, o método de cálculo é o mesmo que o preconizado pelas normas internacionais AISC 360:10 e EUROCODE 3, que permitem vigas mistas esbeltas. Portanto, e obedecendo aos critérios impostos pelas normas internacionais, como inclusão de enrijecedores longitudinais e transversais, e da norma brasileira, com inclusão de enrijecedores transversais às vigas de aço esbeltas, o procedimento presente na ABNT NBR 8800/2008 foi estendido, pelos autores, para vigas mistas esbeltas.

A compatibilização dos enrijecedores foi realizado com auxílio de análises não lineares pelo método dos elementos finitos, através do software SAP2000 v16.0.0. Dessa maneira, fica evidenciado o comportamento da estrutura global e de instabilidades locais perante acréscimos e decréscimos de restrições, possibilitando definir espaçamentos e posicionamentos dos enrijecedores transversais e longitudinais.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Dimensionamento à flexão das vigas de aço

O dimensionamento da viga de aço é realizado levando em consideração as cargas referentes aos serviços de execução, incluindo a carga de moldagem do concreto.

A classificação da esbeltez é dada pela relação entre a altura da alma e sua espessura.

$$\lambda = h/t_w \quad (2)$$

Para ser classificada como esbelta, a seção deve possuir esbeltez maior que:

$$5,70\sqrt{E/f_y} \quad (3)$$

Porém, não pode exceder 260 nem:

$$11,7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ para } a/h \leq 1,5 \quad (4)$$

$$\frac{0,42E}{f_y} \text{ para } a/h > 1,5 \quad (5)$$

onde:

a é a distância entre eixos dos enrijecedores transversais.

Além de obedecer aos limites de esbeltez do Anexo H da ABNT NBR 8800/2008, também deve respeitar as relações geométricas impostas nesse mesmo anexo.

O dimensionamento para o momento fletor resistente para estado-limite último se dá pelo menor valor dentre três considerações: escoamento da mesa tracionada (EMT), flambagem

lateral com torção (FLT) e flambagem local da mesa (FLM). Para os últimos dois estados-limites, FLT e FLM, há a consideração do fator de redução de momento fletor (k_{pg}), responsável por não submeter o cálculo à fase elástica, que é dado por:

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0 \quad (6)$$

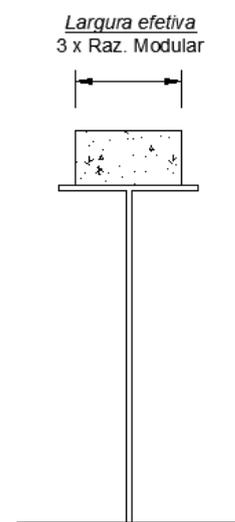
onde:

a_r é igual a relação entre a área da alma e da mesa comprimida, sendo que a seção não pode ter a relação com valor superior a 10.

3.2. Dimensionamento à flexão das vigas mistas

Para seções I esbeltas, o dimensionamento do elemento já misto, ou seja, após a cura do concreto, consiste em obter tensões resistentes de compressão e tração superiores às atuantes. Por se tratar de dois materiais diferentes, com características mecânicas opostas, a seção utilizada para o cálculo deve ser transformada para uma seção de igual módulo de elasticidade. Para isso, deve-se encontrar a razão modular, que é a relação dos módulos de elasticidade dos materiais. A este valor é recomendável pela ABNT NBR 8800:2008 multiplicar pelo coeficiente 3, em razão dos efeitos de longa duração no concreto. Portanto, primeiramente define-se a largura efetiva pela qual o concreto irá contribuir na resistência, em seguida divide-se pelo valor triplo da razão modular, finalizando, assim, a geometria da seção transformada. Fluxogramas e maiores detalhes sobre o dimensionamento de vigas esbeltas de aço e mistas podem ser consultadas em DE CARLI, CHAMBERLAIN(2016).

Figura 5: Seção mista transformada



De posse das propriedades geométricas e dos esforços atuantes, é realizada a verificação do elemento. Primeiramente, calcula-se a tensão de compressão atuante no concreto:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sd}}{[\alpha_E(W_{tr})_s]} \quad (7)$$

Para determinar a tensão de tração no aço, determina-se a interação na viga mista: parcial ou completa. Segundo a ABNT 8800:2008, há dois fatores que definem o tipo de interação: relação das mesas da viga de aço e o comprimento do vão no trecho de momento positivo (L_e).

Portanto, a interação será:

- Completa, quando $L_e > 25$ m e mesas de áreas iguais;
- Parcial, quando $L_e \leq 25$ m e mesas de áreas iguais;
- Completa, quando $L_e > 20$ m e mesas de áreas diferentes;
- Parcial, quando $L_e \leq 20$ m e mesas de áreas diferentes.

Assim, a tensão de tração atuante no aço, quando interação completa, é:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})_i} \quad (8)$$

O cálculo para interação parcial é o mesmo, apenas alterando $(W_{tr})_i$ para W_{ef} .

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\Sigma Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (9)$$

onde:

- $(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista
- $(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista
- W_{ef} é o módulo de resistência elástico efetivo inferior da seção mista
- W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço
- M_{sd} é momento fletor solicitante de cálculo

Por fim, as tensões atuantes devem ser comparadas com as tensões resistentes de cálculo, de compressão do concreto, e de tração do aço.

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad (10)$$

$$\sigma_{td} < f_{yd} \quad (11)$$

3.3. Dimensionamento ao cortante

A força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando apenas a resistência do perfil de aço.

Ou seja:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (12)$$

Inicialmente, devem ser calculados os parâmetros de esbeltez, mesma metodologia utilizada para momento fletor resistente.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (13)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\left(\frac{K_v E}{f_y}\right)} \quad (14)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\left(\frac{K_v E}{f_y}\right)} \quad (15)$$

onde:

$$k_v = \begin{cases} 5,0 & \text{para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \text{para todos os outros casos.} \end{cases}$$

Com os parâmetros de esbeltez determina-se a força cortante resistente de cálculo:

Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (16)$$

Para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (17)$$

Para $\lambda > \lambda_r$

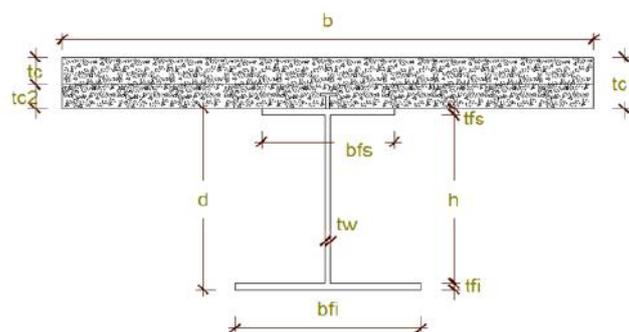
$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (18)$$

3.4. Compatibilização dos enrijecedores

A compatibilização consiste em determinar o melhor posicionamento dos enrijecedores transversais e longitudinais na alma da viga de aço.

Os estudos foram realizados para um vão de 20 metros, considerando a seguinte seção:

Figura 6: Seção mista considerada



Largura (influência) concreto (b):	300 cm	OK!
Espessura do Concreto efetivo (tc):	30 cm	
Espessura total de Concreto (tc1):	30 cm	
Espessura da nervura (tc2):	0 cm	
Altura do Perfil (d):	2040 mm	
Altura da Alma (h):	2000 mm	
Largura da Mesa Superior (bfs):	400 mm	
Largura da Mesa inferior (bfi):	600 mm	
Espessura da Alma (tw):	12 mm	
Espessura da Mesa superior (tfs):	20 mm	
Espessura da Mesa inferior (tfi):	20 mm	

A discretização na alma possui, entre eixos, 20 cm no sentido longitudinal da viga e 11,22 cm ao longo da altura. Na mesa inferior e superior 10 cm no sentido da largura e 20 cm longitudinal.

3.4.1. Enrijecedores transversais

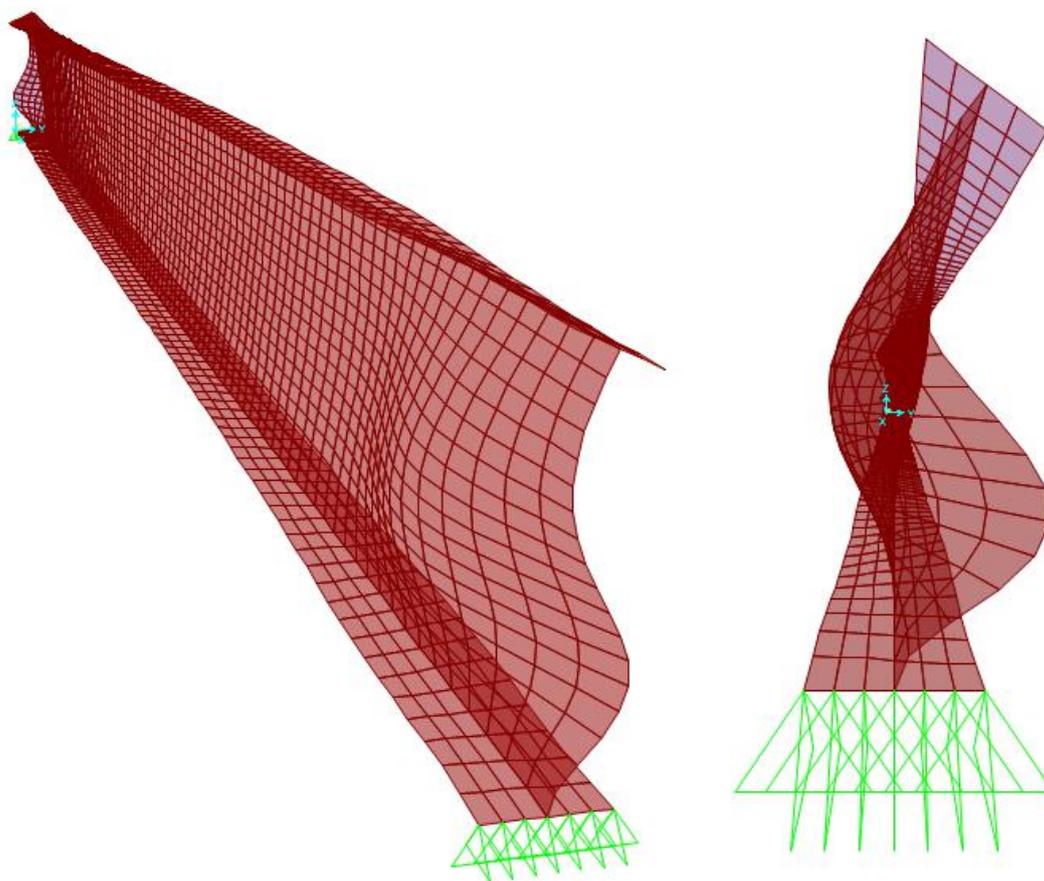
Os enrijecedores transversais, obrigatórios em vigas mistas esbeltas, são inseridos normalmente em um lado da viga, neste caso serão inseridos nos dois lado.

As principais funções dos enrijecedores transversais são:

- Garantir a estabilidade geométrica da viga de aço;
- Restringir as flambagens locais da alma (FLA); e
- Acrescer resistência ao esforço cortante.

No caso deste estudo, realizado através do método de elementos finitos, por análises não lineares, observou-se a importância da obrigatoriedade dos enrijecedores em seções esbeltas. Observando a figura abaixo, percebe-se a enorme instabilidade geométrica ocorrida apenas com o peso próprio da viga, ainda não mista.

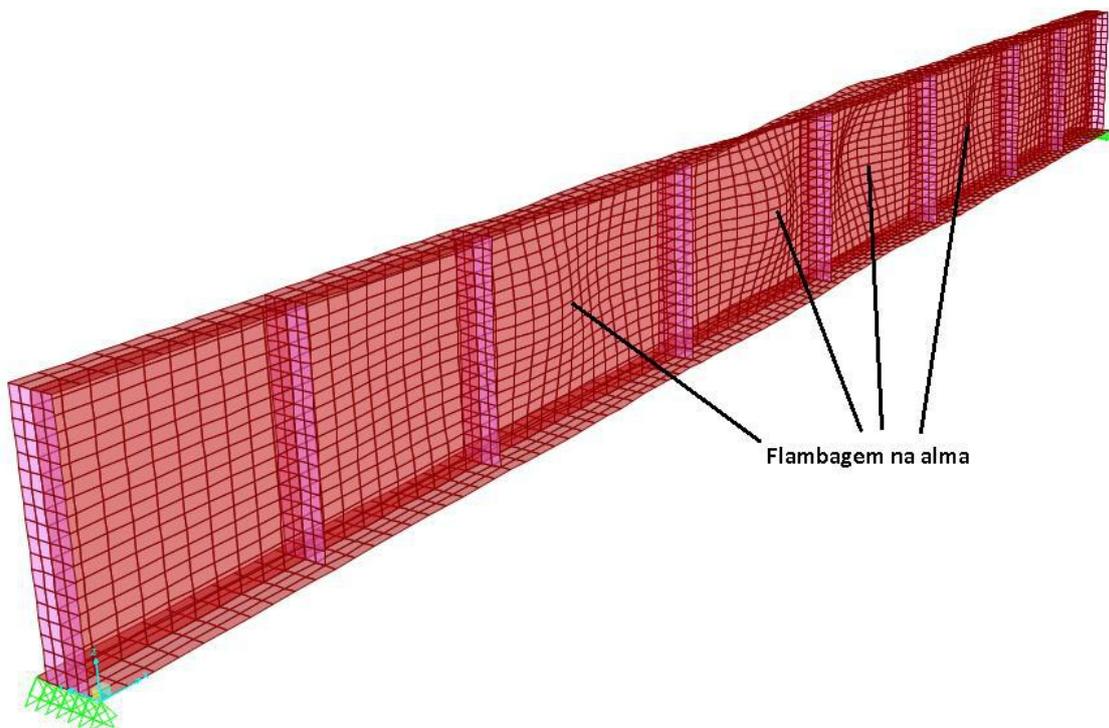
Figura 7: Instabilidade geométrica



Com a inclusão dos enrijecedores transversais, a estabilidade geométrica foi restaurada, entretanto, ocorre flambagem local da alma.

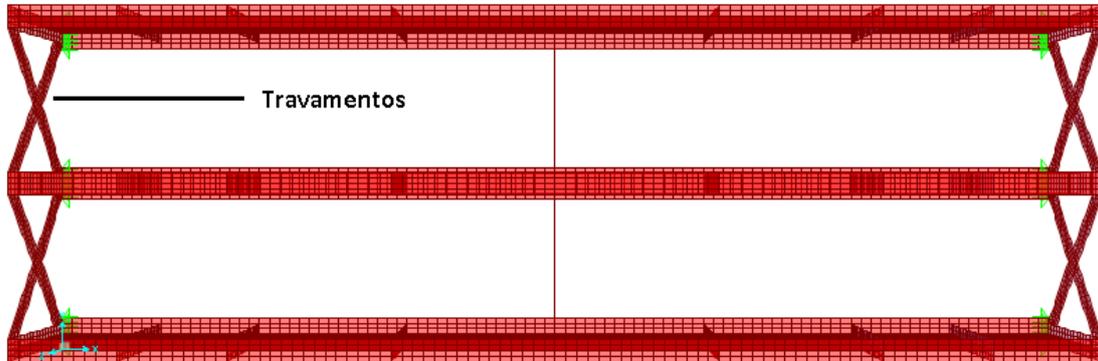
O espaçamento entre enrijecedores foi fixado em: 2m, 2m, 3m, 3m, 3m, 3m, 2m e 2m. O espaçamento máximo foi fixado em três metros, obedecendo o limite imposto pelas normas internacionais de $1,5 h$ (altura da alma). Posteriormente, serão incluídos mais enrijecedores em locais com excesso de instabilidades.

Figura 8: Flambagem local da alma



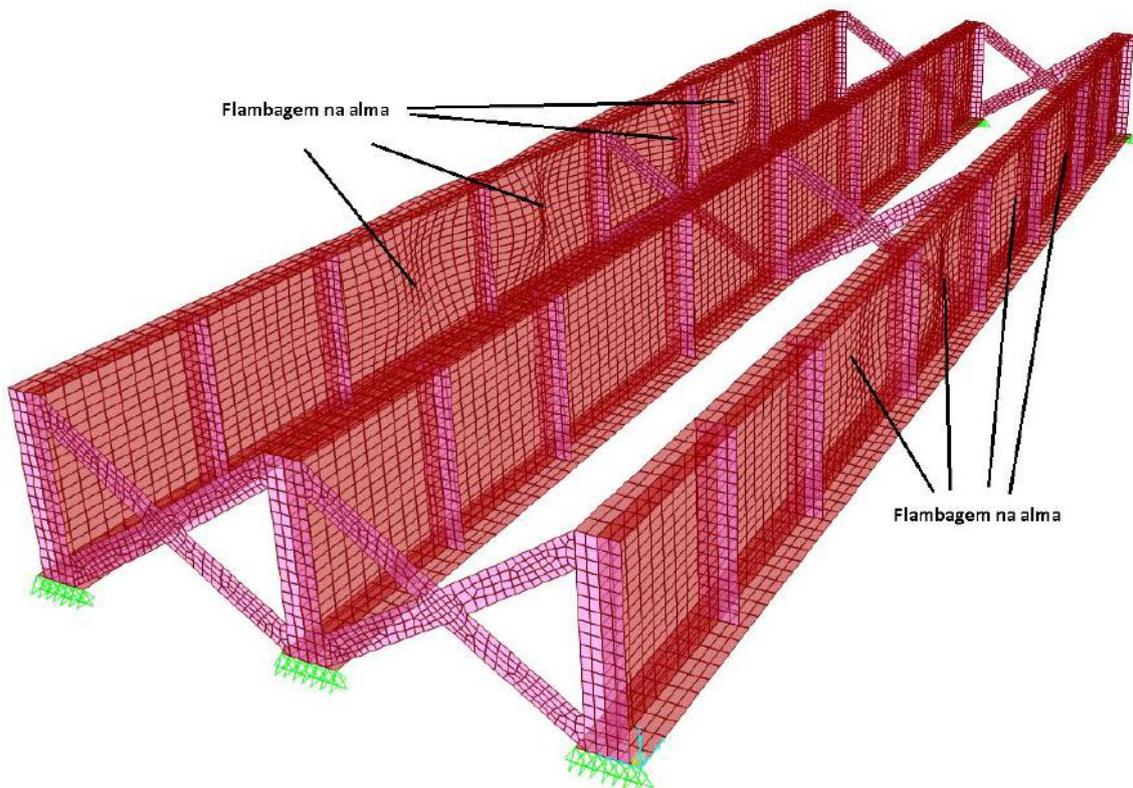
Como o intuito deste elemento estrutural é para pontes, serão incluídas mais duas vigas, cada uma distante três metros da subsequente. E, como forma de restringir uma possível Flambagem Lateral por Torção (FLT), serão inseridos três travamentos, sendo dois nos apoios e um no centro diminuindo, assim, o comprimento destravado, fator de principal influência na torção em vigas de aço.

Figura 9: Sistema de vigas, elemento não misto



Após a modelagem (Figura 10), observa-se, como esperado, ainda as instabilidades na alma.

Figura 10: Flambagem local da alma



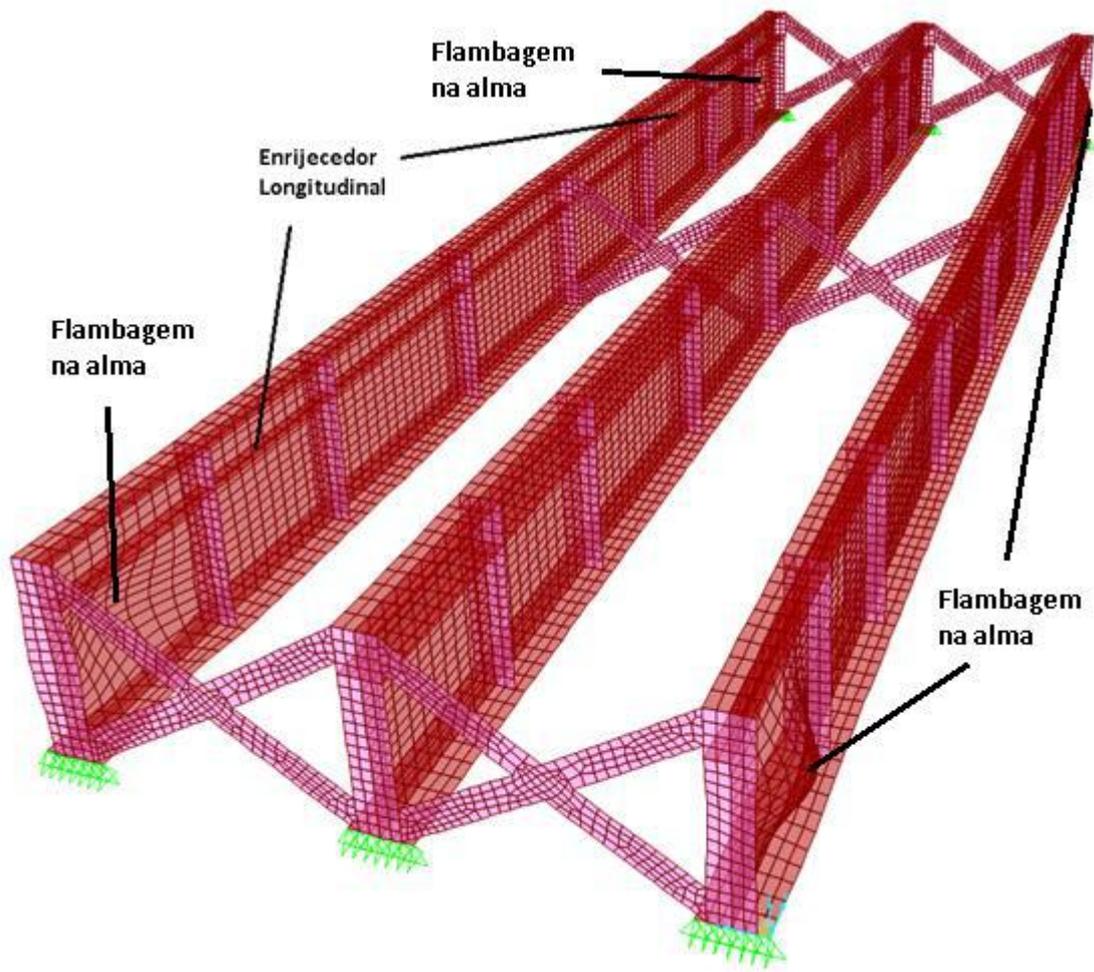
A instabilidade local da mesa, não ocorrida até o momento, é, juntamente com a lateral por torção, restringida após o elemento se tornar misto, isso se deve pelo grande aumento de rigidez que o concreto, ligado à viga de aço por conectores de cisalhamento, fornece ao elemento estrutural.

3.4.2. Enrijecedores longitudinais

Apesar de não ter tanta eficiência quanto os enrijecedores transversais, os longitudinais preenchem o espaço vazio que normalmente, como na figura 8 e 10, ocorre a flambagem da alma. A decisão mais importante a definir é qual a posição do enrijecedor longitudinal, e para isso basta analisar onde há tensão de compressão, pois as flambagens somente ocorrem em elementos comprimidos.

Portanto, a posição onde os enrijecedores longitudinais serão inseridos é acima da linha neutra, considerando, claro, que a viga é biapoiada.

Figura 11: Enrijecedores longitudinais

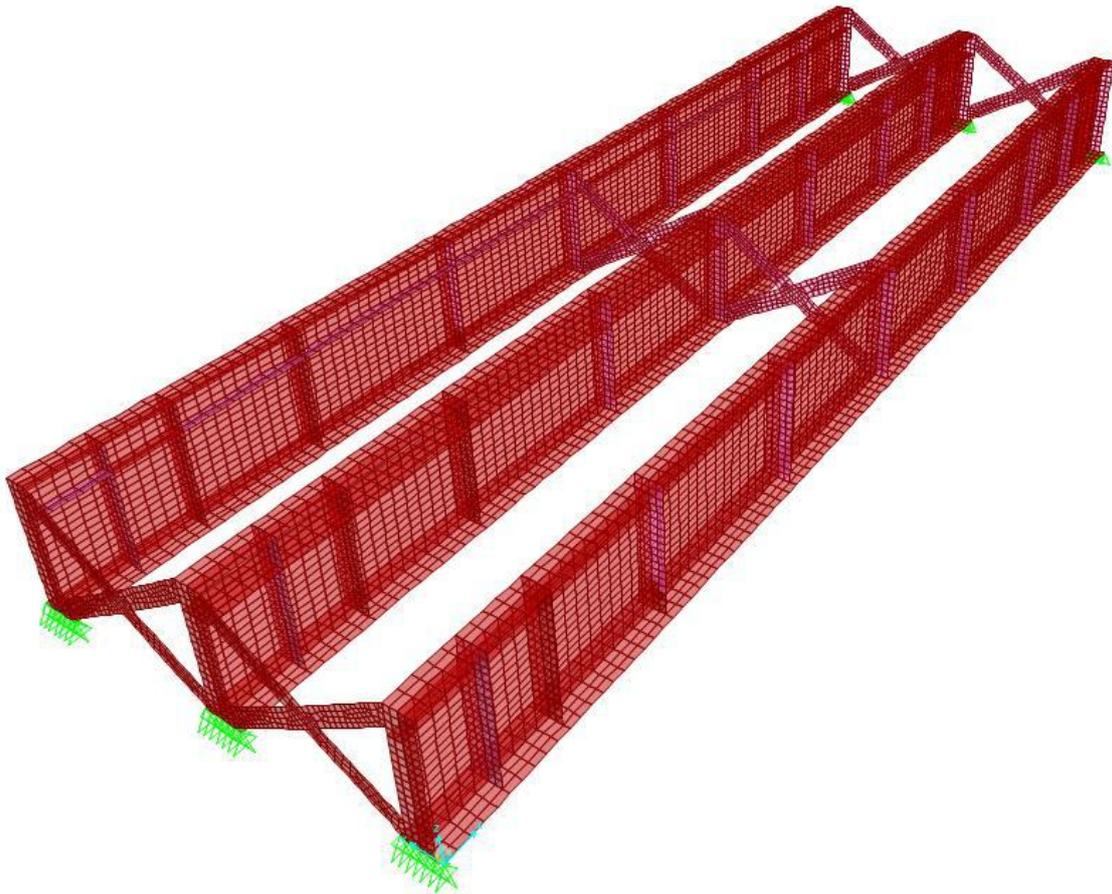


Como destacado na figura 11, a flambagem na alma no centro da viga foi restringida, porém, a instabilidade na alma continua ocorrendo, mas agora próximo ao apoio, local onde há maior esforço cortante.

Inserindo enrijecedores transversais nos pontos de instabilidades, chegou-se a estrutura compatibilizada final da situação anterior a moldagem do concreto. A carga foi aplicada e,

conforme a figura 12, não há instabilidade presente na alma, na mesa superior e nem torção lateral.

Figura 12: Compatibilização final do elemento não misto

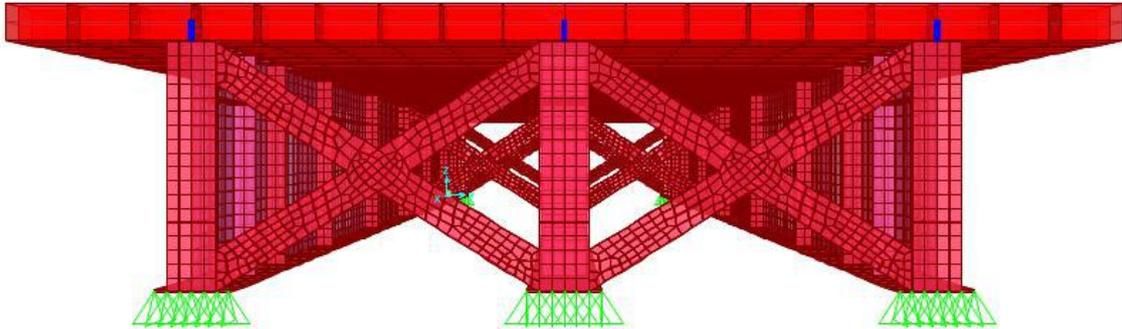


Analisando os casos já modelados, pode-se observar a importância do equilíbrio de restrições, levando em consideração, claro, os valores dos esforços ao longo da viga. A última modelagem deixou claro que esse equilíbrio não corresponde a igualdade de restrições e sim a proporcionalidade das restrições perante os esforços.

3.5. Compatibilização da viga mista

Como explanado anteriormente, quando o elemento se tornar misto a flambagem local na mesa cessará, e então será possível observar como atua a alma, já que se torna o único elemento a sofrer instabilidade local.

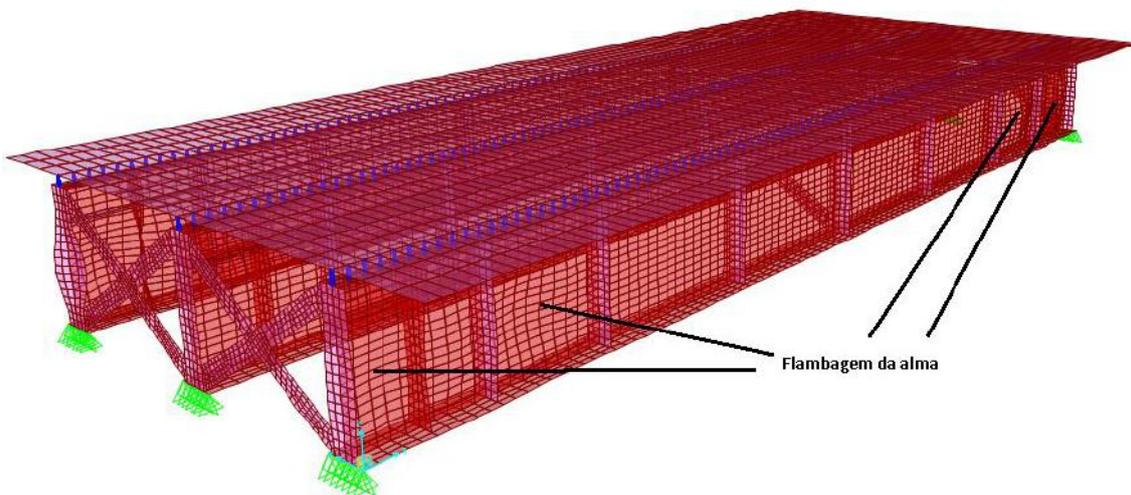
Figura 13: Vigas mistas esbeltas



A modelagem dos conectores de cisalhamento foi realizada considerando uma barra rígida de seção T, o elemento foi implantando a cada 20 cm. A modelagem foi feita de maneira a ultrapassar a disposição exata, e assim concentrar as análises nas flambagens da alma.

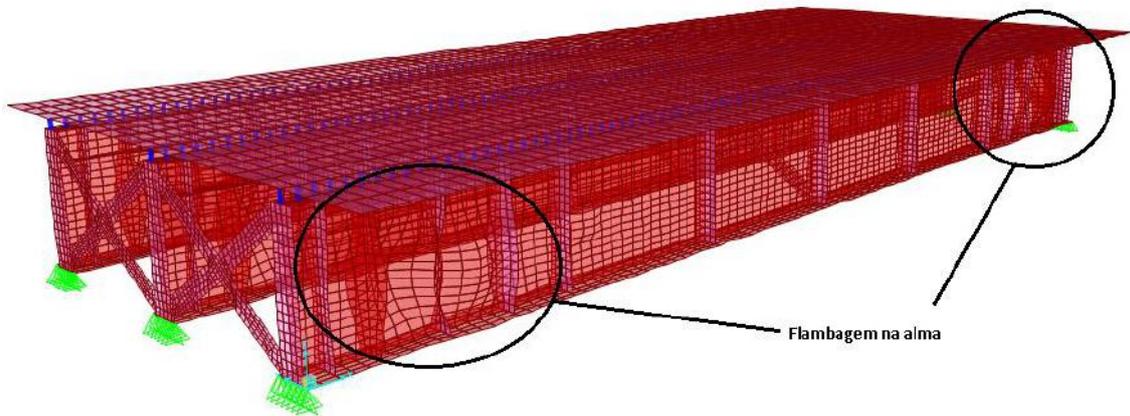
Com a aplicação de toda a carga, agora no elemento misto, observou-se total restrição das instabilidades na mesa superior e no sistema global por torção. Entretanto, como destacado na figura 14, houve flambagem local da alma próximo aos apoios. No espaçamento central não há ocorrência de flambagem, isso se deve por ser o ponto de menor esforço cortante.

Figura 14: Flambagem local na alma



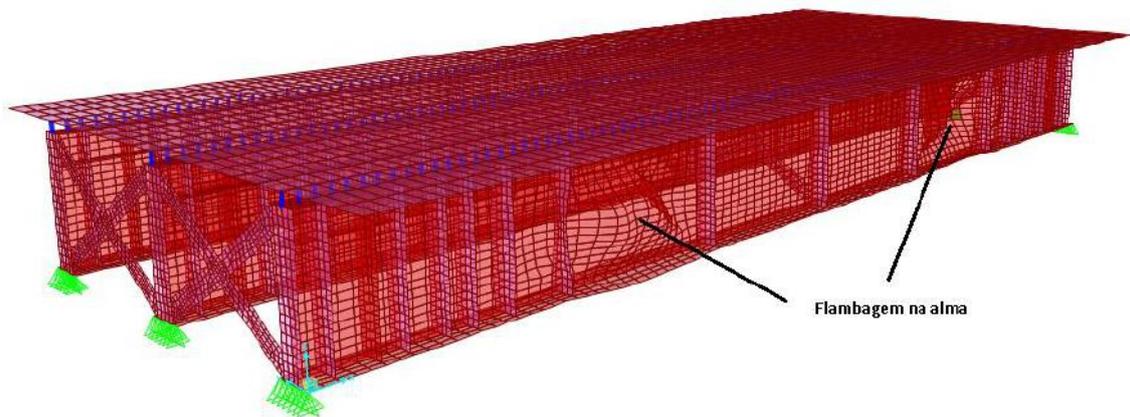
Com a adição de mais enrijecedores próximo aos apoios observou-se ainda a ocorrência de flambagem na alma, e novamente próximo aos apoios, como ilustrado na figura 15.

Figura 15: Flambagem local na alma



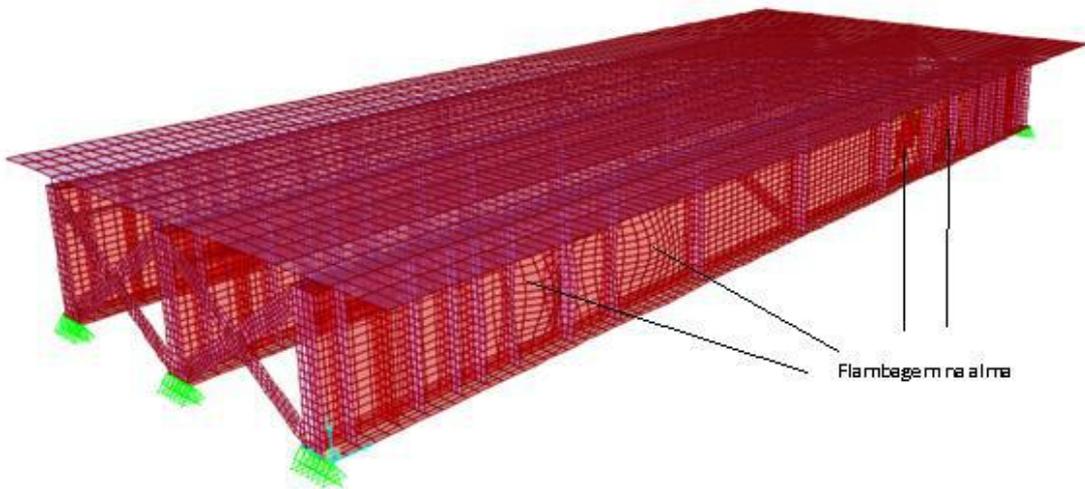
Inserindo mais quatro enrijecedores transversais observa-se apenas instabilidades nos espaçamentos intermediários, como destacado na figura 16.

Figura 16: Flambagem local na alma



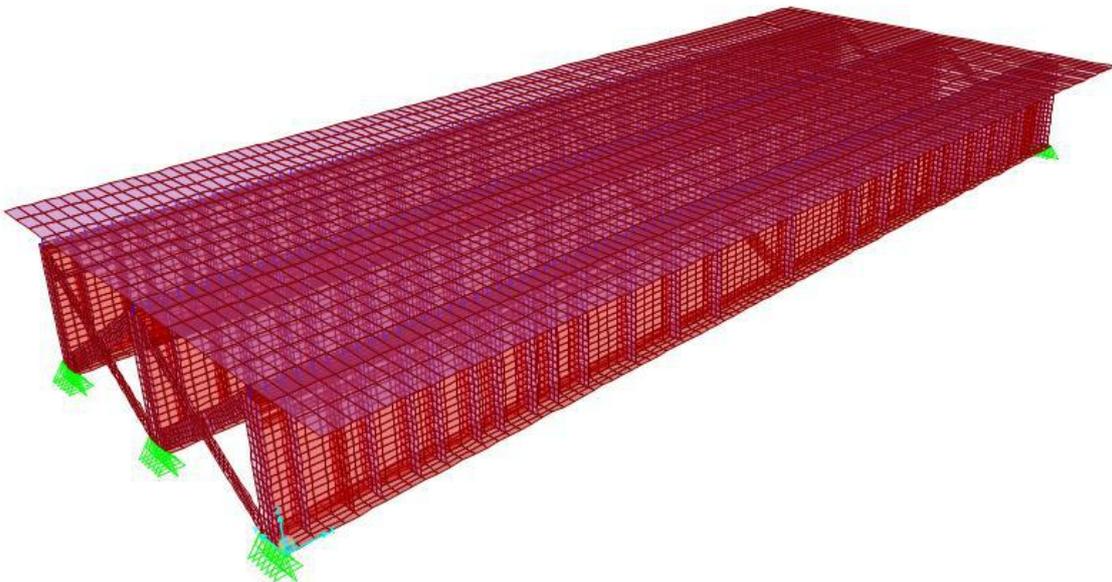
O processo permanece o mesmo, observando as instabilidades e inserindo enrijecedores, tal qual a figura 17.

Figura 17: Flambagem local na alma



Por fim, a espessura dos enrijecedores transversais, longitudinais e da alma foi aumentada de 12 cm para 16 cm, tornando a estrutura mista finalizada.

Figura 18: Compatibilização das vigas mistas concluída



4. CONCLUSÃO

Os fenômenos de instabilidades locais são o maior problema no dimensionamento de vigas mistas esbeltas. Por mais que os cálculos de momento fletor resistente, cortante resistente, verificação de tensões e resistência dos enrijecedores estejam corretos, é altamente recomendável a análise do sistema global pelo método de elementos finitos, mais especificamente através de análises não lineares, onde é possível observar os reais efeitos das distribuições de enrijecedores e travamentos.

Ficou muito evidenciado através das análises a importância do equilíbrio de restrições, ou seja, uma correta distribuição de enrijecedores e travamentos de modo a não sobrecarregar elementos menos rígidos, também ficou muito claro o posicionamento dos enrijecedores longitudinais, que devem ser fixados acima da linha neutra, onde há tensões de compressão.

Corroborando com a tese de equilíbrio de restrições, está o fato de que as instabilidades alteravam de localidade com a variação da rigidez lateral. Ficando claro também que o equilíbrio não diz respeito à igualdade, e sim a proporcionalidade das restrições com os esforços.

Como forma de estudo extensivo, há análise de simplificação do sistema de travamentos e enrijecedores, para então buscar um dimensionamento com o menor custo possível, trabalhando na alternância das seções, e não apenas na análise das instabilidades. Dessa forma, pode-se obter a real estrutura para atender as solicitações impostas nas rodovias.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2012, Washington. AASHTO LRFD Bridges: Design Specifications. Washington: AASHTO, 2012. 1661
- AN AMERICAN NATIONAL STANDARD. AISC 360: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2010. 553 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- DE CARLI, Arthur. Análise e Dimensionamento de Vigas Esbeltas de Aço e Mistas. 2015. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2015.
- DE CARLI, A., CHAMBERLAIN PRAVIA, Z.M., Dimensionamento de vigas esbeltas mistas para obras de arte rodoviárias, Anais do IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2016
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. EUROCODE 3: Design of Steel Structures. Brussels: Cen, 1993. 104 p.
- SÁLES, José Jairo de. ELEMENTOS FLETIDOS. Elementos de Estruturas de Aço: CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM AS NORMAS ABNT NBR 8800.2008 E NBR 14762.2009, São Carlos, p.54-74, 2011. Disponível em: <http://aeasc.com.br/site/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=19&Itemid=11>. Acesso em: 25 maio 2016.

Tema: Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto

ANÁLISE EXPERIMENTAL SOBRE A ADERÊNCIA ENTRE O CONCRETO E O AÇO DE PERFIS TUBULARES COM COSTURA MISTOS PREENCHIDOS

Laura Beatriz Medina Duarte¹
Bruno Mendes Campolina²
Francisco Carlos Rodrigues³
Maria Teresa Paulino Aguiar⁴
Rodrigo Barreto Caldas⁵

Resumo

Neste artigo é apresentada uma análise comparativa de resultados de ensaios experimentais de aderência química e atrito entre o concreto e o aço de perfis tubulares mistos preenchidos. O objetivo é estudar a influência do comprimento e das formas dos corpos de prova (quadrado, retangular e circular) na aderência entre esses materiais nos pilares mistos preenchidos, com base nos resultados de ensaios experimentais de cisalhamento direto (*Push-out*). Nos ensaios foram utilizados corpos de prova constituídos por perfis tubulares preenchidos com concreto confeccionados durante a pesquisa de Campolina [4]. Foram testadas três séries de corpos de prova, sendo uma série com corpos de prova com 150 mm de comprimento, outra com 250 mm de comprimento e outra com 350 mm de comprimento. Em cada série foi considerado um corpo com seção quadrada, outro com seção retangular e outro com seção circular, totalizando nove corpos de prova. Cada corpo de prova foi submetido a uma força axial de compressão aplicada ao núcleo de concreto, tendo sido adotado como apoio dos ensaios quatro bases de aço soldadas aos perfis dos corpos de prova para permitir o deslizamento relativo entre os dois componentes.

Palavras-chave: Aderência Química; Aderência Mecânica; Atrito; Ensaio Push-out.

Abstract

This paper presents a comparative analysis of the results obtained from chemical bond and friction experimental tests which can describe the interface behavior between the concrete and steel of the Concrete - Filled Steel Tubes. The main goal of this study is to analyse the length and specimens shapes (square, rectangular, circular) influences in the adhesion between these two materials in concrete-filled tube columns, based on experimental results of push-out test. In the experimental program were used specimens composed by filled steel tubes profiles manufactured in Campolina [4] study. The specimens were divided in three series: the first one with 150 mm length, the second one with 250 mm length and the last one with 350 mm length. Each serie has a different shape: square, circular and rectangular (three specimens per series). These specimens were subjected to an axial load applied on the concrete core, and it was supported by four steel plates welded to the steel profile surface, in order to allow relative slip between these two components (concrete-steel).

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Keywords: Chemical Bond; Mechanical Adhesion; Friction; Test Push-out.

¹ Engenheira Civil, Estudante de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

² Mestre em Engenharia Civil, Gerente de Contas na Gerência-Geral de Vendas Construção e Infraestrutura - Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S/A.

³ Doutor em Engenharia Civil. Professor Titular do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

⁴ Doutora em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Professora Titular do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Escola de Engenharia, UFMG.

⁵ Doutor em Engenharia Civil. Professor Adjunto do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil requer uma constante inovação devido ao seu amplo campo de ação e às mudanças das necessidades do ser humano. Dentre as soluções que podem ter caráter inovador destacam-se as estruturas constituídas por elementos de aço preenchidos por concreto (estruturas mistas), pois, aproveitam as características dos dois materiais proporcionando maiores resistências à compressão e à tração dos elementos estruturais, melhorando o desempenho dos sistemas construtivos, entre outras vantagens Aguiar [2].

Segundo a ABNT NBR 8800 [3], “As estruturas mistas de aço e concreto [...] são aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto”. Os elementos estruturais de concreto caracterizam-se pela sua elevada resistência à compressão e pelas diferentes propriedades que podem adquirir graças aos diferentes aditivos do mercado. Da Silva [5] cita que o tubo de aço e o concreto apresentam três tipos de interações naturais: adesão ou aderência química, a aderência mecânica e o atrito. Segundo o mesmo autor, a adesão ou aderência química é considerada um mecanismo elasto-frágil que se manifesta nos estágios iniciais de carregamento, quando os deslocamentos na curva força x escorregamento do concreto ainda são pequenos e as tensões atingem valores máximos equivalentes a 0,1 MPa. A aderência mecânica está relacionada ao estado da superfície interna do tubo (rugosidade), sendo este mecanismo de transferência a resultante do engrenamento mecânico entre o concreto e as irregularidades superficiais internas do perfil. Seguindo Campolina [4], em perfis tubulares a presença do confinamento atuante no concreto e a compressão transversal externa do aço impedem a separação entre as partes, aumentando assim a parcela de aderência entre os materiais. Como resultado deste fenômeno surgem tensões normais resistentes ao escorregamento. Neste caso, a aderência mecânica pode ser considerada um mecanismo parcial de atrito. O atrito depende da força normal aplicada na interface do aço e o concreto e do coeficiente de atrito, μ , que está relacionado ao grau de rugosidade da superfície do perfil tubular e à condição da interfase dos materiais Da Silva [5]. Existe um quarto mecanismo de transferência denominado conector de cisalhamento, que são dispositivos mecânicos inseridos na superfície interna no perfil tubular, aumentando a resistência ao escorregamento Aguiar [1].

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Vários estudos, como o feito por Parsley [7], indicam que o atrito é o responsável pela maior parte da força de aderência existente entre o aço e o concreto. O estudo realizado por Campolina [4] afirma que a presença da oxidação superficial interna nos perfis metálicos contribui para o aumento da resistência ao deslizamento entre o aço e o concreto e que a transferência do carregamento do núcleo de concreto para as paredes do perfil metálico é maior nos perfis circulares do que nos perfis quadrados e nos retangulares.

Neste contexto, este trabalho estuda o desempenho de perfis de aço tubulares preenchidos com concreto no que se refere à aderência do concreto ao aço, considerando diferentes condições do perfil metálico.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Na presente pesquisa, os ensaios foram realizados em corpos de prova constituídos por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto confeccionados durante a pesquisa de Campolina [4]. Foram testadas três séries de corpos de prova, sendo uma série com corpos de prova com 150 mm de comprimento, outra com 250 mm de comprimento e outra com 350 mm de comprimento. Em cada série foi considerado um corpo com seção quadrada, outro com seção retangular e outro com seção circular, totalizando nove corpos de prova.

De acordo com o que informa Campolina [4], após a definição das seções transversais dos tubos de aço dos corpos de prova que seriam ensaiados em sua pesquisa, o procedimento experimental se iniciou pela formação da oxidação nas paredes internas dos tubos (pátina). Em seguida, foi desenvolvido o traço e confeccionado o concreto de alta resistência e auto-adensável. Com esse concreto foi feito o preenchimento dos perfis tubulares, para que, após a cura do concreto, os corpos de prova fossem submetidos a ensaios de cisalhamento direto (do tipo de *push out*). Na pesquisa de Campolina [4], foram escolhidos perfis tubulares com costura e sem costura de geometrias diferentes (quadrada, retangular e circular). A opção da escolha se deu em função da semelhança entre os perfis de diferentes formas da seção transversal no tocante às dimensões das áreas internas, às espessuras de parede, aos comprimentos das amostras, ao tipo e resistência ao escoamento do aço.

O método utilizado para acelerar a formação da pátina consistiu da aplicação de solução corrosiva, à base de percloro de ferro, para ativar o processo oxidante. O sal $FeCl_3$ é também conhecido como cloreto de ferro III.

O traço do concreto foi projetado para atender às características de auto-adensável e para altas resistências à compressão. Com essas características, não foi necessário vibrar o concreto no interior dos tubos de aço.

Os corpos de prova utilizados nesta pesquisa apresentam um diferencial em relação ao efeito da idade do concreto e da corrosão do perfil tubular de aço, quando comparados com os modelos empregados na pesquisa de Campolina (2008). O concreto dos corpos de prova que foram testados na presente pesquisa apresenta uma idade aproximada de nove (9) anos. Este é o mesmo tempo que se passou após a formação da oxidação nas paredes internas dos tubos (pátina).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Visando à execução dos ensaios de verificação do deslocamento do núcleo de concreto no interior dos tubos de aço (deslizamento), os nove corpos de prova ensaiados na presente pesquisa foram obtidos a partir de cortes executados em corpos de prova remanescentes da pesquisa de Campolina [4], e que não foram ensaiados. Esses corpos de prova tinham comprimentos iguais a 800 mm, sendo 750 mm preenchidos com concreto e 50 mm sem o preenchimento para que o deslizamento do concreto pudesse ocorrer. De cada um desses corpos de prova, foram retirados três outros corpos de prova com comprimentos de 150 mm, 250 mm e 350 mm.

Em todos os corpos ensaiados nesta pesquisa, foram considerados apenas os modelos fabricados por Campolina [4] com tubos com costura e com a formação da oxidação (pátina) em seu interior.

Em dois ensaios foram utilizados um atuador hidráulico Enerpac com capacidade de 500 kN, um anel dinamométrico com capacidade de 500 kN e seu relógio comprador, um transdutor de pressão na linha hidráulica do atuador, placas de base e esfera de aço (para simular uma rótula espacial) e um transdutor de deslocamento com capacidade de leitura de 100 mm para registrar o deslizamento relativo entre o núcleo de concreto e os perfis tubulares. Durante os testes, foi utilizado um sistema de aquisição de dados da Lynx para o registro do tempo de duração de cada ensaio, do carregamento imposto e do deslizamento do concreto no interior dos tubos. Nestes casos, a aplicação de carga era feita em aproximadamente vinte (20) passos de carga, até ser alcançado um deslocamento de aproximadamente 50 mm entre o concreto e o aço.

Em sete ensaios foi utilizado para aplicação de carga o Sistema MTS, constituído de um atuador hidráulico servo-controlado com capacidade de 1500 kN, com controle digital por computador, que permite a aplicação de forças por controle de força ou de deslocamento do cilindro do atuador, sendo este último o utilizado durante os ensaios. Durante os ensaios, foi também empregado o sistema Lynx de aquisição de dados, neste caso para gravar em tempo real somente os sinais do deslocamento relativo entre o aço e o concreto, o que foi feito com um transdutor de deslocamento com capacidade de leitura de 30 mm. Nestes casos, a aplicação de carga era feita de modo contínuo, até ser alcançado um deslocamento de aproximadamente 28 mm entre o concreto e o aço.

Na Figura 1 apresenta-se o esquema utilizado para a aplicação da força no núcleo do concreto, tal como foi utilizado por Campolina [4] como parte da metodologia de ensaios de deslizamento do tipo *push-out*.

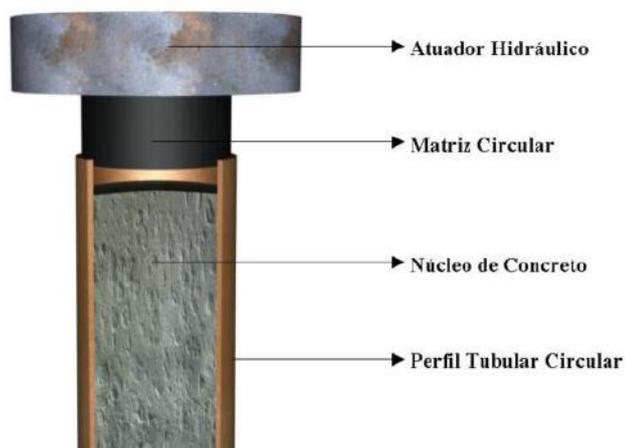


Figura 1 - Esquema do ensaio de deslizamento do pilar misto circular Campolina [4].

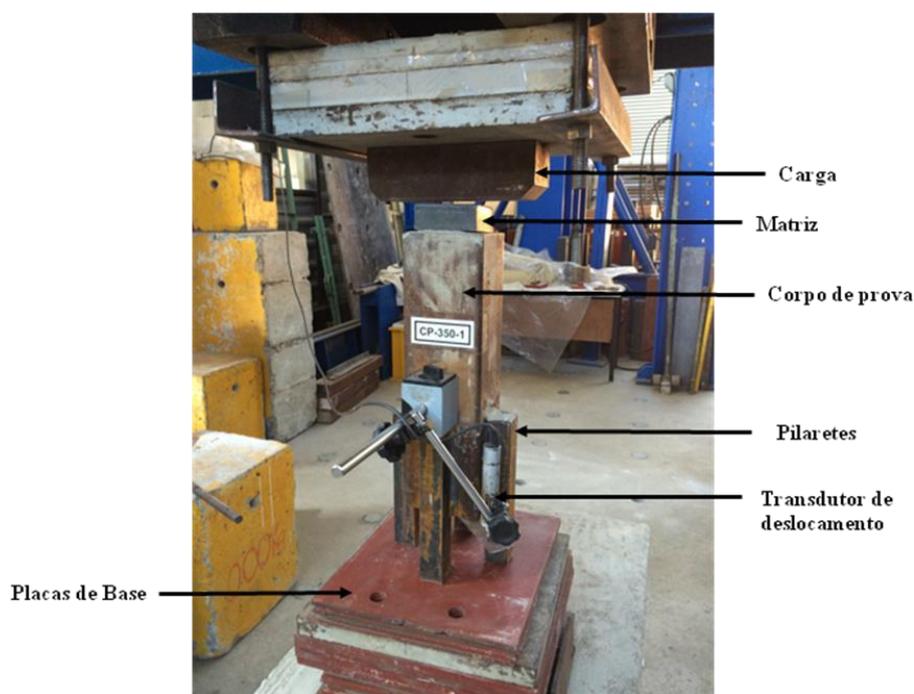


Figura 2 - Esquema ensaio utilizado.

Para executar os ensaios de deslizamento, na presente pesquisa foi necessário que os corpos de prova apresentassem um espaço de no mínimo cinco centímetros entre a placa de base e a superfície inferior do núcleo de concreto (que se encontrava no mesmo plano da parte inferior do tubo de aço). Conforme mostra a Figura 2, isto foi possível com a execução de quatro pilares de aço na parte inferior do corpo de prova. Esses pilares, de seção quadrada com o lado de 30 mm, foram soldados ao tubo de aço, tendo sido uma adaptação necessária à realização dos ensaios.

Na Tabela 1 são apresentadas as características nominais físicas e geométricas dos perfis tubulares que foram utilizados para a construção dos corpos de prova ensaiados por Campolina [4] e nesta pesquisa.

Tabela 1 – Características dos perfis utilizados.

Tipo de Seção	Quadrado	Retangular	Circular
Dimensões (mm)	100x100	120x80	114,3
Espessura (mm)	6,4	4,4	6,4
Comprimento (mm)	800	800	800
Material	Aço Patinável	Aço Patinável	Aço Patinável
Especificação do Aço	VMB 350 cor	VMB 350 cor	VMB 350 cor
Fy (MPa)	> 350	> 350	> 350
Fu (MPa)	≥ 485	≥ 485	≥ 485

Na Tabela 1, f_y é a resistência ao escoamento do aço e f_u é a resistência à ruptura do aço na tração.

Para o preenchimento dos tubos foi utilizado um concreto autoadensável, cujas características são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características do concreto utilizado.

Materiais	Quantidade para 1 m ³
DURACEM AD 300 HOLCIM	420 kg
Areia Natural Irineu	397 kg
Areia Artificial Ical	604 kg
Brita 0 Gnaisse	779 kg
ADITIVO TEC MULT 562	3356 ml
ADITIVO GLENIUM 3010	3776 ml
Água Potável	189 l

Foram testadas três séries de corpos de prova. A série 1 era constituída por corpos de prova com 150 mm de comprimento; a série 2 por corpos de prova com 250 mm de comprimento e a série 3 por corpos de prova com 350 mm de comprimento. Em cada série foi considerado um corpo com seção quadrada, outro com seção retangular e outro com seção circular, totalizando nove corpos de prova, conforme consta na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensões e classificação das séries dos corpos de prova, com as dimensões médias medidas.

Série	Tipo de Seção	Corpo de Prova	Dimensões médias medidas (mm)
1	Seção quadrada	CP-150-1	Lado: 100,34
			Lado: 100,62
			Espessura do tubo: 5,23
			Comprimento: 152,29
	Seção circular	CP-150-2	Diâmetro: 115,44
			Espessura do tubo: 5,06
			Comprimento: 156,21
	Seção retangular	CP-150-3	Lado 1: 80,24
			Lado 2: 120,26
Espessura do tubo: 5,24			
Comprimento: 152,22			
2	Seção quadrada	CP-250-1	Lado: 100,34
			Lado: 100,62
			Espessura do tubo: 5,23
			Comprimento: 259,05
	Seção circular	CP-250-2	Diâmetro: 115,35
			Espessura do tubo: 5,06
			Comprimento: 254,10
	Seção retangular	CP-250-3	Lado 1: 80,24
			Lado 2: 120,26
Espessura do tubo: 5,24			
Comprimento: 255,15			
3	Seção quadrada	CP-350-1	Lado: 100,34
			Lado: 100,62
			Espessura do tubo: 5,23
			Comprimento: 354,15
	Seção circular	CP-350-2	Diâmetro: 115,35
			Espessura do tubo: 5,06
			Comprimento: 353,83
	Seção retangular	CP-350-3	Lado 1: 80,24
			Lado 2: 120,26
Espessura do tubo: 5,24			
Comprimento: 355,25			

Na Tabela 3, as medidas de dois lados perpendiculares entre si e representativos do quadrado e do retângulo foram consideradas como a média de quatro medidas efetuadas nas duas seções de extremidade do tubo de aço. Para o tubo circular o diâmetro médio foi determinado a partir de quatro medidas do diâmetro realizadas em uma de suas seções de extremidade. A espessura foi determinada como a média de quatro medidas efetuadas nas duas seções de extremidade do tubo de aço. O comprimento foi determinado como a média de quatro medidas efetuadas, uma em cada dobra do quadrado e do retângulo e, nos tubos circulares, o comprimento foi determinado como a média de quatro medidas feitas diametralmente opostas no tubo de aço.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 4. A partir dos dados foi elaborado o gráfico carregamento versus deslizamento e carregamento versus tensão de aderência, conforme mostram as Figuras 3 a 8.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios experimentais.

Série		Comprimento do Tubo (mm)	Tipo de seção transversal	Atuador hidráulico	Área Total (mm ²)	Força máxima (kN)	Deslizamento máximo (mm)	Tensão de Aderência para a Força máxima (MPa)
1	CP - 150 - 1	152,29	Quadrada	ENERPAC	61206,39	204,48	28,16	3,73
	CP - 150 - 2	156,21	Circular	MTS	56650,16	490,23	28,55	9,48
	CP - 150 - 3	152,22	Retangular	ENERPAC	61038,22	321,11	27,62	5,87
2	CP - 250 - 1	259,05	Quadrada	MTS	100480,00	303,93	25,88	3,38
	CP - 250 - 2	254,10	Circular	MTS	92153,29	624,73	23,2	7,41
	CP - 250 - 3	255,15	Retangular	MTS	102315,15	452,64	28,48	4,93
3	CP - 350 - 1	354,15	Quadrada	MTS	142339,97	571,01	28,21	4,48
	CP - 350 - 2	353,83	Circular	MTS	126932,91	660,26	9,87	5,68
	CP - 350 - 3	355,25	Retangular	MTS	140350,00	164,71	26,55	1,29

A Figura 3 mostra a variação do deslizamento em função da força aplicada dos corpos de prova de seção quadrada. O comportamento dos três corpos de prova é muito similar, diferenciando um do outro praticamente apenas no que diz respeito à força máxima imposta para iniciar o deslocamento do concreto no interior do tubo. Pode-se observar a perda da aderência química no momento em que se apresenta o início do deslocamento relativo do concreto até a força máxima. Isto fica mais evidente para os corpos de prova CP-250-1 e CP-350-1. Depois de atingido este estágio, a aderência mecânica somada ao confinamento promovido pelo tubo define o que se pode chamar de mecanismo parcial de atrito, tal como definem Parsley [7]. Ainda com a presença da aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito, nota-se que o comportamento de cada corpo de prova é caracterizado por um ramo suavemente descendente até um nível praticamente constante, demonstrando diminuição da força aplicada com a diminuição da área de contato entre os materiais, exceto para o CP-350-1. Neste caso, no limiar do final do ensaio ocorreu um pequeno aumento no valor da força aplicada.

Na Figura 4, que apresenta a variação do deslizamento com a tensão de aderência relativa do concreto para os mesmos corpos de prova da Figura 3, pode-se observar que quanto maior o comprimento do tubo maior é o valor da tensão de aderência ao longo do ensaio e, portanto, maior é a contribuição do tubo de aço.

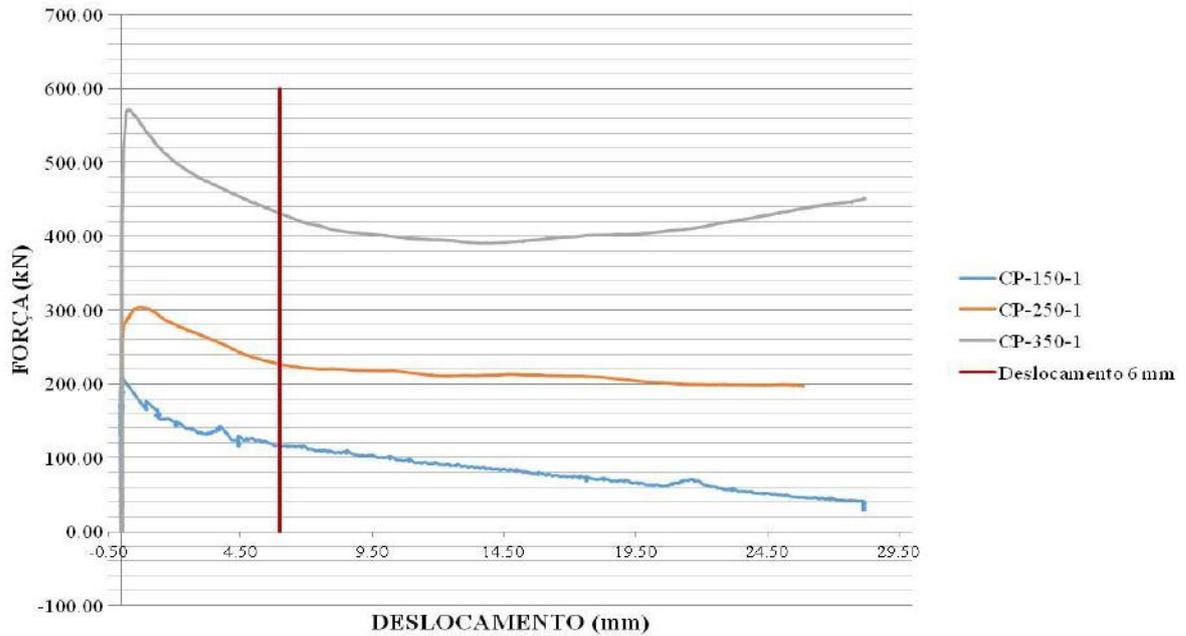


Figura 3 - Força versus deslocamento dos corpos de prova com seção quadrada.

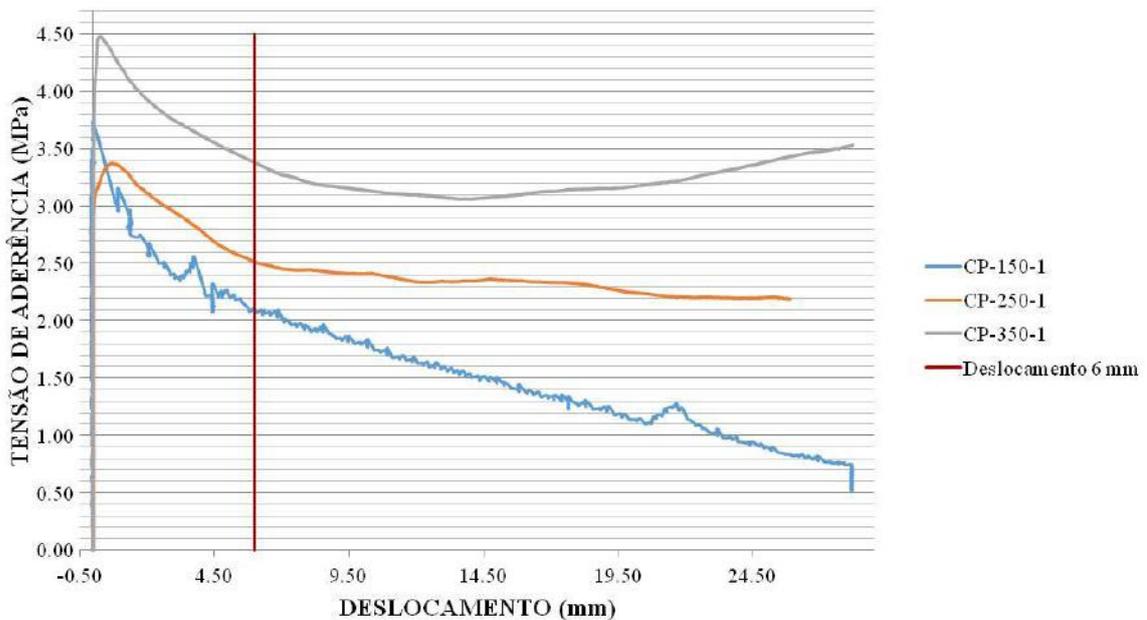


Figura 4 - Tensão de aderência versus deslocamento dos corpos de prova com seção quadrada.

A Figura 5 mostra a variação do deslizamento em função da força aplicada nos corpos de prova de seção circular, notando-se que os comportamentos dos três corpos de prova variam consideravelmente. No gráfico do CP-250-2 pode-se observar a perda da aderência química quando se atinge o valor de força máxima igual a 624,73 kN, momento em que se apresenta o início dos deslocamentos do núcleo de concreto. Depois de atingido este estágio, a aderência mecânica somada ao confinamento promovido pelo tubo passa a atuar como um mecanismo parcial de atrito. Ainda com a presença da aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito, nota-se que o comportamento do CP-250-2 é caracterizado por um ramo suavemente descendente até um nível praticamente constante.

Quanto ao corpo de prova CP-150-2, a força foi aplicada sem evidenciar deslizamento do núcleo de concreto até atingir o valor de 490,23 kN. Assim que esse valor foi alcançado, ocorreu um deslizamento súbito do núcleo de concreto, denotando-se aparente perda da aderência química. Devido a um problema ocorrido com a programação do ensaio com o sistema MTS de aplicação de carga, não houve o registro da variação da força a partir do valor de 3,66 mm registrado para o deslizamento do núcleo de concreto. No entanto, como a medição dos deslizamentos foi realizada com um sistema de aquisição de dados independente do Sistema MTS, pode-se registrar os deslocamentos relativos do núcleo de concreto até o valor de 28 mm. Desta forma, pode-se afirmar que com a presença da aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito o corpo de prova apresentaria um ramo descendente até alcançar um nível praticamente constante.

Um comportamento similar ao do corpo de prova CP-150-2 foi apresentado pelo CP-350-2, com um deslizamento súbito ao se atingir o valor máximo de força aplicada igual a 660,26 kN. Observa-se que, depois de atingido esse valor máximo, ficou definido um patamar até ocorrer uma queda brusca da força aplicada, gerando impacto no corpo de prova e, conseqüentemente, no atuador hidráulico. Mantida a continuação do ensaio, o corpo de prova voltou a receber incrementos de força até ser atingido o valor de 657,97 kN, após o que voltou a ocorrer um deslizamento súbito. Observando-se o comportamento do corpo de prova, notam-se sucessivas quedas bruscas da força aplicada, retomada desta força e a ocorrência de patamares. O ensaio foi então interrompido para evitar danos ao sistema de aplicação de carga. Observando-se o gráfico até o momento da paralisação do ensaio, pode-se verificar que logo após a perda da aderência química passou a ocorrer pequenas e sucessivas perdas de aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito.

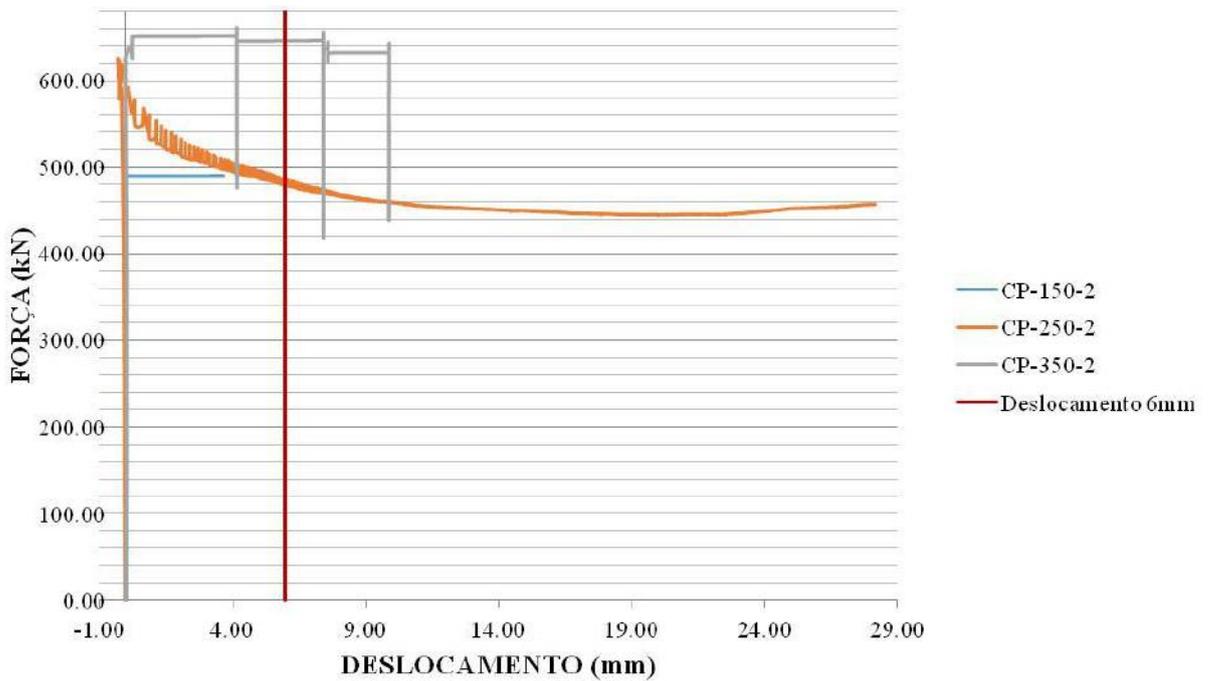


Figura 5 - Força versus Deslizamento perfis de seção circular.

A Figura 6 mostra a variação do deslizamento com a tensão de aderência entre os materiais dos corpos de prova. Neste gráfico fica evidente a influência do comprimento dos modelos nos resultados obtidos. O CP-150-2 foi o que obteve a maior tensão de aderência dos nove corpos de prova ensaiados.

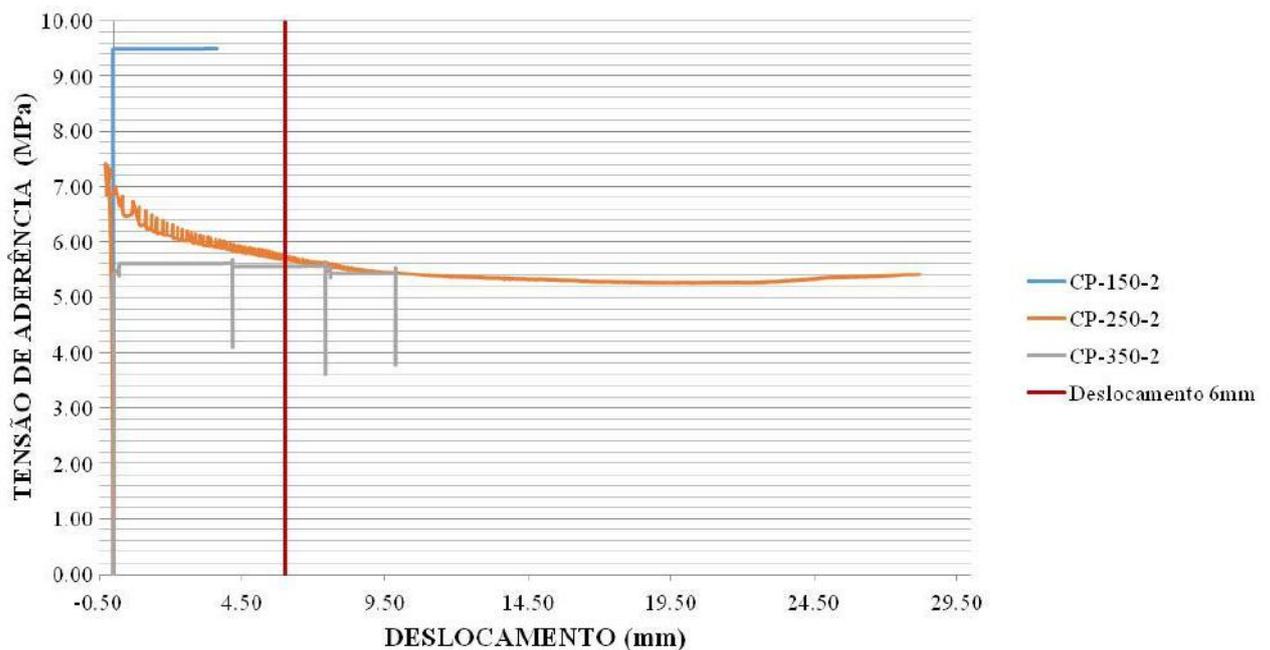


Figura 6 - Tensão de aderência versus deslizamento dos corpos de prova com seção circular.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A Figura 7 mostra a variação do deslizamento em função da força aplicada nos corpos de prova de seção retangular. Observam-se comportamentos similares aos dos gráficos da Figura 3. Os comportamentos dos três corpos de prova também são similares entre si, diferenciando um do outro no que diz respeito à força máxima imposta para iniciar o deslocamento do núcleo de concreto no interior do tubo. Pode-se observar súbita perda da aderência química nos corpos de prova CP-150-3 e CP-250-3 no momento em que se apresenta o início do deslocamento relativo do concreto ao se atingir o valor da força máxima. No CP-350-3 a perda de aderência ocorreu de modo mais suave. Depois de atingido este estágio, em cada um dos corpos de prova a aderência mecânica somada ao confinamento promovido pelo tubo, atuam como um mecanismo parcial de atrito. Ainda com a presença da aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito, nota-se que o comportamento de cada corpo de prova é caracterizado por um ramo suavemente descendente, demonstrando diminuição da força aplicada com a diminuição da área de contato entre os materiais.

Quanto ao corpo de prova CP-150-3, a perda da aderência química ocorreu ao atingir um valor de força máxima aplicada de 328,55 kN, com participação da aderência mecânica e do confinamento, apresentando um deslizamento súbito. No entanto, esses fatores têm influência cada vez menor, uma vez a área de contato entre o concreto e o aço vai diminuindo ao longo do ensaio. O que justifica o ramo descendente logo após ter sido atingida a carga máxima.

O CP-350-3 apresentou um comportamento atípico em relação à força máxima correspondente à perda de aderência química, que foi menor quando comparada às correspondentes forças dos corpos de prova CP-150-3 e 250-3. Devido a isto, ainda existem dúvidas em relação ao que resultou esse comportamento; essas dúvidas serão posteriormente sanadas.

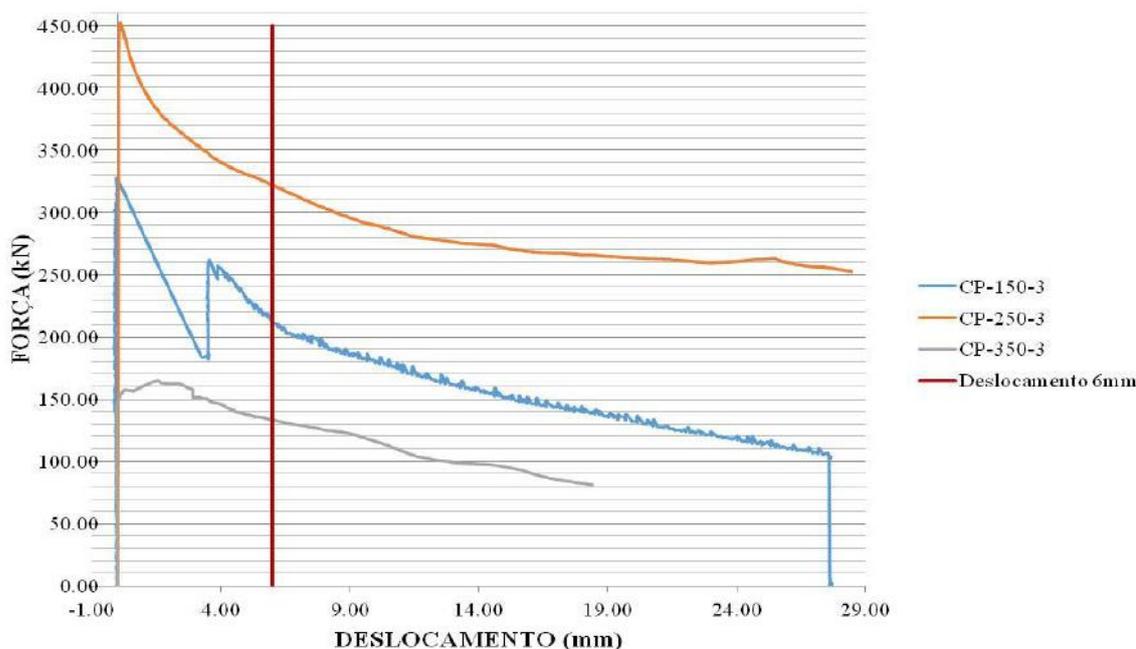


Figura 7 - Força versus Deslizamento perfis de seção retangular.

A Figura 8 mostra a variação do deslizamento com a tensão de aderência entre os materiais dos corpos de prova. Neste gráfico fica evidente a influência do comprimento dos modelos nos resultados obtidos.

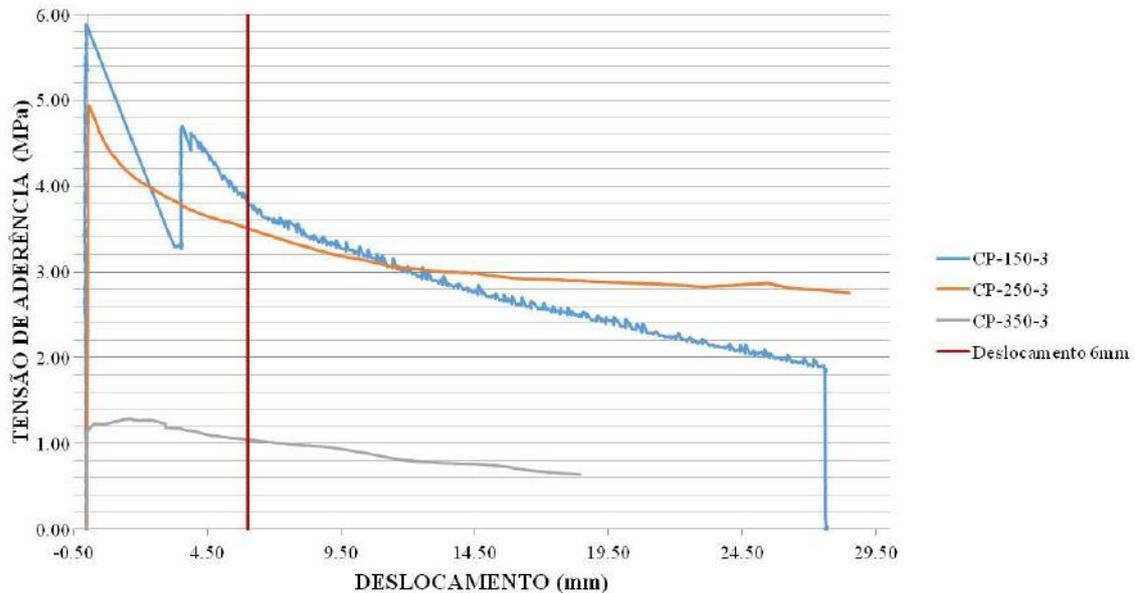


Figura 8 - Tensão de aderência versus deslocamento dos corpos de prova com seção o retangular.

Os ensaios realizados nesta pesquisa seguiram em parte os procedimentos de cisalhamento direto (*push-out*) preconizados pela norma europeia EN 1994-1-1:2004 [6], para a verificação do desempenho estrutural de conectores de cisalhamento no sistema de viga mista de aço e concreto. Nessa norma, um conector pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento (δ_{uk}) for pelo menos de 6 mm, δ_{uk} é tomado como o valor mínimo de δ_u obtido num ensaio, reduzido em 10%, conforme Figura 9. Assim sendo, fazendo uma analogia com o procedimento da norma europeia, procurou-se identificar nas Figuras 3 a 8 os deslocamentos iguais a 6 mm ocorridos entre o núcleo de concreto e o tubo de aço de cada um dos corpos de prova.

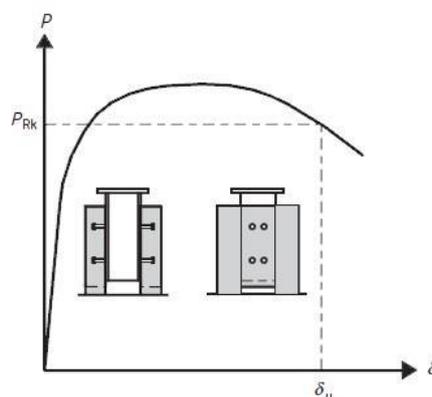


Figura 9 - Determinação da capacidade de deslizamento D_u . EN 1994-1-1:2004 [6].

A Tabela 5 apresenta uma comparação entre as tensões de aderência calculadas para a força máxima aplicada e as tensões de aderência correspondentes aos deslizamentos iguais a 6 mm obtidas na presente pesquisa. A Tabela 6 apresenta uma comparação entre as tensões de aderência obtidas na pesquisa de Campolina [4], tomando-se sempre os valores máximos de cada série dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 5 - Tensões de aderência obtidas nos ensaios de deslizamento nesta pesquisa.

Série		$\sigma_{\text{máximo}}$ (MPa)	$\sigma_{6 \text{ mm}}$ (MPa)
Série 1	CP - 150 - 1	3,73	2,16
	CP - 150 - 2	9,48	--
	CP - 150 - 3	5,87	3,93
Série 2	CP - 250 - 1	3,26	2,49
	CP - 250 - 2	7,41	5,88
	CP - 250 - 3	4,93	3,59
Série 3	CP - 350 - 1	4,48	1,72
	CP - 350 - 2	5,62	5,61
	CP - 350 - 3	1,29	1,06

Tabela 6 - Tensões de aderência obtidas nos ensaios de deslizamento na pesquisa de Campolina [4].

Série	$\sigma_{\text{máximo}}$ (MPa)	$\sigma_{6 \text{ mm}}$ (MPa)
Quadrados	0,62	0,6136
Retangulares	0,95	0,9494
Circulares	1,55	1,4573

Verifica-se na Tabela 5 que, tanto para as tensões de aderência calculadas para a força máxima aplicada como para as tensões de aderência correspondentes aos deslizamentos iguais a 6 mm, os valores obtidos são bem superiores aos valores geralmente encontrados em outras pesquisas, incluindo a pesquisa de Campolina [4] cujos corpos de prova remanescentes e não ensaiados serviram para a fabricação dos corpos de prova ensaiados na presente pesquisa. A diferença entre os resultados desta pesquisa e de outros estudos pode ser devida a:

- O concreto dos corpos de prova que foram testados na presente pesquisa apresenta uma idade aproximada de nove (9) anos em relação ao concreto dos corpos de prova testados por Campolina [4].
- Esse é o mesmo tempo que se passou após a formação da oxidação nas paredes internas dos tubos (pátina). Neste caso, podem-se observar efeitos da corrosão exacerbada pelo tempo nas paredes dos tubos, que deixou manchas nas faces do prisma de concreto durante a perda de contato desses materiais ao longo dos ensaios.

- c) Execução de quatro pilaretes de aço na parte inferior do corpo de prova. Esses pilaretes, de seção quadrada com o lado de 30 mm, foram soldados ao tubo de aço, tendo sido uma adaptação necessária à realização dos ensaios. Com a solda dos pilaretes, pode ter havido introdução de tensões residuais no tubo de aço, colaborando com o acréscimo do efeito de confinamento promovido pelo tubo, o que se pode chamar de mecanismo parcial de atrito.
- d) Os perfis ensaiados nesta pesquisa e na pesquisa de Campolina [4] eram tubos com costura.

4 CONCLUSÃO

A pesquisa ainda está em andamento. Mesmo assim, podem-se apresentar as seguintes conclusões preliminares:

1. Os comportamentos entre os corpos de prova de cada série estudada são similares entre si, diferenciando um do outro praticamente apenas no que diz respeito à força máxima imposta para iniciar o deslocamento do concreto no interior do tubo. Pode-se observar a perda da aderência química no momento em que se apresenta o início do deslocamento relativo do concreto até a força máxima. Depois de atingido este estágio, a aderência mecânica somada ao confinamento promovido pelo tubo define o que se pode chamar de mecanismo parcial de atrito, tal como definem Parsley [7].
2. Ainda com a presença da aderência mecânica e do mecanismo parcial de atrito, nota-se que o comportamento de cada corpo de prova é caracterizado por um ramo suavemente descendente até um nível praticamente constante, demonstrando diminuição da força aplicada com a diminuição da área de contato entre os materiais.
3. Os perfis circulares apresentaram os valores mais elevados de força máxima aplicada nas três séries de corpos de prova.
4. Os perfis de seção quadrada apresentaram os valores mais baixos de força máxima aplicada quando comparados com os perfis de seções circulares e retangulares. Entretanto, houve uma exceção no corpo de prova CP-350-3, não havendo ainda explicações para esse fenômeno.
5. A tensão de aderência foi evidentemente influenciada pela área de confinamento do concreto. O perfil com menor área de confinamento foi o que apresentou a maior tensão de aderência. Os valores de tensão de aderência nos perfis quadrados apresentaram-se inferiores quando comparados com os perfis circulares e retangulares. Verificou-se que estes perfis foram os que possuíam menor área.
6. A influência do comprimento dos modelos experimentais foi mais expressiva nos corpos de prova de seção circular. Verificou-se que para os três comprimentos escolhidos (150 mm, 250 mm e 350 mm), o corpo de prova de menor comprimento foi o que apresentou maior resistência ao deslizamento. Entretanto, nos corpos de prova quadrados e retangulares, a influência do comprimento foi mais evidente nas resistências ao deslizamento dos modelos que possuíam 150 milímetros e 250 milímetros.

A diferença entre os resultados desta pesquisa e de outros estudos com relação à tensão de aderência pode ser devida a:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

7. O concreto dos corpos de prova que foram testados na presente pesquisa apresenta uma idade aproximada de nove (9) anos em relação ao concreto dos corpos de prova testados por Campolina [4].
8. Esse é o mesmo tempo que se passou após a formação da oxidação nas paredes internas dos tubos (pátina). Neste caso, podem-se observar efeitos da corrosão exacerbada pelo tempo nas paredes dos tubos, que deixou manchas nas faces do prisma de concreto durante a perda de contato desses materiais ao longo dos ensaios.
9. Execução de quatro pilaretes de aço na parte inferior do corpo de prova. Esses pilaretes, de seção quadrada com o lado de 30 mm, foram soldados ao tubo de aço, tendo sido uma adaptação necessária à realização dos ensaios. Com a solda dos pilaretes, pode ter havido introdução de tensões residuais no tubo de aço, colaborando com o acréscimo do efeito de confinamento promovido pelo tubo, o que se pode chamar de mecanismo parcial de atrito.
10. Os perfis ensaiados nesta pesquisa e na pesquisa de Campolina [4] eram tubos com costura.

Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa de MG) pelo apoio financeiro neste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

- 1 Aguiar, O. Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2015.
- 2 Aguiar, O.; R. B. Caldas; H. M. S. Oliveira E R. H. Fakury. Estudo de conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto. Revista da Estrutura de Aço. 2015; volume 4 (número 3):paginação 182.
- 3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas. Rio de Janeiro; 2008.
- 4 Campolina, B. M. Estudo da aderência entre aço e concreto em pilares tubulares mistos preenchidos-uma análise experimental e computacional. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2008.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



5 Da Silva, R. D. Estudo da aderência aço – concreto em pilares mistos preenchidos. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; 2006.

6 EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium; 2004.

7 Parsley, M. A; Yura, J. A; Jirsa, James O. Push-out behavior of rectangular concrete-filled Steel tubes. Composite and hybrid systems. American Concrete Institute. 2000. Paginação 87-107.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

CONECTORES PARAFUSOS INSTALADOS EM DOIS NÍVEIS EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS COM CONCRETO AUTOADENSÁVEL

Lucas Ribeiro dos Santos¹
Rodrigo Barreto Caldas²
Ricardo Hallal Fakury³
Francisco Carlos Rodrigues⁴

Resumo

Este artigo visa investigar o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento do tipo parafuso de alta resistência utilizados em pilares mistos preenchidos com concreto autoadensável (PMPC), instalados em dois níveis. Na etapa experimental, os PMPCs foram submetidos a ensaios de cisalhamento – *standard push-out tests*, seguindo as prescrições da norma europeia EN 1994-1-1:2004, realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG. Após isso, foi efetuado no *software* ABAQUS um estudo numérico com a finalidade de avaliar o comportamento dos conectores nos pilares. No modelo numérico proposto foram mantidas as condições de contorno e as características dos modelos experimentais. Após a validação do modelo, os resultados numéricos e experimentais apresentados nas curvas força *versus* deslizamento foram avaliados frente aos valores de carga máxima, rigidez e classificação dos conectores. Ao final, obteve-se um modelo numérico calibrado que apresentou boa concordância com os resultados experimentais e os valores de carga máxima alcançados apresentaram desvio inferior a 7,5%. Verificou-se também que as configurações deformadas obtidas na análise numérica ficaram próximas das observadas experimentalmente.

Palavras-chave: pilares mistos; estruturas mistas; conectores de cisalhamento; análise numérica.

SHEAR CONNECTORS BOLTS USED INSTALLED IN TWO LEVELS IN SELF-COMPACTING CONCRETE-FILLED STEEL COLUMNS

Abstract

This paper has the main goal to investigate the structural behavior of high strength bolts used as shear connector applied in self-compacting concrete-filled steel columns (CFSC). These devices were installed in two different high levels. In experimental program, test procedures were based on the *standard push-out tests* recommended by the European standard – EN 1994-1-1:2004. These tests were performed at the Experimental Structural Analysis Laboratory of UFMG. Then, numerical simulations of these tests were carry out using the finite element software ABAQUS to a better understanding of the shear connection behavior realized by steel bolts in CFSC. The numerical model proposed was calibrated using the same boundary conditions and the same properties of the experimental specimens. After the validation of the numerical model, numerical and experimental parameters obtained analyzing load versus slip curves, such as maximum load values, stiffness and classification of connectors were compared. The numerical model has a good agreement with the experimental specimens, the maximum load values obtained showed lower deviation 7.5%. It was also observed that the deformed configuration obtained in numerical analysis were similar to those observed experimentally.

Keywords: Concrete-filled steel columns; composite structures; shear connectors; numerical analyses.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

¹Engenheiro Civil, Mestrando em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

²Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

³Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

⁴Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos houve um avanço significativo na utilização de elementos estruturais mistos na construção civil. Esses elementos apresentam diversas vantagens que contribuem na melhora do processo construtivo, resultando em uma obra mais racionalizada, limpa e eficiente.

As pesquisas científicas que surgiram nas últimas décadas tratando de parafusos como conectores de cisalhamento evidenciam que o uso correto desses dispositivos pode resultar em ganhos mecânicos favoráveis nos elementos mistos. Trabalhos como os de Starossek & Falah [6], Kwon *et al.* [7], Pavlovic [5], Cardoso [3], dentre outros, comprovam a viabilidade do uso dos parafusos como conectores de cisalhamento.

Younes *et al.* [8] concluíram que o uso dos conectores elevam a força axial resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPCs). Em certos casos, os pilares alcançaram um aumento da força resistente da ordem de 15%.

Com o avanço do uso da técnica de elementos finitos, os *softwares* de engenharia possuem cada vez mais recursos que possibilitam realizar análises numéricas eficientes. Dentro desse contexto, esta pesquisa contempla a modelagem numérica de PMPCs submetidos à compressão axial utilizando o software ABAQUS, para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento nesses pilares.

Com o modelo numérico calibrado, é possível visualizar detalhes que não são detectados nos modelos experimentais, bem como obter resultados mais precisos de distribuição de tensões e transferências de forças geradas pela ação do conector na interface aço-concreto. Para que se alcance tal objetivo, foi mantida a fidelidade dos ensaios experimentais nas modelagens numéricas. A partir desta fidelização, os resultados gerados demonstram se confiáveis e consistentes para interpretação do modelo numérico.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os modelos experimentais são provenientes de pesquisas que estão sendo desenvolvidas no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG. Neste trabalho é avaliada uma série composta por dois PMPCs. Foram utilizados nestes pilares conectores de cisalhamento do tipo parafusos de alta resistência mecânica. Conforme apresentado na Figura 1, os PMPCs possuem altura de 1000mm e em cada pilar foi instalado dois níveis de conectores. O primeiro nível situa-se na altura de 585mm e o segundo nível na altura de 700mm. Cada nível possui dois conectores instalados. No topo, o núcleo de concreto se situa 50 mm abaixo do tubo de aço e, na base, é apoiado sobre uma chapa circular, permitindo o deslizamento relativo entre o aço e concreto. Dessa forma, com a carga aplicada no tubo de aço e resistida na base pelo núcleo de concreto, tem-se ensaios de cisalhamento na interface aço-concreto, de modo que os conectores sejam acionados.

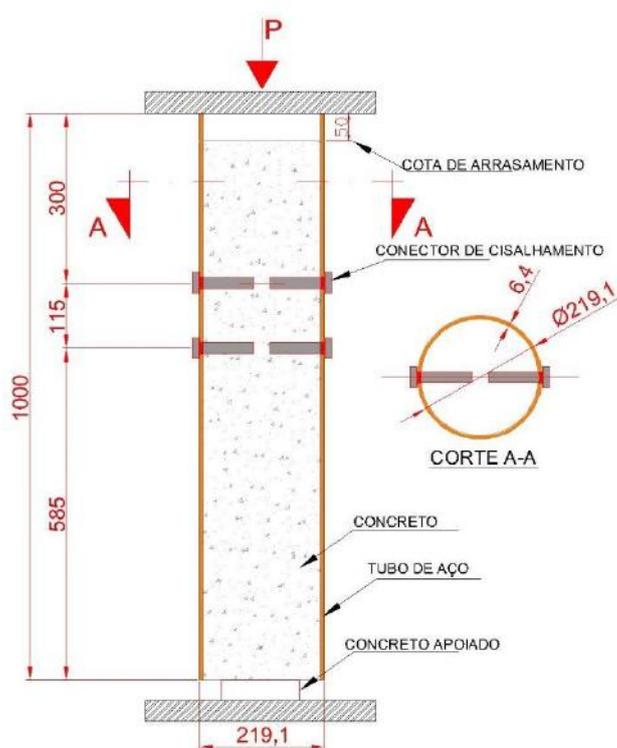


Figura 1 - Representação dos modelos experimentais

Os perfis tubulares utilizados foram fabricados pela VALLOUREC, especificação VMB 350, com dimensões de 219,64mm e 6,4mm para o diâmetro (D) e a espessura (t), respectivamente. Para assegurar que a transferência de forças de cisalhamento seja realizada, prioritariamente, pelos conectores de cisalhamento, foi aplicada pintura e cera desmoldante na superfície interna dos tubos. Isso garante minimização da transferência de forças por atrito e por aderência nos PMPCs.

Utilizou-se concreto autoadensável nos modelos experimentais. Durante e após o processo de concretagem foram tomados os devidos cuidados, a fim de evitar problemas de retração e fissuração do concreto em seu período de cura. As propriedades mecânicas do concreto estão apresentadas na Tabela 02.

Os conectores de cisalhamento são parafusos de alta resistência mecânica de especificação ASTM A325 fabricados pela CISER. Os parafusos possuem 19,05 mm ($\frac{3}{4}$ " e 95,25 mm ($3\frac{3}{4}$ " de diâmetro (D) e comprimento nominal (l), respectivamente. As propriedades mecânicas dos conectores estão apresentadas na Tabela 01. Durante a montagem dos PMPCs, os conectores foram instalados e soldados em furos-padrão nos tubos de aço.

Para realização dos ensaios experimentais, o carregamento foi aplicado gradualmente pelo atuador na chapa de topo sobre a superfície superior do tubo de aço (ver *Figura 1*). Dessa forma, pode-se garantir que o carregamento fosse distribuído no topo do tubo de aço. Os procedimentos para realização dos estudos experimentais seguem as especificações de ensaios de cisalhamento – *standard push-out tests* - normatizados pela norma EN 1992-1-1:2004. Os ensaios experimentais foram realizados em duas etapas. Na etapa inicial, para cada um dos PMPCs, foram realizados 25 ciclos de carga e descarga, cujo carregamento aplicado era entre 5% e 40% da carga última esperada. Na segunda etapa, os modelos foram submetidos a um carregamento estático e progressivo até o colapso estrutural.

3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O modelo numérico de elementos finitos foi desenvolvido via software ABAQUS – versão 6.14, com a finalidade de simular o comportamento dos parafusos de alta resistência nos pilares mistos preenchidos com concreto. Salienta-se que ABAQUS é uma ferramenta poderosa para análise de elementos finitos que tem sido amplamente utilizada em centros de pesquisas.

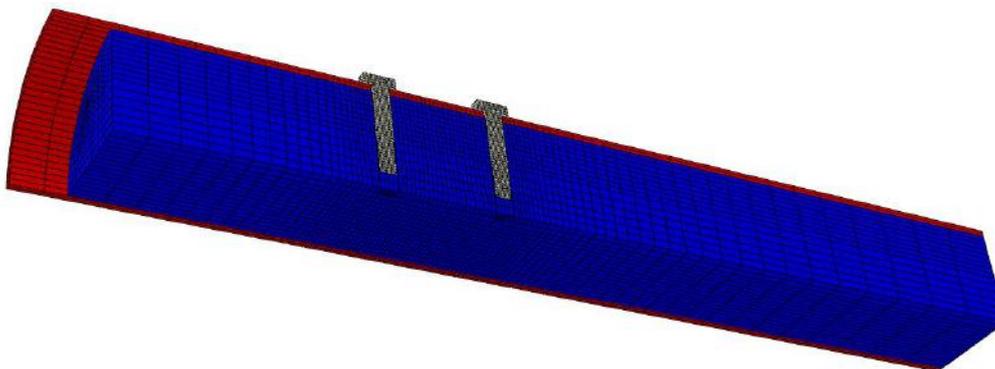


Figura 2 - Modelo numérico

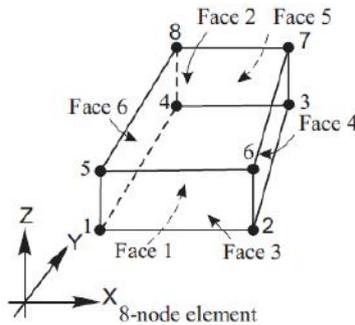


Figura 3 - Elemento de Malha C3D8 - adaptado de Starossek & Falah [6]

Para fins de otimização computacional, foi possível aplicar no modelo numérico o recurso da dupla simetria, tendo sido realizada a modelagem de um quarto da seção transversal (ver Figura 2). O modelo numérico (tubo de aço, núcleo de concreto e parafusos) foi modelado com elementos de malha do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). O elemento C3D8, conforme visualiza-se na Figura 3, possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações nas direções principais X, Y, e Z). Starossek e Falah [6] utilizaram esse elemento e conseguiram boa concordância dos resultados experimentais com os valores numéricos.

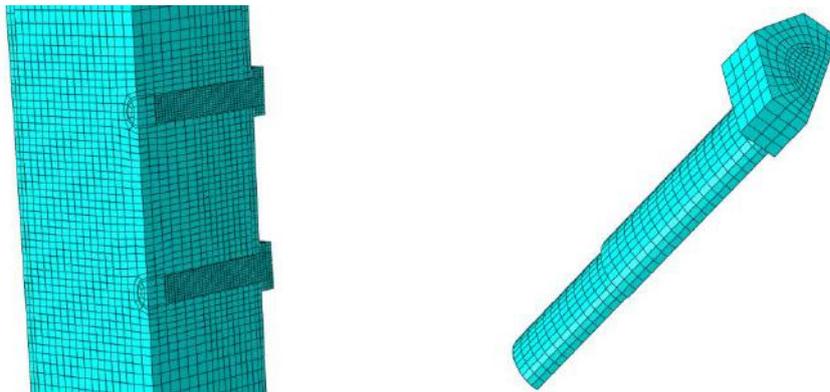


Figura 4 - Malha de elementos finitos: (a) em torno dos conectores; (b) conector

No processo de modelagem, realizou um estudo investigativo da malha ideal para ser utilizada na calibração do modelo. No estudo de malha, levou-se em consideração a precisão dos resultados gerados, conforme a variação tamanho das sementes. A Figura 4 apresenta a malha ideal adotada no estudo numérico. Os parafusos foram modelados com uma malha de 3 mm (ver Figura 4b) e a região em torno dos conectores, compostas pelo núcleo de concreto, foram modeladas com uma malha de 8 mm (ver Figura 4a).

Para o tubo de aço e os parafusos foram utilizadas as propriedades mecânicas medidas experimentalmente. No concreto autoadensável, utilizou-se as propriedades mecânicas calculadas conforme a norma EN 1992-1-1:2004. As Tabelas 1 e 2 apresentam as propriedades mecânicas utilizadas para o aço e concreto, respectivamente.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas do aço

Material	Densidade (g/cm^3)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente Poisson	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Tubo de Aço	7,85	200.000	0,3	415,00	569,50
Parafusos	7,85	200.000	0,3	723,51	940,00

Tabela 2 - Propriedades do concreto

Propriedades mecânicas do núcleo de concreto	
Densidade (g/cm^3)	2,40
Módulo de Elasticidade (MPa)	33,88 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Resistência média à compressão (MPa)	42,2
Resistência média à tração (MPa)	3,16

3.1 Contatos

Uma vez realizada a modelagem dos elementos foi necessário definir a interação da superfície entre eles. Através do módulo *Interactions* no ABAQUS é possível definir as interações de contato entre os elementos. A busca pelas superfícies dos elementos nos modelos numéricos foi realizada de forma automatizada pela ferramenta *Find Contact Pairs*. Após isso, é possível definir as interações entre as superfícies. Em todos os pares de contato adotou-se o método de discretização *surface-to-surface*, que permite que os pares de contato sejam ativados entre duas superfícies. Foram avaliados individualmente os pares de contato para investigação da rigidez de cada elemento a fim de definir a superfície *master* e a superfície *slave*. Elementos que possuem rigidez maior nos pares de contato foram ser definidos como *master*, e rigidez menor, como *slave*. Em todas as interações ficou definido o contato do tipo *hard*, o qual admite o mínimo de penetração entre as superfícies dos elementos.

3.2 Condições de Contorno

Buscando recriar nos modelos numéricos as condições de contorno impostas nos ensaios de cisalhamento, foram avaliadas quais seriam as restrições necessárias para serem aplicadas no modelo numérico. Para a conformidade entre os modelos foram adotadas as seguintes restrições: restrição do deslocamento vertical e rotação na base do concreto (ver Figura 5b), restrição aos deslocamentos horizontais – eixo x e rotações no topo do aço – eixo y (local de aplicação da carga pelo atuador – Figura 5a).



Figura 5 - Condições de contorno: (a) atuador; (b) base;

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A Figura 6 apresenta as restrições adicionais para viabilização da dupla simetria na modelagem numérica.

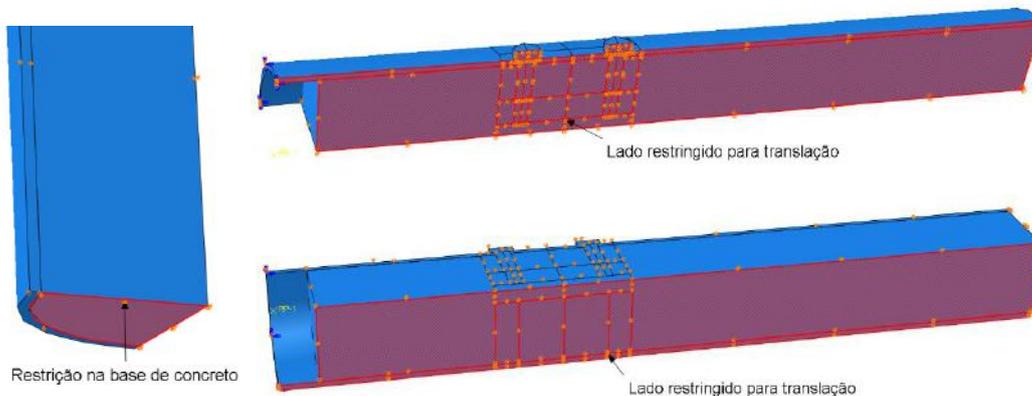


Figura 6 - Restrições aplicadas na modelagem numérica

3.3 Obtenção dos Resultados

Os resultados foram obtidos conforme a análise experimental. Dessa forma, o deslocamento relativo na direção U3 é o módulo resultante do deslocamento do tubo de aço e do núcleo de concreto. A localização dos nós em que foram aferidos os resultados dos valores de deslocamento estão apresentados na Figura 7. No modelo numérico os nós possuem um identificador, para o concreto, nó 65, e para o tubo de aço, nó 221.

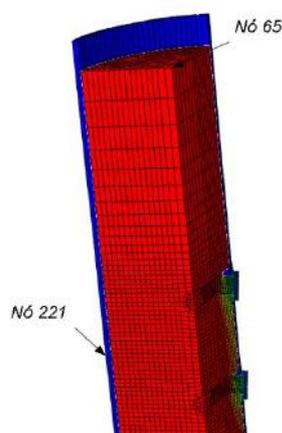


Figura 7 - Localização dos nós referentes aos deslizamento relativo

3.4 Calibração do Modelo

Nas análises numéricas é essencial a investigação dos parâmetros utilizados nos materiais envolvidos. Para os modelos experimentais HM1 e HM2 foram realizadas uma gama de investigações das propriedades dos materiais adotados, principalmente no concreto que responde com um comportamento não linear. Para consideração do efeito de dano e confinamento do núcleo concreto provocado pelo tubo de aço, foi utilizado o modelo de plasticidade *Concrete Damage Plasticity*, que é capaz de prever o comportamento do concreto

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

sob pressão confinante e precisa dos seguintes parâmetros: ângulo de dilatância (ψ), razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (K_c), viscosidade (μ_{vis}) e a excentricidade (ϵ). Com exceção do $\psi = 40^\circ$ e $\epsilon = 0,00005$, os demais parâmetros adotados foram os mesmos utilizados por Cardoso [3]: $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$, $K_c = 2/3$ e $\mu_{vis} = 0,1$.

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

As curvas força *versus* deslizamento da Figura 8 são os resultados gerados nos ensaios de cisalhamento. Percebe-se que as curvas HM1 e HM2 apresentaram um comportamento idêntico no início do carregamento, até alcançar um deslizamento relativo em torno de 12 mm. Após isso, a rigidez continua aumentando no modelo HM1, até o deslizamento próximo de 26mm, onde é possível caracterizar a carga última (P_u) do ensaio. Para o modelo HM2, a carga última (P_u) é caracterizada próxima de 12 mm, onde ocorre a inversão da curvas. Para ambos modelos experimentais houve perda de rigidez após o alcance da carga máxima do ensaio (P_u). A carga última definida para esta pesquisa é a carga máxima obtida nas curvas.

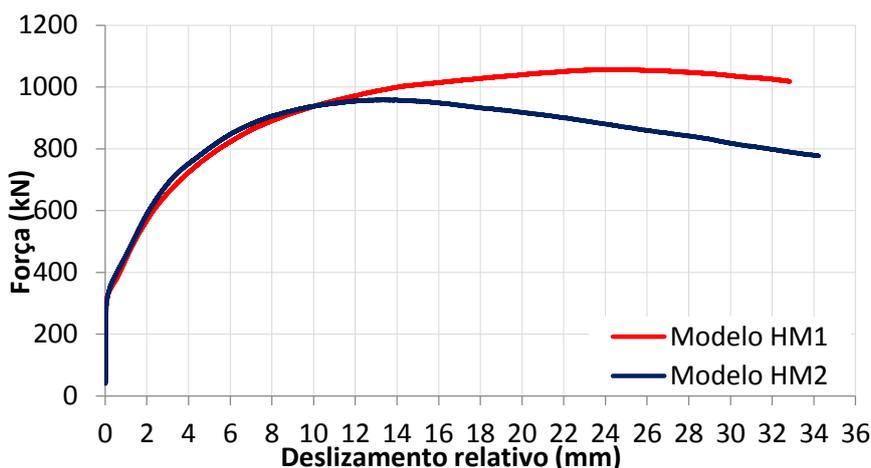


Figura 8 - Curvas força versus deslizamento dos modelos experimentais

Conforme preconiza a norma europeia EN 1994-1-1:2004, o conector de cisalhamento pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento (δ_{uk}) for menor ou igual a 6 mm. O valor da capacidade (δ_{uk}) é tomado como o valor mínimo de δ_u obtido no ensaio experimental, reduzido em 10%. Dessa forma, conclui-se que para ambos modelos, os conectores são classificados como dúcteis.

A Tabela 03 apresenta a carga última (P_u), a carga última por conector ($P_{u,con}$), a carga característica (P_{Rk}) e a rigidez secante dos modelos (k_{sc}). A rigidez secante é definida conforme o item A.3(3) do EN 1994-1-1:2004, igual a $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$, onde s é o deslizamento relativo que ocorre para a força de $0,7P_{Rk}$. Almeida [1] destaca que conectores que possuem rigidez secante inferior a 200 kN/mm poderão ser classificados como flexíveis. Avaliando os resultados, verifica-se que ambos conectores possuem k_{sc} menor que 200 kN/mm e, dessa forma, são classificados como flexíveis.

Tabela 3 - Valores de carga e rigidez alcançados nos modelos experimentais

<i>Modelo</i>	<i>P_u (kN)</i>	<i>P_{u,con} (kN)</i>	<i>P_{Rk} (kN)</i>	<i>k_{sc} (kN/mm)</i>
HM1	1.057,34	264,33	951,61	53,28
HM2	958,72	239,68	862,85	70,93
Média	1.008,03	252,01	907,23	62,10

Observa-se na Figura 9 a configuração dos conectores e núcleo de concreto após o ensaio. Verifica-se que os protótipos iniciaram a perda de rigidez devido ao processo de fissuração no núcleo de concreto, ocasionada pela solicitação dos conectores. A transferência de forças nos conectores se deu pelo contato do tubo de aço na superfície entre o início da haste e a cabeça do conector (ver Figura 9). À medida que os conectores foram solicitados, o concreto situado abaixo dos parafusos foi submetido à tensões de compressão, resultando em um esmagamento local do concreto. Dessa forma, a configuração do sistema conector-concreto, gradualmente, foi se ajustando para equilíbrio do sistema de transferência de forças. Com a intensificação do carregamento, observa-se a propagação das fissuras no interior do núcleo de concreto e os parafusos apresentam rotação (ver Figura 9) com deformação plástica, resultante dos esforços de flexão. A propagação de fissuras foram mais expressivas na região em torno do parafuso situado no nível superior. Isso era esperado pelo fato do conector situado neste nível ser solicitado com maior intensidade de carregamento.



Figura 9 - Modelos experimentais após a ruptura

Na Figura 10 é apresentada a configuração deformada do tubo de aço com a cabeça do conector. Nota-se que é evidente a rotação excessiva na cabeça dos conectores e um escoamento local do perfil de aço na região dos furos.



Figura 10 - Tubo de aço e cabeça do conector após a ruptura

5. RESULTADOS NUMÉRICOS

Nas análises numéricas foram geradas diversas curvas força *versus* deslizamento relativo. Dentre as curvas obtidas foram analisados alguns requisitos importantes para calibração final do modelo, como carga máxima, rigidez comportamento da curva e deformada do modelo numérico similar ao experimental. A curva que melhor se ajustou aos resultados do modelo experimentais está apresentada na Figura 11. Verificam-se que os resultados numéricos apresentaram boa concordância com os valores experimentais.

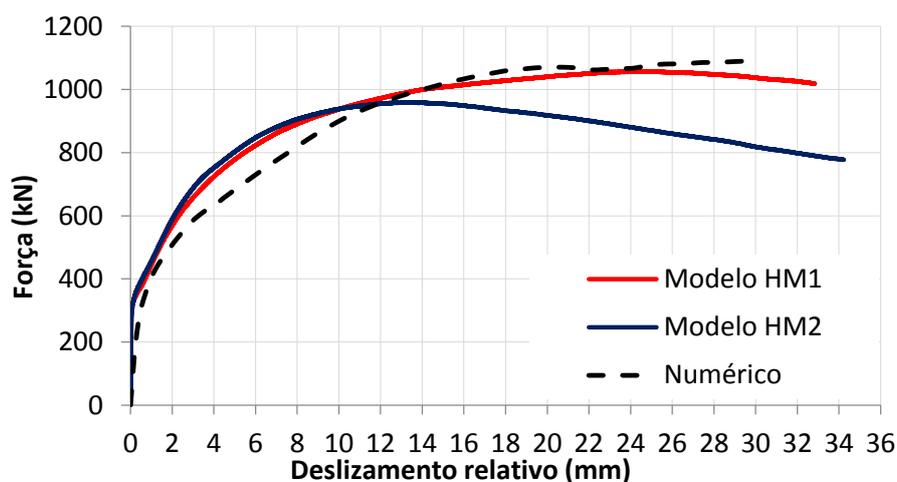


Figura 11 - Curvas força *versus* deslizamento experimental e numérico

A convergência da curva numérica da Figura 11 seguiu até o deslizamento relativo próximo de 30 mm. O comportamento dúctil dos conectores, conforme discutido no item 3, também é constatado nas curvas numéricas.

A Tabela 4 apresenta os valores numéricos de carga última (P_u), carga última por conector ($P_{u,con}$), força resistente característica (P_{Rk}) e rigidez secante dos modelos (k_{sc}). Avaliando os resultados numéricos, verifica-se que os conectores possuem k_{sc} não superior a 200 kN/mm e, dessa forma, apresentam o mesmo comportamento flexível dos modelos experimentais.

Tabela 4 - Valores de carga e rigidez alcançados no modelo numérico

Modelo	P_u (kN)	$P_{u,con}$ (kN)	P_{Rk} (kN)	k_{sc} (kN/mm)
Numérico	1.089,32	272,33	980,39	33,70

Na Tab. 5 estão apresentadas as comparações entre os valores de carga máxima para os modelos numéricos e experimentais, bem como a taxa de erro existente entre os mesmos. Verifica que os resultados de carga máxima para os modelos numéricos e experimentais ficaram bem próximos, apresentando um desvio inferior à 7,5%.

Tabela 5 - Carga e rigidez alcançados no modelo numérico

Comparações	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	Erro (%)
Numérico-Experimental*	1.089,32	1.008,03	7,5
Notas:			
* Comparação realizada entre o modelo numérico e os valores médios dos ensaios.			

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

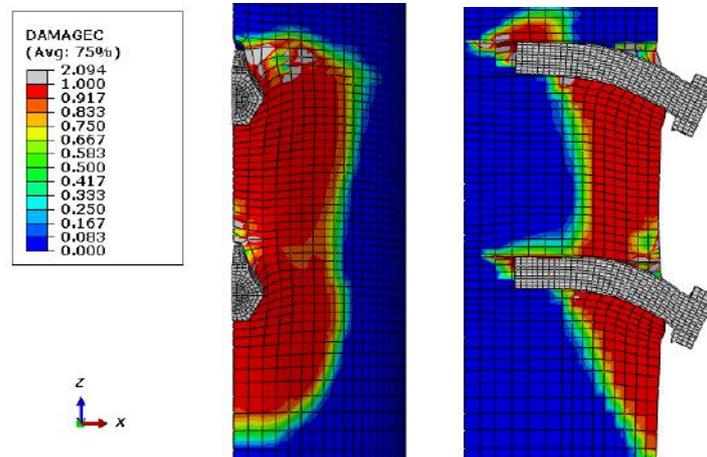


Figura 12 - Dano à compressão no núcleo de concreto

A Figura 12 apresenta o dano gerado no núcleo concreto por tensões de compressão no instante de aplicação da carga máxima. Para melhor visualização foi retirado o tubo de aço. Percebe-se que houve perda total da rigidez à compressão no núcleo de concreto, principalmente na região em torno dos níveis em que os conectores estão situados. Conforme discutido no item 4, é possível notar no modelo numérico o mesmo comportamento dos conectores. Isso significa que houve esmagamento do concreto em torno dos conectores e que os parafusos apresentaram rotação com deformação plástica, resultante dos esforços de flexão.

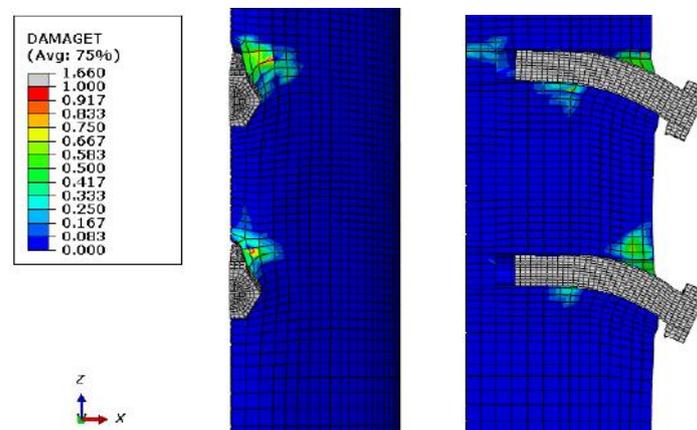


Figura 13 - Dano à tração no núcleo de concreto

A Figura 13 apresenta os resultados representados pela variável de dano *DamageT*, que correspondem ao dano gerado no núcleo de concreto por tensões de tração. Visualiza-se que a região mais atingida pelo dano está em torno da cabeça dos conectores e que o dano à tração possui intensidade menor nos parafusos do nível inferior, o que se justifica-se pela maior capacidade de absorção de tensões de tração pelos parafusos do nível superior. Em linhas gerais, as tensões de tração no núcleo de concreto entre os conectores são parcialmente absorvidas pelo conector localizado no nível superior. Era esperado esse comportamento pois, conforme verificado na Figura 9 do item 4, as fissuras originadas pela tração no concreto foram mais propagadas no parafuso situado no nível superior.

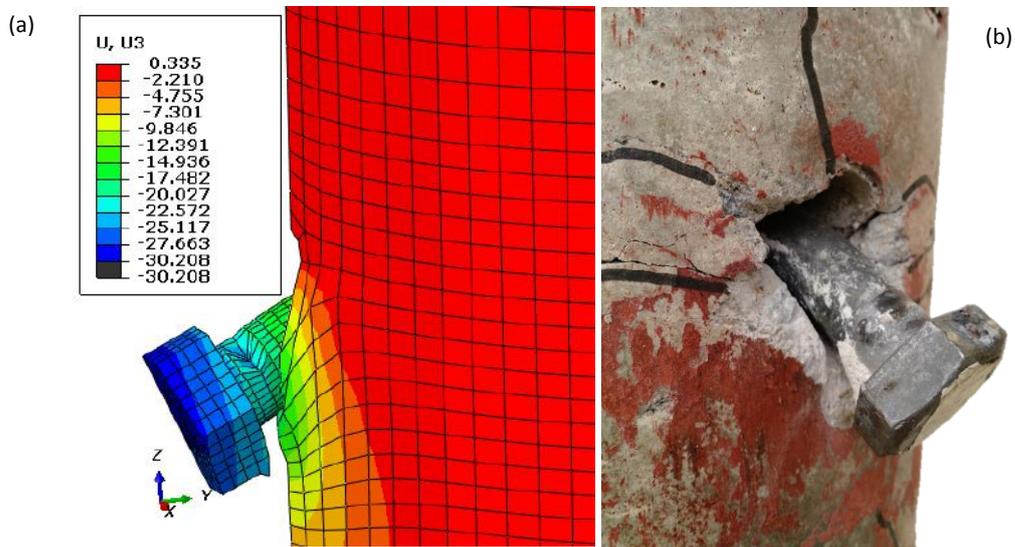


Figura 14- Deslocamentos U3 – eixo z: (a) modelo numérico; (b) modelo experimental;

Os deslocamentos U3 - direção longitudinal, indicados pelo eixo z estão apresentados na Figura 14a, em *milímetros*. Ao comparar com o modelo experimental (ver Figura 14b) é possível notar que o modelo numérico obteve boa aproximação relativa aos deslocamentos reais. Essa percepção é mais singular quando se avalia a cabeça dos conectores em ambas as figuras.

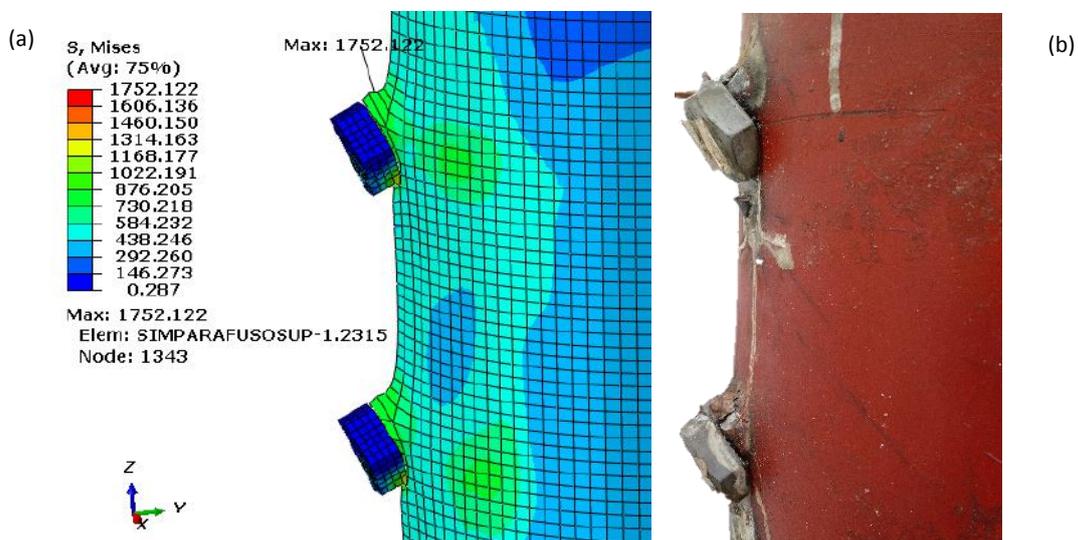


Figura 15 - Variação das tensões de *von Mises*; (b) tubo de aço e cabeça do parafuso após a ruptura;

A variação das tensões de *von Mises* para o tubo de aço e conectores de cisalhamento estão apresentadas pela Figura 15a. Visualiza-se nessa figura que, em torno da cabeça do parafuso, onde há um contato efetivo com o tubo de aço, houve uma concentração maior de tensões que culminaram no escoamento do tubo de aço nesta região. Esse fato pode ser notado nos resultados experimentais mostrados na Figura 15b, onde é possível verificar que junto à cabeça do conector também houve o escoamento do tubo.

6. CONCLUSÕES

Por meio das análises dos resultados gerados, observou-se que o comportamento dos parafusos de alta resistência obtidos nos resultados das análises numéricas apresentaram boa concordância com os modelos experimentais. As curvas força *versus* deslizamento dos PMPCs apresentaram valores de carga máxima aproximados entre os modelos numéricos e experimentais, confirmando a eficiência da calibração do modelo numérico no *software* ABAQUS.

Verificou-se que as configurações finais dos modelos numéricos, apresentadas nas Figuras 12, 13 e 14, com os danos gerados no núcleo de concreto e os deslocamentos obtidos foram diretamente correspondentes às configurações finais dos ensaios experimentais. Os valores de carga máxima alcançados, quando comparado com os valores experimentais, apresentam um desvio inferior à 7,5%. Houve boa similaridade do processo de fissuração até atingir o modo de falha do núcleo de concreto autoadensável.

A proposta deste estudo numérico é base para o desenvolvimento de futuras pesquisas que contribuirão para minorar as incertezas existentes nas calibrações numéricas referentes aos PMPCs utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento. Os resultados deste trabalho serão utilizados para avaliar os resultados das expressões analíticas apresentadas na recente norma ABNT NBR 16239:2013. Essa avaliação é de fundamental importância para que sejam asseguradas as condições de dimensionamento e concepção estrutural para o uso desses conectores.

Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e Universidade Federal de Minas Gerais pelo apoio financeiro e disposição empreendida no desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

1. Almeida, P. H. F. *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT) NBR 16239:2013. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013. 85p.
3. Cardoso, H. S. *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.
4. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.
5. Pavlovic, M.; Markovic, Z.; Veljkovic, M.; Budevaca, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research (134-149). 2013.
6. Starossek, U.; Falah, N (2008). *Force transfer in concrete-filled steel tube columns*. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures – Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.
7. KWON, G.; ENGELHARDT, Michael D.; KLINGNER Richard E. (2011). Experimental Behavior of Bridge Beams Retrofitted with Postinstalled Shear Connectors. Journal of Bridge Engineering. ISSN 1084-0702/2011/4. (536-545). 2011.
8. Younes, S. M.; Hazem R. M.; Mourad, S. A. (2015). *Stiffening of short small-size circular composite steel-concrete columns with shear connectors*. Journal of Advanced Research. 14p. 2015.



Tema: Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto

Influência do Conector Crestbond na Distribuição de Temperaturas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto em Situação de Incêndio

Luiz Fernando Pereira do Prado¹

Rodrigo Barreto Caldas²

Resumo

A questão do incêndio em estruturas mistas de aço e concreto tem sido abordada em diversas pesquisas, o que mostra a importância do tema. Recentemente foi publicada, no Brasil, a norma ABNT NBR 14323:2013 que propõe que ligações entre vigas mistas e pilares mistos preenchidos com concreto em situação de incêndio sejam realizadas apenas por consoles com conectores adicionais ou chapa de extremidade. O conector Crestbond ainda não se encontra normatizado. Estudos deste conector em temperatura ambiente já foram contemplados em análises anteriores, todavia, ainda não foram pesquisados em situação de incêndio, sendo que nessa situação ocorre degradação das propriedades dos materiais. Diante disso, esse trabalho realiza uma investigação numérica, por meio do programa Abaqus, para analisar a influência deste conector na distribuição das temperaturas na seção transversal de pilares mistos preenchidos com concreto. Foram buscados na literatura trabalhos experimentais sobre transferência de calor em pilares mistos tubulares. A calibração do modelo numérico foi feita em comparação com resultados experimentais. Após isso, o Crestbond foi inserido no modelo numérico e analisou-se sua influência na distribuição de temperaturas. Os resultados mostram que a presença do conector elevou de forma significativa a temperatura do concreto no seu entorno.

Palavras-chave: Crestbond; Situação de Incêndio; Pilares Mistos Preenchidos com Concreto; Conector de Cisalhamento.

Influence of Crestbond Conector on Temperature Distribution in Concrete Filled Tubular Columns At Elevated Temperatures

Abstract

The question of fire in composite structures has been approached in several studies, which shows the importance of it. It was recently published in Brazil, ABNT NBR 14323:2013 which proposes connections between composite beams and concrete filled tubular columns at elevated temperatures is used by Bearing blocks with additional studs or penetrating shear flats. The Crestbond shear connector is not yet standardized. Studies of this connector at room temperature were already included in previous analyzes, but, Crestbond has not been investigated in fire conditions, and in this situation occurs degradation of materials properties. Therefore, this work performs a numerical investigation using the Abaqus software to analyze the influence of this connector on temperature distribution in transverse section in concrete filled tubular columns. It was researched in the literature, works about heat transfer in concrete filled tubular columns. The calibration of the numerical model was compared with experimental results. After that, the Crestbond was inserted into the numerical model and analyzed its thermal influence. The results show that the presence connector increased significantly the temperature of the concrete in its surroundings.

Keywords: Crestbond; Elevated Temperatures; Concrete Filled Tubular Columns; Shear Connector.

¹ Engenheiro Civil, Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG;

² Doutor em Engenharia de Estruturas. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG.

1 INTRODUÇÃO

Estruturas mistas são resultados da associação de perfis de aço com concreto estrutural, formando pilares, vigas, lajes e ligações que combinam as propriedades estruturais e as vantagens de ambos os materiais. Os pilares tubulares de aço funcionam como fôrma e confina o concreto, o que dificulta a flambagem local do perfil. A presença do concreto melhora a capacidade resistente em situação de incêndio, o que torna os pilares mistos mais eficientes do que os de aço. Os pilares mistos de aço e concreto possuem uma capacidade de carga significativamente aumentada em comparação com os pilares de aço e os de concreto que possuem dimensões exteriores idênticas, o que facilita ter estruturas mistas com seções transversais reduzidas.

Em situação de incêndio ocorre a degradação das propriedades dos materiais, o que faz com que a estrutura apresente um comportamento não linear sendo, portanto mais difícil prever o colapso estrutural. O surgimento das estruturas mistas está relacionado diretamente às tentativas de proteger os perfis metálicos utilizados na construção civil frente aos efeitos decorrentes do fogo e da corrosão.

Com o avanço das pesquisas em estruturas mistas, surgiram modelos analíticos e numéricos de cálculo para estimar a capacidade resistente sob o efeito de temperaturas elevadas. Os modelos numéricos têm como vantagem, em relação aos analíticos, a possibilidade de considerar algumas características importantes para uma representação mais realista do comportamento da transferência de calor, como a condutância térmica, coeficientes de expansão térmica dos materiais entre outros parâmetros. Atualmente, existem modelos analíticos e numéricos que abordam, com uma razoável precisão, a simulação do comportamento de pilares em situação de incêndio. Estes modelos têm como base princípios da transferência de calor para os pilares e são validados mediante testes experimentais.

Devido ao fato de que os testes experimentais de incêndio em estruturas são bastante caros, a análise numérica se torna uma importante ferramenta para investigar o comportamento estrutural de pilares, vigas entre outros elementos estruturais.

Os conectores de cisalhamento são elementos que possuem como objetivo a transferência de esforços do aço para o concreto e vice-versa. Este procedimento visa evitar a separação na interface entre ambos os materiais. Tais dispositivos garantem a capacidade resistente ao cisalhamento entre os componentes da seção transversal, reduzindo o deslizamento relativo entre eles, fazendo assim com que funcionem como um único elemento estrutural.

Vários tipos de conectores de cisalhamento têm sido utilizados, frutos de diversos aspectos econômicos e técnicos, que motivam o desenvolvimento de novos produtos. Foi recentemente publicada no Brasil uma norma para projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, utilizando perfis tubulares de aço, a ABNT NBR 14323:2013. Ela apresenta duas alternativas para a transferência de carga entre os componentes dos pilares mistos preenchidos com concreto em situação de incêndio, que são os consoles e a chapa passante.

Assim sendo, este artigo tem por escopo investigar um novo conector de cisalhamento em pilares mistos, denominado Crestbond, em situação de incêndio. Entre algumas de suas

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



vantagens destacam-se a simplicidade, o baixo custo de fabricação, ductilidade, bem como o fato de possuir aberturas para recebimento da armadura do concreto.

O Crestbond foi inicialmente estudado no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais por Veríssimo (2007), originalmente para ser utilizado em vigas, mas recentemente estudado para aplicação em pilares mistos Aguiar (2015) em temperatura ambiente.

A Figura 1 mostra como é a geometria do Crestbond. A Figura 2 mostra a proposta de utilização do conector Crestbond como ligação de vigas a pilares mistos tubulares.

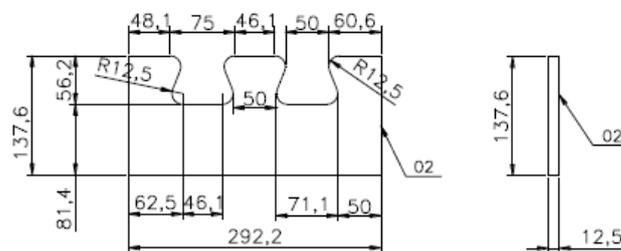


Figura 1: Dimensões em mm do Conector Crestbond.

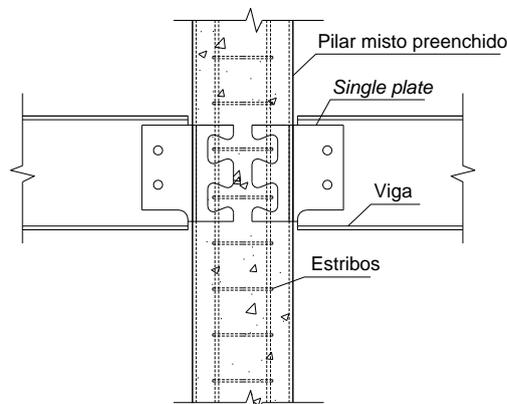


Figura 2: Proposta de Utilização do Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto.

O objetivo deste artigo é analisar a influência do Crestbond na transferência de calor na seção transversal de pilar misto tubular preenchido com concreto em situação de incêndio. Por meio do programa Abaqus, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional de elementos finitos não lineares para simular o comportamento do fogo no pilar. O modelo numérico apresentado foi calibrado pela comparação de resultados experimentais em temperaturas elevadas que estão disponíveis na literatura.

2. Modelo Numérico

A análise térmica e mecânica de uma estrutura em situação de incêndio é mais complexa do que em temperatura ambiente devido a inúmeras variáveis que devem ser consideradas nos modelos numéricos, tais como: utilização de curva de incêndio; transferência interna de calor na estrutura; interação entre os componentes estruturais; mudanças nas propriedades dos materiais ao longo do tempo de exposição ao fogo entre outros fatores. Em adição a estes parâmetros, a escolha do tipo de elemento finito e o tamanho de malha são fundamentos para simular com pelo menos uma razoável precisão a estrutura em temperaturas elevadas.

2.1. Geometria e Malha de Elementos Finitos

Por meio do programa de elementos finitos Abaqus, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional para simulação de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto com o uso do Crestbond em situação de incêndio. Os principais parâmetros do modelo são: o comprimento do pilar; o diâmetro exterior do tubo; a espessura do tubo de aço; o diâmetro do núcleo de concreto; a geometria do Conector Crestbond e as propriedades térmicas do aço e concreto.

Por se tratar apenas de transferência de calor em pilares mistos neste artigo, foi escolhido no programa Abaqus o elemento sólido de oito nós e temperatura nodal de um grau de liberdade denominado DC3D8, conforme mostra a Figura 3. Esse tipo de elemento finito foi usado na malha térmica do tubo de aço, do núcleo de concreto e do conector de cisalhamento Crestbond. Para a definição do tamanho dos elementos finitos utilizados, foi feito o refinamento da malha até que ela proporcionasse valores que tornassem o modelo numérico calibrado com testes experimentais disponíveis na literatura. Após a simulação com diferentes tamanhos de elementos finitos, chegou-se a conclusão que 8 mm atende adequadamente nas simulações numéricas de transferência de calor. A Figura 4 mostra um exemplo de como fica a malha de elementos finitos na seção transversal de um pilar misto tubular preenchido com concreto.

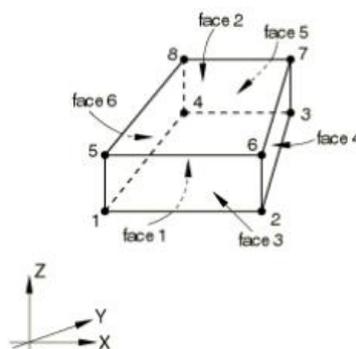


Figura 3: Elemento Sólido DC3D8.

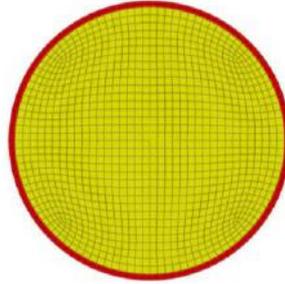


Figura 4: Malha na Seção Transversal do Modelo Numérico.

2.2. Curva de Incêndio

Para avaliar a variação da temperatura dos gases ao longo do tempo, procurou-se em normas quais curvas são as mais utilizadas. Foi escolhida a curva de incêndio padrão fornecida pela ABNT NBR 14432:2001, que tem a mesma formulação da ISO 834, conforme é mostrada na equação (1), sendo uma das curvas mais usadas em diversas referências. A curva padrão fornecida pela norma brasileira apresenta valores mais elevados do que os presentes na curva de incêndio ASTM E-119. A Figura 5 apresenta a curva padrão de incêndio que é utilizada neste artigo, mostrando como ocorre a elevação da temperatura com o tempo.

$$T = 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

Onde:

T = Temperatura, em °C
t = tempo, em segundos

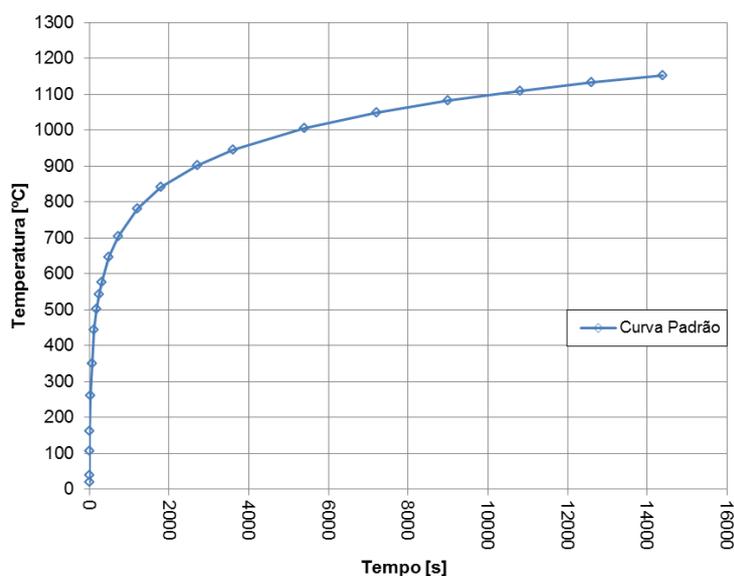


Figura 5: Curva Padrão de Incêndio da ABNT NBR 14323.

2.3. Propriedades térmicas dos materiais

A densidade, o calor específico e a condutividade térmica são os principais parâmetros que influenciam na elevação de temperatura dos materiais. Na transferência de calor do modelo numérico considerou que as propriedades térmicas dos materiais são dependentes da temperatura. As propriedades presentes na norma EN 1994-1-2:2005 foram as utilizadas no tubo de aço, no conector Crestbond (aço) e o núcleo de concreto.

2.3.1 Propriedades térmicas de aço

Em situação de incêndio, a densidade de aço é considerada ser independente da temperatura. A norma EN 1994-1-2:2005 estabelece o valor de 7850 kg/m³. Entretanto, o calor específico do aço não se apresenta constante ao longo do tempo, apresentando um valor de pico bem mais elevado no intervalo de 730 a 740 °C. As equações (2) a (5) e a Figura 6 mostram como é o calor específico do aço, em J/kg°C, conforme a variação da temperatura.

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3, \text{ para } 20^\circ \leq \theta_a < 600^\circ \quad (2)$$

$$c_a = 666 + 13002 / (738 - \theta_a), \text{ para } 600^\circ \leq \theta_a < 735^\circ \quad (3)$$

$$c_a = 545 + 17820 / (\theta_a - 731), \text{ para } 750^\circ \leq \theta_a < 900^\circ \quad (4)$$

$$c_a = 650, \text{ para } 900^\circ \leq \theta_a < 1200^\circ \quad (5)$$

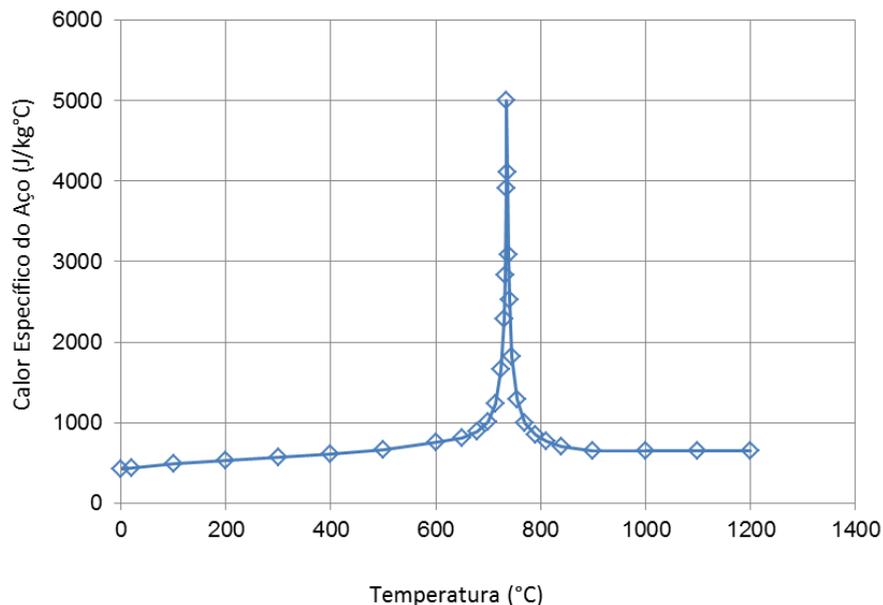


Figura 6: Calor Específico do Aço.

De 0 a 800°C a condutividade térmica do aço diminui com o aumento de temperatura, só mantendo constante após atingir 800°C. As equações (6) e (7) e a Figura 7 mostra como é a condutividade térmica do aço, em W/m°C, em função da temperatura.

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a, \text{ para } 20^\circ \leq \theta_a < 800^\circ \quad (6)$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ para } \theta_a \geq 800^\circ \quad (7)$$

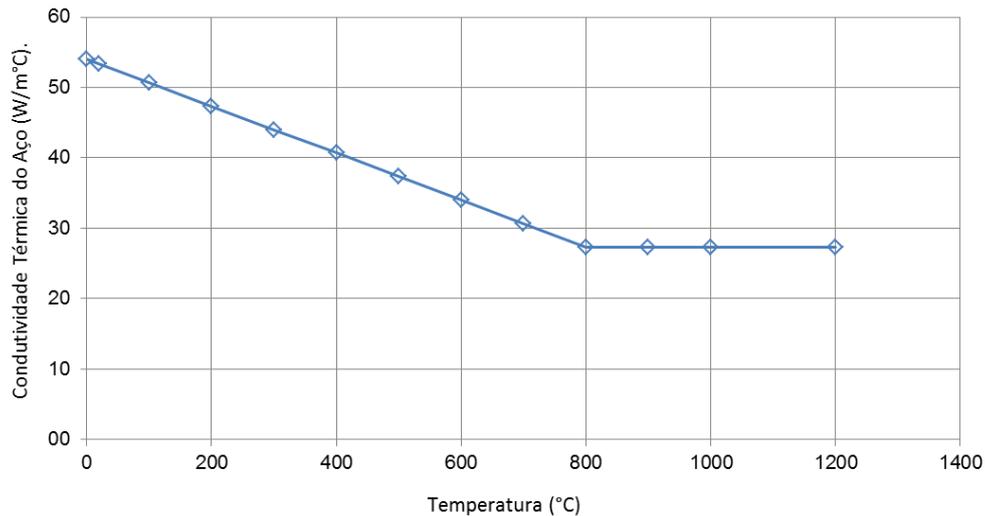


Figura 7: Condutividade Térmica do Aço.

2.3.2 Propriedades térmicas de concreto

A densidade de concreto em temperaturas elevadas depende principalmente da constituição dos materiais agregados, do teor de umidade e da magnitude da temperatura. O valor da densidade diminui gradualmente com o aumento da temperatura para a maioria dos concretos. Neste artigo é usado o modelo empírico apresentado na norma EN 1994-1-2:2005 que descreve a variação da densidade de concreto com a temperatura. As equações (8) a (11) e a figura 8 mostram como é a variação da densidade do concreto em função da temperatura. Foi considerada a densidade inicial do concreto de 2400 kg/m³.

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ), \text{ para } 20^\circ \leq \theta_a \leq 115^\circ \quad (8)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ) \left(1 - \frac{0,02(\theta - 115)}{85} \right), \text{ para } 115^\circ < \theta_a \leq 200^\circ \quad (9)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ) \left(0,98 - \frac{0,03(\theta - 200)}{200} \right), \text{ para } 200^\circ < \theta_a \leq 400^\circ \quad (10)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ) \left(0,95 - \frac{0,07(\theta - 400)}{800} \right), \text{ para } 400^\circ < \theta_a \leq 1200^\circ \quad (11)$$

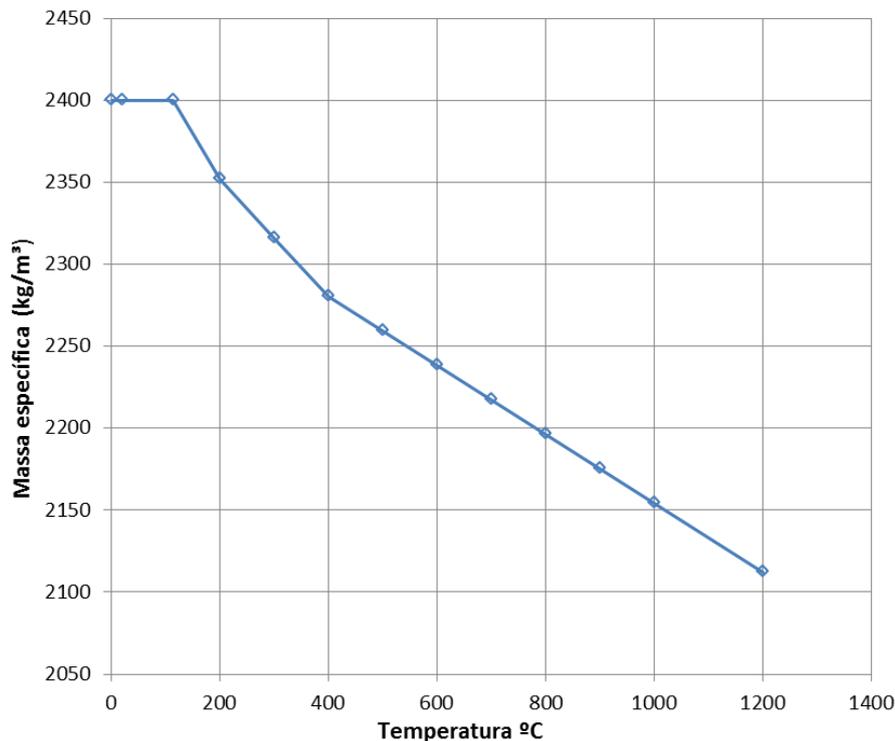


Figura 8: Massa Específica do Concreto.

O calor específico do concreto depende do teor de umidade presente, sendo que quando seco, o calor específico, em J/kg°C, é fornecido pelas equações (12) a (15):

$$c_{c,\theta} = 900, \text{ para } 20^{\circ} \leq \theta_a \leq 100^{\circ} \quad (12)$$

$$c_{c,\theta} = 900 + (\theta - 100), \text{ para } 100^{\circ} < \theta_a \leq 200^{\circ} \quad (13)$$

$$c_{c,\theta} = 1000 + (\theta - 200)/2, \text{ para } 200^{\circ} < \theta_a \leq 400^{\circ} \quad (14)$$

$$c_{c,\theta} = 1100, \text{ para } 400^{\circ} < \theta_a \leq 1200^{\circ} \quad (15)$$

A migração da água no interior do concreto afeta o processo de transferência de calor. O calor específico do concreto com agregados siliciosos ou calcários pode ser modelado com um pico constante, situado entre 100°C e 115°C, conforme a norma EN 1994-1-2:2005. Os valores mais usuais para o teor de água são: 3%(concreto silicioso) em peso com um valor de pico 2020 J/kgK e também com o teor de umidade de 10%(concreto calcário) possuindo valor de pico de 5600 J/kgK. Neste artigo foi escolhido o valor de 3% por ser o mais usado em referências. A Figura 9 mostra como é a variação do calor específico do concreto com a mudança de temperatura.

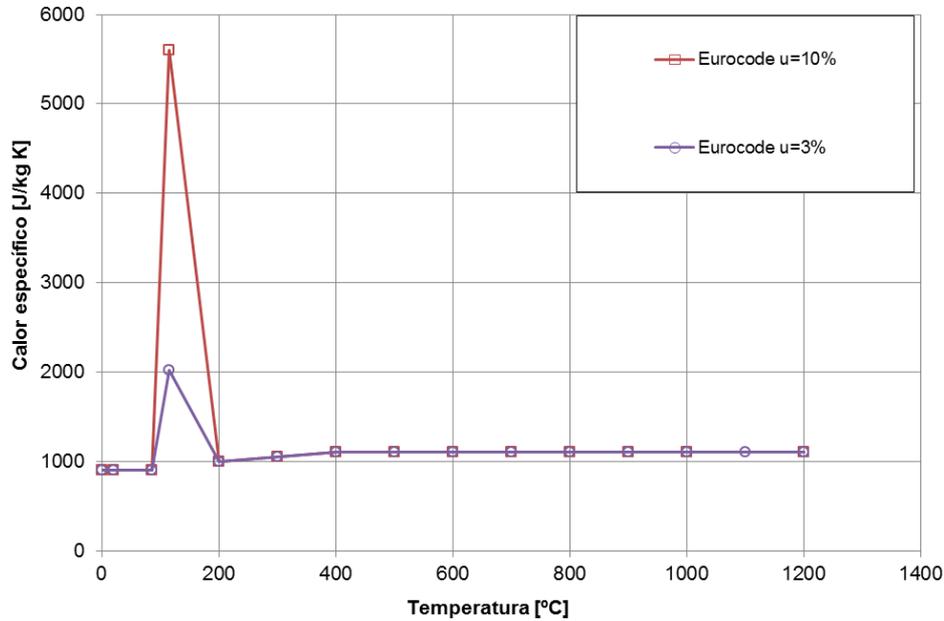


Figura 9: Calor Específico do Concreto.

De acordo com a norma EN 1994-1-2:2005, a condutividade térmica, em W/m°C, para temperaturas variando de 20°C a 1200°C no concreto podem ser definidas com as equações (16) e (17),

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (16)$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (17)$$

Essas equações definem, respectivamente, um limite superior e inferior para a condutividade térmica do concreto. A norma EN 1994-1-2:2005 recomenda que o limite superior para as estruturas mistas de aço e concreto seja o utilizado, sendo portanto a curva escolhida neste artigo. A Figura 10 mostra como são as duas curvas que definem a condutividade térmica em função da temperatura para o concreto.

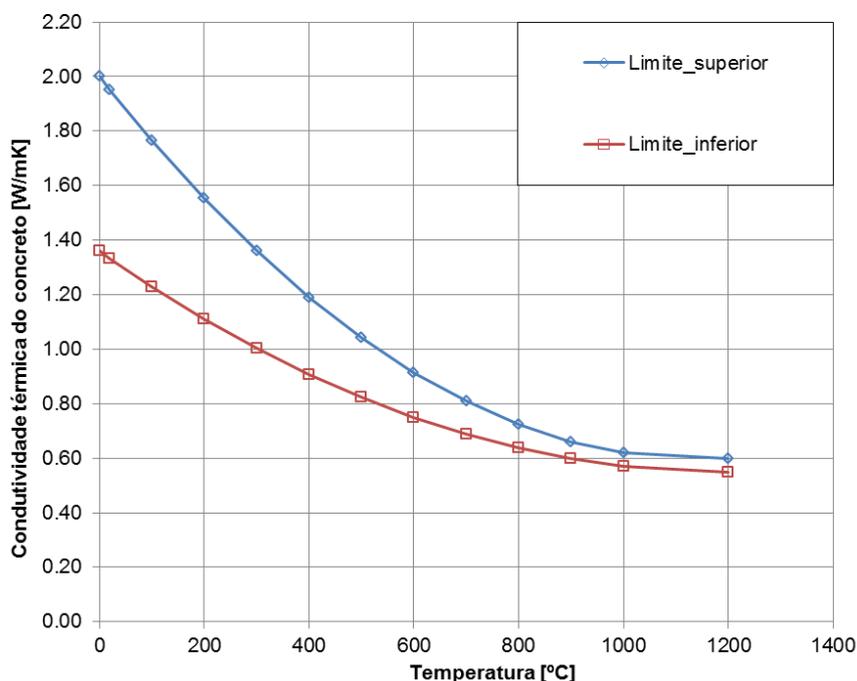


Figura 10: Condutividade Térmica do Concreto.

2.4. Análise Térmica

Na análise térmica, foi realizada transferência de calor não linear da fonte do fogo até a superfície exposta do pilar misto. Por meio da curva padrão de incêndio da ABNT NBR 14432, a radiação e a convecção foram os mecanismos utilizados na transferência de calor. Os seguintes parâmetros foram os adotados no programa Abaqus:

- Coeficiente de transferência de calor por convecção na superfície exposta: $h = 25 \text{ W/m}^2 \text{ K}$
- Constante de Stephan-Boltzmann: $\sigma = 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$
- Emissividade da superfície exposta: $\epsilon_m = 0,7$
- Emissividade do fogo: $\epsilon_f = 1,0$
- Temperatura inicial: $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

2.4.1 Contato térmico

Na superfície exposta do pilar misto, a convecção e radiação são os mecanismos de transmissão térmica, mas na seção interna a condução é a forma de transferência de calor. A condutância térmica na interface entre o núcleo de concreto com o tubo de aço e também com o conector Crestbond foi considerada ser constante com o valor de $200 \text{ W/m}^2 \text{ K}$, como usado por Espinós (2013). A condução perfeita foi testada nessas regiões, porém os resultados

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

obtidos foram não foram compatíveis com os dados experimentais. Na ligação entre o tubo de aço com o Conector Crestbond, por ser uma região soldada e ter somente o material aço, foi considerado acontecer condução perfeita de calor.

3. Resultados e Discussão

3.1 Validação do Modelo Numérico

O modelo numérico tridimensional foi validado comparando resultados numéricos com dados experimentais disponíveis na literatura. A validação consistiu em comparar a evolução da temperatura ao longo do tempo de exposição ao fogo nas simulações numéricas feitas por meio do programa Abaqus com as temperaturas registradas em ensaios.

Foi investigado na literatura dados experimentais de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto em situação de incêndio, sendo encontrados distintos parâmetros (como diferentes seções transversais, propriedades dos materiais entre outros) analisados por diversos autores. O modelo escolhido para calibração numérica de transferência de calor é o modelo número 3 de Wang (2013), com diâmetro externo do tubo de aço de 219,1 mm e a espessura do tubo de 4,78 mm. A escolha dessa seção transversal baseou-se principalmente por causa do diâmetro externo ser igual ao de um pilar usado por Aguiar (2015). Além disso, o autor analisou quatro pontos na seção transversal (sendo a a distância em relação a superfície externa do tubo de aço), o que foi possível avaliar diferentes pontos do núcleo de concreto ao longo do tempo de exposição ao fogo. A Figura 11 faz a comparação entre as temperaturas medidas no teste experimental com os resultados obtidos via análise numérica por meio do programa Abaqus.

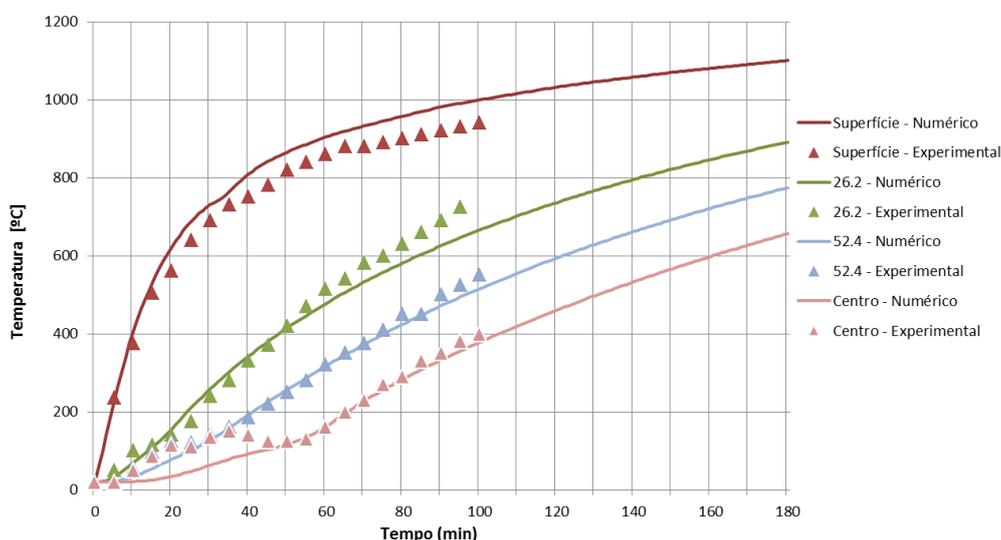


Figura 11: Comparação de resultados experimentais e numéricos.

No gráfico acima é possível concluir que a elevação da temperatura do modelo numérico segue, na maior parte, com uma boa precisão em relação aos resultados experimentais. A principal exceção é no intervalo de 100 a 200 °C nos pontos mais internos do núcleo de concreto. Isso se deve por causa da evaporação da água e da transferência de massa que ocorre no concreto e que é simulado de maneira aproximada com a modificação do calor

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

específico conforme Figura 9 que apresenta os picos devido a umidade. A figura 12 mostra a simulação numérica da distribuição de temperatura na seção transversal do pilar, após noventa minutos de exposição ao incêndio.

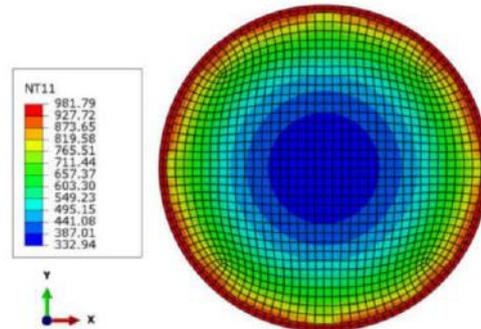


Figura 12: Distribuição de Temperatura na Seção Transversal

3.2 Transferência de Calor no Pilar Misto Tubular Preenchido com Concreto com o uso do Crestbond

Para realização desse artigo escolheu um exemplo realizado por Aguiar (2015) que estudou o Conector Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto em temperatura ambiente. A Figura 13 mostra os detalhes da geometria do pilar misto e do Crestbond estudado.

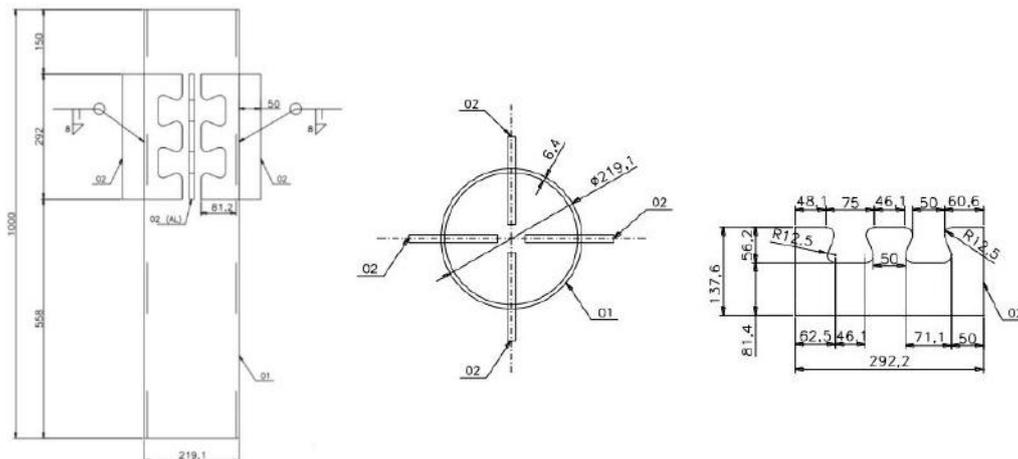


Figura 13: Geometria do Pilar misto com o uso do Conector Crestbond

Por meio do programa Abaqus, foi modelado o pilar estudado por Aguiar (2015), conforme mostra a Figura 14. Por ser duplamente simétrico e para visualizar como ficará a transferência interna de calor, utilizou apenas um quarto do pilar nas simulações numéricas. Além disso, o núcleo de concreto e o tubo de aço foram seccionados em três partes, para melhorar a simulação numérica e também para separar as regiões que não tem a presença do conector Crestbond.

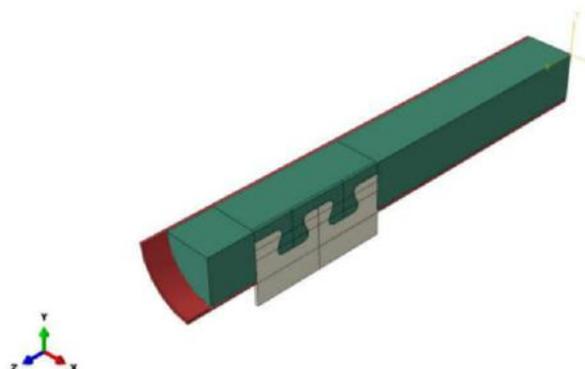


Figura 14: Modelo Numérico do Pilar Misto com o uso do Conector Crestbond

Após a modelagem do pilar misto tubular com o Crestbond, foi realizada a análise térmica na estrutura. A Figura 15 mostra como ficou a distribuição de temperatura no pilar após noventa minutos de exposição ao incêndio.

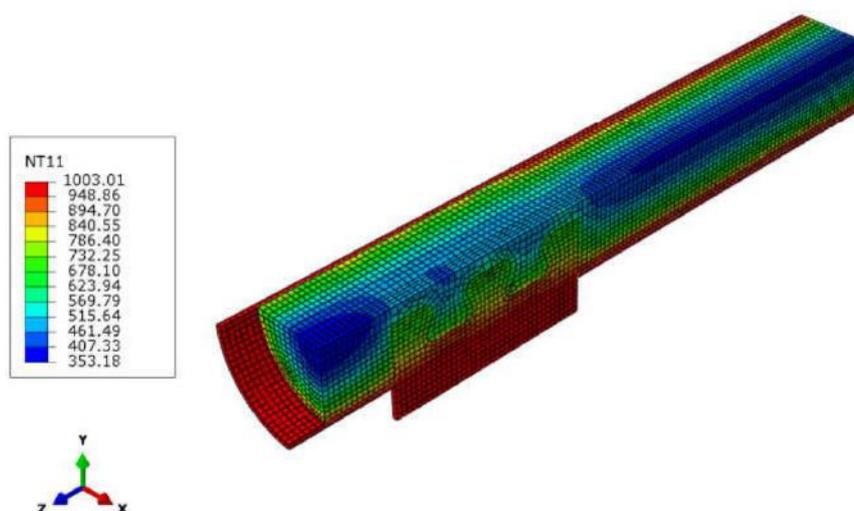


Figura 15: Modelo Numérico da Transferência de Calor no Pilar Misto com o uso do Conector Crestbond

Nota-se que o Crestbond tem influência significativa na transferência de calor no núcleo de concreto. Como foi seccionado em três partes o núcleo de concreto, percebe-se pela figura que as duas regiões que não tem o conector Crestbond sofreram influência da elevação de temperatura somente na região de divisa com que tem o contato com o conector.

Para avaliar a variação de temperatura do concreto ao longo do tempo, foram escolhidas duas partes do núcleo de concreto do modelo numérico, sendo uma com a presença do Crestbond e a outra distante da região do conector (região que não se tem mais a influência do conector). Na parte que contém o Crestbond, foram escolhidos cinco pontos, sendo que dois pontos estão em contato com o conector. Na região distante do Crestbond, três pontos foram escolhidos. A Figura 16 mostra a localização dos pontos.

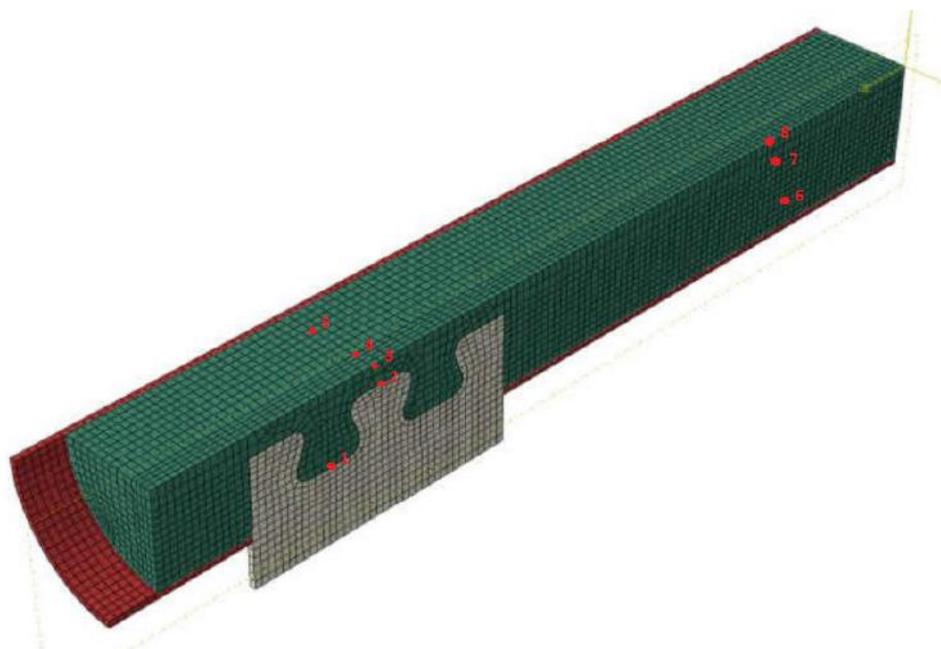


Figura 16: Pontos Escolhidos no Pilar Misto

Todos os pontos escolhidos são do núcleo de concreto, sendo que os pontos 1 e 2 estão em contato direto com o Crestbond. A localização dos pontos 1, 5 e 6 é de 31,4 mm em relação a superfície externa do tubo de aço. Os pontos 2, 4 e 7 estão localizados a 87,6mm da região exterior do pilar. No centro do pilar estão os pontos 3 e 8. A Figura 17 mostra a variação da temperatura ao longo do tempo nos pontos escolhidos.

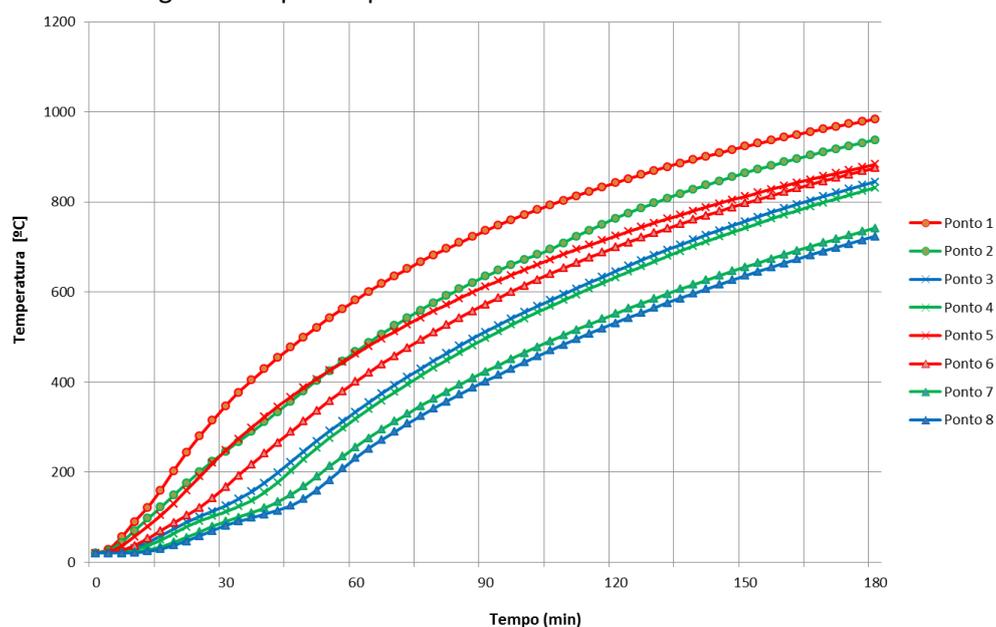


Figura 17: Variação da Temperatura ao longo do Tempo com e sem a Presença do Conector Crestbond

Pelo gráfico verifica-se que analisando pontos situados na mesma distância da superfície do tubo, na região com o Crestbond e distante dele, o aumento de temperatura pela presença do conector é bastante significativo, podendo a diferença ser até mais de 200 °C. As curvas dos pontos 3, 4 e 5 que estão localizados próximos do Crestbond, mas sem estar em contato direto com ele, apresentaram valores mais elevados do que as dos pontos 6, 7 e 8 respectivamente, que estão em parte do núcleo de concreto distante do conector. Fazendo uma comparação dos valores da curva “Ponto 2”(localizado a 87,6mm e contato com o Crestbond) nota-se que são superiores a da curva “Ponto 6”(localizado 31,4mm e distante do conector). Isso mostra mesmo comparando pontos mais internos da camada de concreto com a presença do Crestbond com pontos menos internos em regiões distantes do conector, o aumento de temperatura é bastante expressivo no núcleo de concreto.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um estudo numérico de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto com o uso do conector de cisalhamento Crestbond em situação de incêndio sem a presença de nenhum tipo de revestimento. O estudo foi realizado por meio de simulações numéricas utilizando o programa de elementos finitos Abaqus. Os resultados experimentais de transferência de calor em pilares mistos, disponíveis na literatura, serviram para a calibração dos modelos numéricos. Com esses modelos numéricos foi analisada a influência do conector Crestbond na transferência interna de calor no núcleo de concreto.

O programa Abaqus mostrou ter uma boa simulação do fenômeno de transferência de calor nos elementos estruturais provenientes de ações térmicas. Para isso foi fundamental ter uma boa escolha do tipo e o tamanho da malha de elementos finitos na calibração de modelos numéricos mediante resultados experimentais.

Vários fatores influenciam na transferência de calor, entre eles a propriedades térmicas de aço e concreto, coeficiente de emissividade, curva de incêndio entre outros. As propriedades presentes na norma EN 1994-1-2:2005 mostraram ter uma boa concordância na obtenção de resultados. O principal problema foi uma dificuldade maior na modelação do comportamento térmico do concreto na variação de temperatura entre 100 a 200 °C.

É importante considerar um valor na condutância térmica na interface tubo de aço e concreto, como foi apresentado o valor de 200 W/m²K, pois nem sempre a condução perfeita é condizente com a realidade.

O Crestbond, por ser constituído de aço, se torna um bom condutor térmico. A presença dele internamente no núcleo de concreto eleve a temperatura (podendo ser a diferença maior do que 200 °C) se torne mais rápida do que em regiões sem a presença dele. Isso faz com que ocorra mais facilmente a degradação das propriedades do concreto na região em torno do conector, fazendo que a capacidade resistente da estrutura em situação de incêndio com a presença do Crestbond seja mais prejudicada.



Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro neste projeto de pesquisa.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



REFERÊNCIAS

- AGUIAR, O. P.; - Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto - Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 8800:2008 Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 14323:2013 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 14432:2001, Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT NBR 16239:2013: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- CEN (European Committee for Standardisation). EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, part 1.2: general rules—structural fire design. London: British Standards Institution; 2005.
- ESPINÓS, A; ROMERO, M.L.; HOSPITALER, A. - Finite Element Analysis of the Fire Behaviour of Concrete Filled Circular Hollow Section Columns (Universitat Politècnica de València, Espanha), European "Fire Resistance of Innovate and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns", Ano: 2013, cap. 1.
- HONG, S.; VARNA, A. H. - Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns, Journal of Constructional Steel Research, 2009
- LAÍM, L.M.S.; RODRIGUES, J.P.; CORREIA, A.M.; PIRES,T.A. - Numerical Analysis Of Composite Steel-Concrete Columns Under Fire Conditions (Universidade de Coimbra, Portugal), European "Fire Resistance of Innovate and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns", 2013, cap. 4.
- PIRES, T. A. C.; RODRIGUES, J. P. C.; SILVA, J. R.; GARCIA, I. - Estudo Paramétrico do Comportamento ao Fogo de Colunas Tubulares de Aço Preenchidas com Betão - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Dept, Portugal e Universidade Federal de Pernambuco, Brasil - IX Congresso de Construção Metálica e Mista & I Congresso Luso-Brasileiro de Construção Metálica Sustentável, 2013
- RODRIGUES, J. P. C.; LAÍM, L. - Behaviour of Perfobond shear connectors at high temperatures - Universidade de Coimbra, Portugal. Article in ENGINEERING STRUCTURES - Outubro, 2011.
- SILVA, H. P.; Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 2013.
- SILVA, M. A. P.; Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento crestbond e porfobond. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 2011.
- VERÍSSIMO, G.S. - Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- WANG, K; YOUNG, B. - Fire resistance of concrete-filled high strength steel tubular columns. Thin-Walled Structures, 2013.

Tema: Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto

MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS CIRCULARES PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Mariana da Conceição Alcântara¹

Rodrigo Barreto Caldas²

Resumo

Este artigo apresenta a modelagem numérica conduzida para avaliar a capacidade resistente e o comportamento de pilares mistos circulares constituídos por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto de alta resistência. A análise não linear via método dos elementos finitos foi realizada a partir do programa comercial ABAQUS, no qual elementos de casca de quatro nós (S4R) e elementos sólidos de oito nós (C3D8R) foram utilizados para representar os perfis tubulares de aço e o concreto, respectivamente. Modelos constitutivos não lineares foram utilizados para a consideração desses materiais, tendo sido incluído o efeito de confinamento do concreto. Outros aspectos acerca do desenvolvimento do modelo numérico são descritos neste artigo, entre eles, a discretização das malhas de elementos finitos, a modelagem das interfaces entre o aço e o concreto e a simulação dos carregamentos e das condições de contorno. A validação do modelo numérico foi realizada a partir de resultados experimentais encontrados na literatura. O estudo de caso conduzido neste artigo indicou que a capacidade resistente dos pilares mistos estudados aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento da resistência do concreto. Além disso, ela superou a capacidade da seção mista à plastificação, provavelmente devido ao efeito do confinamento do concreto.

Palavras-chave: Pilar misto; Estrutura mista; Concreto de alta resistência; Modelagem numérica.

NUMERICAL SIMULATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE-FILLED STEEL TUBE CIRCULAR COLUMNS

Abstract

This paper presents the numerical simulation performed on high-strength concrete-filled steel tube circular columns to evaluate their bearing capacity and structural behaviour. The finite element nonlinear analysis was carried out through ABAQUS commercial software, in which 4-node shell elements (S4R) were used to model the steel tubes and 8-node brick elements (C3D8R) were selected to model the concrete. Nonlinear constitutive models were used to represent these materials, which included the confinement effect of concrete. Other aspects

¹ Engenheira de Produção Civil, Aluna de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

about the numerical model development are described in this paper, including the discretization of the finite element meshes, the modeling of interfaces between steel tubes and concrete and the simulation of loads and boundary conditions. The numerical model was validated from experimental results in the literature. The case study carried out in this paper indicated that the bearing capacity of the studied composite columns increased approximately linearly with the increase of concrete strength. In addition, it exceeded the plastic resistance of the composite section, probably due to the confinement effect of concrete.

Keywords: Composite column; Composite structure; High-strength concrete; Numerical simulation.

1. INTRODUÇÃO

Definidas como elementos em que um ou mais perfis estruturais de aço suportam os esforços solicitantes em conjunto com o concreto, armado ou não, as estruturas mistas podem ser lajes mistas, vigas mistas ou pilares mistos. Nelas, a associação do aço e do concreto proporciona diversas melhorias em relação ao comportamento isolado de cada um desses materiais. De maneira geral, o aço confere maior resistência à compressão e ductilidade ao concreto, ao passo que este minimiza os problemas de instabilidade dos perfis estruturais. Além disso, para os pilares mistos, podem ser mencionadas ainda a proteção do aço contra o fogo e a corrosão pelo concreto e a otimização do canteiro de obras, devido ao menor consumo de formas.

Por outro lado, os avanços tecnológicos alcançados pelas indústrias produtoras de cimento nas últimas décadas, aliados ao advento das adições minerais e dos aditivos químicos, possibilitaram o surgimento do concreto de alta resistência. Além da elevada resistência à compressão, esse material apresenta baixas deformações, elevado módulo de elasticidade, baixa permeabilidade, resistência à abrasão e ao ataque de agentes agressivos e excelente aderência às armaduras e aos concretos já endurecidos. Essas características contribuem para elevar a vida útil e reduzir os custos de manutenção desse material que, por esse motivo, é muitas vezes denominado concreto de alto desempenho.

A recente inclusão do concreto de alta resistência na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [1] tende a contribuir para a ampla utilização desse material, inclusive em estruturas mistas. Devido à escassez de informações nessa área, sobretudo no Brasil, novas pesquisas se tornam necessárias para estabelecer modelos de cálculo e recomendações construtivas adequadas, evitando erros de segurança e economia no projeto e construção de estruturas mistas com concreto de alta resistência.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho é desenvolver um modelo numérico para o cálculo da capacidade resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição Geral

A modelagem de elementos finitos objeto deste trabalho foi desenvolvida a partir do programa comercial ABAQUS [2]. Devido à dupla simetria do problema, somente um quarto dos pilares foi modelado. Os perfis tubulares de aço foram representados por elementos de casca de quatro nós com seis graus de liberdade por nó (deslocamentos e rotações segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida (S4R) enquanto, para o concreto, foram selecionados elementos sólidos de oito nós com três graus de liberdade por nó (deslocamentos segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida (C3D8R).

A dimensão média dos elementos finitos utilizados foi determinada a partir dos estudos de convergência realizados por Tao et al. [3]. Segundo esses autores, para razão de aspecto inferior a 3, as diferenças entre as curvas carga *versus* deformação resultantes das simulações podem ser desprezadas. Dessa maneira, a dimensão dos elementos finitos ao longo das seções transversais foi assumida igual a $D/15$ (onde D é o diâmetro externo do perfil tubular de aço) enquanto, na direção axial, o valor adotado foi 2,5 vezes maior [3].

A interface entre o aço e o concreto foi modelada a partir do contato entre duas superfícies, sendo que a superfície externa do núcleo de concreto foi definida como superfície mestra e a superfície interna do perfil tubular de aço, como superfície escrava. Na direção normal à interface, foi adotada a formulação que permite a separação das superfícies, quando tracionadas, e impede a penetração da superfície mestra na superfície escrava, quando comprimidas (*hard contact*). Na direção tangencial, por outro lado, foi adotado um coeficiente de atrito igual a 0,6 [3].

Restrições do tipo corpo rígido foram criadas para ligar os topos das seções transversais de aço e concreto a pontos de referência, localizados um milímetro acima do centro dessas seções, conforme ilustra a Figura 1. Esse artifício garante que os topos dos pilares permaneçam planos durante as simulações e dispensa, portanto, a inclusão de placas de extremidade ou enrijecedores nos modelos [3, 4]. Os carregamentos foram aplicados nos pontos de referência através de incrementos de deslocamentos axiais, direcionados para baixo. Dessa maneira, as cargas totais foram atribuídas às reações atuantes nesses pontos [4].

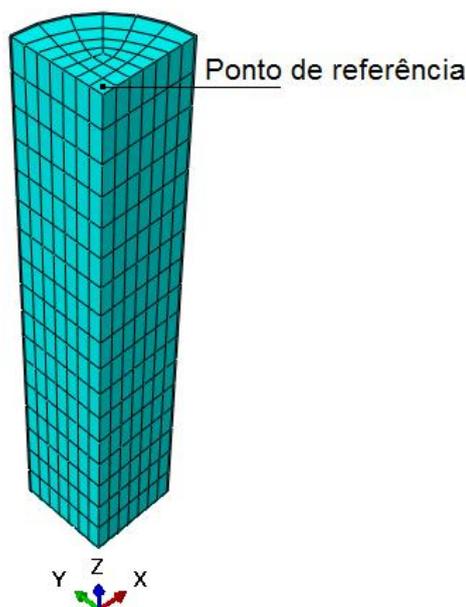


Figura 1 – Ponto de referência adotado nos modelos.

As condições de contorno de extremidade foram aplicadas nos pontos de referência e nas bases dos pilares, que compreenderam ambas as seções de aço e concreto. Todos os graus de liberdade foram restringidos, exceto pelos deslocamentos das superfícies carregadas no sentido do carregamento. As condições de contorno devidas à simetria, por sua vez, foram atribuídas aos planos XZ e YZ, mostrados na Figura 1. O plano XZ foi impedido de deslocar na direção do eixo Y e de girar em torno dos eixos X e Z, enquanto o plano YZ foi impedido de deslocar na direção do eixo X e de girar em torno dos eixos Y e Z.

Segundo Tao et al. [3], o preenchimento com concreto minimiza os efeitos das imperfeições locais e das tensões residuais sobre os pilares mistos em relação àqueles puramente de aço. Nesse sentido, Tao et al. [5] concluíram que as deformações fora do plano dos perfis tubulares de aço causadas pela expansão do concreto desempenham um papel similar ao das imperfeições locais. As imperfeições globais, por outro lado, podem ser desprezadas para relações L/D entre 2 e 5, uma vez que, nesse intervalo, as diferenças entre as curvas carga *versus* deformação resultantes das simulações são muito pequenas [3]. Pelas razões apresentadas, as imperfeições iniciais locais e globais foram desconsideradas neste trabalho, bem como as tensões residuais dos perfis tubulares de aço.

Por fim, para a resolução dos modelos, foi utilizado o método de Newton-Raphson com controle de deslocamentos no ponto de referência.

2.2 Propriedades dos Materiais

2.2.1 Aço

O diagrama tensão (σ) versus deformação (ε) adotado para os perfis tubulares de aço dos pilares mistos em estudo foi aquele proposto por Tao et al. [6] para aços estruturais com resistência ao escoamento (f_y) entre 200 MPa e 800 MPa, mostrado na Equação 1.

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon, & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y, & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_p \\ f_u - (f_u - f_y) \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p, & \varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_u \\ f_u, & \varepsilon \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (1)$$

onde E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado igual a 200.000 MPa, ε_y é a deformação de escoamento (Equação 2), ε_p é a deformação correspondente ao início do encruamento (Equação 3), f_u é a resistência à ruptura (MPa), ε_u é deformação de ruptura (Equação 4) e p é o expoente do encruamento (Equação 5).

$$\varepsilon_y = f_y / E_s \quad (2)$$

$$\varepsilon_p = \begin{cases} 15\varepsilon_y, & f_y \leq 300 \\ [15 - 0,018(f_y - 300)]\varepsilon_y, & 300 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (3)$$

$$\varepsilon_u = \begin{cases} 100\varepsilon_y, & f_y \leq 300 \\ [100 - 0,15(f_y - 300)]\varepsilon_y, & 300 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (4)$$

$$p = E_p \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_p}{f_u - f_y} \right) \quad (5)$$

Na Equação 5, E_p é o módulo de elasticidade no início do encruamento, em MPa (Equação 6).

$$E_p = 0,02E_s \quad (6)$$

Conforme ilustrado na Figura 2, o diagrama descrito pelas Equações 1 a 6 é compreendido por quatro fases, sendo elas: a fase elástica, a fase plástica, a fase de encruamento e a fase de estricção e ruptura. Vale ressaltar que, para sua definição, são necessários somente os valores de f_y , f_u e E_s . Caso o valor de f_u não esteja disponível, Tao et al. [6] propuseram ainda uma equação para a sua determinação (Equação 7).

$$f_u = \begin{cases} [1,6 - 2 \cdot 10^{-3}(f_y - 200)]f_y, & 200 \leq f_y \leq 400 \\ [1,2 - 3,75 \cdot 10^{-4}(f_y - 400)]f_y, & 400 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (7)$$

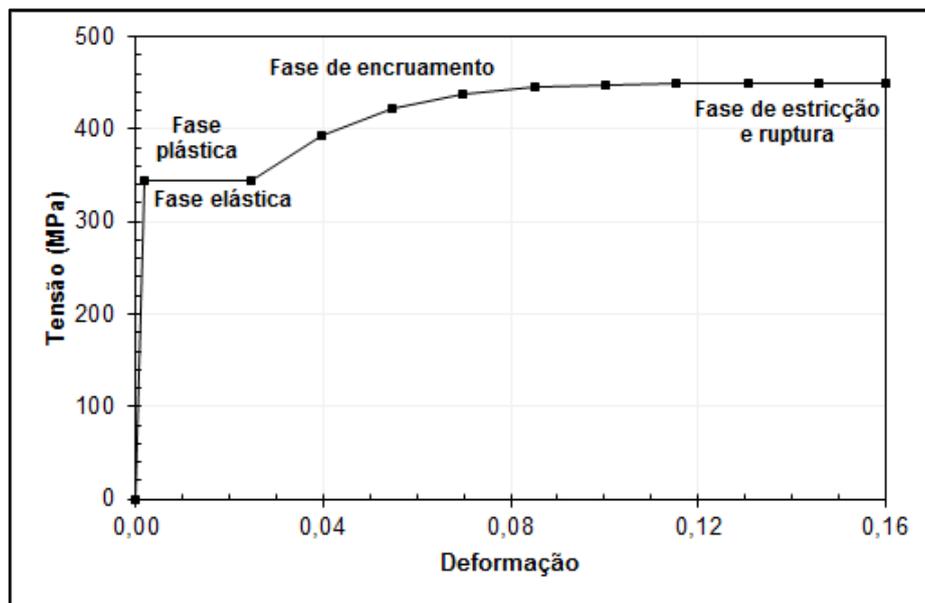


Figura 2 – Diagrama tensão *versus* deformação calculado para o aço ASTM A572 Grau 50.
Fonte: Tao et al. [6].

O modelo constitutivo de plasticidade disponível na biblioteca do programa ABAQUS foi utilizado para modelar os perfis tubulares de aço, cujo comportamento foi considerado a partir da formulação já apresentada nas Equações 1 a 7. O coeficiente de Poisson adotado para esse material, por fim, foi igual a 0,3.

2.2.2 Concreto

Segundo Tao et al. [3], a adoção do diagrama tensão *versus* deformação do concreto não confinado na modelagem de pilares mistos preenchidos gera resultados inconsistentes com as observações experimentais de que o trecho descendente das curvas se torna menos abrupto com o aumento das tensões de confinamento. Por esse motivo, o diagrama tensão *versus* deformação adotado para o concreto dos pilares mistos em estudo neste trabalho foi aquele proposto por Tao et al. [3] para concreto confinado por perfil tubular de aço. Esse diagrama é compreendido por três trechos, conforme ilustra a Figura 3.

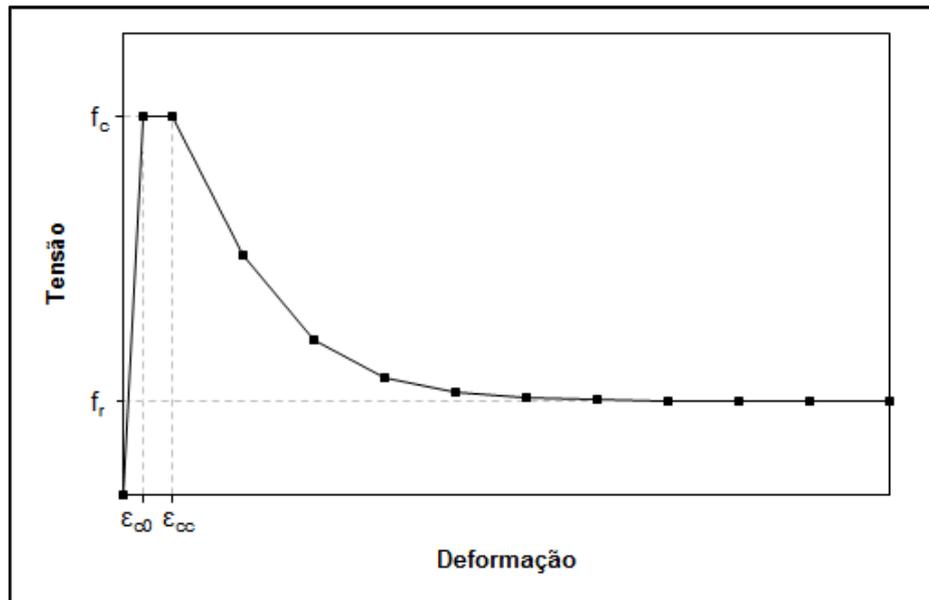


Figura 3 – Diagrama tensão *versus* deformação para concreto confinado por perfil tubular de aço. Fonte: Tao et al. [3].

Nas etapas iniciais do carregamento, as tensões de confinamento sobre o núcleo de concreto são muito pequenas ou inexistentes, o que se deve à baixa expansão lateral sofrida por esse material em relação ao aço. Dessa maneira, o primeiro trecho do diagrama proposto, definido pela Equação 8 [7], coincide com o trecho correspondente ao do diagrama tensão *versus* deformação do concreto não confinado.

$$\sigma = \frac{(A \cdot X + B \cdot X^2)f_c}{1 + (A - 2)X + (B + 1)X^2}, \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{c0} \quad (8)$$

onde A, B e X são parâmetros dados pelas Equações 9 a 11 [7], respectivamente, f_c é a resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos (MPa) e ε_{c0} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto não confinado (Equação 12) apresentada por De Nicolo et al. [8].

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{c0}}{f_c} \quad (9)$$

Na Equação 9, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, dado pela Equação 13 [9].

$$B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1 \quad (10)$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626f_c - 4,33) \times 10^{-7}}, \quad 10 \leq f_c \leq 100 \quad (12)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (13)$$

Vale ressaltar que o término do trecho elástico do diagrama foi considerado igual à tensão correspondente a $0,45f_c$, conforme recomendações do *American Concrete Institute* (ACI) [9].

O segundo trecho do diagrama consiste em um platô delimitado pelos pontos de coordenadas (f_c, ε_{c0}) e (f_c, ε_{cc}) , as quais podem ser calculadas a partir das Equações 14 e 15 [7]. Segundo Tao et al. [3], os ganhos em resistência devidos ao confinamento são calculados para esse trecho durante a simulação, através da interação entre o aço e o concreto.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = e^k \quad (14)$$

$$k = (2,9224 - 0,00367f_c) \left(\frac{f_B}{f_c}\right)^{0,3124+0,002f_c} \quad (15)$$

Na Equação 14, ε_{cc} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto confinado e f_B é a tensão de confinamento sobre o núcleo de concreto quando a resistência à ruptura do perfil tubular de aço é atingida, dada pela Equação 16.

$$f_B = \frac{(1 + 0,027f_y) \cdot e^{-0,02\frac{D}{t}}}{1 + 1,6e^{-10} \cdot f_c^{4,8}} \quad (16)$$

onde t é a espessura do perfil tubular de aço.

O terceiro trecho do diagrama tensão *versus* deformação proposto por Tao et al. [3] é definido conforme Binici [10] (Equação 17).

$$\sigma = f_r + (f_c - f_r)e^{-\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha}\right)^\beta}, \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{cc} \quad (17)$$

onde f_r é a tensão residual (Equação 18) e α e β são parâmetros que definem o aspecto desse trecho, dados pelas Equações 19 e 20, respectivamente.

$$f_r = 0,7(1 - e^{-1,38\xi_c})f_c \leq 0,25f_c \quad (18)$$

Na Equação 18, ξ_c é o fator de confinamento, dado pela Equação 21.

$$\alpha = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08\xi_c - 3,49}} \quad (19)$$

$$\beta = 1,2 \quad (20)$$

$$\xi_c = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (21)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Na Equação 21, A_s é a área da seção transversal do perfil tubular de aço e A_c é a área da seção transversal do concreto.

O modelo de plasticidade e dano disponível na biblioteca do programa ABAQUS foi utilizado para modelar o concreto. O comportamento à compressão uniaxial desse material foi considerado a partir da formulação apresentada nas Equações 8 a 21. O comportamento à tração, por outro lado, foi considerado linear até a resistência à tração do concreto (Equação 22). Acima desse valor, o conceito de energia de fratura, mostrado na Equação 23 [11], foi utilizado.

$$f_t = 0,1f_c \quad (22)$$

Na Equação 22, f_t é a resistência à tração do concreto (MPa).

$$G_F = (0,0469d_{max}^2 - 0,5d_{max} + 26)(f_c/10)^{0,7} \quad (23)$$

Na Equação 23, G_F é a energia de fratura (N/m) e d_{max} é o diâmetro máximo do agregado, adotado igual a 20 mm, se esse dado não estiver disponível.

As variáveis de dano não foram definidas no modelo, seja para o comportamento à compressão ou à tração. Para a definição da relação entre as resistências à compressão biaxial e uniaxial do concreto, da relação entre o segundo invariante de tensão nos meridianos de tração e compressão e do ângulo de dilatação, foram utilizadas as Equações 24 a 26, respectivamente [12, 13, 3]. Para os parâmetros de excentricidade e viscosidade foram assumidos os valores padrão de 0,1 e 0. O coeficiente de Poisson adotado, por fim, foi igual a 0,2.

$$\frac{f_{b0}}{f_c} = \frac{1,5}{f_c^{0,075}} \quad (24)$$

Na Equação 24, f_{b0} é a resistência à compressão biaxial do concreto (MPa).

$$K_c = \frac{5,5f_{b0}}{3f_c + 5f_{b0}} \quad (25)$$

Na Equação 25, K_c é a relação entre o segundo invariante de tensão nos meridianos de tração e compressão.

$$\psi = \begin{cases} 56,3(1 - \xi_c), & \xi_c \leq 0,5 \\ 6,672e^{\frac{7,4}{4,64 + \xi_c}}, & \xi_c > 0,5 \end{cases} \quad (26)$$

Na Equação 26, ψ é o ângulo de dilatação.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Verificação do Modelo de Elementos Finitos

Os estudos experimentais em pilares mistos circulares preenchidos com concreto conduzidos por Tomii et al. [14], Sakino et al. [15], O’Shea e Bridge [16] e Liew e Xiong [17], apresentados no trabalho de Tao et al. [3], foram utilizados para verificar o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho. As dimensões das amostras analisadas e as propriedades dos materiais nelas empregados são apresentadas na Tabela 1, onde L é o comprimento da amostra.

Tabela 1 – Amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto utilizadas na verificação do modelo de elementos finitos.

Amostra	D (mm)	t (mm)	L (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	Fonte
3HN	150	3,2	450	287,4	28,7	Tomii et al. [14] (apud Tao et al. [3])
CC8-A-8	108	6,47	324	853	77	Sakino et al. [15]
S16CS80A	190	1,52	664	306	80,2	O’Shea e Bridge [16] (apud Tao et al. [3])
CS-1	219	6,3	600	300	163	Liew e Xiong [17] (apud Tao et al. [3])

Conforme mostrado na Tabela 1, a amostra 3HN do estudo experimental de Tomii et al. [14] é a única entre as analisadas preenchida com concreto de resistência normal ($f_c < 55$ MPa). Além disso, a amostra S16CS80A do estudo de O’Shea e Bridge [16] possui perfil tubular de aço de parede fina. Vale observar ainda que as relações D/t e L/D das amostras analisadas variaram entre 16,7 e 125 e 2,7 e 3,5, respectivamente.

Para verificar o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho, as comparações com os estudos experimentais apresentados foram feitas em termos da capacidade resistente das amostras e do aspecto da curva carga axial *versus* deformação axial. Assim como no trabalho de Tao et al. [3], a capacidade resistente das amostras foi atribuída ao primeiro valor máximo observado para a carga axial. No caso de curvas sem trecho descendente ou com deformação correspondente a essa carga superior a 0,01, entretanto, a capacidade resistente foi atribuída à carga à qual correspondeu a deformação axial de 0,01. Na Figura 4 são apresentados os resultados obtidos numericamente e experimentalmente, tendo sido incluídos aqueles do trabalho de Tao et al. [3], o qual adotou recomendações similares às detalhadas no Capítulo 2.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

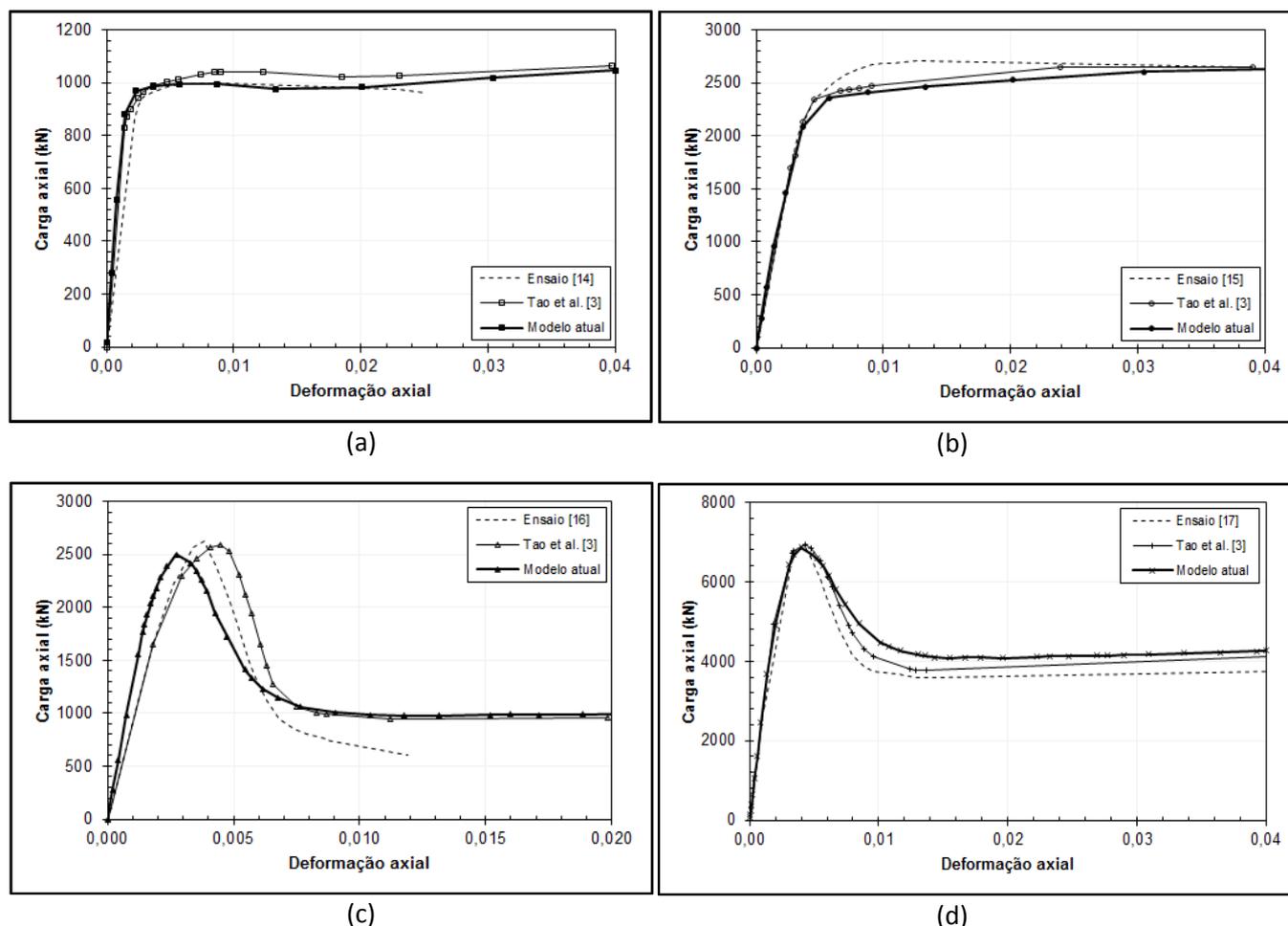


Figura 4 – Comparação entre o modelo atual, o modelo desenvolvido por Tao et al. [3] e os resultados experimentais das amostras 3HN (a), CC8-A-8 (b), S16CS80A (c) e CS-1 (d).

A análise da Figura 4 permite constatar que o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho apresentou uma boa aproximação com os demais resultados, tanto para a capacidade resistente das amostras quanto para o aspecto das curvas carga axial *versus* deformação axial. A diferença entre a capacidade resistente das amostras verificada para o modelo atual e para aquele desenvolvido por Tao et al. [3] foi igual a 3%, em média, sendo que o valor máximo, igual a 5%, ocorreu para a amostra 3HN. Por outro lado, a diferença entre a capacidade resistente verificada para o modelo atual e para os estudos experimentais foi igual a 4%, em média, sendo que o valor máximo, igual a 10%, ocorreu para a amostra CC8-A-8.

De maneira geral, os valores obtidos para a capacidade resistente das amostras neste trabalho foram inferiores àqueles apresentados por Tao et al. [3] e pelos estudos experimentais, tendo sido observada, entretanto, uma razoável precisão.

3.2 Estudo de Caso

Para avaliar a influência da resistência do concreto na capacidade resistente e no comportamento de pilares mistos circulares preenchidos, um estudo de caso foi conduzido neste trabalho. As dimensões dos pilares analisados e as propriedades dos materiais neles empregados são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Pilares mistos circulares preenchidos com concreto analisados no estudo de caso.

D (mm)	t (mm)	L (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_c (MPa)	N_{MEF} (kN)	ϵ_{MEF} (‰)	$A_s f_y + A_c f_c$ (kN)	$N_{MEF}/$ $A_s f_y + A_c f_c$
220	6,8038	1000	415	569,5	30	3335	10,36	2895	1,15
					60	4345	8,19	3899	1,11
					80	4948	5,94	4568	1,08

Conforme mostrado na Tabela 2, foram consideradas classes de concreto de resistência normal e alta e relações D/t e L/D iguais a 32,3 e 4,5, respectivamente.

Os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos são apresentados na Tabela 2 (onde N_{MEF} é a capacidade resistente do pilar e ϵ_{MEF} é a deformação correspondente) e na Figura 5 a seguir.

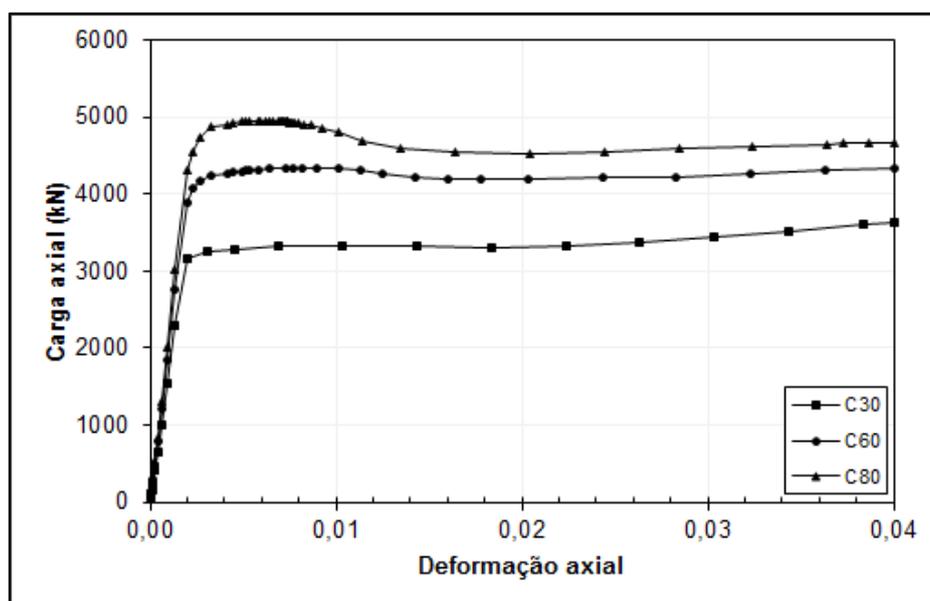


Figura 5 – Curvas carga axial *versus* deformação axial para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto analisados no estudo de caso.

A análise dos resultados apresentados permite constatar que o trecho ascendente das curvas carga axial *versus* deformação axial é mais íngreme para as maiores resistências do concreto, o que pode ser atribuído aos maiores módulos de elasticidade correspondentes. Além disso, a capacidade resistente dos pilares é maior para as maiores resistências do concreto. Conforme ilustrado pela Figura 6, a relação entre essas variáveis é aproximadamente linear.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

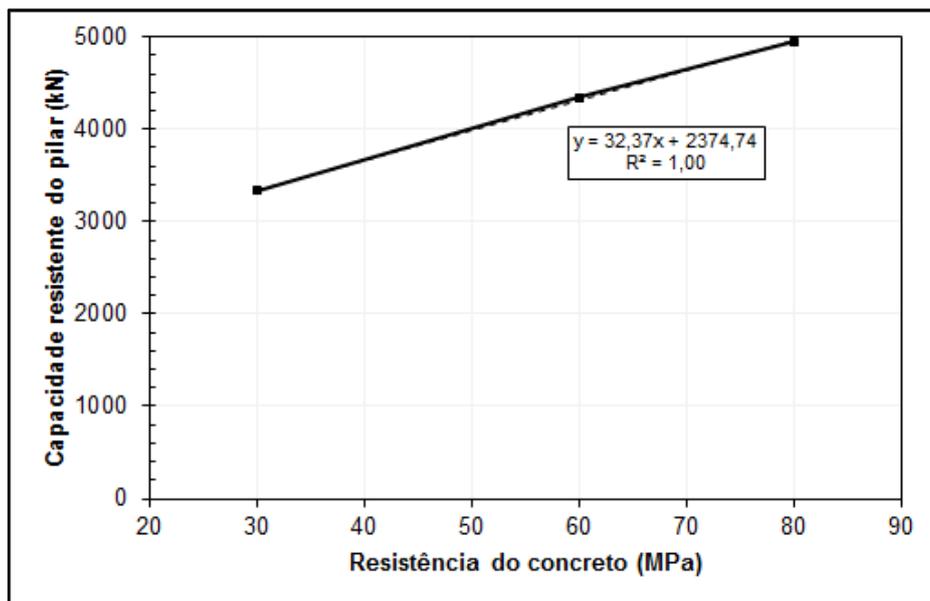


Figura 6 – Relação entre a capacidade resistente e a resistência do concreto dos pilares mistos circulares preenchidos analisados no estudo de caso.

Para todas as classes de resistência do concreto analisadas, a capacidade resistente dos pilares superou a capacidade da seção mista à plastificação ($A_s f_y + A_c f_c$), o que pode ser atribuído aos ganhos de resistência do núcleo de concreto decorrentes do efeito do confinamento. Por outro lado, a relação entre essas variáveis diminuiu com o aumento da resistência do concreto, conforme mostrado na Tabela 2.

4. CONCLUSÃO

Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido neste trabalho com o objetivo de avaliar a capacidade resistente e o comportamento de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada. As recomendações apresentadas no trabalho de Tao et al. [3] a respeito dos modelos constitutivos dos materiais, da discretização da malha de elementos finitos, da modelagem da interface entre o aço e o concreto e da simulação do carregamento e das condições de contorno, entre outras, foram adotadas no desenvolvimento desse modelo. Uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e em estudos experimentais encontrados na literatura permitiu verificar uma boa aproximação tanto para a capacidade resistente dos pilares quanto para o aspecto das curvas carga axial *versus* deformação axial, inclusive no caso de perfis tubulares de aço de parede fina e de concretos de alta resistência. As premissas adotadas no desenvolvimento do modelo numérico, portanto, foram consideradas adequadas. O estudo de caso conduzido posteriormente permitiu constatar que a capacidade resistente dos pilares aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento da resistência do concreto. Além disso, ela superou a capacidade da seção mista à plastificação, o que foi atribuído aos ganhos de resistência do núcleo de concreto decorrentes do efeito do confinamento.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), pela concessão das bolsas de mestrado e de produtividade em pesquisa, e ao PROPEEs-UFMG (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais), pelo apoio.

REFERÊNCIAS

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
2. Simulia. ABAQUS/CAE. Version 6.14-2. [S.l.]: Simulia, 2014.
3. Tao Z, Wang ZB, Yu Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. *J Constr Steel Res.* 2013; 89: 121-131.
4. Thai HT, Uy B, Khan M, Tao Z, Mashiri F. Numerical modelling of concrete-filled steel box columns incorporating high strength materials. *J Constr Steel Res.* 2014; 102: 256-265.
5. Tao Z, Uy B, Liao FY, Han LH. Nonlinear analysis of concrete-filled square stainless steel stub columns under axial compression. *J Constr Steel Res.* 2011; 67(11): 1719-1732.
6. Tao Z, Wang XQ, Uy B. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *J Mater Civ Eng.* 2013; 25(9): 1306-1316.
7. Samani AK, Attard MM. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Eng Struct.* 2012; 41: 335-349.
8. De Nicolò B, Pani L, Pozzo E. Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths. *Mater Struct.* 1994; 27(4): 206-210.
9. American Concrete Institute (ACI). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Farmington Hills, USA: American Concrete Institute, 2014.
10. Binici B. An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete. *Eng Struct.* 2005; 27(7): 1040-1051.
11. Bazant ZP, Becq-Giraudon E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cement Concrete Res.* 2002; 32(4): 529-556.
12. Papanikolaou VK, Kappos AJ. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. *Int J Solids Struct.* 2007; 44(21): 7021-7048.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

13. Yu T, Teng JG, Wong YL, Dong SL. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. *Eng Struct.* 2010; 32(3): 665-679.
14. Tomii M, Yoshimura K, Morishita Y. Experimental studies on concrete filled steel tubular stub columns under concentric loading. In: *Proceedings of the International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*; 1977 May 17-19; Washington, DC, USA. New York: American Society of Civil Engineers, 1977. p. 718-741.
15. Sakino K, Nakahara H, Morino S, Nishiyama I. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *J Struct Eng.* 2004; 130(2): 180-188.
16. O'Shea MD, Bridge RQ. Tests on circular thin-walled steel tubes filled with medium and high strength concrete. *Aust Civ Eng Trans.* 1998; 40: 15-27.
17. Liew JYR, Xiong DX. Ultra-high strength concrete filled columns for highrise buildings. In: *Proceeding of the 4th International Conference on Steel & Composite Structures*; 2010 July 21-23; Sydney, Australia. Singapore: Research Publishing Services, 2010. p. 82-93.



Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO EXPERIMENTAL DAS LIGAÇÕES MISTAS SEMIRRÍGIDAS EM REGIÕES DE MOMENTO NEGATIVO – COMPONENTE CONECTORES DE CISALHAMENTO*

Monique Cordeiro Rodrigues¹
Sebastião Arthur Lopes de Andrade²
Luciano Rodrigues Ornelas de Lima³
Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco⁴

Resumo

Um dos métodos adotados para caracterização das ligações mistas semirrígidas viga-coluna é o método das componentes descrito no Eurocode 3 e no Eurocode 4. Este método considera a contribuição mista no modelo pela incorporação das componentes da barra de armadura, aspectos relativos ao concreto e a resistência do conector. No entanto, o modelo é baseado em suposições ainda não totalmente validadas quanto à resposta da ligação da estrutura mista principalmente localizada na região de momento negativo. Todos estes aspectos motivaram a concepção e desenvolvimento de um programa experimental para investigar as ligações viga-coluna semirrígidas, por meio de ensaios de *pull out*. O presente artigo foca nos testes que apresentaram modo de falha associado à falha dos conectores de cisalhamento. Adicionalmente um estudo foi também realizado para a resistência da solda dos conectores de cisalhamento. Essa investigação foi provocada devido à observação de algumas falhas da solda dos conectores durante os ensaios. Os resultados dos ensaios permitiram um melhor entendimento sobre a resistência da solda dos conectores e seus impactos e influencia sobre a resposta estrutural global das ligações viga-coluna semirrígida.

Palavras-chave: Estruturas Mistas; Ligações Mistas Semirrígidas; Ensaios de *Pull out*; Análise Experimental.

EXPERIMENTAL STUDY OF COMPOSITE SEMI-RIGID JOINTS IN HOGGING MOMENT REGIONS – SHEAR CONNECTOR COMPONENTS

Abstract

One of the methods adopted for the composite semi-rigid beam to column joints characterization is the component method present in the Eurocodes 3 [1] and [2]. This method considers the composite action in the model by incorporating the component contributions of the reinforcing bars, concrete and shears connectors. However, the model is based on not fully validated assumptions of the composite joints structural response mainly located in hogging moment regions. All these aspect have limited the adoption of this method for composite joints design. These issues motivated the conception and development of an experimental

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



programme to investigate semi-rigid beam to column joints, by means of *pull out* tests. The present paper focus on tests that presented failure modes associated to the shear connector failure. Additionally a study was also made on the resistance of shear connector welds. This investigation was provoked to some observed shear connector weld failures in a few *pull out* tests. The tests results enabled a better understanding of the shear connector weld resistance and their impacts and influence over the global semi-rigid beam to column joints structural response.

Keywords: Composite Structures; Composite Semi Rigid Joints; *Pull out* Tests; Experimental Analysis.

¹ Engenheira Civil, Doutor, Professora, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

⁴ Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Estrutural, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das construções mistas vem sendo motivado pela observação da melhor resposta da interação do sistema estrutural laje *versus* viga. Extensos trabalhos foram realizados durante as últimas décadas sobre ligações mistas de aço e concreto e o comportamento não linear das várias componentes presentes em ligações viga-coluna [3] - [10]. Muitas destas pesquisas consideram o modelo de molas sugerido pelo EC3 [1] e EC4 [2], como ponto de partida para o desenvolvimento de melhorias ou novas fórmulas de projeto, com significativos avanços no uso de modelos mecânicos, baseado no método das componentes, que permite a predição da curva global momento versus rotação, a partir do conhecimento das propriedades mecânicas e geométricas das componentes individuais [3]. Porém, o estudo de estruturas mistas com a aplicação de momento fletor negativo tem sido explorado em poucos trabalhos. O procedimento para caracterização do comportamento de ligações submetidas a momento negativo e as tensões de tração geradas pelas fissuras do concreto na direção perpendicular as barras transversais são descritas no EC4 [2]. Neste artigo, objetiva-se apresentar uma série de ensaios de *pull out* com foco na análise da componente conector de cisalhamento e a influência da solda do conector de cisalhamento na resposta global da ligação mista viga-coluna semirrígidas.

1.1 Ligações Mistas Semirrígidas Viga-Coluna

A avaliação meticulosa das características geométricas e mecânicas seguem o dimensionamento do conjunto viga-coluna de aço em ligações semirrígidas. Mas no caso de ligações semirrígidas mistas viga-coluna o procedimento das normas vigentes não é claro e preciso. A recomendação mais utilizada é o Eurocode [1], [2]. Para a parcela mista, porém, existe a incorporação apenas da componente relativa à barra de armadura ao modelo de ligações em aço.

A região dos apoios onde ocorre momento negativo é influenciada por vários elementos além da barra de armadura, como sugerido pelo modelo misto do EC4 [2]. Além disto, a influência da componente da barra não é totalmente entendida em relação ao comprimento efetivo que deve ser usado para a determinação da sua rigidez inicial. As componentes de maior influência na ligação mista são: laje de concreto, barras de armadura e conectores de cisalhamento.

Um fato que deve ser considerado no estudo das componentes é relacionado ao estudo da transmissão da força. O caminho inicia-se na mesa da viga, passa para o conector de cisalhamento e desse para o concreto, onde ocorre a interação entre as duas componentes. Essa força prossegue do concreto para as barras de armadura, onde ocorre a interação entre essas componentes. Por fim, a ação da barra de armadura inicia. O melhor entendimento dessa interação, o estudo das componentes mistas e sua influência na resposta global da ligação semirrígida de viga-coluna em estruturas mistas em regiões de momento negativo motivou o desenvolvimento de dois programas experimentais [11]-[14]; [17].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização do Programa Experimental

O método de Taguchi [15], ou o método do projeto robusto, cuja metodologia utiliza a aplicação de métodos estatísticos através de uma distribuição otimizada coerente das variáveis

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

foi adotada para determinar as séries de ensaios do presente programa experimental com uma redução da quantidade de amostras de variáveis. Ramires [11] usou essa metodologia para gerar os ensaios executados com base nas seguintes variáveis: comprimento, diâmetro e quantidade de armaduras principais, resistência do concreto, quantidade e espaçamento entre conectores.

Desta forma o programa experimental consistiu em dois grupos de ensaios: o primeiro, relacionado aos ensaios de *pull out*, desenvolvidos em duas séries (séries S2010, descrita pela letra r após a numeração do ensaio, e séries S2014). Com o objetivo de estudar as influências dos elementos na parcela mista, simulando a região de momentos negativos. Uma segunda configuração foi também estudada para determinar a resistência da solda dos conectores de cisalhamento. Isto foi motivado pela ocorrência desse modo de falha nas séries S2010 e S2014, modo esse não previsto. Esse artigo focou nos testes com ruptura devido a falha da solda do conector e no grupo de testes para investigar a influência da perna de solda do conector na resistência da componente.

2.1 Testes preliminares

Foram desenvolvidos dois testes preliminares, PO0.1 e PO0.2, com o objetivo de se avaliar a montagem do sistema e verificar o sistema de aplicação de carga.

Um sistema de vigas metálicas foi criado para fixar o ensaio na laje de reação, denominado como estrutura auxiliar. O sistema foi concebido de forma que as barras de armadura fossem tracionadas pela aplicação da carga através de um macaco hidráulico, Figura 1. O caminho em que a carga foi introduzida no teste previa que a carga seria aplicada sobre toda a extensão da alma do perfil metálico, que transmitiria essa força para os conectores, seguindo para a laje de concreto. A carga passaria da laje de concreto para a barra de armadura que estava ancorado à laje de reação do laboratório.

O PO0.1 teve o objetivo de calibrar os valores das cargas aplicadas e o modo de colapso da barra de armadura, além de verificar a estrutura de ensaio para que resistisse às solicitações com níveis requeridos de segurança, que foram novamente testados no PO0.2.

O concreto foi produzido no local e seu traço gerado a partir de um estudo de dosagem experimental. Três diferentes armaduras foram usadas, de aço CA-50. A primeira por uma barra de 5 mm de diâmetro, para medir a deformação do concreto próxima a linha dos conectores de cisalhamento. A segunda foi composta de estribos com diâmetro de 10 mm, dimensionados pela EC4 [2], posicionados nas direções longitudinais e transversais, ao longo do comprimento da laje, Figura 2. Finalmente, a armadura principal, com diâmetros variáveis conforme o ensaio a ser realizado. Os testes preliminares adotaram 16 mm de diâmetro, com as barras posicionadas a um terço da largura da laje, comprimento de 650 mm de ancoragem e 1150 mm no total.

A viga metálica dos testes preliminares foi de aço ASTM A-572 Gr. 50, perfil W410x46,1 com comprimento de 1000 mm. A estrutura de aplicação de carga do *pull out* utilizou aço ASTM A-36, perfis laminados U6x12,5 e I 3x10 de travamento longitudinal e transversal, respectivamente. A estrutura de travamento de primeiro e segundo nível foi fixada através de barras redondas a laje de reação.

Conectores de cisalhamento com diâmetro de 19 mm e comprimento de 100 mm foram soldados na mesa do perfil metálico (três conectores em PO0.1 e dois no PO0.2), através de processo de solda manual.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As lajes de concreto foram feitas com dimensões de 120x600x1000 mm (espessura x largura x comprimento) com cada parte ligada a uma das mesas da viga de aço. A resistência a compressão do concreto esperada (f_{ck}) foi de 30 MPa, e alcançado 28 MPa.

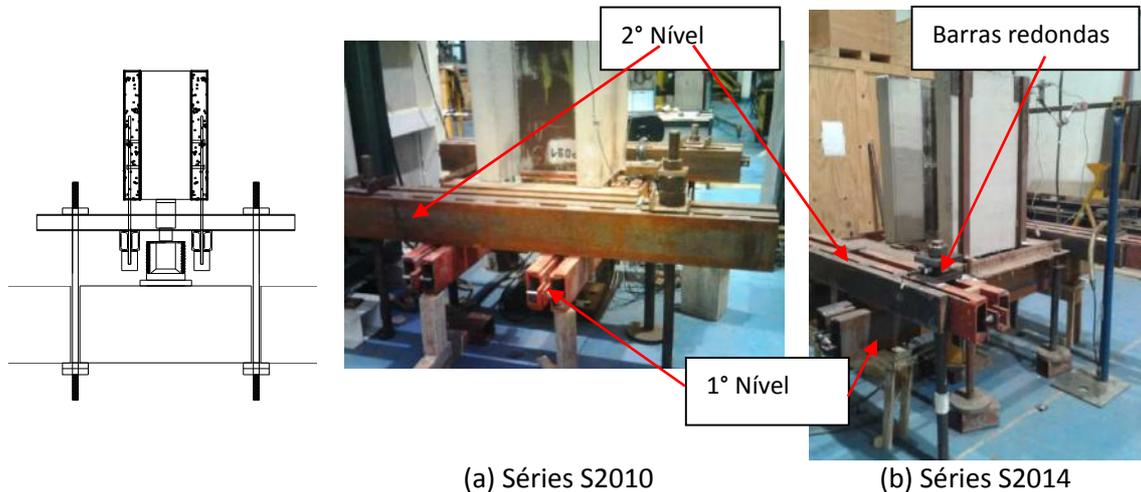


Figura 1. Detalhes do sistema de montagem e da estrutura do teste de *pull out*.

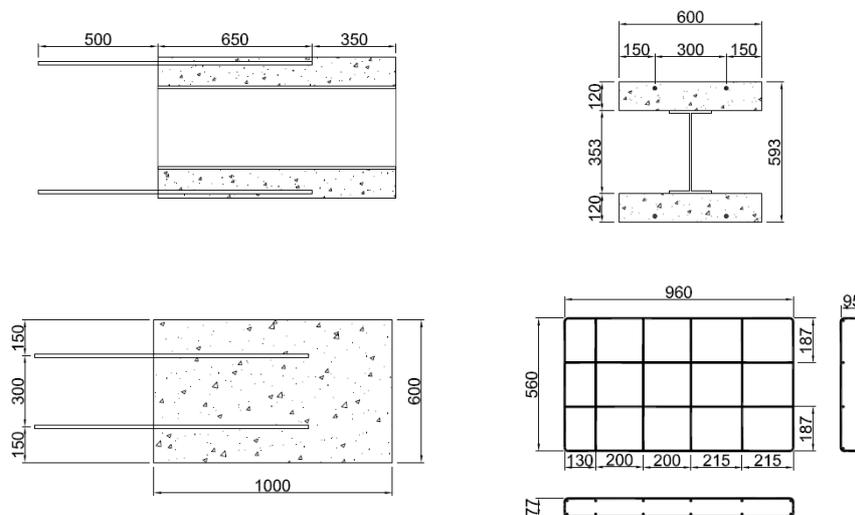


Figura 2. Armadura principal para os testes preliminares (mm).

Foram fixados extensômetros em pares nos pontos chave das barras de armadura principal. Um par foi usado externamente à laje, pressupondo-se ser o ponto externo com as máximas forças. Um outro par, próximo aos conectores, para obter o comportamento nas barras dessa região. Para o ensaio PO0.2 alguns dos extensômetros foram eliminados, para atender a configuração do ensaio.

Os transdutores de deslocamento inferiores (LVDTs 1 e 2) mediram o deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto. Os transdutores de deslocamento laterais (LVDTs 3 a 6) identificavam o deslocamento relacionado ao desequilíbrio da estrutura em qualquer

direção no plano horizontal. Os transdutores de deslocamento superiores (LVDTs 7 a 10) determinavam os valores dos deslocamentos verticais entre o aço e a laje de concreto, Figura 3.

Foram utilizados para medição de cargas: transdutor de pressão, para verificar excentricidades na célula de carga e possíveis deslizamentos na aplicação de carga; uma célula de carga principal, localizada abaixo do perfil metálico, sob uma placa metálica com a função de distribuir a força uniformemente para a alma do perfil. O carregamento seguiu o processo de teste apresentado nas recomendações do EC4 [2] para os ensaios de *push out*.

2.2 Ensaios Subsequentes

Conforme mencionado anteriormente, os ensaios subsequentes foram desenvolvidos em duas séries: S2010 e S2014. As séries tiveram as seguintes modificações em relação aos testes preliminares: retirada dos extensômetros nos estribos, devido a ineficiência dos resultados; mudança de perfil metálico (W410x60, aço ASTM A-572 Gr. 50), com alteração da altura do arranjo, Figura 4; e por fim, a nova placa de distribuição da força para melhorar a distribuição de esforços sobre a alma da viga.

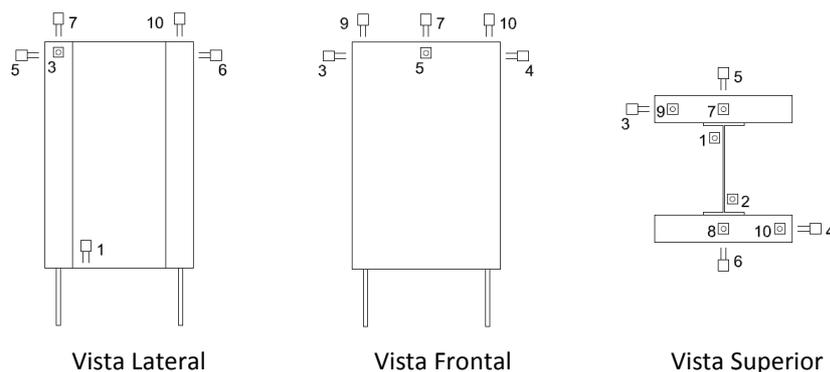


Figura 3. Arranjo típico dos LVDTs usados nos testes preliminares.

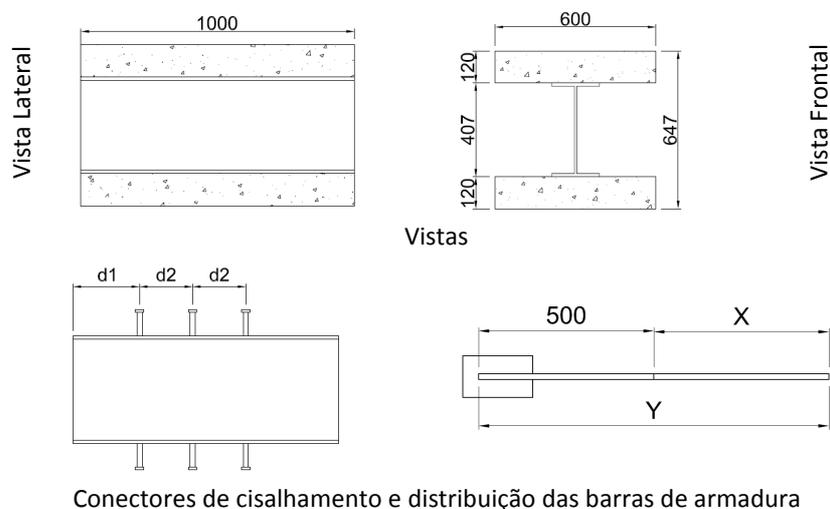


Figura 4. Configuração geral dos ensaios subsequentes (mm).

Os ensaios subsequentes das séries S2010 foram desenvolvidos em quatro etapas distintas, compostas de três ensaios idênticos cada uma (PO1X.r, PO2X.r, PO7X.r e PO8X.r). Alternativamente, S2014 teve o acréscimo de um conjunto de ensaios (PO9X). O diâmetro e os comprimentos de ancoragem das armaduras principais foram diferentes para cada grupo, Tabela 1.

Tabela 1. Características dos ensaios - séries S2010 e S2014.

Grupo	Armadura principal			f_{ck} (MPa)	Conector		
	Comprimento ^(a) (mm)	Quant. (unid)	Diâm. (mm)		d1 (mm)	d2 (mm)	Quant. (unid)
PO0.1	1150 (650+500)	2	16	30	250	200	3
PO0.2	1150 (650+500)	2	16	30	250	200	2
PO1X / PO1X.r	1150 (650+500)	2	16	30	200	250	2
PO2X / PO2X.r	1000 (500+500)	4	20	30	100	200	3
PO7X.r	950 (450+500)	2	20	30	250	100	3
PO8X / PO8X.r	800 (300+500)	4	16	30	100	100	2
PO9X	1000 (500+500)	4	16	30	100	100	2

d1 é a distância entre a extremidade da viga de aço e o primeiro conector de cisalhamento; d2 é a distância entre conectores de cisalhamento. (a) Comprimento = Y (500+X), onde X é o comprimento envolvido de concreto e Y é o comprimento total, Figura 8).

O concreto utilizado foi usinado, com resistência a compressão característica (f_{ck}) de 30 MPa, tendo sido atingido o valor de 29 MPa [12] e 38,5 Mpa [17], para as séries S2010 e S2014, respectivamente. As armaduras dos estribos, aço CA-50, foram as mesmas dos testes preliminares. As dimensões dos conectores de cisalhamento foram mantidas, com variação da distribuição de acordo com o grupo de ensaios, Tabela 1, e as soldas executadas manualmente por equipamento específico.

Duas configurações da estrutura auxiliar foram testadas, com poucas mudanças, um para as séries S2010 e outra para as séries S2014. Na estrutura de aplicação de carga do *pull out* foram realizados reforços no travamento e na arruela das barras redondas. Nos ensaios das séries S2010, os perfis no primeiro nível foram substituídos por dois perfis U soldados. Nos ensaios das séries S2014, as modificações ocorreram no perfil do segundo nível, com a substituição do perfil I por perfis U e a inclusão de cantoneiras sobre as chapas de extremidades das barras. A instrumentação utilizada para medição dos deslocamentos (LVDTs) é apresentada na Figura 5. Para a medição da carga foi utilizada a célula de carga principal, para o caso das séries S2010. Nas séries S2014 foram incluídas nas barras redondas células de carga e extensômetros.

O posicionamento dos extensômetros dependia do comprimento da armadura principal, e da distribuição típica para os ensaios com duas e quatro barras, Figura 6, onde a diferença entre as séries S2010 e S2014 é apenas a nomenclatura adotada dos extensômetros. Os valores de carga prevista e modo de ruptura esperados estão descritos na Tabela 2.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

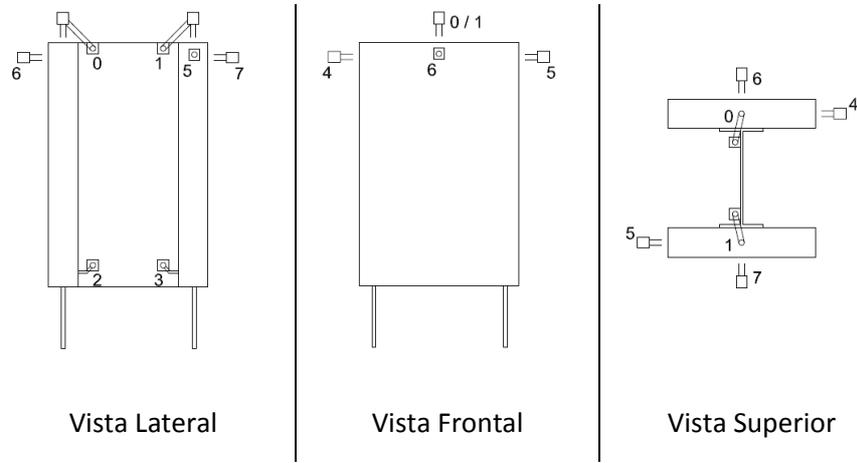
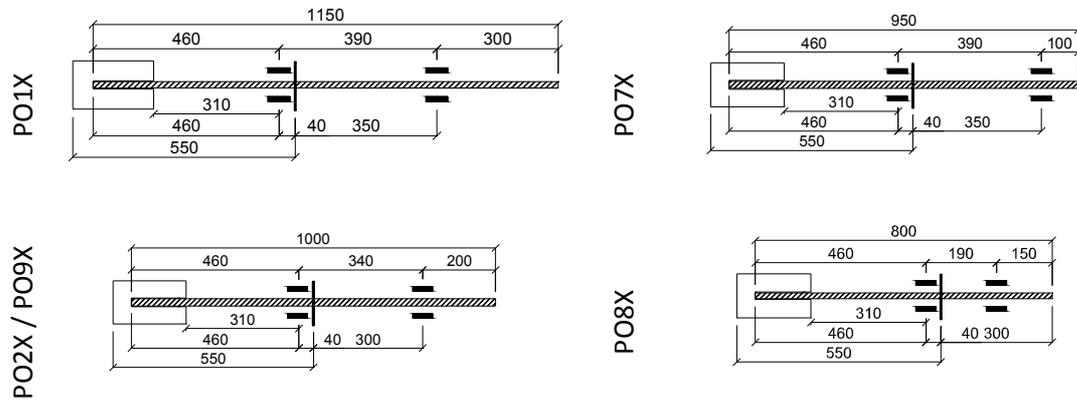
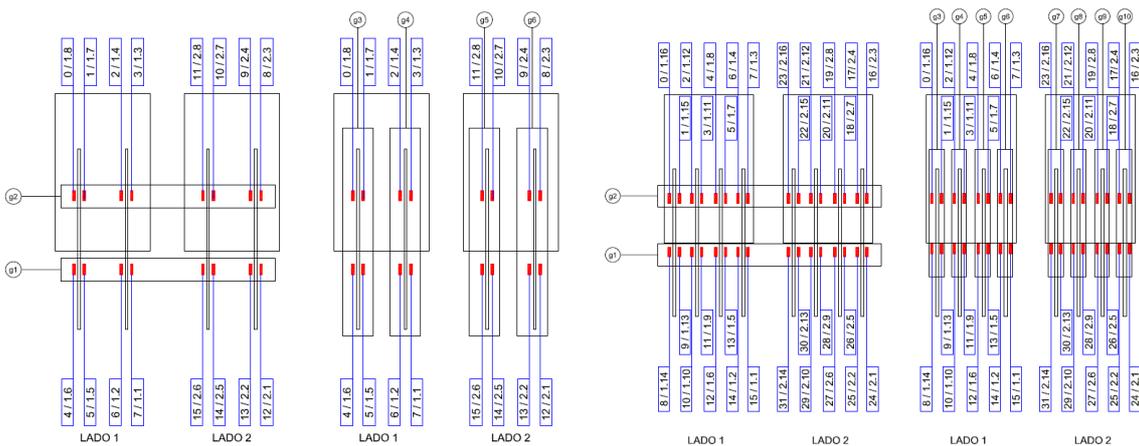


Figura 5. Distribuição típica dos LVDTs dos ensaios subsequentes (séries S2010 e S2014).



(a) Por ensaio



(b) duas barras por laje

(c) quatro barras por laje

Figura 6. Distribuição típica dos extensômetros (mm).

Tabela 2. Cargas últimas e modos de ruptura previstos.

Ensaio	Grupo	Modo de ruptura previsto	F _{rupt. prev} (kN)
Preliminares	PO0.1 / PO0.2	Barra	402,12
PO1X	PO11.r / PO12.r	Barra	402,12
PO2X	PO21 / PO21.r / PO23.r	Conector	713,44
PO7X	PO71.r / PO73.r	Ancoragem	480,95
PO8X	PO81.r	Conector	475,63
PO9X	PO91 / PO93	Conector	475,63

Nos ensaios aqui descritos foram observados problemas com a solda dos conectores de cisalhamento que tiveram rompimento prematuro, não esperado. O problema ocorreu, provavelmente, devido à baixa amperagem no equipamento da solda, o que ocasionou uma fusão insuficiente entre os materiais e reduziu a resistência do mesmo. Essa falha inesperada motivou ao desenvolvimento de uma série de ensaios na solda dos conectores, onde a dimensão da perna de solda foi parametrizada para estudo (séries S2014).

2.3 Ensaios de cisalhamento direto nos conectores

Visando estudar a influência da perna da solda na capacidade de carga última uma série de ensaios específicos foram concebidos e realizados. O primeiro conjunto de ensaios teve a variação da perna de solda dos conectores de cisalhamento. A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto na solda dos conectores foi possível entender e identificar o rompimento da solda que ocorreu nos ensaios (PO.11, PO.12 e PO.22) que será apresentado posteriormente.

Para o primeiro conjunto de ensaios, foram realizadas três séries de pernas de solda distintas, com um total de quatro conectores por série, sobre dois perfis idênticos (W 410 x 46,1), ligados através de cantoneiras (3" x 1/2"), Figura 7. A solda foi realizada por profissional capacitado e suas pernas foram definidas da seguinte forma: passe (5 mm), passe reforçada (8 mm) e dois passes (10 mm).

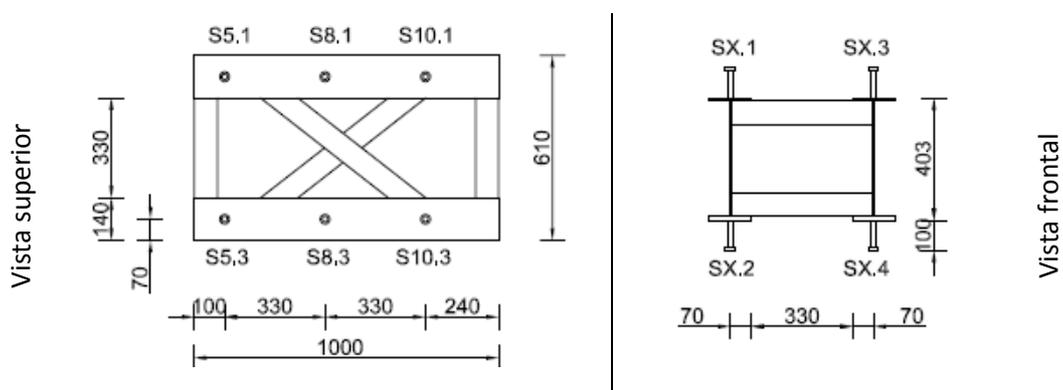


Figura 7. Arranjo dos ensaios de cisalhamento direto das soldas dos conectores.

Para aplicação de carga foi elaborada uma estrutura auxiliar composta por dois perfis I (travamento das barras redondas), barras redondas (cuja extremidade continua as placas de contato com os conectores, responsáveis por simular o efeito do confinamento do concreto),

macaco hidráulico e célula de carga. Um sistema de suporte que permitia a rotação longitudinal foi usado no topo da célula de carga, Figura 8(a). Para os conectores oriundos das séries S2014 os três perfis metálicos foram soldados entre si, Figura 8(b).



Figura 8. Detalhes dos ensaios de cisalhamento direto dos conectores.

A Tabela 3 descreve os valores previstos de resistência da solda de acordo com NBR 8800 [16] e no EC4 [2]. Os valores de projeto foram avaliados para o conector de cisalhamento com 19 mm de diâmetro (aço ASTM 108 Gr 1020, com tensão de escoamento de 345 MPa).

Tabela 3. Resistências previstas dos ensaios de cisalhamento direto nos conectores.

NBR 8800						
Perna (mm)	Conector (kN)	Solda (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Modo de Falha	τ (MPa)	δ (mm)
10	94,13	91,53	91,53	Solda	430,4	23,3
8	94,13	73,22	73,22	Solda	344,3	18,6
5	94,13	45,76	45,76	Solda	215,2	11,6
Eurocode (EC3 e EC4)						
Perna (mm)	Conector (kN)	Solda (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Modo de Falha	τ (MPa)	δ (mm)
10	75,31	124,18	75,31	Conector	354,1	19,1
8	75,31	99,34	75,31	Solda	354,1	19,1
5	75,31	62,09	62,09	Solda	292,0	15,8

$F_{m\acute{a}x}$ é a força de ruptura no teste; τ é a tensão de cisalhamento e δ é o deslocamento calculado.

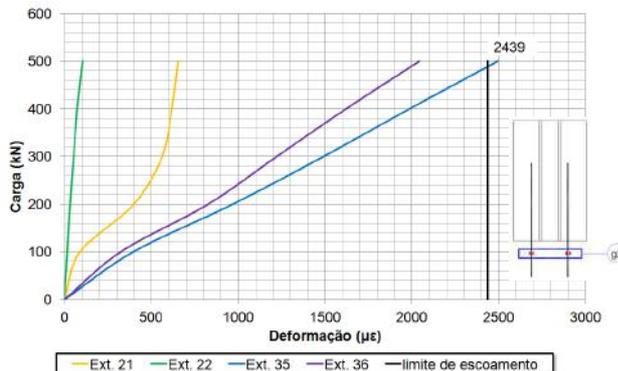
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Testes preliminares

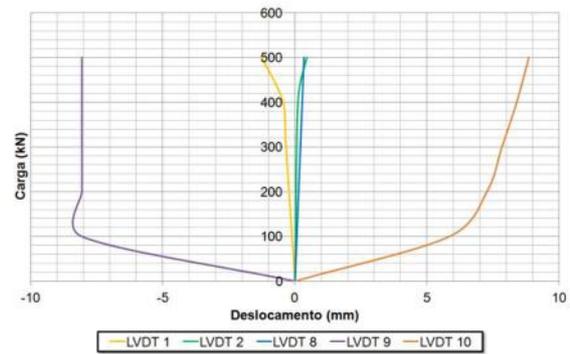
Foi prevista a ruptura do teste preliminar PO0.1 para 402,1 kN devido a tração da barra de armadura principal. Durante o ensaio duas tentativas foram feitas para alcançar o valor

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

correspondente a 30% da carga de ruptura prevista (120,6 kN), porém a cabeça rotulada do cursor do macaco hidráulico sofreu deslocamento. Essa cabeça foi removida, e com a mudança o ensaio seguiu até a ruptura prevista devido a tração da barra de armadura de número 1 (lado 1), alcançando a carga última de 513 kN, Figura 9. Nessa figura observa-se que o extensômetro 35 localizado no grupo de extensômetros g2/ lado 2, ultrapassou o limite de escoamento. A curva dos LVDTs indica que o LVDT1 apresenta um aumento de deslocamentos sem acréscimo de carga, indicando a proximidade da ruptura, Figura 9(b).



(a) Carga versus deformação - g2, lado 2
Figura 9. Resultados PO0.1.

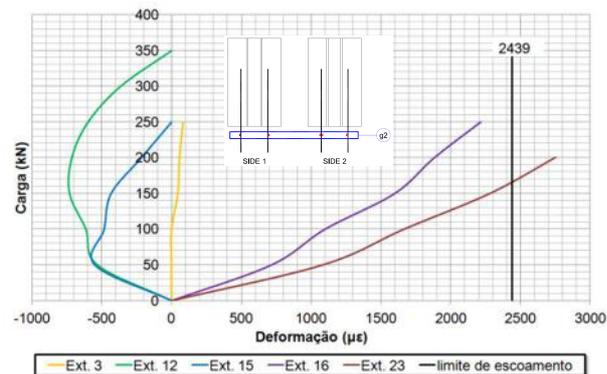


(b) Carga versus desl. - LVDT1,2,8,9 e 10

O teste preliminar PO0.2 com previsão de 402,1 kN e ruptura da barra de armadura, alcançou uma carga última de 473 kN devido à ruptura do conector de cisalhamento (lado 2), Figura 10(a). Observa-se que o extensômetro 23, localizado externamente a laje de concreto (grupo 2, lado 2), ultrapassou o valor limite de escoamento do aço e os extensômetros 3 e 16 chegaram a valores próximos a esse limite, Figura 10(b).



(a) ruptura do teste preliminar
Figura 10. Resultados PO0.2.



(b) Carga versus deformação, g2

Utilizando os valores de deformações obtidos para a análise de carga e tensão verifica-se que: a carga última obtida pela célula de carga foi 33% e 4% superiores que o esperado para PO0.1 e PO0.2, respectivamente; o valor de carga última obtida pelas deformações na barra foram 7% e 6% superiores ao esperado para PO0.1 e PO0.2. Uma grande diferença de forças nas

barras foi notada para os dois ensaios, fato confirmado devido ao desequilíbrio entre os lados da laje de concreto.

Os resultados obtidos para força e tensão, pelo cálculo das deformações, Tabela 4, indicam que maiores deformações foram observadas no ensaio PO0.2. Nesses resultados é possível também observar que a relação entre os resultados previstos e obtidos foram próximas para os dois ensaios.

Tabela 4. Resultados testes preliminares.

Ensaio	Deformação ($\mu\epsilon$)		Carga última (E_C) (kN)		F/ barra (kN)			F _{barra} (kN)		
	Interna	Externa	Prev _(EC)	Exp	Prev	Exp	Obt/Exp	Prev	Obt	Obt/Exp
PO0.1	950,4	2271,2	402,1	535,0	100,5	133,8	1,33	100,5	93,6	0,93
PO0.2	904,8	6360,8	402,1	385,0	118,3	96,3	0,81	110,5	102,5	0,93
Ensaio	Tensão normal (MPa)				Tensão de arrancamento (MPa)					
	Célula	Def	Prev	Def / Prev	Célula	Def	Prev	Def / Prev	Prev	Def / Prev
PO0.1	665,22	465,59	500,00	0,93	4,09	2,87	3,08	0,93		
PO0.2	478,70	509,80	500,00	1,02	2,90	3,10	3,10	1,00		

Deformação é o valor obtido pela medida dos extensômetros; interno é a medida do extensômetro envolvido com concreto; externo é o extensômetro fora do concreto; carga última é a carga prevista pela formulação do Eurocode; F/barra é a carga última dividida por cada barra; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado; F_{barra} é a força por barra obtida pela deformação; tensão normal e de arrancamento são obtidas pela força da célula de carga, no extensômetro e a prevista.

3.2 Ensaios subsequentes

A Tabela 5 apresenta os resultados de carga e modo de ruptura dos ensaios com falha na solda do conector.

Tabela 1. Cargas e modos de ruptura - Ensaios subsequentes.

Ensaio	Carga (kN)		Modo de ruptura		Ensaio	Carga (kN)		Modo de ruptura	
	Prev _(EC)	Exp	Prev	Exp		Prev _(EC)	Exp	Prev	Exp
PO11.r	402,1	319,0	Bar	SC	PO71.r	480,9	415,5	Anc	SC
PO12.r	402,1	352,2	Bar	SC	PO73.r	480,9	433,8	Anc	SC
PO21	713,4	253,7	Con	SC	PO81.r	475,6	268,8	Con	SC
PO21.r	713,4	438,6	Con	SC	PO91	475,6	379,5	Con	SC
PO23.r	713,4	414,5	Con	SC	PO93	475,6	307,5	Con	SC

Legenda:

SC - ruptura na solda do conector

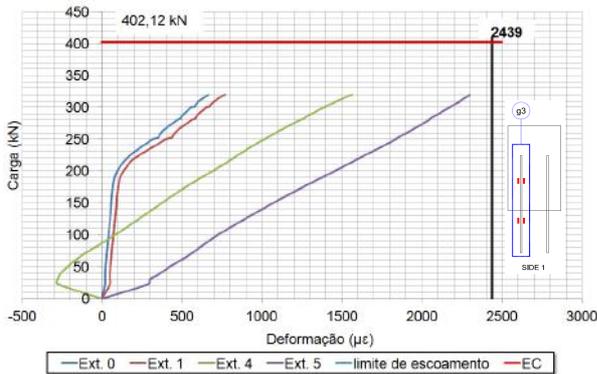
Con - falha a cisalhamento no conector

Bar - ruptura a tração na armadura principal

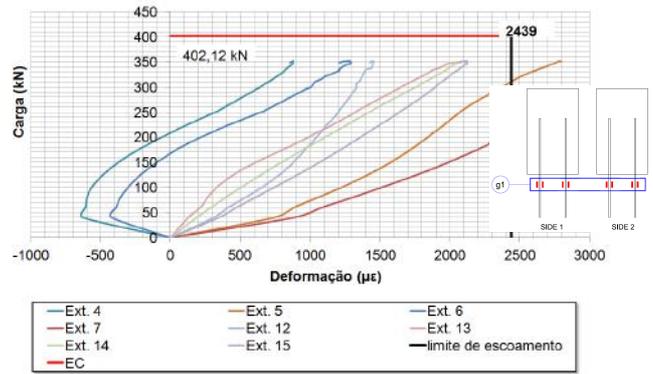
Anc - falha na ancoragem da barra principal

prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado.

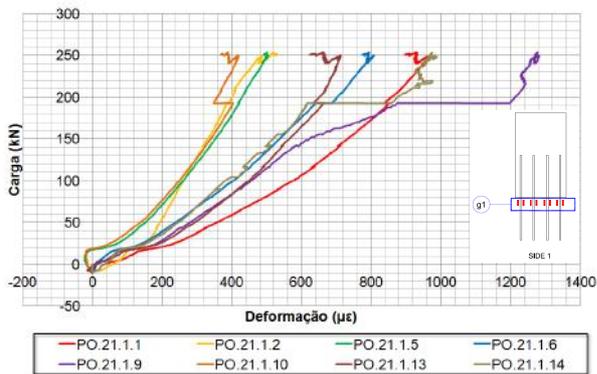
A Figura 12 e a Figura 13 apresentam os gráficos de carga *versus* deformação. Destaca-se que: o colapso do ensaio PO11.r ocorreu com valor de carga de 319 kN (lado 1) - Figura 12 (a) - sendo observado que os extensômetros 0 e 1 alcançaram o início do escoamento no intervalo de 200 e 250 kN, onde ocorre um aumento na deformação com relação ao trecho inicial, indicando que as duas barras da laje 1 receberam esforços similares entre si.



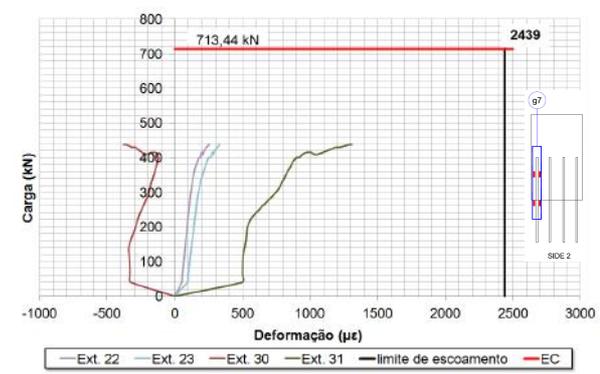
(a) PO11.r - g3



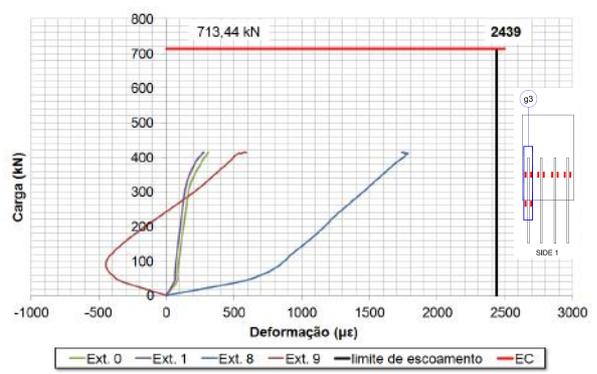
(b) PO12.r - g1



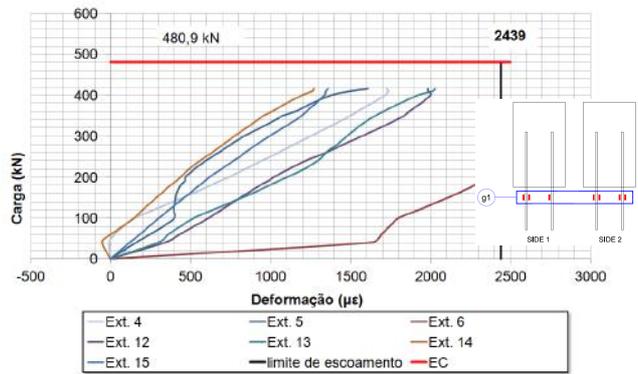
(c) PO21 - g1, lado 1



(d) PO21.r - g7



(e) PO23.r - g3



(f) PO71.r - g1

Figura 12. Gráficos carga *versus* deformação - PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r, PO23.r e PO71.r.

O colapso do ensaio PO12.r foi alcançado na carga de 352,2 kN (lado 2), (Figura 12 (b)). O extensômetro 7 indica o escoamento da barra de armadura em uma carga menor que a carga última alcançada, indicando uma possível perda de resistência.

O ensaio PO21 teve seu colapso com uma carga de 253,7 kN (Figura 11 (a) e Figura 12 (c)), onde a laje de concreto, conectores de cisalhamento e perfil metálico são ilustrados. Essa figura também mostra a falta de aderência entre o concreto e os elementos de aço que leva a ruptura da solda do conector, fato inicialmente não previsto.

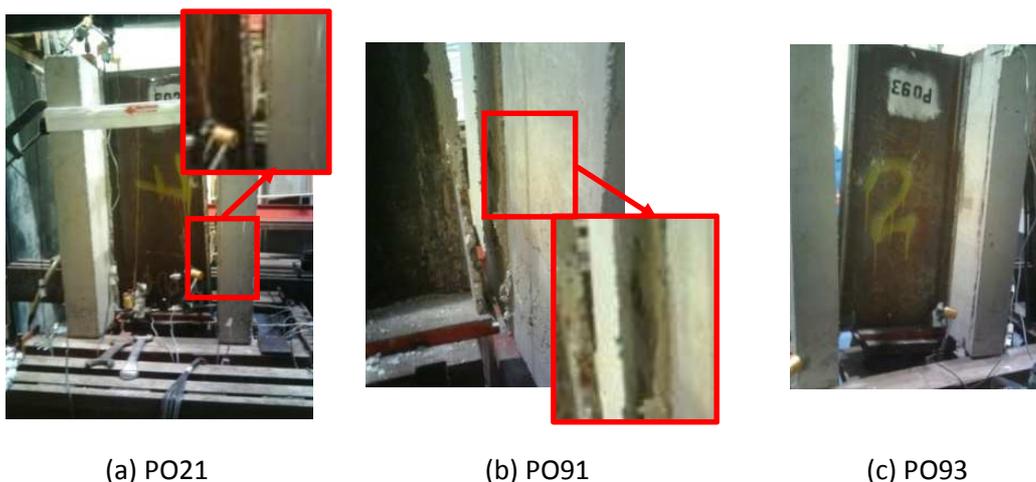


Figura 11. Evolução dos ensaios e a ruptura final da solda.

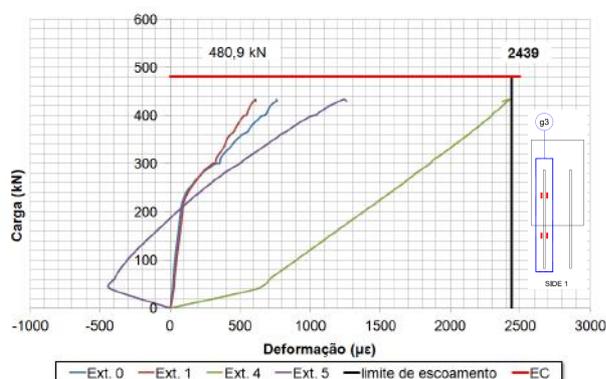
O colapso do ensaio PO21.r - Figura 12 (d) - e PO23.r - Figura 12 (e) - ocorreram com uma carga igual a 438,6 kN (lado 1) e 414,5 kN (lado 2), respectivamente.

O ensaio PO71.r teve a ruptura com carga igual a 415 kN (lado 2). O extensômetro 6 pertencente ao grupo g1 ultrapassou o limite de escoamento antes do final do teste, o que indica que os valores de carga naquela região eram superiores, devido a proximidade a barra da armadura e da solda do conector de cisalhamento - Figura 12 (f).

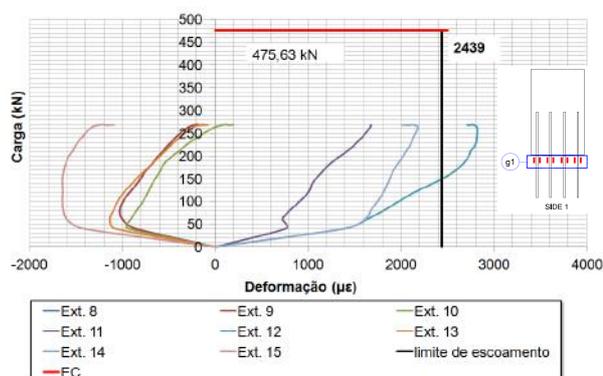
O ensaio PO73.r atingiu o colapso com carga igual a 435 kN (lado 2). Nota-se no grupo de extensômetros g3 que o extensômetro 4 praticamente atingiu o limite de escoamento antes de ocorrer a ruptura da solda dos conectores de cisalhamento, e que é possível ver a formação do patamar de escoamento nos extensômetros 0 e 1 - Figura 13 (a).

O ensaio PO81.r teve a ruptura com carga igual a 268,8 kN (lado 1). Nota-se no grupo de extensômetros g1 que antes de ocorrer a ruptura da solda dos conectores alguns extensômetros (12) já haviam ultrapassado o limite de ruptura - Figura 13 (b) - e que no lado 1 os extensômetros 8 e 9 não apresentaram deformações significativas ao longo do seu trajeto, sendo interpretado que somente a solda do conector de cisalhamento deformou-se consideravelmente.

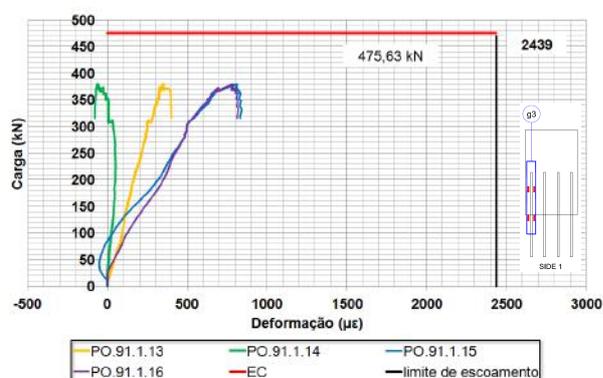
Os ensaios PO91 e PO93 chegaram ao colapso com uma carga de 379,5 kN e 307,5 kN, respectivamente. A Figura 11(b) e a Figura 11(c) mostram a falta de aderência entre o concreto e os elementos de aço para os ensaios PO91 e PO93. Observa-se também que o conector não foi capaz de manter a ligação entre o concreto e os elementos de aço, ocorrendo o rompimento da solda do conector, fato inicialmente não previsto. Observa-se no grupo de extensômetros g3 do PO91 que os valores obtidos para a deformação permaneceram baixo - Figura 13 (c) - mesmo fato observado para o grupo g1 do ensaio PO93 - Figura 13 (d).



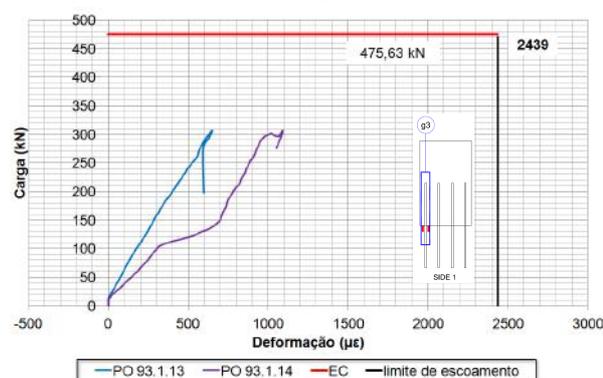
(a) PO73.r - g3



(b) PO81.r - g1, lado 1



(c) PO91 - g3



(d) PO93 - g3

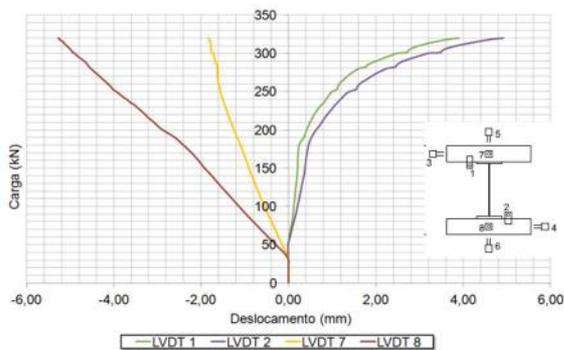
Figura 13. Gráficos carga versus deformação - PO73.r, PO81.r, PO91 e PO93.

As curvas carga versus deslocamento dos ensaios são apresentados na Figura 14. Nos ensaios PO21.r - Figura 17 (b)- e PO11.r - Figura 17 (a) - o desalinhamento da estrutura ocorreu possivelmente devido ao recebimento de maior carga em um lado da laje de concreto, fato confirmado pela diferença de valores obtidos entre os LVDTs 7 e 8. No ensaio PO23.r o comportamento do LVDT2 evidencia a ruptura do conector devido a ruptura da solda através do menor aumento de carga - Figura 17 (c). Para o ensaio PO71.r a diferença de comportamento para os pares de transdutores 3 e 4, 5 e 6, pode ter ocorrido devido a uma carga desbalanceada observada nas lajes de concreto - Figura 17 (d).

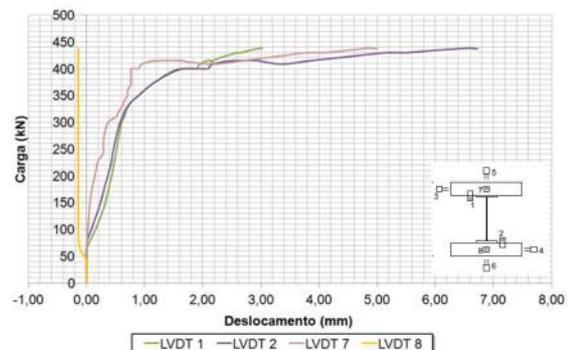
Para os ensaios subsequentes pode-se citar como pontos relevantes:

- Comparando a carga última obtida pela célula de carga principal com o valor previsto para cada ensaio observou-se as seguintes diferenças: 79%, 88%, 64%, 61% e 58% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21; PO21.r e PO23.r; 81% e 84% para os ensaios PO71.r e PO73.r, 57%, 80% e 65% para os ensaios PO81.r; PO91 e PO.93.
- Quando uma comparação similar é feita entre a carga última estimada por barra calculado pelas deformações e os valores de projeto de cada teste as seguintes diferenças podem ser observadas: 79%, 87%, 166%, 47% e 151% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21; PO21.r, PO23.r; 100% para PO71.r e PO91; 75%, 65% e 36% para os ensaios PO73.r; PO81.r e PO93.

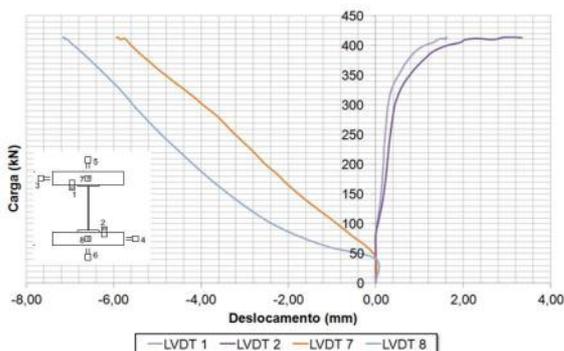
- Comparando os valores de tensão normal prevista e obtidos nas barras em cada teste foram observadas as seguintes diferenças: 79%, 87%, 34%, 47% e 151% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r, PO23.r; 100% para PO71.r e PO91; 75%, 65% e 36% para os ensaios PO73.r, PO81.r e PO93.
- As diferenças na comparação da tensão de arrancamento obtida a prevista foram: 79%, 73%, 60%, 83% e 90% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r e PO23.r; 123%, 85% e 110% para os ensaios PO71.r, PO73.r e PO81.r; 171% e 60% para PO91 e PO93.
- Analisando as forças aplicadas em cada laje de concreto observa-se que: os ensaios PO12.r e PO21 apresentaram (50% e 17%) maiores deformações no lado 2; os ensaios PO71.r, PO81.r, PO91 e PO93 apresentaram (30%, 10%, 20% e 10%) maiores deformações no lado 1; os ensaios PO23.r e PO81.r apresentaram barras (1, 4 e 6 ; 3 e 6) significativamente mais carregadas que as demais.



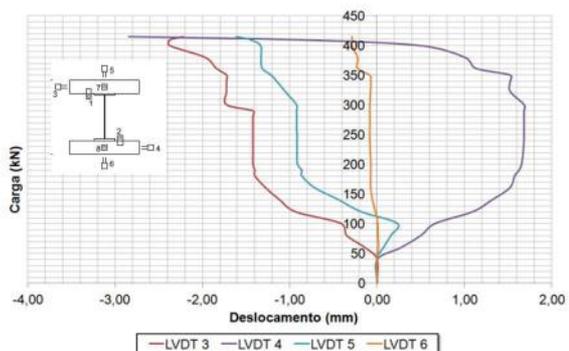
(a) PO11.r - LVDTs 1,2,7e 8



(b) PO21.r - LVDTs 1,2,7e 8



(c) PO23.r - LVDTs 1,2,7e 8



(d) PO71.r - LVDTs 3,4,5 e 6

Figura 14. Gráficos carga *versus* deslocamento - PO11.r, PO21.r, PO23.r e PO71.r.

As forças de cada ensaio foram avaliadas - Tabela 6 – confirmado-se valores inferiores ao esperados para esse conjunto de ensaios. Isto ocorreu porque os elementos não atingiram seus limites de escoamento, já que os ensaios foram interrompidos antes, devido a ruptura da solda dos conectores.

Tabela 6. Cargas últimas para os ensaios que apresentaram falha da solda dos conectores.

Ensaio	Deformação ($\mu\epsilon$)		Carga última (kN)		Carga (kN)					
	Int.	Ext.	Prev _(EC)	Exp	F/ barra			F _{barra}		
					Prev _(EC)	Exp	Exp/prev	Prev _(EC)	Exp	Exp/prev
PO11.r	764,5	1930,0	402,1	319,0	100,53	79,75	0,79	100,53	79,55	0,79
PO12.r	865,0	2112,0	402,1	352,2	100,53	88,05	0,88	100,53	87,05	0,87
PO21	220,0	833,5	713,4	253,7	89,18	31,71	0,36	157,08	53,68	0,34
PO21.r	471,0	1143,5	713,4	438,6	89,18	54,83	0,61	157,08	73,64	0,47
PO23.r	488,0	1244,5	713,4	414,5	89,18	51,81	0,58	157,08	80,15	0,51
PO71.r	809,0	4284,0	480,9	415,5	128,98	103,88	0,81	157,08	158,00	1,01
PO73.r	758,5	1834,0	480,9	433,8	128,98	108,45	0,84	157,08	118,11	0,75
PO81.r	1133,0	1586,0	475,6	268,8	59,45	33,60	0,57	100,53	65,37	0,65
PO91	328,0	3610,0	475,6	379,5	59,45	47,44	0,80	100,53	101,50	1,01
PO93	369,0	869,5	475,6	307,5	59,45	38,44	0,65	100,53	35,84	0,36

Deformação é o valor obtido pela medida dos extensômetros; int. é a medida do extensômetro envolvido com concreto; ext. é o extensômetro fora do concreto; carga última é a carga prevista pela formulação do Eurocode; F/barra é a carga última dividida por cada barra; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado; F_{barra} é a força por barra obtida pela deformação.

Para os ensaios PO71.r e PO91 os valores foram próximos aos previstos, indicando que se não houvesse a ruptura da solda, os resultados finais não seriam tão superiores aos obtidos. Analisando os valores para tensão de arrancamento, observa-se que os valores obtidos encontram-se em um intervalo entre 1,43 e 5,59 MPa. A Tabela 7 apresenta os valores obtidos das tensões nas barras comparada valores de projeto esperados.

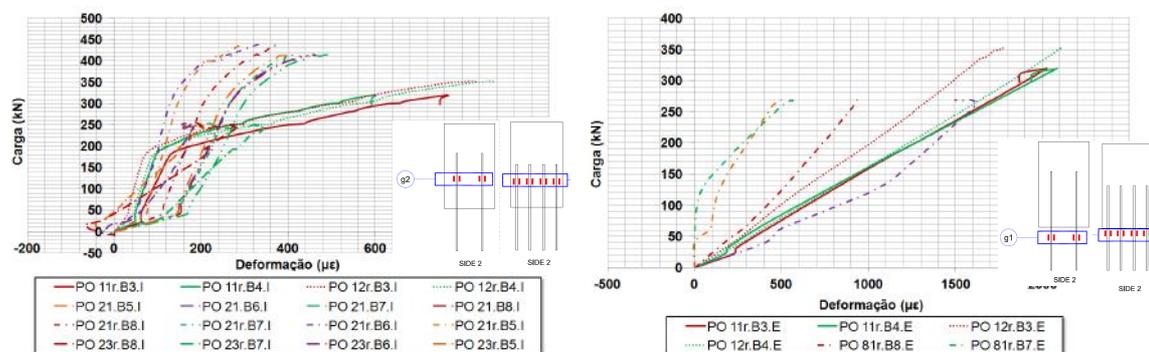
Tabela 7. Tensões últimas para os ensaios que apresentaram falha da solda dos conectores.

Ensaio	Tensão normal (MPa)				Tensão de arrancamento (MPa)			
	Célula	Def	Prev	Def / prev	Célula	Def	Prev	Def / prev
PO11.r	396,64	395,65	500,00	0,79	2,44	2,43	3,08	0,79
PO12.r	437,92	432,65	500,00	0,87	2,69	2,24	3,08	0,73
PO21	100,94	170,87	500,00	0,34	1,01	1,71	2,84	0,60
PO21.r	174,51	234,42	500,00	0,47	1,75	2,34	2,84	0,83
PO23.r	164,92	255,12	500,00	0,51	1,65	2,55	2,84	0,90
PO71.r	330,64	502,93	500,00	1,01	3,67	5,59	4,56	1,23
PO73.r	345,21	375,97	500,00	0,75	3,84	3,87	4,56	0,85
PO81.r	167,11	325,13	500,00	0,65	2,23	4,34	3,94	1,10
PO91	235,93	504,82	500,00	1,01	1,89	4,04	2,37	1,71
PO93	191,17	178,25	500,00	0,36	1,53	1,43	2,37	0,60

prev é o valor previsto; tensão normal e de arrancamento são obtidas pela força da célula de carga, no extensômetro e a prevista.

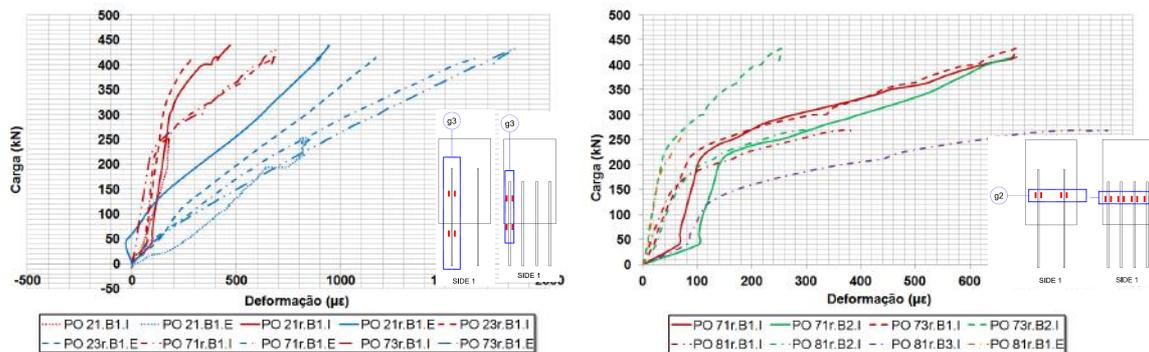
Comparações entre os ensaios apresentados foram feitas para analisar a influência das componentes na resposta global da estrutura do *pull out*. Os gráficos seguintes são apresentados em termos de valores médios de deformação obtidas para cada par de extensômetros, onde a letra r após a numeração do *pull out* representa as séries S2010. Um código foi usado para identificar o número individual dos extensômetros, o grupo do ensaio onde se encontra, associado ao número da barra de armadura e posição do extensômetros (dentro ou fora do concreto).

A comparação entre os grupos PO1X e PO2X, através da curva do grupo g2, Figura 15 (a), foi feita para analisar a influência da componente comprimento de armadura. Pelas curvas é possível notar que o escoamento do aço da armadura principal para o grupo PO1X inicia-se antes que do grupo PO2X, indicando que a transmissão de forças da laje de concreto para as barras é alterada de acordo com o comprimento de ancoragem (650 mm em PO1X e 500 mm em PO2X).



(a) PO1X e PO2X, g2, lado 2

(b) PO1X e PO8X, g1, lado 2



(c) PO2X e PO7X, g3

(d) PO7X e PO8X, g2, lado 1

Figura 15. Comparação carga *versus* deformação (PO1X e PO2X, PO1X e PO8X, PO2X e PO7X, PO7X e PO8X).

A comparação entre os ensaios PO1X e PO8X, Figura 15 (b), através do grupo g1, também analisa a componente da barra de armadura. Dessa comparação é observado que os valores do grupo PO8X são superiores ao da PO1X, indicando que o maior número de barras no ensaio aumenta a carga última do *pull out*, fato que também pode ser influenciado pela menor distância entre os conectores de cisalhamento. Uma comparação entre os grupos PO7X e PO8X, pela curva do grupo g2, Figura 15 (d), foi também avaliada para este componente. Os

resultados indicam que a curva PO8X inicia o escoamento com valores inferiores ao do PO7X, indicando que o comprimento de ancoragem do grupo PO8X pode ter influenciado neste valor inferior.

A comparação entre os ensaios dos grupos PO2X e PO7X permite avaliar o diâmetro das barras e a quantidade de conectores. Na Figura 15 (c) verifica-se que devido ao maior diâmetro da barra da armadura principal os valores de deformações foram superiores ao do ensaio PO7X, também podendo ser influenciado pela quantidade de conectores.

3.3 Ensaios de cisalhamento direto nos conectores

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para diversas pernas de solda são apresentadas na Tabela 8. Observa-se que para todos os casos os valores obtidos foram superiores aos previstos, exceto para S8.2. Isto ocorreu devido ao escorregamento do sistema e posterior rompimento do conector, que estava apenas apoiado sobre uma das placas fixadas na chapa de aplicação de carga. Para cada série foram observadas cargas obtidas maiores para os ensaios realizados com o fechamento pelas duas placas, exemplificado pela comparação entre S5.1 e S5.2, sem e com confinamento, respectivamente. Na Figura 16 são apresentados exemplos dos modos de ruptura obtidas, sendo S8.1 e S10.4 devido a falha do conector e S5.1, a falha da solda.



Figura 16. Exemplos de resultados dos ensaios de cisalhamento direto para diferentes pernas de solda.

Comparando o valor experimental ao teórico, Tabela 8, observa-se que os valores alcançados para as pernas de solda de 5, 8 e 10 mm foram superiores 73%, 17% e 7%, respectivamente, mesmo considerando os valores distintos nas séries, como o caso do S8.2 e S5.1. Quanto ao tipo de ruptura, as séries S8.X e S10.X tiveram a falha devido ao conector, contrário ao modo de falha esperado, indicando a possibilidade de se considerar valores superiores de resistência. O mesmo modo de falha foi obtido para os ensaios S5.X, o S5.2 e S5.4, também diferente do previsto. Uma inspeção no S5.2 indica que a perna de solda estava levemente superior aos demais, o que pode ter ajudado na mudança do tipo de colapso.

Com os resultados obtidos nestes ensaios foi possível verificar que a execução das soldas com as pernas estudadas, suportariam as cargas máximas dos ensaios de *pull out*. Os resultados obtidos nos ensaios com perna de solda de 8 mm, próximos aos resultados teóricos, reforçam tal afirmação.

Em seguida, foram realizados ensaios dos conectores ao cisalhamento correspondentes aos ensaios das séries S2014. A Figura17 apresenta exemplos das rupturas obtidas para os ensaios. O PO22.P2 e o PO12.P2 foram associados a ruptura devido ao conector, e o ensaio PO11.P3 com rompimento na solda do conector, observada através da falta de aderência ao perfil base.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 8. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto da solda dos conectores.

Ensaio	F _{exp} (kN)	Falha	Falha Prevista		F _{med} (kN)	τ _{exp} (MPa)	δ _{exp} (mm)	
			NBR	EC4				
S5.1	52,78	Solda	Solda	Conector	79,09	371,95	20,10	
S5.2	99,16	Conector						
S5.3	77,89	Solda						
S5.4	86,54	Conector						
S8.1	91,44	Conector	Solda	Solda	85,70	403,21	21,78	
S8.2	52,20	Conector						
S8.3	117,24	Conector						
S8.4	81,92	Conector						
S10.1	94,18	Conector	Solda	Solda	98,27	462,13	24,98	
S10.2	103,66	Conector						
S10.3	107,85	Conector						
S10.4	87,39	Conector						
Ensaio	F _{prev} (kN)		F _{med} / F _{prev}		τ _{exp} / τ _{prev}		δ _{exp} / δ _{prev}	
	NBR	EC4	NBR	EC4	NBR	EC4	NBR	EC4
S5X	45,76	62,09	1,73	1,27	1,73	1,27	1,73	1,27
S8X	73,22	75,31	1,17	1,14	1,17	1,14	1,17	1,14
S10X	91,53	75,31	1,07	1,30	1,07	1,30	1,07	1,30

F_{exp} é o valor de ruptura obtido no teste; NBR são os valores obtidos pela NBR 8800 e EC pelo Eurocode; F_{med} é o valor médio para o grupo de testes com perna de solda similares; τ_{exp} e δ_{exp} é a tensão de cisalhamento e deslocamento obtidos para a força média; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado.



Ensaio PO22.P2



Ensaio PO11.P3



Ensaio PO12.P2

Figura 17. Falhas típicas dos ensaios, séries S2014.

Na Tabela 9 são apresentados os resultados obtidos e a comparação com perna de solda de 10 mm (solda com dois passes). A partir dos resultados obtidos em cada conector e a média por ensaio com a comparação entre os valores observe-se que a falha prevista foi alcançada bem como as tensões de cisalhante última e deslocamentos. Nos ensaios PO11, os valores

foram superiores em 9% aos previstos. Somente o ensaio PO11.P1 apresentou valor inferior de carga que o previsto para a solda de 10 mm. Nos ensaios PO.12, os valores obtidos foram 66% do valor esperado, não tendo atingido a carga mínima prevista para a resistência do conjunto solda / conector. Já nos ensaios PO22, os valores obtidos foram 43% superiores aos valores previstos.

Tabela 9. Resultados para os ensaios de cisalhamento direto nas soldas dos conectores - séries S2014.

Ensaio	F_{exp} (kN)	Falha	Falha prevista (NBR8800)	F_{med} (kN)	$F_{prev(NBR)}$ (kN)	$\frac{F_{med}}{F_{prev}}$	τ_{exp} (MPa)	δ_{exp} (mm)
PO11.P1	99,20	Conector	Solda	80,02	73,22	1,09	376,29	20,34
PO11.P2	62,66	Conector						
PO11.P3	80,70	Solda						
PO11.P4	77,51	Solda						
PO12.P1	40,15	Solda	Solda	48,40	73,22	0,66	277,61	12,30
PO12.P2	68,32	Conector						
PO12.P3	48,16	Solda						
PO12.P4	36,96	Solda						
PO22.P1	98,29	Solda	Solda	104,92	73,22	1,43	493,40	26,67
PO22.P2	111,68	Conector						
PO22.P3	116,64	Conector						
PO22.P4	93,07	Solda						

F_{exp} é o valor de ruptura obtido no teste; NBR é o valor obtido pela NBR 8800; F_{med} é o valor médio para o grupo de testes com perna de solda similares; τ_{exp} e δ_{exp} é a tensão de cisalhamento e deslocamentos obtidos por meio da força média; F_{pred} é o valor previsto.

Através da comparação com os resultados obtidos com as pernas de solda pré-determinadas, foi realizada a previsão das pernas das soldas efetivas nestes ensaios, considerando a força máxima média, Tabela 10. Pode-se observar que as médias das soldas por perfil atingiram valores inferiores, em sua maioria, a perna de solda de 8 mm e 10 mm.

Observa-se também que os valores obtidos pela curva experimental são superiores ao obtido pela equação de projeto, exceto para o ensaio PO12. O ensaio PO11 não atingiu a perna de 8 mm em nenhuma das duas comparações e para PO12, quando comparado as pernas de solda conhecidas também não alcançou o valor previsto.

A Tabela 11 apresenta a comparação entre os valores previstos para os ensaios e os que seriam alcançados caso considerasse a parcela do conector. Pode-se confirmar que, se esses ensaios fossem realizados considerando a parcela do conector, ou seja, em sua forma de execução total, não seria possível alcançar os valores previstos de carga para cada um dos modelos estudados.

Tabela 10. Comparação dos resultados das previsões das pernas da solda.

Ensaio	Ensaio Conectores (ec)			Ensaio <i>pull out</i> (ep)			e_p e_c
	t_{eq} (mm)	t_{curva} (mm)	$\frac{t_{curva}}{t_{eq}}$	t_{eq} (mm)	t_{curva} (mm)	$\frac{t_{curva}}{t_{eq}}$	
PO11 ⁽¹⁾	5,46	7,17	1,31	5,6	7,6	1,36	1,06
PO12	3,08	2,60	0,84	6,8	12,0	1,76	4,61
PO22	6,68	10,85	1,62	9,0	13,0	1,44	1,20

(1) Excluído o valor de PO11.P2, por ter sido muito diferente dos demais valores encontrados.

t_{eq} é o valor da perna de solda experimental através da equação; t_{curva} é o valor da perna da solda através da comparação com os ensaios de pernas pré-determinadas pelos ensaios de cisalhamento direto dos conectores; e_c é o valor obtido para os testes dos conectores e e_p é o valor obtido nos testes dos conectores aproveitados dos *pull out*.

Tabela 11. Comparação aos valores previstos para os ensaios nas soldas.

Ensaio	$F_{prev(EC)}$ (kN)	F_{med} (kN)	n° conectores	F_{total} (kN)	$\frac{F_{total}}{F_{prev}}$
PO11	402,1	80,02	4	320,08	79,6%
PO12	402,1	48,40	4	193,60	48,1%
PO22	713,4	104,92	6	629,52	88,2%

F_{total} é o valor médio multiplicado pelo número de conectores; EC são os valores relacionados ao Eurocode; F_{med} é o valor médio dos grupos de ensaios com pernas de solda similares; F_{prev} é o valor previsto.

A Tabela 12 apresenta a previsão da perna de solda para os ensaios com ruptura devido a falha dos conectores, avaliando as equações de projeto ou as pernas de solda pré-determinadas, indica-se que as pernas da solda foram inferiores, o que confirma a ruptura ocorrida no conector de cisalhamento.

Tabela 12. Estudo da perna da solda dos conectores de cisalhamento (mm).

Ensaio	$t_{the(EC)}^{(2)}$		$t_{exp}^{(2)}$		$t_{exp}^{(3)}$		
	prev	exp	prev	exp	prev	exp	exp / prev
PO11.r	8,1	6,4	6,4	5,0	11,0	5,6	0,51
PO12.r	8,1	7,1	6,4	6,1	11,0	9,9	0,90
PO21	9,6	3,4	7,3	2,7	12,0	- ⁽¹⁾	- ⁽¹⁾
PO21.r	9,6	5,9	7,3	4,6	12,0	3,8	0,32
PO23.r	9,6	5,6	7,3	4,4	12,0	2,6	0,22
PO71.r	6,9	5,6	5,4	4,4	7,2	2,8	0,39
PO73.r	6,9	5,8	5,4	4,6	7,2	3,8	0,53
PO81.r	9,6	5,4	7,3	4,4	12,0	2,4	0,20
PO91	9,6	7,6	7,3	6,0	12,0	9,6	0,80
PO93	9,6	6,2	7,3	5,0	12,0	5,0	0,42

EC são os valores relacionados ao Eurocode; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental obtido; (1) t_{the} é o valor teórico da perna de solda, obtido muito inferior aos previstos nos ensaios com perna de solda conhecido, levando a valor negativo e, por isto, descartado; (2) calculado pela perna teórica através da norma; (3) calculado através da comparação com os ensaios de perna de solda pré-determinadas.

4 CONCLUSÕES

A realização de testes preliminares por Ramires [11] auxiliou a melhor avaliação, calibração e entendimento dos mecanismos de transmissão associados aos testes de *pull out*, permitindo ajustes antes dos ensaios subsequentes. Uma destas melhorias foi feita nas séries S2014 com a incorporação de medidores adicionais de carga permitindo verificar possíveis desequilíbrios com a criação de medidas redundantes.

As comparações entre os ensaios permitiram analisar as cinco variáveis estudadas: quantidade e diâmetro das barras, quantidade e espaçamentos dos conectores, e comprimento de ancoragem das barras.

Observou-se que as cargas últimas experimentais foram abaixo dos valores previstos, fato que pode ser atribuído à transmissão desigual das forças sobre as lajes e a falha da solda dos conectores. Se uma das lajes é sobrecarregada pode levar ao colapso prematuro de algum elemento. Foi desenvolvido um modelo de ensaio para a análise da solda que serviu de base para verificação das pernas das soldas dos conectores presentes nos ensaios subsequentes. Percebeu-se que para alguns casos, as pernas de solda encontradas não seriam suficientes para resistir a carga prevista. Outra análise realizada considerou a tensão de arrancamento nas barras de armadura no concreto onde foram verificados valores próximos para o conjunto estudado.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Uma análise adicional foi feita nos ensaios subsequentes para comparação dos valores do ensaios de cisalhamento direto com perna de solda pré-determinadas, avaliando os valores esperados e os resultados obtidos nos conectores dos ensaios subsequentes. Essa comparação confirmou que a resistência da perna da solda dos conectores não seria capaz de resistir as magnitudes de força última previstas nos ensaios de *pull out* e certamente terminariam prematuramente, antes de alcançar os valores esperados de carga última.

Fazendo uma comparação entre os resultados obtidos para cada modo de ruptura e sua área de arrancamento, pode-se observar que com o aumento da área, os valores de carga também aumentam.

No teste preliminar PO0.1, obteve-se sucesso na determinação do modo de colapso da barra de armadura, e o valor de ruptura foi maior que o previsto. O teste preliminar PO0.2 não obteve o mesmo sucesso na determinação do modo de colapso, porém, tal fato já havia sido analisado no PO0.1, que já apresentava esta tendência, devido à maior resistência nas barras de armadura. Dessa observação, pode-se considerar que a resistência do conector de cisalhamento não foi alterada pela região de momentos negativos, onde laje de concreto foi substancialmente fissurada.

Para o PO.12.r, a carga última sobre cada conector foi na ordem de 96 kN, tendo sido previsto 128 kN. Já para o teste preliminar PO0.1 observa-se a carga última sobre a barra da armadura principal em torno de 132 kN, sendo esperado 100,5 kN. Pode-se concluir então que a barra do teste preliminar PO0.1 resistiu acima do esperado, diferente do conector do ensaio PO12.r, o que reforça a indicação da falha da solda do conector.

Percebe-se, pelo conjunto de ensaios desenvolvidos, a necessidade de evolução dos testes propostos, aumentando o número de ensaios a serem estudadas, uma vez que os resultados teóricos apresentaram valores diferentes do experimental. O estudo do confinamento do concreto também se faz necessário. A análise de ensaios em escala real para analisar um maior número de componentes da ligação poderá ser uma consequência desses ensaios, o que permitiria analisar a ligação completa e suas variáveis. O desenvolvimento de modelos menores, que estudem as componentes individualizadas, como realizado para os conectores, permitirá uma melhor análise do conjunto, uma vez que são conhecidos os parâmetros individuais.

Por fim, sugere-se desenvolver um modelo de elementos finitos a ser refinado pelos ensaios, de forma a permitir um maior número de variáveis a serem consideradas na análise.

Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem a CAPES, ao CNPq e a FAPERJ pelo apoio financeiro ao programa de pesquisa. Agradecimentos também ao Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, pelo suporte aos ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS

- 1 European Standard (EN 1993-1-8). Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints. Brussels: European Committee for Standardization, 2000.
- 2 European Standard (EN 1994-1-1). Eurocode 4: Design composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 3 Piluso, V., Rizzano, G., Tolone, I. An advanced mechanical model for composite connections under hogging/ sagging moments. *J Constr Steel Res* 2012; 72: 35-50.
- 4 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Testing of steel–concrete composite connections and appraisal of results. *J Constr Steel Res* 2000; 56:117–50.
- 5 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Composite joints subject to reversal of loading—Part 1: experimental study. *J. Construct. Steel Res.* 2003; 60; 221-246.
- 6 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Composite joints subject to reversal of loading—Part 2: analytical assessment. *J Constr Steel Res* 2003; 60; 247-268.
- 7 Kattner, M., Crisinel, M. Finite element modelling of semi-rigid composite joints. *Comput Struct* 2000;78:341–53.
- 8 Braconi, A., Salvatore, W., Tremblay, R., Bursi, O.S. Behaviour and modelling of partial strength beam-to-column composite joints for seismic applications. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2007;36(1):142–61.
- 9 da Silva, L.S., Simões, R.D., Cruz, P.J.S. Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading. *Engineering structures Elsevier Science*; 2001; 23; 1383-1409.
- 10 Pisarek, Z. Mechanical Model of Steel-concrete Composite Joint under Sagging Bending Moment. *SSP - Journal of Civil Engineering Vol. 7 – 33-42, Issue 1, 2012.*
- 11 Ramires, F. B., *Contribuição das Componentes Mistas em Ligações Semi-rígidas. Tese (Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.*
- 12 Ramires, F. B., Andrade, S. A. L. de, Vellasco, P. C. G. da S. Avaliação da Contribuição da Armadura em Ligações Semi-rígidas Mistas In: *Cilamce 2005 Iberian Latin American Congresson Computation Methods in Engineering, 2005, Guarapari. p.1 - 8.*
- 13 Ramires, F. B., Andrade, S. A. L. de, Vellasco, P. C. G. da S. Experimental Analysis of Composite Semi-Rigid Beam to Colum Joints In: *Eurosteel 2008 - Fifth European Conference on Steel and Composite Structures, 2008, Graz. v.A. p.471 - 476*
- 14 Ramires, F. B., 2004. Avaliação Estrutural de Ligações Semirrígidas em Aço com Placa de Extremidade. *Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.*
- 15 Taguchi, G., *Introduction to quality engineering, 1986.*
- 16 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008, 237p.
- 17 Rodrigues, M. C., *Estudo Teórico-Experimental das Componentes Mistas em Ligações Semirrígidas. Tese (Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.*

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

PERFIS TUBULARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO: COMPARATIVO PRELIMINAR PARA O DIMENSIONAMENTO ENTRE AS NORMAS NBR 8800:2008, NBR 16239:2013 E EUROCODE4:2007

Vanessa da Silva de Azevedo¹
Luciano Rodrigues Ornelas de Lima²
Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco³

Resumo

Por aproximadamente uma década foram desenvolvidas pesquisas relacionadas diretamente ao uso de estruturas metálicas no processo construtivo de maneira mais ampla, onde investigou-se o comportamento das estruturas frente aos esforços solicitantes, os tipos de ligações dos elementos estruturais e finalmente, revisão e implementação das normas técnicas pertinentes ao assunto, de modo complementar às lacunas ainda existentes sobre o mesmo. Dos estudos desenvolvidos neste espaço de tempo, pode-se observar uma evolução significativa no que diz respeito à construção metálica tubular devido ao apelo arquitetônico dos perfis. Também é possível observar o desdobramento da utilização deste tipo de perfil metálico quando se trata da interação aço concreto, quando se utilizam estruturas mistas. Como o sistema misto apresenta vantagens estruturais devido à combinação da capacidade resistente do aço e a robustez do concreto, e uma vez que o estudo sobre colunas mistas tubulares de aço está um pouco mais aprofundado em termos experimentais de utilização de estruturas mistas tubulares sem costura, neste trabalho apresenta-se uma ideia preliminar de comparação analítica entre às normas aplicáveis ao dimensionamento de perfis tubulares circulares, adotando-se perfis com costura. Essa comparação se fará quando da utilização dos mesmos como colunas mistas, a fim de que o desdobramento da pesquisa possa indicar o comportamento deste tipo de perfil.

Palavras-chave: Perfis Tubulares; Estruturas Mistas; Pilares Mistos de Aço e Concreto

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

COMPOSITE TUBULAR SECTIONS OF STEEL AND CONCRETE: PRELIMINARY COMPARISON BETWEEN NORMS NBR 8800: 2008, NBR 16239: 2013 AND EUROCODE 4: 2007

Abstract

For about a decade were developed research related directly to the use of metal structures in the construction process more broadly, where the behavior of the front structures are investigated to internal forces, types of connections of structural members and finally, review and implementation of standards the relevant technical subject in a complementary way to the remaining gaps on it. From the studies made in this time, one can observe a significant evolution with respect to the tubular metal construction due to architectural appeal of the profiles. It is also possible to observe the unfolding of the use of such metal profile when it comes to interact concrete steel, when using composite structures. As the mixed system presents structural advantages due to the combination of resistant steel capacity and strength of concrete, and since the study of tubular composite steel columns are a bit further in experimental terms of use of tubular composite structures seamless, this paper presents a preliminary idea of analytical comparison between the rules applicable to the design of circular hollow sections, adopting sewing with profiles. This comparison will be made when using the same columns as mixed, so that the deployment of the search may indicate the behavior of this type of profile.

Keywords: Tubular sections; Composite Structures; Steel and Concrete Composite Columns.

¹Engenheira Civil, MSc em Engenharia Civil, Doutoranda em Engenharia Civil, PGECIV UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro e Brasil.

² Engenheiro Civil, DSc em Engenharia Civil, Professor, Departamento de Estruturas, PGECIV UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro e Brasil.

³ Engenheiro Civil, PhD em Engenharia Civil, Professor, Departamento de Estruturas, PGECIV UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro e Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Observa-se atualmente o aprofundamento contínuo na pesquisa para utilização de estruturas tubulares de aço no processo construtivo. De forte apelo arquitetônico, os tubos de aço circulares reúnem elegância, versatilidade e características estruturais específicas que fortalecem as condições de vantagem na relação vantagem x desvantagem de seu uso na construção civil.

Amplamente utilizado na construção civil em estruturas espaciais, tais como treliças e grandes coberturas (Figura 1), o tubo de aço circular prossegue sendo explorado também como elemento estrutural de maior capacidade resistente, como colunas, abandonando uma ideia superficial de focar seu uso como elemento estético e possibilitando que o mesmo seja visto como um elemento estrutural de uso prático no processo construtivo.

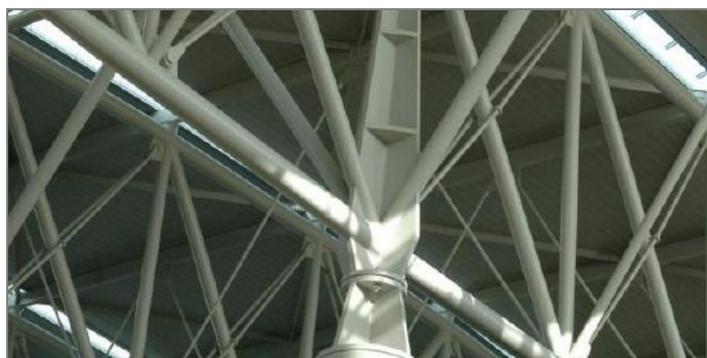


Figura 1: Estrutura espacial.
Fonte: Tetric [1].

Uma forma de se perceber este atributo prático relaciona-se às diversas pesquisas realizadas quanto ao uso de perfis tubulares circulares de aço associados ao concreto, caracterizando-se como estruturas mistas, onde a integração dos dois materiais se complementa e permite que se obtenha um elemento estrutural complexo e de características distintas provenientes de ambos os materiais.

A combinação da capacidade de trabalhar à compressão do concreto e da capacidade de trabalhar à tração do aço conferem ao sistema misto um atrativo ímpar, porém se faz necessário que haja uma interação entre o concreto e o aço para que o sistema funcione de forma efetiva.

1.1 Apresentação do Trabalho

Aprofundando-se na interação entre aço e concreto e concebendo-se sua utilização em um sistema misto (Figura 2), é possível perceber uma estrutura igualmente resistente aos sistemas construtivos convencionais (aço e concreto utilizados isoladamente), no entanto, de peso próprio e volume reduzidos, onde podem ser dispensados o uso de fôrmas e escoramentos, visto que a seção de aço atua como fôrma para o concreto e esta não necessita de escoramento em virtude do processo de cura.

Além destas propriedades se verifica uma melhora no comportamento da estrutura em situações de incêndio e também na resistência à corrosão.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Dentre esses pontos de destaque busca-se ainda na construção civil, desenvolver sistemas construtivos que permitam que o processo se desenvolva de modo que este seja econômico, limpo e sustentável, o que implica em elementos estruturais que possam estar contemplados em um plano de montagem, tal como acontece com elementos de aço e pré-moldados de concreto.

É possível delinear uma síntese mais aprofundada entre estas prerrogativas quando se trata do comportamento de colunas mistas de seção tubular circular quando submetidas à compressão. Analisando inicialmente o comportamento estrutural deste tipo de elemento quando aplicado um esforço axial e detalhando-se as premissas necessárias à interação do conjunto aço/concreto visualiza-se de um modo mais amplo as vantagens da utilização deste sistema.



Figura 2: Pilar misto circular de aço e concreto.

Fonte: De Nardin et al. [2]

1.2 Objetivos

Este estudo tem seu foco voltado para a análise de colunas tubulares mistas como elemento estrutural e dirige suas observações para uma comparação analítica inicial entre as curvas de flambagem apresentadas nas normas brasileiras NBR 8800:2008 – Projeto de Estrutura de Aço e de Estrutura Mista de Aço e Concreto de Edifícios, NBR 16239:2013 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares e Eurocode 4:2004 – Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings.

Atenta-se para o processo de fabricação dos perfis. Perfis de aço formados a quente e os formados a frio, mais comumente conhecidos como tubos sem costura e tubos com costura, identificando as peculiaridades pertencentes às normas que apontem diferenças no processo de fabricação dos perfis quanto ao dimensionamento das colunas mistas.

1.3 Justificativa

Devido às diferenças existentes no processo de fabricação dos perfis tubulares laminados a quente sem costura e dobrados a frio com costura, e devido ao significativo avanço no estudo da utilização dos perfis tubulares laminados à quente como elemento estrutural do sistema misto já estabelecidos, se abordará o uso dos perfis tubulares dobrados a frio como objeto de estudo, a fim de se apontar inicialmente as diferenças essenciais existentes entre os dois tipos de perfis.

Verifica-se que a NBR 8800:2008 [3] não faz menção à diferença existente no processo de fabricação dos perfis tubulares, podendo ser aplicada a qualquer seção tubular, entretanto, a

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

NBR 16239:2013 [4] no item 1.3.b prevê um procedimento específico para o dimensionamento de barras submetidas à força axial de compressão constituídas de perfis tubulares, laminados a quente sem costura ou tratados termicamente para alívio de tensões com ou sem costura.

O tratamento térmico para alívio de tensões, que tem como objetivo obter condições metalúrgicas equivalentes às dos tubos laminados a quente, pode ser feito aquecendo-se os tubos a uma temperatura igual ou superior a 450 °C, com posterior resfriamento ao ar livre, conforme a norma CSA G40.20-04 (General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel).

Desta forma, garantindo-se que haja o tratamento térmico adequado tal como regem as diretrizes normativas, há o precedente de que se utilizem os perfis laminados à frio com costura, não excluindo seu uso como elemento estrutural misto.

Percebe-se ainda que o Eurocode 3:2003 - Design of Steel Structures – Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings:2003 [5] trata os perfis de seção tubular formados à quente e formados à frio de maneira diferente, estabelecendo para estas curvas de flambagem diferentes, ou seja, adota critério onde há uma curva de flambagem para cada tipo de formação de perfil, seja à quente, seja à frio. Já o EC-4:2004 [6] trata as seções mistas de acordo com o modo de interação entre os materiais (aço e concreto), estabelecendo as curvas de flambagem para as seções mistas tais como as seções transversais de aço totalmente revestidas de concreto, as seções transversais de aço parcialmente revestidas de concreto, as seções transversais de aço preenchidas de concreto e algumas variações de seção compostas com perfil I.

1.4 Revisão da literatura

Instintivamente, uma das primeiras impressões sobre a escolha do uso do perfil tubular de aço em estruturas mistas se apoia sobre sua geometria. Em termos de praticidade e semelhança aos elementos estruturais de concreto armado aponta-se na utilização de perfis tubulares quadrados e retangulares, uma vez que se projeta um comparativo de modo visual com a maioria das estruturas encontradas no cotidiano.

No entanto, aprofundando-se no comportamento estrutural mediante às solicitações de carregamento externo e observando as características mecânicas de ambos os materiais (aço e concreto), percebe-se que a resposta do elemento estrutural às solicitações de carregamento também depende da geometria do mesmo, o que amplia a visão inicial para perfis tubulares de formato circular.

Corroborar-se esta ideia pois, ao se incorporar o aspecto geométrico na determinação da escolha do perfil tubular entende-se que a seção circular é a única seção que mantém simetria em qualquer direção que passe pelo seu centro de gravidade, mantendo a simetria em relação a qualquer posição em que se encontrem os eixos coordenados de referência, ou seja, uma simetria radial.

Além desta propriedade geométrica, a seção circular coincide seu centro de gravidade com seu centro de cisalhamento e devido à sua simetria radial, quando submetida a um esforço de compressão em seu centro geométrico perpendicular à sua seção, as tensões geradas são distribuídas de modo equivalente, não ocorrendo assimetria na distribuição ou ocorrência de direções preferenciais de flambagem.

Ainda que um perfil tubular de seção quadrada coincida seu centro de gravidade com seu centro de cisalhamento e tenha simetria em relação aos seus eixos coordenados, o mesmo não apresenta simetria radial, o que gera uma desvantagem de seu uso em relação ao perfil tubular de seção circular.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Estabelecidas as características geométricas da seção de aço da coluna, para que se garanta que esta seja classificada como um sistema misto é necessário que haja a interação entre ambos os materiais, aço e concreto. De acordo com Cardoso, Caldas et al [7], essa interação é obtida por meio do atrito, da aderência ou por meios mecânicos, onde a interação por meios mecânicos é feita por mecanismos de transferência de carga que podem vir a ser mochas, ressalto, conectores de cisalhamento entre outros.

1.4.1 Confinamento do concreto

Outro aspecto importante na utilização de perfis tubulares de aço em estruturas mistas de aço e concreto é o confinamento do concreto. Simões [8] acredita que o confinamento é um dos fatores em que deve haver grande importância no conhecimento e forma como o mesmo ocorre, pois se atribui ao confinamento a principal responsabilidade pelo aumento da capacidade resistente das colunas mistas, quando comparado com a soma das capacidades resistentes dos elementos que a compõem.

Para Chaves [9], por meio do modo experimental, já havia sido possível perceber esta característica quando este expõe que o fenômeno do confinamento do concreto em colunas mistas está relacionado à expansão dos materiais que compõem a coluna mista devido ao aço e o concreto apresentarem coeficientes de Poisson diferentes.

Chaves [9] explica sucintamente que em um carregamento moderado o aço expandirá mais que o concreto por apresentar um coeficiente de Poisson mais elevado, no entanto, para um carregamento maior o concreto se expandirá mais que o perfil de aço devido à fissuração do concreto, tornando o coeficiente de Poisson do concreto aparentemente maior que o do aço. A expansão relativa do núcleo de concreto é controlada pelo perfil tubular de aço, causando o confinamento e este surge, com efeito, apenas depois que o concreto começa a fissurar internamente, para deformações acima de 1%.

Colunas mistas também tem seu comportamento influenciado pela esbelteza. Segundo Oliveira & El Debs [10] a relação entre comprimento (L) e diâmetro externo (D) do pilar misto preenchido com concreto é uma característica que influencia tanto no confinamento quanto na capacidade resistente do pilar. Para Gupta et. al. apud Oliveira & El Debs [10], a capacidade resistente do elemento e o confinamento do concreto diminuem com o aumento do comprimento do pilar, ou seja, da relação L/D.

Oliveira & El Debs [10] apontam ainda que quando a relação L/D cresce, os valores de capacidade resistente com e sem considerar o efeito de confinamento aproximam-se do valor experimental. No caso dos elementos mais esbeltos, para aqueles com relação L/D igual a 10, os resultados obtidos em seus experimentos não apresentaram grandes diferenças considerando ou não o efeito de confinamento.

Embora a aplicabilidade das colunas mistas no processo construtivo seja atrativa e justificada pelo ganho de resistência em relação às colunas de aço ou concreto isoladamente, é possível perceber que, por se tratarem de dois materiais distintos há questões bem determinadas a serem observadas.

A escolha da geometria circular da coluna já aponta em efeitos característicos do concreto que agregam resistência à coluna, porém, as relações entre suas dimensões de projeto também afetam a maneira como o fenômeno ocorre. A interação entre os dois materiais é mais um fator determinístico do processo e nota-se que reforçar esta interação com agentes mecânicos torna-se dificultosa quando as dimensões da coluna são reduzidas.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

De acordo com as normas que abordam o dimensionamento de colunas mistas, verifica-se que estas colunas podem ser analisadas basicamente de duas maneiras, seja como elementos estruturais de resistência aumentada em decorrência do trabalho conjunto com o concreto, seja como um elemento estrutural de concreto “encamisado” com uma armadura de aço diferenciada.

Haverá casos, como explica Campolina [11], em que a seção da coluna mista será reduzida à seção de aço, como a Norma Americana AISC-LRFD (1986) e casos em que será utilizado o cálculo para estruturas de concreto, como o ACI-318/92.

Enquanto o EC-4:2004 [6] faz uso da combinação de ambos os casos citados, a NBR 16239:2013 [4] trata as estruturas mistas com base no método dos estados-limites.

Os métodos de cálculo previstos no EC-4:2004 [6], tratam especificamente o Método Simplificado de Cálculo, que limita-se a estruturas mistas com seção de aço bissimétrica e uniforme ao longo do comprimento do elemento e o Método Geral de Cálculo por este considerar elementos estruturais mistos de seção transversal assimétrica ou não uniforme ao longo do comprimento do elemento.

O Método Simplificado utiliza as curvas de flambagem do EUROCODE para o dimensionamento de pilares de aço, que no caso de elementos estruturais sujeitos à compressão permite considerar, de um modo implícito, as imperfeições geométricas.

2.1 Método simplificado de cálculo

O Método Simplificado aplica-se a colunas mistas inseridas em estruturas reticuladas, nas quais os demais elementos estruturais são elementos mistos ou de aço.

Este método não se aplica unicamente a colunas mistas, mas sim a elementos estruturais mistos submetidos basicamente à compressão.

2.1.1 Fator de contribuição do aço

O dimensionamento de uma coluna mista deve atender a seguinte condição relativa à contribuição da seção de aço para a resistência total da seção transversal da coluna:

- $\delta < 0,2$ – Elemento de Concreto Armado
- $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ – Elemento Misto de Aço e Concreto
- $\delta > 0,9$ – Elemento de Aço

Sendo δ a relação de contribuição da seção de aço estrutural, esta relação tem por objetivo garantir que o sistema estrutural seja efetivamente misto e deve ser analisada de acordo com a Equação 1.

$$\delta = \frac{A_a \times f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (1)$$

As normas NBR8800:2008 [3], NBR16239:2013 [4] e EC-4:2004 [6] efetuam o cálculo do fator de contribuição de aço igualmente, considerando as mesmas variáveis, onde A_a corresponde à área da seção transversal do perfil de aço e f_{yd} corresponde à resistência de cálculo de escoamento do aço.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O valor do esforço axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total da seção mista, $N_{pl,Rd}$, é dado pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto de preenchimento e armadura longitudinal, conforme a Equação 2:

$$N_{pl,Rd} = (A_a \times f_{yd}) + (A_c \times f_{cd} \times \alpha_c) + (A_s \times f_{sd}) \quad (2)$$

A_c corresponde à área da seção transversal do concreto e o coeficiente α_c é referente à tensão do concreto e deverá ser de valor igual a 0,95 para seções tubulares circulares de aço preenchidas com concreto de acordo com o item P.4 da NBR 8800:2008 [3]. A NBR 16239:2013 [4] acata as orientações da NBR 8800:2008 [3] e o EC-4:2004 [6] orienta a se considerar α_c com valor igual a 1,00 para seções tubulares circulares de aço preenchidas com concreto.

2.1.2 Flambagem local dos elementos de aço

A NBR 8800: 2008 [3] indica que, para o efeito de flambagem local, as seções tubulares mistas são analisadas de modo específico, considerando que as resistências de todos os materiais (perfil de aço, núcleo de concreto e armaduras) devem ser atingidas sem que ocorra a flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para isso, não pode ser ultrapassada a seguinte relação (Equação 3):

$$\lambda_{máx} = \frac{D}{t} máx \leq 0,15 \frac{E}{f_y} \quad (3)$$

A NBR 16239:2013 [4] mais uma vez segue a recomendação da NBR8800:2008 [3], entretanto o EC-4:2004 [6] indica que os efeitos de flambagem local podem ser ignorados para seções tubulares de aço preenchidas com concreto desde que se observe a seguinte condição, para o limite de esbeltez da seção mista, conforme Equação 4:

$$\lambda_{máx} = \frac{D}{t} máx = 90 \frac{235}{f_y} \quad (4)$$

2.1.3 Índice de esbeltez

As prescrições da NBR 8800:2008 prescrevem que o índice de esbeltez λ (Equação 5) é calculado em função das resistências características dos materiais e da força axial de flambagem elástica, N_e (Equação 6). A esbeltez relativa do pilar misto não pode ser maior que 2,0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (5)$$

A força axial de flambagem elástica é dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (6)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$ considera os efeitos de retração e fluência do concreto e pode ser expressa pela Equação 7:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_c I_c + E_s I_s \quad (7)$$

Os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto E_c , onde o valor deste é substituído por $E_{c,red}$ (Equação 8).

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (8)$$

O coeficiente de fluência do concreto, φ deve ser obtido da NBR 6118: 2014 [12]. Simplificadamente, admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação entre a parcela de carregamento permanente do esforço normal, $N_{G,Ed}$, e o esforço normal de cálculo, N_{Ed} , seja igual a 0,6.

Sendo assim, percebe-se que no caso da seção mista dimensionada conforme estas orientações da NBR 8800:2008 [3], a rigidez efetiva à flexão da seção transversal perderá 40% do valor correspondente ao concreto devido às suas características, no que concerne aos efeitos da fluência e retração do mesmo.

A NBR 16239:2013 [4] diverge da NBR 8800:2008 [3] no que concerne ao cálculo da rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$ e considera os efeitos de retração e fluência do concreto e pode ser expressa pela Equação 9:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,7 E_c I_c + E_s I_s \quad (9)$$

Neste caso, a rigidez efetiva à flexão da seção transversal perderá 30% do valor correspondente ao concreto devido às suas características, no que concerne aos efeitos da fluência e retração do mesmo.

Em atenção ao EC-4:2004 [6] a força axial de flambagem elástica é dada de acordo com a Equação 6, entretanto, a rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$ é dada de acordo com a Equação 10, onde K_e é calculado baseado em estudos experimentais e tem por objetivo corrigir a rigidez de flexão do concreto para se ter em consideração a fissuração deste. Seu valor recomendado é de 0,6.

$$(EI)_e = E_a I_a + K_e E_c I_c + E_s I_s \quad (10)$$

Os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto E_c , onde o valor deste é substituído por $E_{c,eff}$ (Equação 12).

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_t \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (12)$$

2.1.3.1 Influência do confinamento

Para o caso de seções mistas tubulares, o EC-4:2004 [6] estabelece critérios quanto à verificação do aumento de resistência da seção em virtude do efeito do confinamento do

concreto. Neste caso, importa conhecer a excentricidade (e) aplicada ao carregamento da seção mista e o índice de esbeltez λ da mesma.

Desta forma, de acordo com o EC-4:2004 [6], para seções circulares mistas preenchidas de concreto, pode haver aumento na resistência do concreto causada em virtude do confinamento, desde que seja previsto que o índice de esbeltez relativo λ da seção não exceda 0,5 e a relação e/d seja menor que 0,1.

A relação e/d é especificada pela excentricidade do carregamento, dada por M_{Ed}/N_{Ed} e d , que corresponde ao diâmetro externo da seção da coluna. A resistência plástica à compressão deve ser calculada de acordo com a Equação 13.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (13)$$

Onde t é a espessura da parede do tubo da seção de aço e η_a e η_c obedecem o seguinte:

- a) Para elementos em que a excentricidade é zero, $e=0$ e os valores de $\eta_a=\eta_{a0}$ e $\eta_c=\eta_{c0}$ são dados pela Equação 14 e pela Equação 15.

$$\eta_{a0}=0,25 (3+2\lambda) \text{ mas } \eta_{a0}<1,0 \quad (14)$$

$$\eta_{c0}=4,9-18,5\lambda+17\lambda^2 \text{ mas } \eta_{c0}>0 \quad (15)$$

- b) Para elementos sujeitos à combinação de compressão e momento, com $0<e/d<0,1$, os valores de η_{a0} e η_{c0} devem ser determinados pela Equação 16 e Equação 17, onde η_a e η_c são dados pela Equação 14 e Equação 15, respectivamente:

$$\eta_a=\eta_{a0}+(1-\eta_{a0})(10 e/d) \quad (16)$$

$$\eta_c=\eta_{c0} (1-10 e/d) \quad (17)$$

Para e/d maior que 0,1, $\eta_a=1,0$ e $\eta_c=0$.

2.1.4 Índice de esbeltez

O fator de redução associado à compressão χ é dado em função do índice de esbeltez λ , ou seja, a esbeltez da coluna mista influencia diretamente na resistência do elemento estrutural. A NBR 8800:2008 [3] estabelece que este fator de redução obedece aos mesmos limites aplicados para elementos de aço sujeitos à força axial de compressão. Sejam eles (Equação 18 e 19):

$$\lambda_{0,m} \leq 1,50: \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (18)$$

$$\lambda_{0,m} > 1,50: \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (19)$$

Onde os valores de χ também podem ser obtidos por meio da curva de flambagem ou por meio de tabela, ambas apresentadas na norma, para os casos em que λ não exceda 3,0.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A NBR 16239:2013 [4] estabelece que o cálculo do fator de redução χ , que é próprio para as seções tubulares de aço, também pode ser obtido por meio de curva de flambagem associada a esta norma, conforme a Equação 20.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (20)$$

Os valores de χ de acordo com o EC-4:2004 [6] obedecem a Equação 21.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (21)$$

Onde ϕ está associado ao fator de imperfeição α correspondente à curva de flambagem apropriada à seção transversal, conforme a Equação 22.

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (22)$$

Diferentemente das duas normas brasileiras, o EC-4:2004 [6] considera duas curvas de flambagem para o cálculo do fator de redução. Considera-se as duas curvas baseado na relação entre a armadura de aço e a seção de concreto. Enquanto as seções mistas tiverem uma seção de armadura de aço inferior a 3% da área do concreto, a norma indica a utilização da curva a, onde $\alpha=0,31$ e caso esta seção de armadura de aço varie a partir de 3% da área do concreto até 6% desta área, a norma indica a utilização da curva b, onde $\beta=0,34$.

O EC-4:2004[6] não recomenda a utilização de seções de armadura superiores a 6%, assim como as normas brasileiras NBR 8800:2008 [3] e NBR 16239:2013 [4] não recomendam a utilização de seções de armadura superiores a 4%.

Uma vez que as normas citadas para o comparativo de dimensionamento de colunas mistas sujeitas à compressão utilizam-se de curvas de flambagem e parâmetros de dimensionamento similares, é possível sobrepor as curvas a fim de que se possa visualizar a projeção dos resultados obtidos analiticamente.

Entretanto, atenta-se para o dimensionamento dos perfis tubulares de aço isolado, que também se utiliza das mesmas curvas de flambagem. Para tanto é preciso observar que a NBR 8800: 2008 [3] difere-se do EC-3: 2007 [5], pois os coeficientes de ponderação das resistências relativos ao escoamento, flambagem e instabilidade, γ_m , são diferentes entre estas normas. Enquanto a NBR 8800: 2008 [3] utiliza um coeficiente γ_{a1} igual a 1,10, o EC-3: 2007 [5] utiliza um coeficiente γ_{M1} igual a 1,00.

A sobreposição das curvas não reflete esta condição diretamente, porém, ao se conflitarem os resultados analíticos pertinentes ao dimensionamento de pilares mistos e pilares de aço, é importante observar que haverá uma redução do valor permitido para o esforço normal atuante se o dimensionamento do perfil de aço for feito pela norma brasileira em comparação à norma europeia.

Outro ponto a ser observado é que o valor indicado para o módulo de elasticidade apresentado na NBR 8800: 2008 [3] também difere do EC-3: 2007 [5]. Enquanto na NBR 8800:2008 [3] utiliza-se um módulo de elasticidade do aço igual a 200000 MPa, no EC-3:2005 [5] utiliza-se módulo de elasticidade do aço igual a 210000 MPa.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Desta forma, apresenta-se um breve resumo no Quadro 1, correspondente às condições mencionadas.

Normas Aplicadas	Elementos de Aço		Elementos Mistos
NBR 8800	$\gamma_{a1}=1,10$	$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$	$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$
NBR 16239	$\gamma_{a1}=1,10$	$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$	$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$
Eurocode 3	$\gamma_{M1}=1,00$	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$	Não aplicável
Eurocode 4	Não aplicável		$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$

Quadro 1: Resumo comparativo das normas.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Na Figura 3, verifica-se a sobreposição das curvas de flambagem das seguintes normas: NBR 8800: 2008 [3], NBR 16239: 2013 [4], EC-3: 2007 [5] e EC-4: 2007 [6].

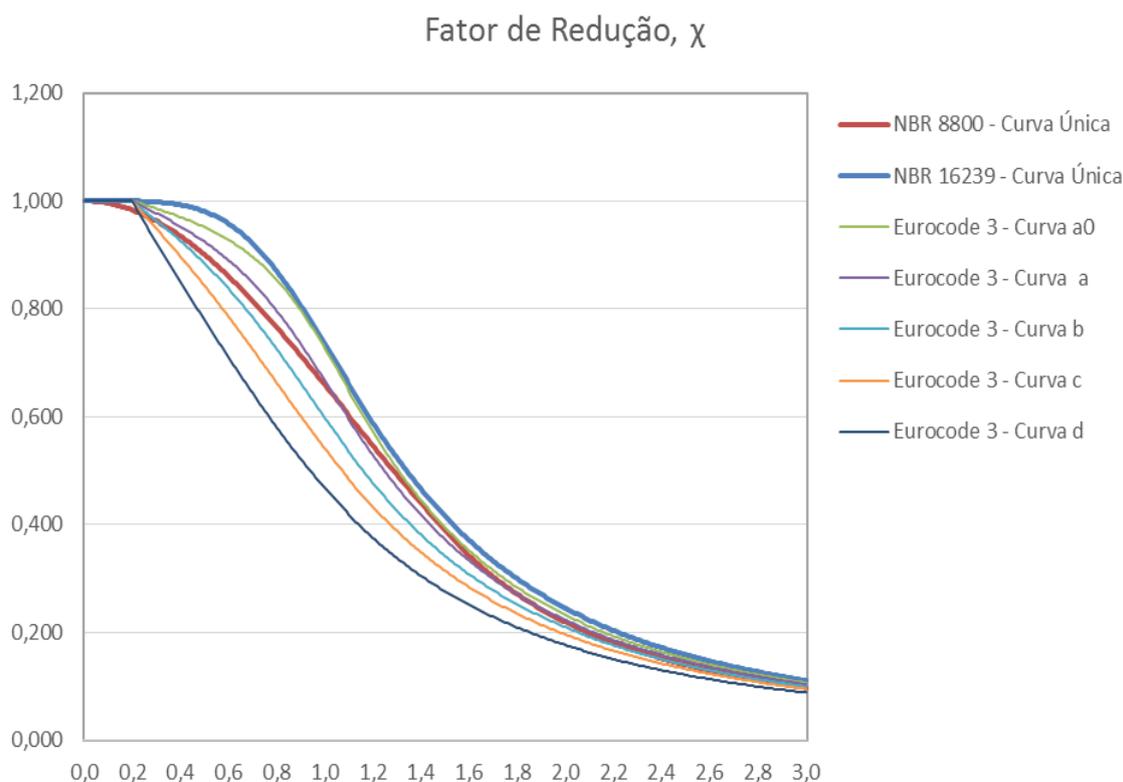


Figura 3: Sobreposição das curvas de flambagem.

Fonte: Elaborado pelos autores.

2.2 Modelo adotado

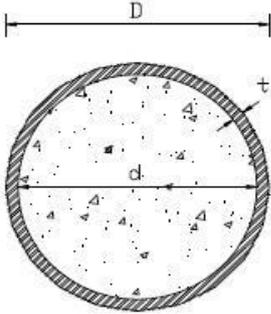
Estabelecidas as premissas norteadas pelas normas ora informadas, determina-se um perfil circular tubular de aço como parâmetro de estudo. Inicialmente aponta-se um perfil tubular circular aço ASTM A500 grau B, com costura com 158,8 mm de diâmetro (D) e 9,50 mm de espessura de parede (t).

De acordo com os dados do Quadro 2 é possível verificar se o perfil misto utilizado como objeto de análise se comporta efetivamente como um elemento estrutural misto. Uma vez determinada esta condição, aplica-se o método a fim de se verificar a distribuição do esforço atuante sobre a seção transversal mista, assim como as parcelas do carregamento suportadas pelas seções de aço e de concreto.

O comprimento da coluna mista variará entre 500 mm e 4500mm para que sejam feitos os cálculos segundo as normas citadas.

A fim de que os resultados obtidos sejam abordados de modo mais amplo, será considerada a porcentagem referente à armadura de aço variando dentro dos limites estabelecidos em cada norma: 0% a 4% de acordo com as normas brasileiras e de 0% a 3% e 3% a 6% segundo a norma europeia.

Propriedades do Aço ASTM A500	
Tensão de Escoamento, f_y	290 MPa
Tensão Última, f_u	400 MPa
Módulo de Elasticidade, E_a - NBR	210 GPa
Módulo de Elasticidade, E_a - EC	200 GPa
Diâmetro	158,80 mm
Espessura	9,50 mm
Área	4455,88 mm ²
Propriedades do Concreto	
Resistência Característica, f_{ck}	30 MPa
Resistência à Compressão, f_{cd}	20 MPa
Módulo de Elasticidade, E_c	33GPa
Diâmetro	139,80 mm
Área	14368,11 mm ²



Quadro 2: Propriedades dos materiais.

Fonte: Elaborado pelos autores.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A comparação entre os resultados obtidos considera a variação do comprimento da coluna mista de 500 mm até 4500 mm e gera para cada variação de comprimento uma curva que expressa a carga suportada pela coluna conforme a norma.

Foram desenvolvidas tabelas variando o comprimento da coluna para os seguintes casos:

- NBR 8800:2008 – 0% de armadura de aço
- NBR 8800:2008 – 4% de armadura de aço
- NBR 16239:2013 – 0% de armadura de aço
- NBR 16239:2013 – 4% de armadura de aço
- EC-4:2004 – 0% de armadura de aço
- EC-4:2004 – 0% a 3% de armadura de aço
- EC-4:2004 – 3% a 6% de armadura de aço

Cada curva está associada a uma condição de taxa de armadura e o comprimento 1950 mm indica o ponto onde se encerra a consideração do confinamento sobre a resistência da coluna, ou seja, a partir deste comprimento a esbeltez é maior que 0,5.

Os resultados obtidos pela variação de comprimento estão expressos no Quadro 3 ao Quadro 9.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	15349,85	0,00	0,00	---	540	900	0,6	2,5	0	0,128	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1573,74
			500,0	3,1										0,128	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1573,74
			600,0	3,8										0,154	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1569,32
			700,0	4,4										0,179	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1564,10
			800,0	5,0										0,205	0,82	0,98	1583,85	1729,68	1558,11
			900,0	5,7										0,231	0,82	0,98	1583,85	1729,68	1551,34
			1000,0	6,3										0,256	0,82	0,97	1583,85	1729,68	1543,81
			1100,0	6,9										0,282	0,82	0,97	1583,85	1729,68	1535,53
			1200,0	7,6										0,308	0,82	0,96	1583,85	1729,68	1526,51
			1300,0	8,2										0,333	0,82	0,95	1583,85	1729,68	1516,77
			1400,0	8,8										0,359	0,82	0,95	1583,85	1729,68	1506,32
			1500,0	9,4										0,384	0,82	0,94	1583,85	1729,68	1495,17
			1600,0	10,1										0,410	0,82	0,93	1583,85	1729,68	1483,35
			1700,0	10,7										0,436	0,82	0,92	1583,85	1729,68	1470,87
			1800,0	11,3										0,461	0,82	0,91	1583,85	1729,68	1457,74
			1900,0	12,0										0,487	0,82	0,91	1583,85	1729,68	1444,00
			2000,0	12,6										0,513	0,82	0,90	1583,85	1729,68	1429,65
			2100,0	13,2										0,538	0,82	0,89	1583,85	1729,68	1414,71
			2200,0	13,9										0,564	0,82	0,88	1583,85	1729,68	1399,22
			2300,0	14,5										0,589	0,82	0,86	1583,85	1729,68	1383,19
			2400,0	15,1										0,615	0,82	0,85	1583,85	1729,68	1366,64
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	15349,85	0,00	0,00	única	540	900	0,6	0	0	0,641	0,82	0,84	1583,85	1729,68	1349,60
			2600,0	16,4										0,666	0,82	0,83	1583,85	1729,68	1332,09
			2700,0	17,0										0,692	0,82	0,82	1583,85	1729,68	1314,13
			2800,0	17,6										0,718	0,82	0,81	1583,85	1729,68	1295,75
			2900,0	18,3										0,743	0,82	0,79	1583,85	1729,68	1276,98
			3000,0	18,9										0,769	0,82	0,78	1583,85	1729,68	1257,83
			3100,0	19,5										0,794	0,82	0,77	1583,85	1729,68	1238,33
			3200,0	20,2										0,820	0,82	0,75	1583,85	1729,68	1218,51
			3300,0	20,8										0,846	0,82	0,74	1583,85	1729,68	1198,40
			3400,0	21,4										0,871	0,82	0,73	1583,85	1729,68	1178,01
			3500,0	22,0										0,897	0,82	0,71	1583,85	1729,68	1157,38
			3600,0	22,7										0,923	0,82	0,70	1583,85	1729,68	1136,53
			3700,0	23,3										0,948	0,82	0,69	1583,85	1729,68	1115,48
			3800,0	23,9										0,974	0,82	0,67	1583,85	1729,68	1094,26
			3900,0	24,6										0,999	0,82	0,66	1583,85	1729,68	1072,89
			4000,0	25,2										1,025	0,82	0,64	1583,85	1729,68	1051,41
			4100,0	25,8										1,051	0,82	0,63	1583,85	1729,68	1029,82
			4200,0	26,4										1,076	0,82	0,62	1583,85	1729,68	1008,16
			4300,0	27,1										1,102	0,82	0,60	1583,85	1729,68	986,46
			4400,0	27,7										1,128	0,82	0,59	1583,85	1729,68	964,72
			4500,0	28,3										1,153	0,82	0,57	1583,85	1729,68	942,98

Quadro 3: Resultados obtidos para NBR 8800:2008 – Taxa de Armadura 0%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	14721,53	588,86	0,04		540	900	0,6	2,5	0	0,138	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1815,06
			500,0	3,1										0,138	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1815,06
			600,0	3,8										0,165	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1809,42
			700,0	4,4										0,193	0,71	0,98	1827,94	2006,20	1802,78
			800,0	5,0										0,220	0,71	0,98	1827,94	2006,20	1795,15
			900,0	5,7										0,248	0,71	0,97	1827,94	2006,20	1786,54
			1000,0	6,3										0,275	0,71	0,97	1827,94	2006,20	1776,97
			1100,0	6,9										0,303	0,71	0,96	1827,94	2006,20	1766,45
			1200,0	7,6										0,330	0,71	0,96	1827,94	2006,20	1755,00
			1300,0	8,2										0,358	0,71	0,95	1827,94	2006,20	1742,63
			1400,0	8,8										0,386	0,71	0,94	1827,94	2006,20	1729,38
			1500,0	9,4										0,413	0,71	0,93	1827,94	2006,20	1715,25
			1600,0	10,1										0,441	0,71	0,92	1827,94	2006,20	1700,28
			1700,0	10,7										0,468	0,71	0,91	1827,94	2006,20	1684,48
			1800,0	11,3										0,496	0,71	0,90	1827,94	2006,20	1667,89
			1900,0	12,0										0,523	0,71	0,89	1827,94	2006,20	1650,53
			2000,0	12,6										0,551	0,71	0,88	1827,94	2006,20	1632,43
			2100,0	13,2										0,578	0,71	0,87	1827,94	2006,20	1613,61
			2200,0	13,9										0,606	0,71	0,86	1827,94	2006,20	1594,11
			2300,0	14,5										0,633	0,71	0,85	1827,94	2006,20	1573,95
			2400,0	15,1										0,661	0,71	0,83	1827,94	2006,20	1553,17
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	14721,53	588,86	0,04	única	540	900	0,6	0	0	0,689	0,71	0,82	1827,94	2006,20	1531,79
			2600,0	16,4										0,716	0,71	0,81	1827,94	2006,20	1509,86
			2700,0	17,0										0,744	0,71	0,79	1827,94	2006,20	1487,39
			2800,0	17,6										0,771	0,71	0,78	1827,94	2006,20	1464,44
			2900,0	18,3										0,799	0,71	0,77	1827,94	2006,20	1441,02
			3000,0	18,9										0,826	0,71	0,75	1827,94	2006,20	1417,18
			3100,0	19,5										0,854	0,71	0,74	1827,94	2006,20	1392,94
			3200,0	20,2										0,881	0,71	0,72	1827,94	2006,20	1368,34
			3300,0	20,8										0,909	0,71	0,71	1827,94	2006,20	1343,42
			3400,0	21,4										0,936	0,71	0,69	1827,94	2006,20	1318,20
			3500,0	22,0										0,964	0,71	0,68	1827,94	2006,20	1292,73
			3600,0	22,7										0,991	0,71	0,66	1827,94	2006,20	1267,03
			3700,0	23,3										1,019	0,71	0,65	1827,94	2006,20	1241,14
			3800,0	23,9										1,047	0,71	0,63	1827,94	2006,20	1215,09
			3900,0	24,6										1,074	0,71	0,62	1827,94	2006,20	1188,92
			4000,0	25,2										1,102	0,71	0,60	1827,94	2006,20	1162,65
			4100,0	25,8										1,129	0,71	0,59	1827,94	2006,20	1136,32
			4200,0	26,4										1,157	0,71	0,57	1827,94	2006,20	1109,96
			4300,0	27,1										1,184	0,71	0,56	1827,94	2006,20	1083,60
			4400,0	27,7										1,212	0,71	0,54	1827,94	2006,20	1057,26
			4500,0	28,3										1,239	0,71	0,53	1827,94	2006,20	1030,98

Quadro 4: Resultados obtidos para NBR 8800:2008 – Taxa de Armadura 4%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	15349,85	0,00	0,00	---	540	900	0,6	2,5	0	0,125	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,79
			500,0	3,1										0,125	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,79
			600,0	3,8										0,150	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,72
			700,0	4,4										0,175	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,59
			800,0	5,0										0,200	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,38
			900,0	5,7										0,225	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1583,05
			1000,0	6,3										0,250	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1582,56
			1100,0	6,9										0,275	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1581,88
			1200,0	7,6										0,300	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1580,94
			1300,0	8,2										0,325	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1579,69
			1400,0	8,8										0,350	0,82	1,00	1583,85	1729,68	1578,06
			1500,0	9,4										0,375	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1575,98
			1600,0	10,1										0,400	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1573,37
			1700,0	10,7										0,425	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1570,14
			1800,0	11,3										0,450	0,82	0,99	1583,85	1729,68	1566,21
			1900,0	12,0										0,475	0,82	0,98	1583,85	1729,68	1561,49
			2000,0	12,6										0,500	0,82	0,98	1583,85	1729,68	1555,88
			2100,0	13,2										0,524	0,82	0,98	1583,85	1729,68	1549,28
			2200,0	13,9										0,549	0,82	0,97	1583,85	1729,68	1541,61
			2300,0	14,5										0,574	0,82	0,96	1583,85	1729,68	1532,79
			2400,0	15,1										0,599	0,82	0,96	1583,85	1729,68	1522,72
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	15349,85	0,00	0,00	única	540	900	0,6	0	0	0,624	0,82	0,95	1583,85	1729,68	1511,35
			2600,0	16,4										0,649	0,82	0,94	1583,85	1729,68	1498,61
			2700,0	17,0										0,674	0,82	0,93	1583,85	1729,68	1484,46
			2800,0	17,6										0,699	0,82	0,92	1583,85	1729,68	1468,89
			2900,0	18,3										0,724	0,82	0,91	1583,85	1729,68	1451,87
			3000,0	18,9										0,749	0,82	0,90	1583,85	1729,68	1433,43
			3100,0	19,5										0,774	0,82	0,88	1583,85	1729,68	1413,60
			3200,0	20,2										0,799	0,82	0,87	1583,85	1729,68	1392,44
			3300,0	20,8										0,824	0,82	0,85	1583,85	1729,68	1370,01
			3400,0	21,4										0,849	0,82	0,84	1583,85	1729,68	1346,40
			3500,0	22,0										0,874	0,82	0,82	1583,85	1729,68	1321,73
			3600,0	22,7										0,899	0,82	0,81	1583,85	1729,68	1296,11
			3700,0	23,3										0,924	0,82	0,79	1583,85	1729,68	1269,67
			3800,0	23,9										0,949	0,82	0,77	1583,85	1729,68	1242,55
			3900,0	24,6										0,974	0,82	0,75	1583,85	1729,68	1214,87
			4000,0	25,2										0,999	0,82	0,73	1583,85	1729,68	1186,78
			4100,0	25,8										1,024	0,82	0,72	1583,85	1729,68	1158,41
			4200,0	26,4										1,049	0,82	0,70	1583,85	1729,68	1129,89
			4300,0	27,1										1,074	0,82	0,68	1583,85	1729,68	1101,34
			4400,0	27,7										1,099	0,82	0,66	1583,85	1729,68	1072,87
			4500,0	28,3										1,124	0,82	0,64	1583,85	1729,68	1044,60

Quadro 5: Resultados obtidos para NBR 16239:2013 – Taxa de Armadura 0%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	14721,53	588,86	0,04		540	900	0,6	2,5	0	0,135	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1827,86
			500,0	3,1										0,135	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1827,86
			600,0	3,8										0,162	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1827,75
			700,0	4,4										0,189	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1827,56
			800,0	5,0										0,215	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1827,25
			900,0	5,7										0,242	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1826,78
			1000,0	6,3										0,269	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1826,08
			1100,0	6,9										0,296	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1825,08
			1200,0	7,6										0,323	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1823,73
			1300,0	8,2										0,350	0,71	1,00	1827,94	2006,20	1821,92
			1400,0	8,8										0,377	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1819,57
			1500,0	9,4										0,404	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1816,57
			1600,0	10,1										0,431	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1812,81
			1700,0	10,7										0,458	0,71	0,99	1827,94	2006,20	1808,17
			1800,0	11,3										0,485	0,71	0,98	1827,94	2006,20	1802,52
			1900,0	12,0										0,512	0,71	0,98	1827,94	2006,20	1795,76
			2000,0	12,6										0,539	0,71	0,97	1827,94	2006,20	1787,73
			2100,0	13,2										0,566	0,71	0,97	1827,94	2006,20	1778,34
			2200,0	13,9										0,593	0,71	0,96	1827,94	2006,20	1767,45
			2300,0	14,5										0,619	0,71	0,95	1827,94	2006,20	1754,98
			2400,0	15,1										0,646	0,71	0,94	1827,94	2006,20	1740,81
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	14721,53	588,86	0,04	única	540	900	0,6	0	0	0,673	0,71	0,93	1827,94	2006,20	1724,89
			2600,0	16,4										0,700	0,71	0,92	1827,94	2006,20	1707,16
			2700,0	17,0										0,727	0,71	0,91	1827,94	2006,20	1687,60
			2800,0	17,6										0,754	0,71	0,89	1827,94	2006,20	1666,20
			2900,0	18,3										0,781	0,71	0,88	1827,94	2006,20	1643,00
			3000,0	18,9										0,808	0,71	0,86	1827,94	2006,20	1618,06
			3100,0	19,5										0,835	0,71	0,85	1827,94	2006,20	1591,46
			3200,0	20,2										0,862	0,71	0,83	1827,94	2006,20	1563,32
			3300,0	20,8										0,889	0,71	0,81	1827,94	2006,20	1533,76
			3400,0	21,4										0,916	0,71	0,79	1827,94	2006,20	1502,95
			3500,0	22,0										0,943	0,71	0,78	1827,94	2006,20	1471,05
			3600,0	22,7										0,970	0,71	0,76	1827,94	2006,20	1438,24
			3700,0	23,3										0,997	0,71	0,74	1827,94	2006,20	1404,70
			3800,0	23,9										1,023	0,71	0,72	1827,94	2006,20	1370,63
			3900,0	24,6										1,050	0,71	0,70	1827,94	2006,20	1336,19
			4000,0	25,2										1,077	0,71	0,68	1827,94	2006,20	1301,56
			4100,0	25,8										1,104	0,71	0,66	1827,94	2006,20	1266,91
			4200,0	26,4										1,131	0,71	0,64	1827,94	2006,20	1232,38
			4300,0	27,1										1,158	0,71	0,62	1827,94	2006,20	1198,11
			4400,0	27,7										1,185	0,71	0,60	1827,94	2006,20	1164,23
			4500,0	28,3										1,212	0,71	0,58	1827,94	2006,20	1130,83

Quadro 6: Resultados obtidos para NBR 16239:2013 – Taxa de Armadura 4%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	15349,85	0,00	0,00	0,21	540	900	0,6	2,5	0	0,144	0,81	1,01	1860,28	2264,91	1860,28
			500,0	3,1										0,144	0,81	1,01	1860,28	2264,91	1860,28
			600,0	3,8										0,170	0,81	1,01	1814,74	2188,43	1814,74
			700,0	4,4										0,195	0,81	1,00	1773,09	2117,76	1773,09
			800,0	5,0										0,219	0,81	1,00	1735,30	2052,89	1727,92
			900,0	5,7										0,243	0,81	0,99	1701,39	1993,85	1685,15
			1000,0	6,3										0,267	0,81	0,99	1671,36	1940,61	1646,59
			1100,0	6,9										0,290	0,81	0,98	1645,20	1893,19	1612,13
			1200,0	7,6										0,313	0,81	0,97	1622,92	1851,58	1581,62
			1300,0	8,2										0,335	0,81	0,97	1604,51	1815,78	1554,94
			1400,0	8,8										0,358	0,81	0,96	1589,97	1785,79	1531,96
			1500,0	9,4										0,381	0,81	0,96	1579,31	1761,62	1512,53
			1600,0	10,1										0,404	0,81	0,95	1572,53	1743,26	1496,50
			1700,0	10,7										0,428	0,81	0,95	1569,62	1730,71	1483,70
			1800,0	11,3										0,452	0,81	0,94	1570,82	1724,31	1474,13
			1900,0	12,0										0,480	0,81	0,93	1587,19	1740,68	1476,79
			2000,0	12,6										0,507	0,81	0,92	1599,20	1752,70	1474,73
			2100,0	13,2										0,532	0,81	0,91	1599,20	1752,70	1461,69
			2200,0	13,9										0,557	0,81	0,91	1599,20	1752,70	1447,98
			2300,0	14,5										0,583	0,81	0,90	1599,20	1752,70	1433,55
			2400,0	15,1										0,608	0,81	0,89	1599,20	1752,70	1418,34
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	15349,85	0,00	0,00	0,21	540	900	0,6	2,5	0	0,633	0,81	0,88	1599,20	1752,70	1402,29
			2600,0	16,4										0,659	0,81	0,87	1599,20	1752,70	1385,34
			2700,0	17,0										0,684	0,81	0,86	1599,20	1752,70	1367,45
			2800,0	17,6										0,709	0,81	0,84	1599,20	1752,70	1348,55
			2900,0	18,3										0,735	0,81	0,83	1599,20	1752,70	1328,63
			3000,0	18,9										0,760	0,81	0,82	1599,20	1752,70	1307,66
			3100,0	19,5										0,785	0,81	0,80	1599,20	1752,70	1285,62
			3200,0	20,2										0,811	0,81	0,79	1599,20	1752,70	1262,54
			3300,0	20,8										0,836	0,81	0,77	1599,20	1752,70	1238,46
			3400,0	21,4										0,861	0,81	0,76	1599,20	1752,70	1213,42
			3500,0	22,0										0,887	0,81	0,74	1599,20	1752,70	1187,53
			3600,0	22,7										0,912	0,81	0,73	1599,20	1752,70	1160,87
			3700,0	23,3										0,937	0,81	0,71	1599,20	1752,70	1133,58
			3800,0	23,9										0,963	0,81	0,69	1599,20	1752,70	1105,80
			3900,0	24,6										0,988	0,81	0,67	1599,20	1752,70	1077,67
			4000,0	25,2										1,013	0,81	0,66	1599,20	1752,70	1049,35
			4100,0	25,8										1,039	0,81	0,64	1599,20	1752,70	1020,99
			4200,0	26,4										1,064	0,81	0,62	1599,20	1752,70	992,72
			4300,0	27,1										1,089	0,81	0,60	1599,20	1752,70	964,68
			4400,0	27,7										1,115	0,81	0,59	1599,20	1752,70	936,98
			4500,0	28,3										1,140	0,81	0,57	1599,20	1752,70	909,72

Quadro 7: Resultados obtidos para EC-4:2004 – Taxa de Armadura 0%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	14947,73	402,12	0,03	0,21	540	900	0,6	2,5	0	0,146	0,73	1,01	2006,60	2421,89	2006,60
			500,0	3,1										0,146	0,73	1,01	2006,60	2421,89	2006,60
			600,0	3,8										0,172	0,73	1,01	1961,96	2346,48	1961,96
			700,0	4,4										0,198	0,73	1,00	1921,35	2277,11	1921,35
			800,0	5,0										0,223	0,73	0,99	1884,75	2213,77	1875,06
			900,0	5,7										0,248	0,73	0,99	1852,18	2156,46	1832,49
			1000,0	6,3										0,272	0,73	0,98	1823,62	2105,18	1794,23
			1100,0	6,9										0,296	0,73	0,98	1799,09	2059,93	1760,15
			1200,0	7,6										0,320	0,73	0,97	1778,57	2020,71	1730,09
			1300,0	8,2										0,344	0,73	0,97	1762,08	1987,52	1703,91
			1400,0	8,8										0,368	0,73	0,96	1749,60	1960,36	1681,46
			1500,0	9,4										0,392	0,73	0,95	1741,15	1939,23	1662,57
			1600,0	10,1										0,417	0,73	0,95	1736,71	1924,13	1647,07
			1700,0	10,7										0,442	0,73	0,94	1736,30	1915,06	1634,75
			1800,0	11,3										0,468	0,73	0,93	1747,09	1922,79	1631,42
			1900,0	12,0										0,497	0,73	0,93	1763,98	1939,69	1632,24
			2000,0	12,6										0,523	0,73	0,92	1766,00	1941,70	1619,36
			2100,0	13,2										0,549	0,73	0,91	1766,00	1941,70	1604,00
			2200,0	13,9										0,575	0,73	0,90	1766,00	1941,70	1587,81
			2300,0	14,5										0,601	0,73	0,89	1766,00	1941,70	1570,73
			2400,0	15,1										0,628	0,73	0,88	1766,00	1941,70	1552,67
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	14947,73	402,12	0,03	0,21	540	900	0,6	2,5	0	0,654	0,73	0,87	1766,00	1941,70	1533,58
			2600,0	16,4										0,680	0,73	0,86	1766,00	1941,70	1513,38
			2700,0	17,0										0,706	0,73	0,84	1766,00	1941,70	1492,02
			2800,0	17,6										0,732	0,73	0,83	1766,00	1941,70	1469,44
			2900,0	18,3										0,758	0,73	0,82	1766,00	1941,70	1445,64
			3000,0	18,9										0,785	0,73	0,80	1766,00	1941,70	1420,58
			3100,0	19,5										0,811	0,73	0,79	1766,00	1941,70	1394,30
			3200,0	20,2										0,837	0,73	0,77	1766,00	1941,70	1366,83
			3300,0	20,8										0,863	0,73	0,76	1766,00	1941,70	1338,25
			3400,0	21,4										0,889	0,73	0,74	1766,00	1941,70	1308,66
			3500,0	22,0										0,915	0,73	0,72	1766,00	1941,70	1278,20
			3600,0	22,7										0,941	0,73	0,71	1766,00	1941,70	1247,00
			3700,0	23,3										0,968	0,73	0,69	1766,00	1941,70	1215,26
			3800,0	23,9										0,994	0,73	0,67	1766,00	1941,70	1183,14
			3900,0	24,6										1,020	0,73	0,65	1766,00	1941,70	1150,83
			4000,0	25,2										1,046	0,73	0,63	1766,00	1941,70	1118,52
			4100,0	25,8										1,072	0,73	0,62	1766,00	1941,70	1086,36
			4200,0	26,4										1,098	0,73	0,60	1766,00	1941,70	1054,51
			4300,0	27,1										1,125	0,73	0,58	1766,00	1941,70	1023,11
			4400,0	27,7										1,151	0,73	0,56	1766,00	1941,70	992,28
			4500,0	28,3										1,177	0,73	0,54	1766,00	1941,70	962,10

Quadro 8: Resultados obtidos para EC-4:2004 – Taxa de Armadura 0% a 3%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

D	t	D/t	L	L/D	A _c	A _s	A _g /A _c	Curva	N _{G,Ed}	N _{Ed}	N _{G,Ed} /N _{Ed}	φ _t	e/d	λ	δ	X	N _{pl}	N _{pl,RK}	N _{Ed}
158,8	9,5	16,72	500	3,1	14368,11	862,09	0,06	0,34	540	900	0,6	2,5	0	0,148	0,66	1,02	2169,62	2595,11	2169,62
			500,0	3,1										0,148	0,66	1,02	2169,62	2595,11	2169,62
			600,0	3,8										0,175	0,66	1,01	2126,74	2522,08	2126,74
			700,0	4,4										0,201	0,66	1,00	2087,96	2455,21	2086,87
			800,0	5,0										0,227	0,66	0,99	2053,30	2394,51	2033,34
			900,0	5,7										0,253	0,66	0,98	2022,74	2339,96	1984,66
			1000,0	6,3										0,278	0,66	0,97	1996,29	2291,57	1940,59
			1100,0	6,9										0,303	0,66	0,96	1973,95	2249,35	1900,89
			1200,0	7,6										0,328	0,66	0,95	1955,71	2213,29	1865,30
			1300,0	8,2										0,353	0,66	0,94	1941,58	2183,38	1833,59
			1400,0	8,8										0,378	0,66	0,93	1931,56	2159,64	1805,51
			1500,0	9,4										0,403	0,66	0,92	1925,65	2142,06	1780,79
			1600,0	10,1										0,429	0,66	0,91	1923,84	2130,64	1759,15
			1700,0	10,7										0,455	0,66	0,90	1927,47	2127,38	1741,33
			1800,0	11,3										0,484	0,66	0,89	1944,89	2144,80	1733,16
			1900,0	12,0										0,512	0,66	0,88	1954,39	2154,29	1717,40
			2000,0	12,6										0,539	0,66	0,87	1954,39	2154,29	1693,31
			2100,0	13,2										0,566	0,66	0,85	1954,39	2154,29	1668,40
			2200,0	13,9										0,593	0,66	0,84	1954,39	2154,29	1642,62
			2300,0	14,5										0,620	0,66	0,83	1954,39	2154,29	1615,96
			2400,0	15,1										0,647	0,66	0,81	1954,39	2154,29	1588,40
158,8	9,5	16,72	2500,0	15,7	14368,11	862,09	0,06	0,34	540	900	0,6	2,5	0	0,674	0,66	0,80	1954,39	2154,29	1559,93
			2600,0	16,4										0,701	0,66	0,78	1954,39	2154,29	1530,57
			2700,0	17,0										0,728	0,66	0,77	1954,39	2154,29	1500,36
			2800,0	17,6										0,755	0,66	0,75	1954,39	2154,29	1469,34
			2900,0	18,3										0,782	0,66	0,74	1954,39	2154,29	1437,58
			3000,0	18,9										0,809	0,66	0,72	1954,39	2154,29	1405,17
			3100,0	19,5										0,836	0,66	0,70	1954,39	2154,29	1372,21
			3200,0	20,2										0,863	0,66	0,69	1954,39	2154,29	1338,81
			3300,0	20,8										0,890	0,66	0,67	1954,39	2154,29	1305,10
			3400,0	21,4										0,917	0,66	0,65	1954,39	2154,29	1271,22
			3500,0	22,0										0,944	0,66	0,63	1954,39	2154,29	1237,29
			3600,0	22,7										0,971	0,66	0,62	1954,39	2154,29	1203,45
			3700,0	23,3										0,998	0,66	0,60	1954,39	2154,29	1169,83
			3800,0	23,9										1,025	0,66	0,58	1954,39	2154,29	1136,54
			3900,0	24,6										1,051	0,66	0,56	1954,39	2154,29	1103,70
			4000,0	25,2										1,078	0,66	0,55	1954,39	2154,29	1071,40
			4100,0	25,8										1,105	0,66	0,53	1954,39	2154,29	1039,72
			4200,0	26,4										1,132	0,66	0,52	1954,39	2154,29	1008,74
			4300,0	27,1										1,159	0,66	0,50	1954,39	2154,29	978,51
			4400,0	27,7										1,186	0,66	0,49	1954,39	2154,29	949,08
			4500,0	28,3										1,213	0,66	0,47	1954,39	2154,29	920,48

Quadro 9: Resultados obtidos para EC-4:2004 – Taxa de Armadura 3% a 6%.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Por meio do gráfico apresentado na Figura 4 é possível perceber que as três curvas associadas ao EC-4:2004[6] indicam uma resistência maior enquanto colunas curtas, entretanto têm uma declividade maior enquanto colunas esbeltas. Isso pode ser explicado devido ao ganho de resistência em função do confinamento.

Quanto a NBR 8800:2008 [3], suas curvas indicam que o dimensionamento feito por meio desta norma apresenta os mais baixos valores de resistência para colunas curtas e entende-se que ao indicar uma simplificação no item P.3.3 quanto a admitir igual a zero o coeficiente de fluência do concreto para seções tubulares preenchidas com concreto, a norma torna o dimensionamento extremamente conservador.

Embora a NBR 16239:2013 [4] oriente a se utilizar as prescrições feitas pela norma NBR 8800:2008 [3], a diferenciação no cálculo do fator de redução faz com que os valores obtidos

pelas duas normas sejam divergentes, apresentando esta os valores mais altos de resistência para colunas esbeltas.

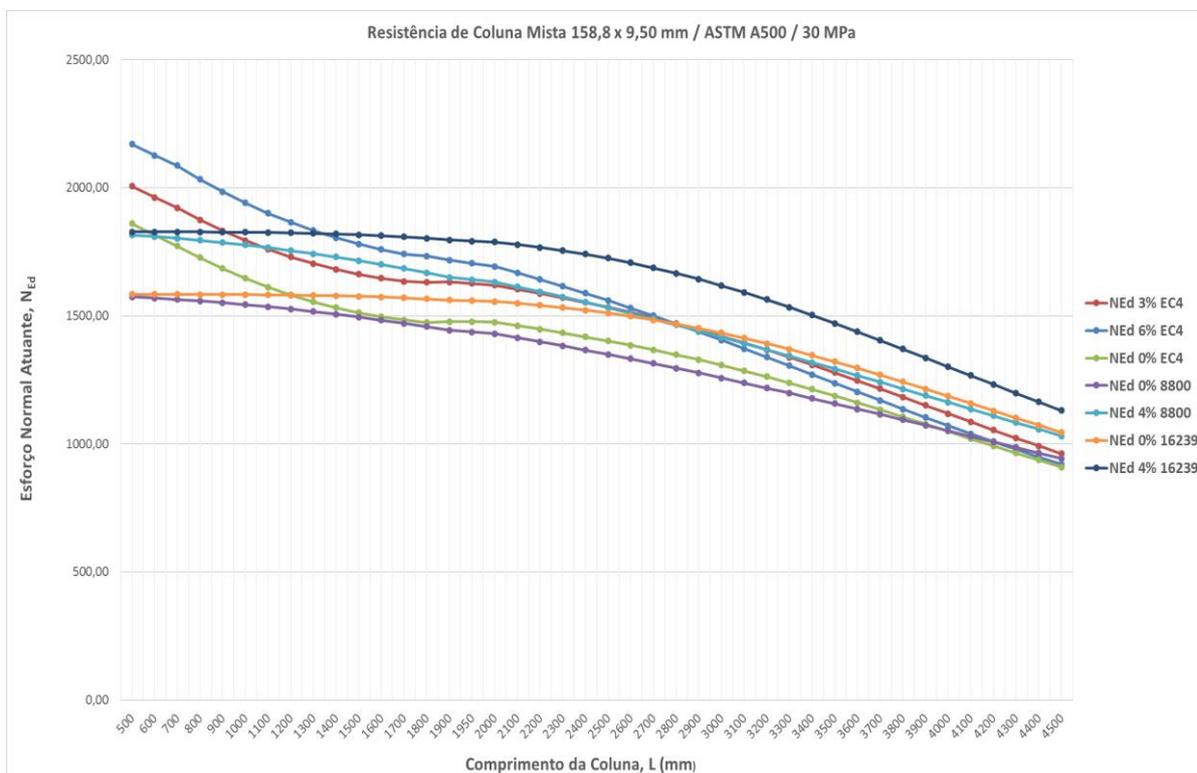


Figura 4: Sobreposição das curvas.
Fonte: Elaborado pelos autores.

	NBR 8800	NBR 16239	EC-4	EC-4	NBR 8800	NBR 16239	EC-4
Taxa de Armadura	0%	0%	0%	0% a 3%	4%	4%	3% a 6%
Esbeltez 500 mm	0,128	0,125	0,144	0,146	0,138	0,135	0,148
Esbeltez 4500 mm	1,153	1,124	1,140	1,177	1,239	1,212	0,1213
Fator de Contribuição do Aço	0,82	0,82	0,81	0,73	0,71	0,71	0,66
Esforço de Plastificação 500 mm	1583,85	1583,85	1860,28	2006,60	1827,94	1827,94	2169,62
Esforço de Plastificação 4500 mm	1583,85	1583,85	1599,20	2421,89	1827,94	1827,94	1934,39
Resistência da Coluna 500 mm	1573,74	1583,79	1860,28	1766,00	1815,06	1827,86	2169,62
Resistência da Coluna 4500 mm	942,48	1044,60	909,72	962,10	1030,98	1130,83	920,48

Quadro 10: Comparação dos resultados obtidos.
Fonte: Elaborado pelos autores.

O Quadro 10 mostra uma comparação dos dados obtidos, de modo que se verifique as condições referentes à taxa de armadura, implicando na proximidade dos resultados do fator de contribuição do aço e esbeltez, coerentes entre si.

4. CONCLUSÃO

Como explica De Nardin [8], por estarem fundamentadas em estudos experimentais, a simples comparação entre os resultados obtidos a partir das diferentes normas não é um procedimento adequado, pois conduz a grandes discrepâncias, especialmente quando da previsão da capacidade resistente à compressão.

Sendo assim, ainda há de se aprofundar na questão da formação dos perfis tubulares de aço.

Em termos analíticos, o dimensionamento de uma coluna mista parece depender mais da esbeltez do elemento, que agrega inicialmente a participação de parcelas de resistência do concreto (como no caso do confinamento) e da parcela referente à armadura de aço, pois conforme se aumenta a taxa de armadura, conseqüentemente se diminui a área de contribuição do concreto.

Para tanto se faz necessário que as análises experimentais foquem um pouco mais no que diz respeito ao comportamento das seções de aço, de concreto (0% de taxa de armadura) e de concreto armado (taxa de armadura variando até 6%) isoladas entre si, de modo que se investigue o modo como se comporta a seção mista. Ora aproximando-se de um elemento de concreto, ora aproximando-se de um elemento de aço.

Crê-se que o dimensionamento das normas brasileiras é muito conservador no que concerne ao confinamento e que o estudo da seção mista justifica um olhar diferenciado sobre o dimensionamento dos elementos estruturais em específico.

Agradecimentos

Agradecimento à FAPERJ – Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pela concessão de bolsa de mestrado e doutorado aos alunos do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PGECIV UERJ.

REFERÊNCIAS

1. TETRIC. **Norma para Estruturas de Aço com Perfis Tubulares (NBR 16239) entra em Vigor.** Disponível em <http://www.tetric.com.br/blog/2013/12/03/norma-para-estruturas-de-aco-com-perfis-tubulares-nbr-16239-entra-em-vigor/> . Acesso em 09 de setembro de 2014.
2. DE NARDIN, S. SOUZA, A.S.C. PEREIRA, M.F. SERAFIM, J.A. **Análise Comparativa de Soluções de Pilares de Galpões: Pilares de Aço, Pré-Moldados e Mistos de Aço e Concreto.** 2012. São Paulo. Disponível em <http://www.abcem.org.br/construmetal/2012/arquivos/Cont-tecnicas/18-Construmetal2012-analise-comparativa-de-solucoes-de-pilares-para-galpoes.pdf> . Acesso em 12 de setembro de 2014.
3. ABNT NBR 8800 - **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** 2008.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4. ABNT NBR 16239 - **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. 2013.
5. EUROCODE 3 - Design of steel structures. 2005.
6. EUROCODE 4 - Design of composite steel and concrete structures. 2004.
7. CARDOSO, H. S.; CALDAS, R. B.; OLIVEIRA, H. M. S. **Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**. Mostra PROPEEs UFMG. 2013; v. 1: n.1.
8. SIMÕES, R. **Efeito do Confinamento em Pilares Mistos Curtos de Aço e Concreto** [Mestrado]. Campinas: Universidade Estadual de Campinas; 2008.
9. CHAVES, L. B. **Análise Teórico-Experimental das Regiões de Introdução de Carga em Pilares Mistos** [Mestrado]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2001.
10. OLIVEIRA, W.L.A; EL DEBS, A.L.H.C. **Efeito da Esbeltez e da Resistência do Concreto no Confinamento de Pilares Mistos Preenchidos: Resultados Experimentais**. Cadernos de Engenharia de Estruturas. 2006; v. 8: n.32, p 61-64.
11. CAMPOLINA, B. M. **Estudo da Aderência entre Aço e Concreto em Pilares tubulares Mistos Preenchidos: uma Análise Experimental e Computacional** [Mestrado]. Belo Horizonte: UFMG; 2008.
12. ABNT NBR 6118 - **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. 2014.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto.

AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA DE UM PILAR MISTO PARCIALMENTE REVESTIDO VIA MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO COM CONTROLE DE CARGA*

Caline Souto Moraes¹

João da Costa Pantoja²

Resumo

Este trabalho tem como objetivo avaliar a segurança de um pilar misto parcialmente revestido submetido à flexo-compressão através da análise de confiabilidade. As verificações do pilar misto consideraram a ABNT 8800:2008 como base na montagem das funções de falha do modelo. As variáveis aleatórias do problema e suas respectivas distribuições foram definidas para cada diferente modo de falha do pilar. A análise de confiabilidade estrutural foi realizada por meio do Método de simulação de Monte Carlo. Após a obtenção dos resultados da simulação, foi executada uma análise de sensibilidade em vários parâmetros de projeto que interferem diretamente no aspecto segurança da estrutura. Verificou-se que os resultados obtidos tanto para o processo de simulação como para a análise de sensibilidade se complementam em uma avaliação da segurança do modelo probabilístico.

Palavras-chave: Pilar misto; Modos de falha; Confiabilidade estrutural; Monte Carlo.

SECURITY ASSESSMENT OF A COMPOSITE COLUMN PARTIALLY ENCASED THROUGH SIMULATION METHOD OF MONTE CARLO WITH LOAD CONTROL

Abstract

This work aims to assess the security of a composite column partially encased by concrete under bending and compression through reliability analysis. The composite column verification considered the Brazilian Code ABNT NBR 8800:2008 as the base in the assembly of the collapse functions of the model. The random variables of the problem and their respective distributions were defined to each different failure mode of the column. The structural reliability analysis was performed through simulation method of Monte Carlo. After achievement of simulation results, a sensibility analysis was performed in many parameters of design which directly interfere in the security aspect of the structure. It was verified that the results achieved both for the simulation process as for sensibility analysis complement each other in an assessment of probabilistic security model.

Keywords: Composite columns; Failure modes; Structural reliability; Monte Carlo.

¹ Engenharia Civil, Bacharel, Aluna, Faculdade De Tecnologia E Ciências Sociais Aplicadas – FATECS, Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

² Engenharia Civil, DSc, Professor, Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

O avanço tecnológico permitiu o desenvolvimento de inúmeras técnicas que promovem diversos tipos de economia, seja de tempo ou de material. A utilização de estruturas mistas se enquadra nessa categoria, pois, ao se combinar um perfil metálico com o concreto armado, proporcionando o melhor de cada elemento, resultou em obras mais rápidas e limpas.

Ainda na linha de desenvolvimento de novas tecnologias para promover uma maior economia, novos métodos de dimensionamento estão sendo pesquisados. O método de cálculo de elementos estruturais usado nos dias de hoje, semi-probabilístico, é ainda bastante conservador. Como não há como prever o comportamento da estrutura durante sua vida útil, o dimensionamento é realizado a favor da segurança.

Esse método vem sendo introduzido principalmente pelo JCSS (2001) – Joint Committee on Structural Safety [5], comissão de segurança estrutural suíça, e está sendo estudada por diferentes normas e códigos para que as estruturas e seus elementos sejam dimensionados, executados e conservados de forma que se mantenham adequados durante toda sua vida útil e da forma mais econômica possível.

1.2 Objetivos

Este estudo tem como objetivo analisar a segurança de um pilar misto parcialmente revestido de concreto armado utilizando a teoria da confiabilidade, por meio do Método de Simulação de Monte Carlo e com base na ABNT NBR 8800:2008.

A análise foi realizada a partir da execução de programas computacionais (no caso, MathCAD) e buscou determinar a probabilidade de falha do elemento estrutural ao se considerar as funções de falha da estrutura e a combinação de suas variáveis aleatórias na forma de suas respectivas distribuições.

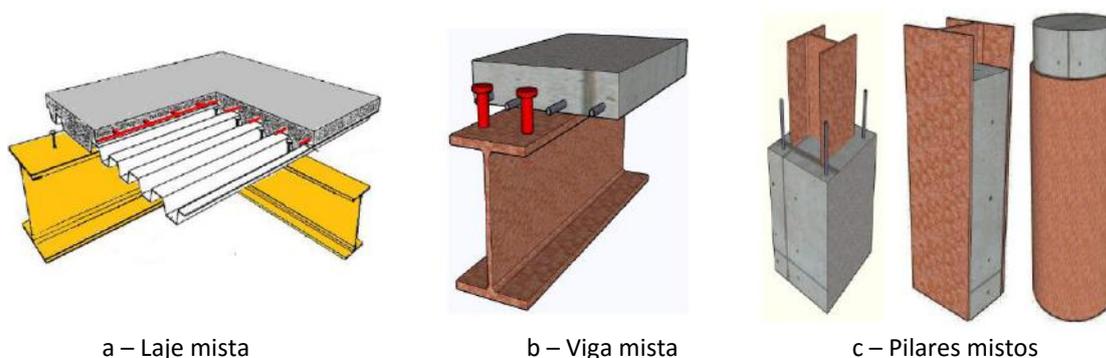
Além disso, para avaliar a segurança do pilar misto, uma análise de sensibilidade foi realizada ao se variar tais variáveis aleatórias e ao se comparar seus índices de confiabilidade.

2. ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

O sistema estrutural misto de aço e concreto é caracterizado pela união de um perfil metálico com concreto, em regra armado, que trabalham juntos como uma só peça estrutural e busca atrelar as vantagens construtivas e estruturais que cada material possui, conciliando a rigidez do concreto e o baixo peso do aço. A Figura 1 representa os tipos de estruturas mistas: laje, viga e pilar.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 1 – Estruturas mistas



Fonte: De Nardin et al. (2012) [2].

Conforme Griffis (1994) [4], os primeiros registros de utilização de elementos mistos foram vigas mistas totalmente revestidas em concreto no Edifício Methodist em Pittsburgh e na ponte Rock Rapids em Iowa, nos Estados Unidos da América, e datam de 1894.

O desenvolvimento de conectores de cisalhamento teve uma contribuição significativa no progresso das estruturas mistas ao aumentar a aderência dos dois materiais, melhorando o desempenho da peça estrutural.

Além da redução do peso próprio e, conseqüentemente, das cargas nas fundações, o uso de estruturas mistas promove racionalização de material, redução e até mesmo dispensa de formas e escoramentos, gerando obras mais rápidas e limpas. A esbeltez do aço permite uma maior flexibilidade e liberdade arquitetônica, pois mesmo revestidos com concreto, possuem seções de menores dimensões. O concreto, por sua vez, ademais de sua capacidade resistente ao incêndio e à corrosão, contribui para a estabilidade da edificação, pelo enrijecimento da seção transversal.

3. PILAR MISTO

O pilar misto é um elemento estrutural composto por concreto simples ou armado que preenche ou reveste um perfil de aço. Essa combinação é estabelecida por meio da adesão, do atrito e da ligação mecânica desses componentes. Sua concepção tem como objetivo maximizar a eficiência de cada material utilizado, preferencialmente com o concreto sendo solicitado à compressão e o aço, à tração.

De acordo com Fukumoto (1997) [3], o colapso do pilar misto pode ocorrer pela falha na interação entre o perfil de aço e o concreto. A aderência deve ser garantida para seu bom funcionamento, na utilização de atrito, de conectores de cisalhamento e do próprio contato entre os materiais.

Para Vallenilla & BJORHORDE (1990) [10], durante a execução da estrutura, o espaçamento entre as atividades de montagem da estrutura de aço e de lançamento do concreto não pode ser grande para não afetar a estabilidade da estrutura e nem pequena, pois pode causar a perda da eficiência do andamento da obra.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

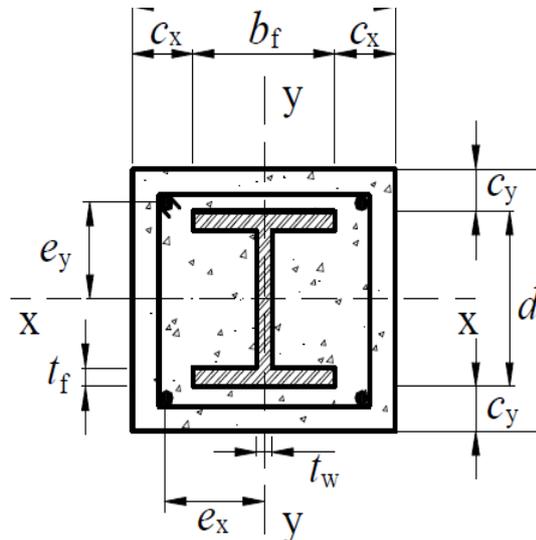
3.1 Classificação dos pilares mistos

3.1.1 Pilar misto revestido

Neste tipo de pilar, o perfil metálico, tipo “I” ou “H”, é completamente revestido com concreto e é indicado que seja utilizado concreto armado para se evitar a fragmentação do revestimento de concreto e para suprimir sua expansão lateral.

Por ser completamente envolto por concreto, possui excelente capacidade resistente ao fogo e à corrosão, não sendo necessária a pintura do perfil ou acabamento. Devido a isso, necessita de uma pequena porcentagem de armadura. A Figura 2 abaixo mostra a seção transversal de um pilar misto totalmente revestido.

Figura 2 – Seção transversal do pilar misto totalmente revestido.



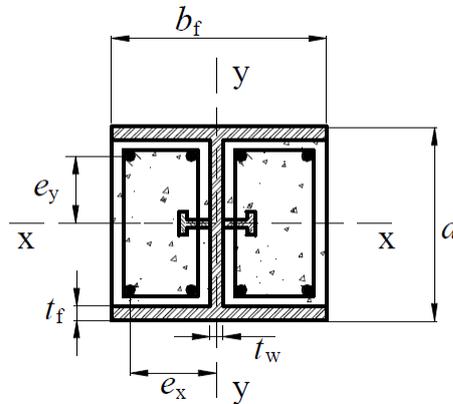
Fonte: ABNT NBR 8800:2008 [1].

3.1.2 Pilar misto parcialmente revestido

O pilar parcialmente revestido é caracterizado pelo preenchimento, com concreto, nos perfis “I” e “H”, da área entre as mesas do perfil metálico.

É necessário que se utilize conectores de cisalhamento em todo o comprimento do pilar por conta da exposição do elemento de aço. Após a concretagem, não há ganho de seção transversal, representada pela Figura 3, o que possibilita maior liberdade arquitetônica com uma capacidade resistente e rigidez maiores que os de um pilar metálico.

Figura 3 – Seção transversal do pilar misto parcialmente revestido.



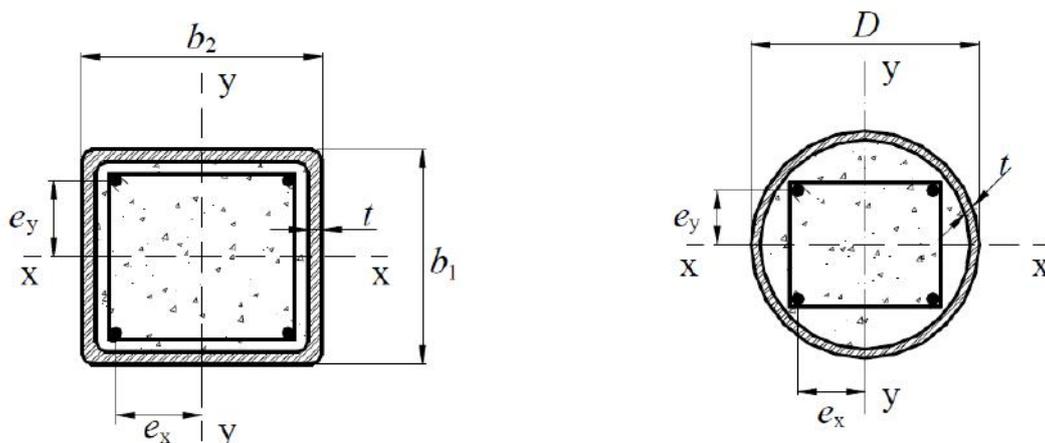
Fonte: ABNT NBR 8800:2008 [1].

3.1.3 Pilar misto preenchido

O pilar misto preenchido é caracterizado pelo preenchimento com concreto dos perfis tubulares, em geral circulares e retangulares, e dispensam a armadura e a forma, sendo essa uma grande vantagem desse tipo de pilar.

A rugosidade da parede do perfil e as imperfeições da seção transversal (Figura 4), segundo VIRDI & DOWLING apud SHAKIR-KHALIL (1988) [9], melhoram ainda mais a aderência em perfis tubulares. Porém, quando é necessário, o posicionamento dos conectores de cisalhamento é dificultado.

Figura 4 – Seção transversal do pilar misto preenchido.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008 [1].

4. DIMENSIONAMENTO

Para que o pilar tenha requisito de ser calculado como o anexo “P” da norma, ele deve possuir uma contribuição de aço, calculada pela Equação 1, cujo valor esteja entre 0,2 e 0,9. Caso seja menor que 0,2, deve ser calculado segundo a ABNT NBR 6118:2014, como pilar de concreto armado; se o resultado for maior que 0,9, deve ser calculado segundo recomendações da ABNT NBR 8800:2008, como de pilar de aço:

$$\delta = \frac{A_c \times f_{yd}}{N_{pIRd}} \quad (1)$$

sendo:

A_c : área da seção transversal de concreto;

f_{yd} : capacidade resistente de projeto ao escoamento do aço;

N_{pIRd} : força axial de compressão resistente nominal à plastificação total.

Para um pilar misto, a carga resistente N_{Rd} é dada por:

$$N_{Rd} = N_{Rdpl} \cdot \chi \quad (2)$$

onde:

N_{Rdpl} : força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total;

χ : fator de redução em relação à esbelteza.

A carga solicitante, N_{Sd} , é definida por:

$$N_{Sd} = N_g + N_q \quad (3)$$

onde:

N_g : carga permanente;

N_q : carga acidental.

Para a verificação quanto a flexo-compressão, é calculado o Modelo 1, modelo de cálculo mais simplificado para determinação dos pontos da curva de interação.

Para a relação $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$, o *Modelo₁* é dado por:

$$\text{Modelo}_1 = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdplx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdply}} \right) \quad (4)$$

e para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$, o *Modelo₁* é dado por:

$$Modelo_1 = \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdplx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdply}} \right) \quad (5)$$

onde:

N_{Rd} : carga resistente de compressão simples;

N_{Sd} : carga solicitante de compressão simples;

M_{Sdx} : momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção mista;

M_{Rdplx} : momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista;

M_{Sdy} : momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção mista;

M_{Rdply} : momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista.

5. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

5.1 Segurança estrutural

A segurança estrutural está associada à predisposição da estrutura em resistir aos esforços solicitantes sem romper (ELU) e sem perder a funcionalidade para qual foi projetada (ELS). Ao se categorizar os modos de falha inerentes ao projeto estrutural em variáveis aleatórias, pode-se relacionar a segurança estrutural com a confiabilidade determinando a probabilidade de falha dessa estrutura.

Nesse trabalho, o método de simulação de Monte Carlo será usado para calcular a probabilidade de falha de um pilar misto parcialmente revestido.

5.2 Análise de confiabilidade

A confiabilidade estrutural tem como grande vantagem o fato de determinar a probabilidade de um modo de falha de uma estrutura ocorrer sem considerar a utilização de coeficientes de segurança.

De acordo com Neves (2004) [7], confiabilidade pode ser caracterizada como a probabilidade de um elemento estrutural se comportar da forma que foi projetado durante sua vida útil considerando a possibilidade dele alcançar o estado limite último ou o estado limite de serviço. A confiabilidade pode ser definida, em formas estatísticas, pelo complemento da probabilidade de falha, sendo:

$$C = 1 - pf \quad (6)$$

onde:

C: confiabilidade;

pf: probabilidade de ocorrer um modo de falha.

Para obras civis, são utilizados os valores na ordem de 10^{-3} a 10^{-6} para a probabilidade de falha e esse valor é considerado como parâmetro de confiabilidade de uma estrutura.

Após a determinação dos modos de falha, devemos identificar as variáveis pertinentes ao problema, que caracterizam as incertezas da estrutura. As variáveis que se caracterizarem por processos aleatórios são compiladas em um vetor que contém as variáveis de projeto: $X = \{X_1, X_2, X_3, \dots, X_n\}$ (VERZENHASSI, 2008 [11]).

A equação de estado limite $G(\cdot)$, descrita abaixo, é função das variáveis de projeto X para cada estado limite considerado:

$$G(X) = G(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0 \quad (7)$$

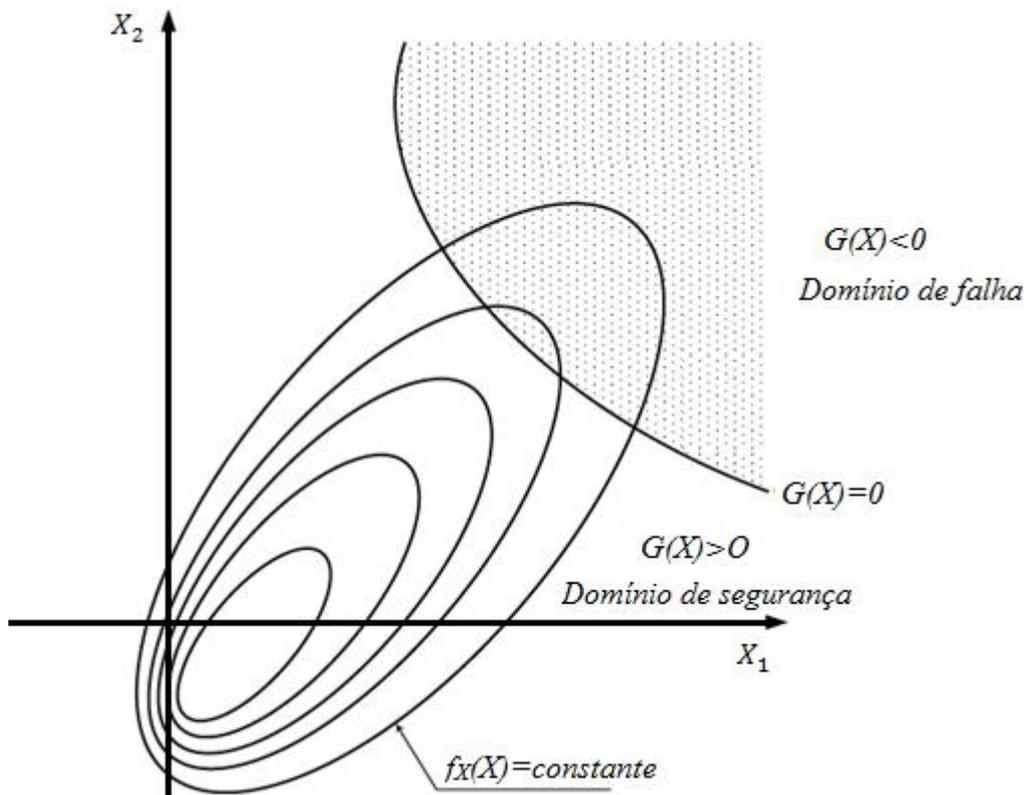
tendo $G(X) \leq 0$ como falha na estrutura.

Essa função de falha é utilizada para determinar a probabilidade de suceder um evento de falha na estrutura:

$$pf = P(G(X) < 0) \quad (8)$$

A Figura 5 abaixo representa a definição do domínio de falha para as variáveis X_1 e X_2 .

Figura 5 – Definição do domínio de falha



Fonte: Adaptado de Melchers (2002) [6].

Segundo Melchers (2002) [6], a avaliação da probabilidade de falha ao se comparar um carregamento S com uma capacidade resistente R é denominado caso fundamental ou problema básico da confiabilidade e é dada por:

$$pf = P[\{R \leq S\}] = P[\{R - S\} \leq 0] \quad (9)$$

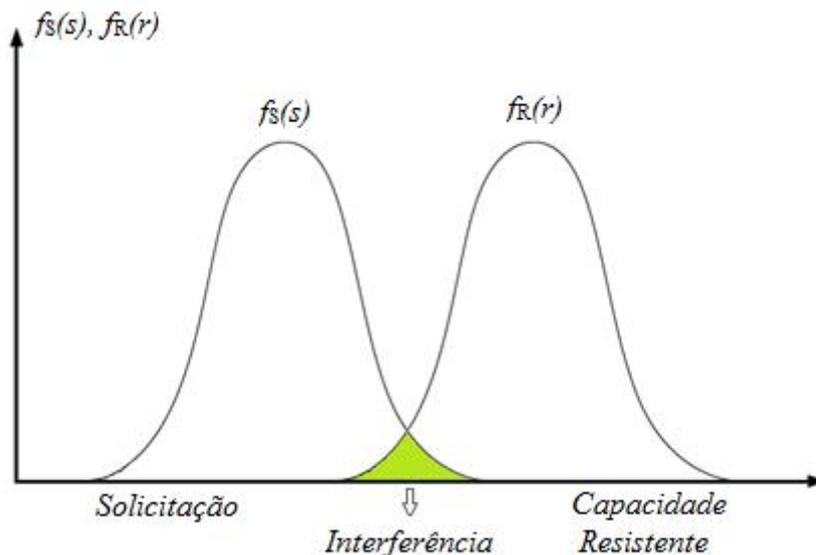
A probabilidade de falha pode ser definida como o somatório de todos os pontos de probabilidade inseridos no domínio de falha, ou seja, pode ser representada pela integral da função de probabilidade:

$$pf = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^S f_{RS}(r,s) dr ds \quad (10)$$

onde $f_{RS}(r,s)$ é a função de densidade de probabilidade de R e S .

Verzenhassi (2008) [11] menciona que a área de interferência entre as distribuições R e S é simétrico, porém não é igual, à probabilidade de falha, apresentada na Figura 6. Essa probabilidade pode ter seu valor reduzido pela melhora no controle de fabricação dos materiais, no processo construtivo e por outros meios que diminuam as incertezas relacionadas ao problema e podem ser relacionados ao desvio padrão da capacidade resistente.

Figura 6 – Problema fundamental da confiabilidade



Fonte: Adaptado de Melchers (2002) [6].

Constatando que o índice de confiabilidade β é a distância entre o valor médio da variável aleatória G (estado limite) e o ponto limite do estado de falha ($G = 0$) medido em unidades de desvio padrão, β pode ser representada por:

$$\mu_G - \beta \sigma_G = 0 \quad (11)$$

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (12)$$

A partir de uma função de distribuição acumulada da variável normal padrão $\Phi(\cdot)$, de média nula e desvio padrão unitário, obtém-se a probabilidade de falha para cada modo de falha (VERZENHASSI, 2008 [11]):

$$pf = \Phi(-\beta) \quad (13)$$

Conforme Sagrilo (2003) [8], no espaço normal padrão das variáveis aleatórias reduzidas não correlacionadas, o índice de confiabilidade β pode ser definido geometricamente como a distância do ponto de projeto (ou o ponto mais suscetível de falha) até a origem.

Valores alvo do índice de confiabilidade para estados limites últimos foram propostos pelo JCSS (2001) e são reproduzidos na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1 – Valores alvo para o índice de confiabilidade β e probabilidades de falha associadas, relacionados a estados limites últimos.

Medida relativa do custo de segurança	Consequências leves de falha	Consequências moderadas de falha	Consequências graves de falha
Grande (A)	$\beta = 3,1$ (pf $\approx 10^{-3}$)	$\beta = 3,3$ (pf $\approx 10^{-4}$)	$\beta = 3,7$ (pf $\approx 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta = 3,7$ (pf $\approx 10^{-4}$)	$\beta = 4,2$ (pf $\approx 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ (pf $\approx 10^{-6}$)
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$ (pf $\approx 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ (pf $\approx 10^{-6}$)	$\beta = 4,7$ (pf $\approx 10^{-6}$)

Fonte: JCSS (2001) [5].

5.3 Método de simulação de Monte Carlo

O método de simulação de Monte Carlo é bastante utilizado por ser apropriado para problemas que envolvem variáveis aleatórias com distribuição de frequência já bem definidas. Consiste na execução de inúmeras repetições randômicas do processo de simulação para cada variável aleatória de entrada.

A função de falha é avaliada em cada simulação realizada, que é testada diversas vezes, fazendo uma comparação com os N conjuntos de simulações geradas e os n valores de eventos de falha atingidos. A probabilidade de falha é obtida por:

$$pf = \frac{n(G(X) < 0)}{N} \quad (14)$$

onde $n(G(X) < 0)$ indica quantas vezes a função de falha incidiu na região de falha.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para incorrer em um resultado satisfatório, uma elevada quantidade de resultados independentes é obtida e é possível alcançar uma estimativa central (média) do valor da integral. Este método soluciona o problema da integração ao considerá-la como um valor médio.

6. METODOLOGIA APLICADA

Para avaliar a segurança do pilar misto em questão, o método de simulação de Monte Carlo foi utilizado para a obtenção da probabilidade de falha da estrutura.

O método foi implementado via software MathCAD, que realiza uma quantidade de simulações randômicas automáticas pré-definidas e combina as variáveis geradas para avaliar uma possível situação de falha do elemento estrutural.

Após a obtenção da probabilidade de falha, foi realizada uma análise de sensibilidade do problema ao se variar os parâmetros aleatórios da estrutura para observar quais as características mais influenciam no comportamento do pilar.

7. EXEMPLO DE UM PILAR MISTO SUBMETIDO A FLEZO-COMPRESSÃO

7.1 Apresentação do problema

Como ilustração prática do tema proposto, foi analisado um pilar misto parcialmente revestido de concreto armado decorrente de um reforço estrutural de um pilar para a introdução de uma passarela no Boulevard Shopping Brasília como mostra a Figura 7.

Figura 7 – Passarela Boulevard Shopping Brasília



Fonte: Autora.

O problema proposto trata de um pilar misto parcialmente revestido de concreto armado engastado com $L = 15$ metros de altura. Os materiais utilizados são aço ASTM A36 para o perfil metálico, aço CA-50 para as barras de aço e $f_c = 30$ MPa para o concreto. O perfil metálico é o CS 450 280 e os conectores de cisalhamento são do tipo pino com cabeça, de diâmetro de 19 mm e de altura nominal de 110 mm. As solicitações consideradas se encontram na Tabela 2 a seguir:

Tabela 2 – Solicitações

	Valor	Posição (m)
Normal Compressão (kN)	66,2	0
Momento fletor em X (kN.cm)	2,5	15
Momento fletor em Y (kN.cm)	474,0	0

Fonte: Autora

As dimensões do pilar misto são apresentadas na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Dimensões do pilar misto

Dimensões	mm
b_f	500
d	500
t_f	31,5
t_w	19

Fonte: Autora

7.2 Variáveis aleatórias

A Tabela 4 apresenta as variáveis aleatórias definidas e suas respectivas distribuições consideradas:

Tabela 4 – Variáveis aleatórias

	Variável aleatória		Distribuição	μ	δ
Solicitação	Carga permanente	g_1	Normal	*	5%
	Carga variável	q_1	Gumbel	*	25%
Capacidade Resistente	Capacidade resistente do Concreto	f_c	Log-normal	30 MPa	17%
	Capacidade resistente do Aço	f_y	Log-normal	250 MPa	5%
		f_t	Log-normal	500 MPa	5%

*Variam para cada verificação

Fonte: Autora.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

7.3 Funções de falha

Para o cálculo da probabilidade de falha do pilar misto apresentado, foram realizadas 10^6 simulações randômicas para cada variação de cada parâmetro definido para a análise de segurança do elemento estrutural. Essas simulações foram feitas com base nas funções de falha apresentadas a seguir.

A função de falha G_1 é referente ao esforço axial (compressão centrada) e é dada por:

$$G_1 = N_R - N_S \quad (15)$$

onde:

N_R : carga resistente média de compressão simples;

N_S : carga solicitante média de compressão simples.

A função de falha G_2 é referente à flexo-compressão (Modelo 1) e é dada por:

$$G_2 = 1 - Modelo_1 \quad (16)$$

onde:

$Modelo_1$: modelo de cálculo mais simplificado para determinação dos pontos da curva de iteração.

Para a relação $\frac{N_S}{N_R} \geq 0,2$, o $Modelo_1$ é dado por:

$$Modelo_1 = \frac{N_S}{N_R} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sx}}{M_{Rplx}} + \frac{M_{Sy}}{M_{Rply}} \right) \quad (17)$$

e para $\frac{N_S}{N_R} < 0,2$, o $Modelo_1$ é dado por:

$$Modelo_1 = \frac{N_S}{2N_R} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sx}}{M_{Rplx}} + \frac{M_{Sy}}{M_{Rply}} \right) \quad (18)$$

onde:

M_{Sx} : momento fletor solicitante de cálculo médio em relação ao eixo x da seção mista;

M_{Rplx} : momento fletor resistente de cálculo médio em relação ao eixo x da seção mista;

M_{Sy} : momento fletor solicitante de cálculo médio em relação ao eixo y da seção mista;

M_{Rply} : momento fletor resistente de cálculo médio em relação ao eixo y da seção mista.

7.4 Variação dos parâmetros

Inicialmente, com o propósito de avaliar o programa, foi realizada uma análise de sensibilidade para o índice de probabilidade β das funções de falha com carga de compressão fixa através da variação dos parâmetros:

- 50% para carga permanente e 50% para carga acidental;
- Variação do M_x e M_y entre 10 kNcm e 20000 kNcm;
- Capacidade resistente do concreto, variando de 20 MPa a 35 MPa.

8. RESULTADOS

8.1 Análise global

Para que seja possível analisar a probabilidade de falha da estrutura via método de Monte Carlo, o índice de confiabilidade deve variar entre 0,0 e 2,0, o que limita o número de iterações. Para isso, é necessário fazer uma calibração com o aumento das cargas.

A Tabela 5 abaixo mostra a variação entre os momentos para cada simulação.

Tabela 5 – Variação de M_x e M_y

	N (kN)	M_x (kNcm)	M_y (kNcm)
S1	11000,0	10,0	10,0
S2	11000,0	20000,0	20000,0
S3	11000,0	20000,0	10,0
S4	11000,0	10,0	20000,0

Fonte: Autora.

Para averiguar o programa desenvolvido para o método, foi feita uma calibração deste para verificar a coerência entre os modos de falha. Foram realizadas simulações, variando o f_c entre 20 MPa e 35 MPa, acerca do modo de falha 1, compressão centrada, denominado CC, e do modo de falha 2, flexo-compressão, denominado MODELO1.

Essa verificação foi feita para comprovar que CC é um caso particular do MODELO1, pois ao se desconsiderar os momentos neste último, ele deve se comportar de forma semelhante ao CC, pois vai trabalhar considerando apenas a compressão centrada.

Os resultados da simulação S1 (Tabela 6 e Figura 8) provou a condição descrita e confirmou a veracidade do método desenvolvido a partir das formulações sugeridas pela ABNT NBR 8800:2008 referente a dimensionamento de pilares mistos.

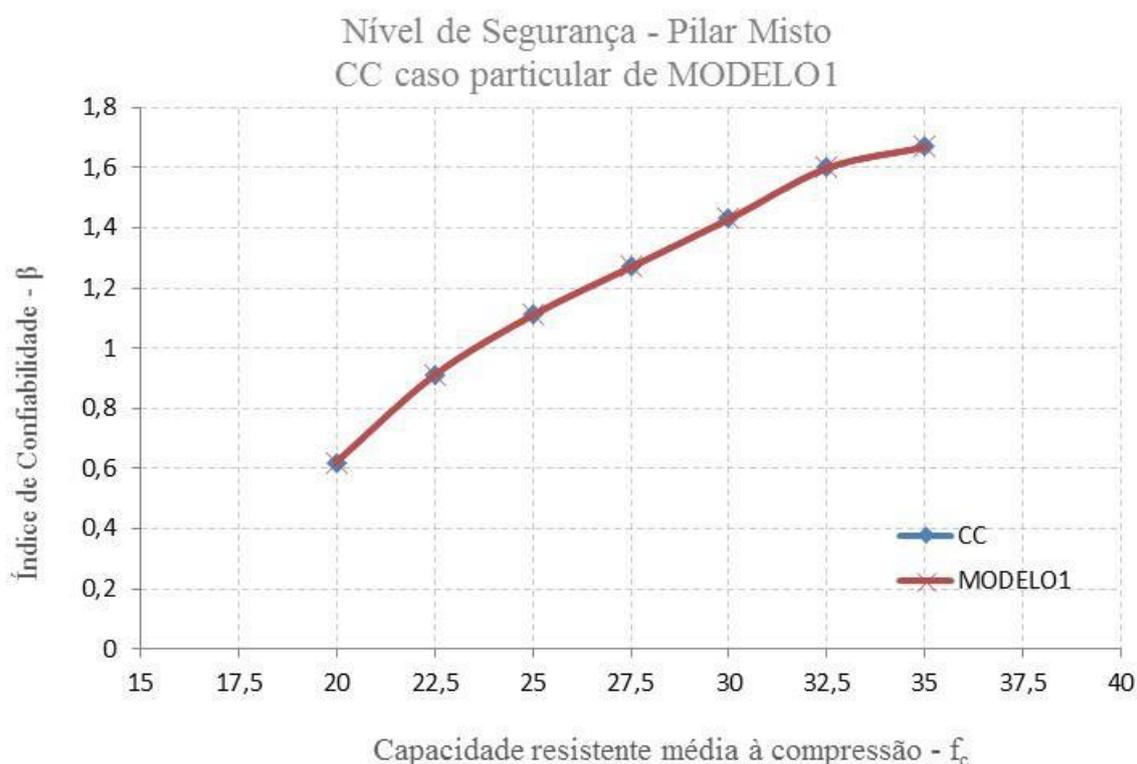
* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 6 – S1 - Índices de confiabilidade para CC e MODELO1

f_c (MPa)	β	
	CC	MODELO1
20,0	0,62	0,62
22,5	0,91	0,91
25,0	1,11	1,11
27,5	1,27	1,27
30,0	1,43	1,43
32,5	1,60	1,60
35,0	1,67	1,67

Fonte: Autora.

Figura 8 – Gráfico Índice de confiabilidade X f_c – CC caso particular de MODELO1



Fonte: Autora.

À medida que se foi aumentado o f_c do concreto, observou-se que o índice de confiabilidade se elevou gradualmente, o que era de se esperar ao aumentar a rigidez do concreto, que aumenta assim, a rigidez da peça estrutural mista e sua capacidade resistente.

Os índices de confiabilidade β da simulação S2 (Tabela 7 e Figura 9) foram obtidos ao se considerar os momentos M_x e M_y com valores relevantes para que o MODELO1 se comportasse à flexo-compressão.

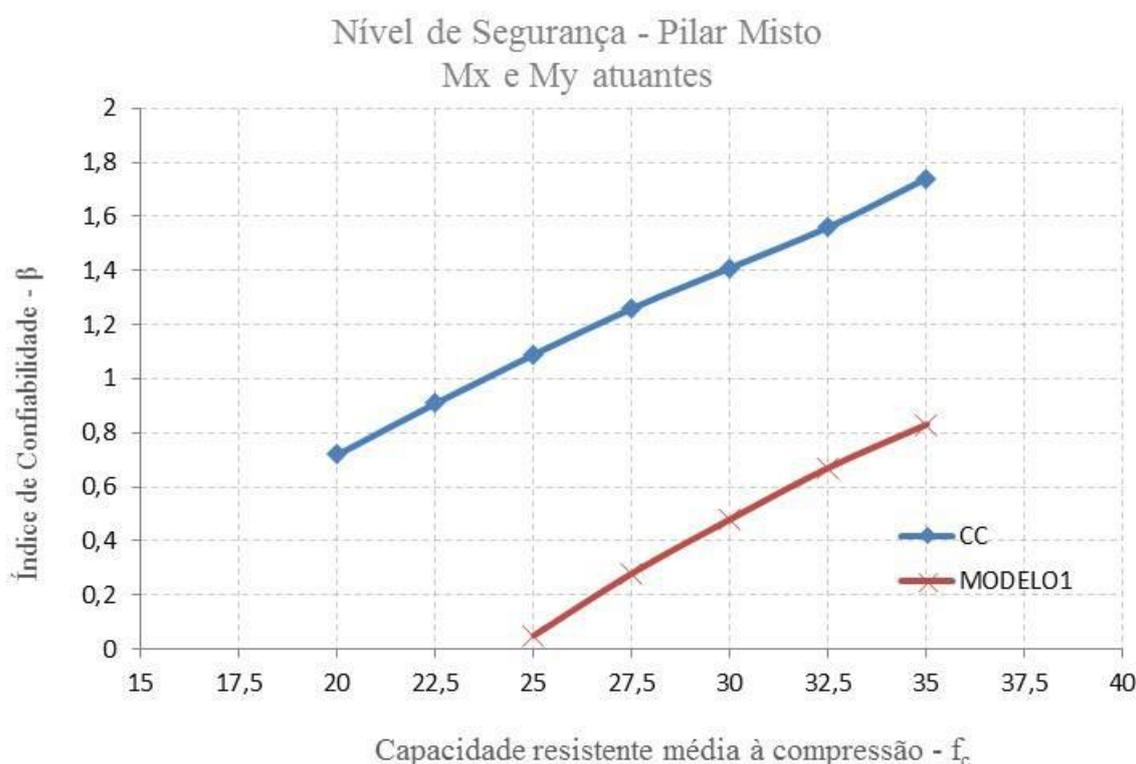
* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 7 – S2 - Índices de confiabilidade para CC e MODELO1

f_c (MPa)	β	
	CC	MODELO1
20,0	0,72	-
22,5	0,91	-
25,0	1,09	0,05
27,5	1,26	0,28
30,0	1,41	0,48
32,5	1,56	0,67
35,0	1,74	0,83

Fonte: Autora.

Figura 9 – Gráfico Índice de confiabilidade X f_c – Mx e My atuantes



Fonte: Autora.

Ao se elevar os momentos no eixo x e no eixo y, o índice de confiabilidade do MODELO1 diminuiu, pois se acrescentou maior solicitação e possíveis instabilidades no pilar, demonstrando sua sensibilidade aos momentos e aumentando, assim, a probabilidade de falha do sistema.

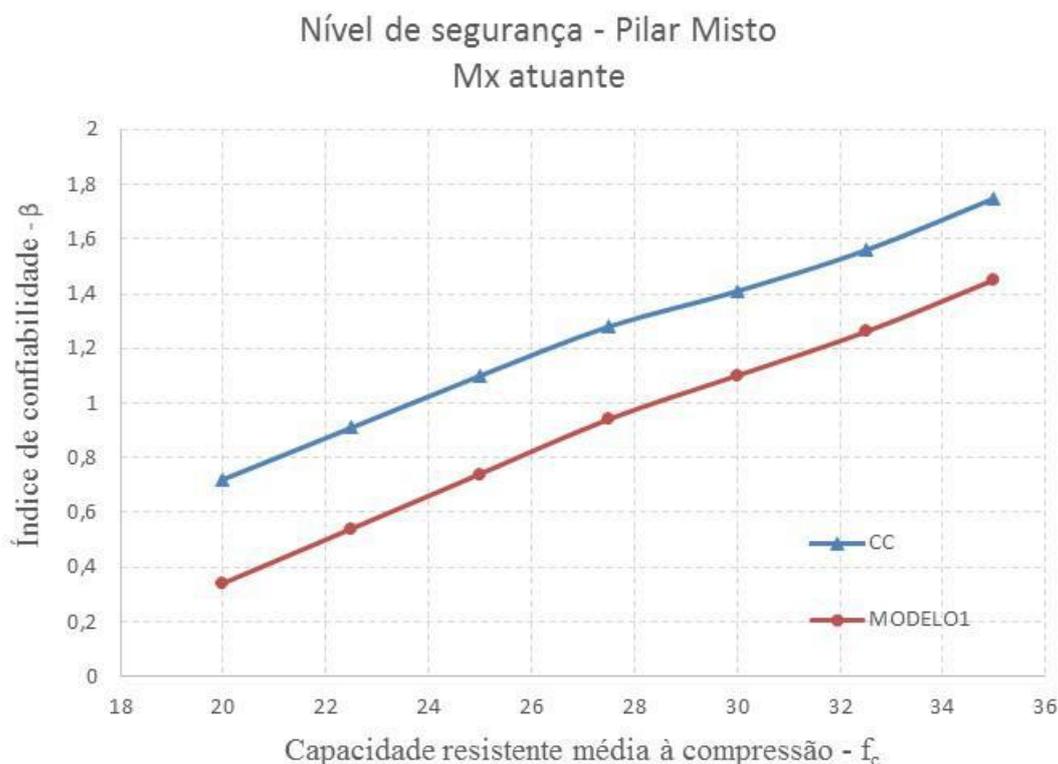
A simulação S3 (Tabela 8 e Figura 10) considerou um momento M_x alto e um momento M_y quase irrelevante para avaliar o comportamento do MODELO1 com aplicação de um esforço apenas no eixo x do elemento estrutural.

Tabela 8 – S3 - Índices de confiabilidade para CC e MODELO1

f_c (MPa)	β	
	CC	MODELO1
20,0	0,72	0,34
22,5	0,91	0,54
25,0	1,10	0,74
27,5	1,28	0,94
30,0	1,41	1,10
32,5	1,56	1,26
35,0	1,75	1,45

Fonte: Autora.

Figura 10 – Gráfico Índice de confiabilidade X f_c – M_x atuante



Fonte: Autora.

A simulação S3 promoveu resultados coerentes com o esperado: o índice de confiabilidade de CC não se alterou com a introdução do momento em x, pois não apresenta sensibilidade a momentos, e a probabilidade de falha do MODELO1, modelo de cálculo mais

simplificado para determinação dos pontos da curva de iteração considerado pela ABNT NBR 8800:2008, aumentou ao se considerar apenas o M_x e a carga de compressão centrada.

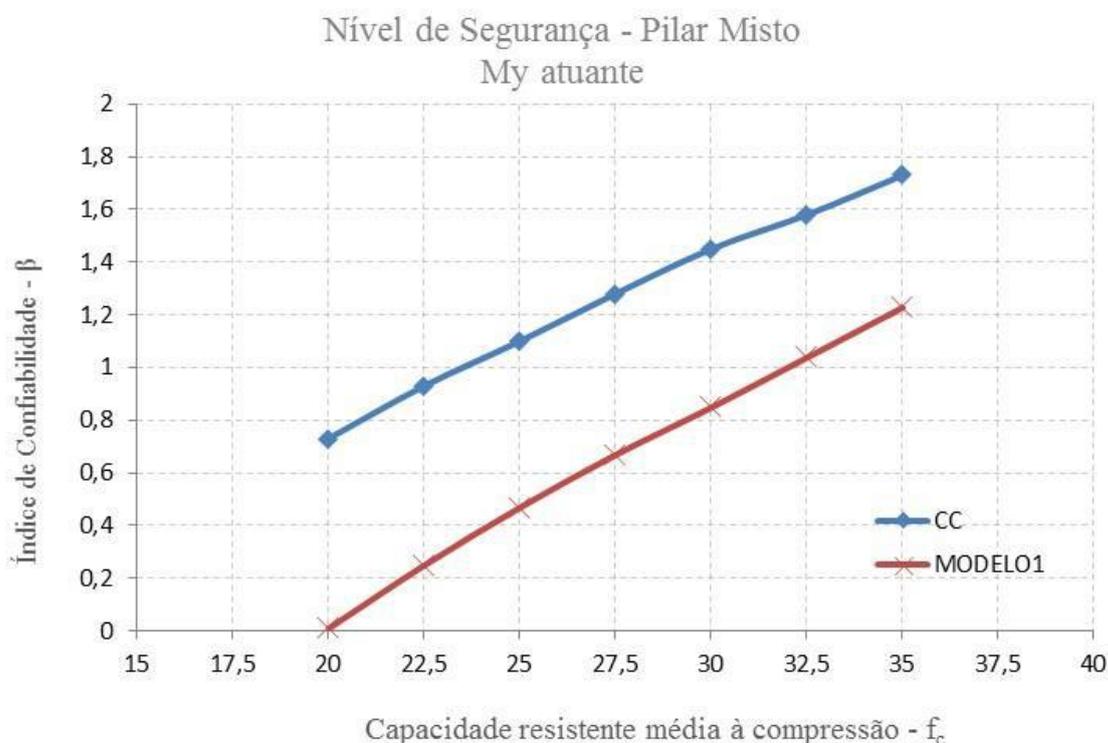
Os resultados dos índices de confiabilidade da última simulação considerada, S4 (Tabela 9 e Figura 11), foram obtidos pelo acréscimo do momento M_y e diminuição do momento no eixo x do pilar, buscando-se observar o comportamento do MODELO1 para essa solicitação, visto que o modo de falha CC não apresenta sensibilidade aos momentos.

Tabela 9 – S4 - Índices de confiabilidade para CC e MODELO1

f_c (MPa)	β	
	CC	MODELO1
20,0	0,73	0,01
22,5	0,93	0,25
25,0	1,10	0,47
27,5	1,28	0,67
30,0	1,45	0,85
32,5	1,58	1,04
35,0	1,73	1,23

Fonte: Autora.

Figura 11 – Gráfico Índice de confiabilidade X f_c – M_y atuante



Fonte: Autora.

Os resultados obtidos na simulação S4 apresentaram diminuição do índice de confiabilidade do MODELO1, visto que a direção y do pilar misto possui menor inércia do que a

direção x, o que promove maior instabilidade do pilar e aumenta a probabilidade de falha do sistema. O MODELO1 apresenta maior sensibilidade ao acréscimo do momento na direção y do que na direção x, resultando em um índice de confiabilidade de praticamente metade do obtido ao se considerar o momento na direção x. Conforme o esperado, os índices de confiabilidade obtidos para CC não sofreram alteração, pois esse modo de falha só considera a carga de compressão centrada, não apresentando sensibilidade ao acréscimo de momentos.

8.2 Análise do pilar misto do Shopping Boulevard Brasília

O pilar misto do Shopping Boulevard Brasília antes de receber a passarela, já apoiava duas rampas, uma de cada lado. A sua análise levou em consideração duas situações: a primeira considerou apenas uma rampa solicitada e o peso da nova estrutura. A segunda, as duas rampas solicitadas e o peso da passarela a ser instalada.

Foram adotadas solicitações médias para a verificação. A Tabela 10 abaixo mostra as solicitações consideradas para a determinação da probabilidade de falha do pilar.

Tabela 10 – Solicitações médias para o pilar misto do Exemplo

	1ª situação	2ª situação
N (kN)	1066	2066
Mx (kNcm)	50000	2,5
My (kNcm)	474	474

Fonte: Autora.

Os índices de confiabilidade determinados para o pilar misto decorrente de um reforço estrutural do Shopping Boulevard Brasília são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Índices de confiabilidade determinados para o Exemplo

	1ª situação	2ª situação
β_1	2,85	1,89
β_2	2,04	1,88

Fonte: Autora.

9. CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou uma avaliação de segurança de um pilar misto parcialmente revestido de concreto armado dimensionado com base na ABNT NBR 8800:2008 a partir da teoria da confiabilidade. Tal avaliação foi realizada por meio de uma análise de sensibilidade ao se variar parâmetros que podem influenciar no comportamento e na capacidade resistente do pilar misto.

A variação dos momentos nas direções do pilar misto resultou na confirmação de que o modo de falha G_1 , que considera apenas cargas de compressão centrada, é um caso particular no modo de falha G_2 , o Modelo1, que apresenta sensibilidade a cargas de compressão centrada e a momentos, pois quando o Modelo1 é solicitado com momentos

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

desprezíveis, seus índices de confiabilidade e suas probabilidades de falha são iguais aos do modo CC.

A inércia na direção x do pilar misto é maior que em sua direção y, o que promove maior rigidez e capacidade resistente nesse eixo. As simulações realizadas mostraram que o eixo y apresenta maior sensibilidade ao acréscimo de momentos e possui menores índices de confiabilidade e, conseqüentemente, maior probabilidade de falha que o eixo x.

O aumento da capacidade resistente à compressão do concreto (f_c), como esperado, aumentou a rigidez da peça estrutural o que promoveu o ganho de capacidade resistente do pilar misto. Os índices de confiabilidade dos dois modos de falha, G_1 e G_2 , aumentaram na mesma proporção do aumento do f_c .

O estudo de confiabilidade permite o dimensionamento de uma peça sem os coeficientes de segurança normalmente utilizados para cálculo com base no índice de confiabilidade da peça estrutural. Esse método busca promover um dimensionamento mais econômico e ao mesmo tempo, seguro.

Os níveis de segurança para o dimensionamento de um pilar misto podem ser calibrados com o objetivo de se normatizar os índices de segurança de cada modo de falha, assim, as probabilidades de falha serão também uniformizadas e os modos irão ser solicitados de forma uniforme. Como apresentado no exemplo, quando há solicitação desprezível do momento em y, o índice de confiabilidade é bem maior do que quando há uma solicitação considerável. Essa consideração pode resultar em um dimensionamento mais enxuto e em uma promoção de economia em todo o investimento do empreendimento.

Com isso, o dimensionamento de pilares mistos pode se tornar economicamente mais vantajoso sem deixar de levar em conta a segurança.

REFERÊNCIAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro.
2. DE NARDIN, S.; SOUZA, A.C.S; PEREIRA, M.F. Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e concreto. Congresso Latinoamericano da construção metálica. 2012.
3. FUKUMOTO, Y. Structural stability design: steel and compo-site structures. 1 ed. Grã-Bretanha: Pergamon, 1997, 417p.
4. GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High Lecture: Compo-site Frame Construction. In: National Steel Construction Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 18 – 20 may, 1994. Proceedings. New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.
5. JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY – JCSS (2001), The probabilistic model code. Available in <www.jcss.byg.dtu.dk>.
6. MELCHERS, R. E. Structural Reliability Analysis and Prediction, New York, John Wiley & Sons, 2002.
7. NEVES, R. A. Desenvolvimento de Modelos Mecânicos-Probabilísticos para estruturas de Pavimentos de Edifícios. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos/SP, 2004.
8. SAGRILLO, L. V. S. Apostila do Curso de Confiabilidade Estrutural, UFRJ, Rio de janeiro, Brasil, 2003.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

9. SHAKIR-KHALIL, H. Full-scale tests on composite connections. Engineering Foundation Conference on Composite Construction; Composition Construction II. Potosi, Missouri, USA. June 1992.
10. VALLENILLA, C.; BJORHOVDE, R. (1990) Behaviour of composite frames during construction. Journal of Construc-tional Steel Research. v.15, n.1-2, p.3-21.
11. VERZENHASSI, C. C. Otimização de Risco Estrutural Baseada em Confiabilidade. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos/SP, 2008.

Tema: Estruturas de aço e mista aço e concreto

CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS HÍBRIDAS E MISTAS: ESTUDO DE CASOS*

Sandro Valério de Souza Cabral¹

Renata de Lucena Trindade Martins²

Bernar Henrique Gama Braga³

Resumo

O uso de estruturas híbridas e mistas vem se diversificando no Brasil como alternativa capaz de reunir os benefícios de dois ou mais materiais estruturais em uma mesma obra. A combinação mais utilizada é aço e concreto armado, cuja maior referência de projeto é a NBR 8800/2008. Muitas variáveis são importantes na definição de quais sistemas construtivos e materiais devem ser utilizados como a concepção arquitetônica, o planejamento e a eficiência executiva e a concepção estrutural. Este estudo visa traçar um paralelo entre estruturas híbridas e mistas destacando os seus processos de concepção e escolha de materiais. Adicionalmente, este artigo descreve quatro casos de obras projetadas pela Projectação: um restaurante, um edifício comercial e duas residências unifamiliares. Estes casos ilustram procedimentos para a escolha de estruturas híbridas e mistas, além de contribuir para a expansão de sua utilização, viabilizando soluções não convencionais. Os resultados obtidos, embora envolvam a sincronização de equipes com diferentes habilidades, são bastante promissores do ponto de vista arquitetônico e construtivo, trazendo soluções capazes de vencer grandes desafios estruturais com relativa economia e prazo de execução reduzido.

Palavras-chave: Híbridas; Mistadas; Estruturas; Aço

CONCEPTUAL DESIGN OF HYBRID AND COMPOSITE STRUCTURES: CASE STUDIES

Abstract

Hybrid and composite structures have been used in Brazil as a way capable of integrate the benefits of two or more structural materials in the same building. The most common combination is steel and reinforced concrete, standardized by the Brazilian code NBR 8800/2008. Many variables are important in the definition of which construction systems and structural materials are more suitable, as architectural conceptual design, construction planning and efficiency and conceptual structural design. This study aims to establish a comparison between hybrid and composite structures pointing out their conceptual design and material choice process. Moreover, it describes four cases of buildings designed by Projectação: a restaurant, a multi-storey commercial building and two houses. These cases illustrate procedures for hybrid and composite structures searching and contribute for their application expansion, enabling non-conventional solutions. The obtained results, although implying simultaneous different skills teams, are encouraging both from the constructive and architectural point of view, bringing solutions capable of overpassing difficult structural problems with reasonable costs and construction times.

Keywords: Hybrid; Composite; Structural; Steel

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

¹ Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, MPhil in Civil Engineering, Diretor técnico da Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

² Arquiteta e estudante de Engenharia Civil, Estagiária na Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

³ Engenheiro Civil, Engenheiro Estrutural na Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

1 INTRODUÇÃO

Além da maior necessidade de métodos e tecnologias mais eficientes e maior rapidez de execução, a arquitetura contemporânea vem contribuindo para a expansão do uso de estruturas híbridas e/ou mistas (Dias [6]). Os benefícios de vários materiais estruturais em uma mesma estrutura pode ser um fator decisivo para a obtenção de melhores resultados especialmente com relação a uma maior produtividade aliadas a maiores desafios estruturais. A maneira mais simples de obtenção de tais resultados é o uso de materiais que, além de compatíveis entre si, também apresentem propriedades complementares. Estudos teóricos e práticos no assunto são escassos, especialmente quando se refere às diversas possibilidades existentes, suas vantagens, desvantagens e usos. Os dois materiais mais utilizados em estruturas híbridas e mistas são o aço e o concreto, embora os conceitos possam ser estendidos para outros materiais.

Segundo a NBR 8800/2008 [4] estruturas mistas são aquelas formadas por componentes de aço e concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto, ou seja, sem que haja deslocamento relativo entre eles. Por conseguinte, estruturas híbridas são aquelas formadas por componentes em aço e concreto armado sem comportamento estrutural conjunto. Portanto cobertas em aço apoiadas em pilares em concreto armado são estruturas híbridas porque não existe funcionamento conjunto entre eles, mas pilares circulares em aço preenchidos com concreto, armado ou não, são estruturas mistas.

Dentro deste contexto é importante diferenciar estruturas mistas de materiais mistos. Estruturas mistas são formadas por componentes rígidos ou aparentes e materiais mistos são compostos de materiais flexíveis e internos. Por exemplo, o concreto armado e o concreto protendido são materiais mistos e não estruturas mistas, pois as barras de aço e as cordoalhas, engraxadas ou não, são flexíveis e internos. Um exemplo interessante que ajuda a compreender tais conceitos é o de peças com protensão externa (Nelsen e Souza [11]), que configuram estruturas mistas porque, apesar de envolver um material flexível (cabo de protensão), este é aparente.

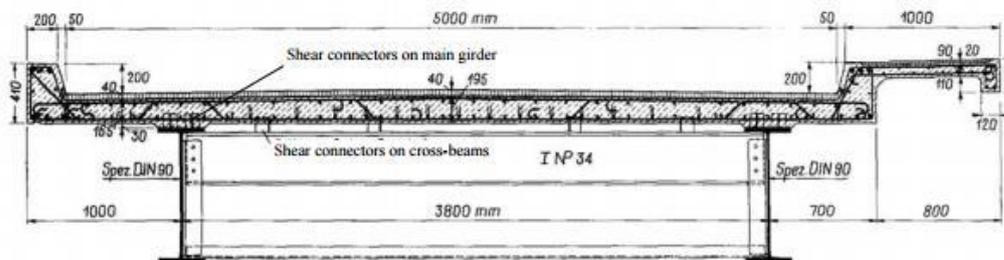
O conceito de estruturas mistas se origina da necessidade de se obter soluções mais produtivas e econômicas envolvendo mais de um material. Portanto quando se pensa em unir uma chapa em aço com uma laje em concreto - esquema da laje mista steel deck- estar-se-á querendo aproveitar a grande capacidade à compressão do concreto e a grande capacidade à tração do aço e adicionalmente obter um piso mais resistente ao fogo, mais leve e de maior velocidade de execução.

Historicamente o processo de desenvolvimento das estruturas mistas passa por quatro fases distintas (Pelke e Kurrer[12]): inicial (1850-1900), de constituição (1900-1925), de estabelecimento (1925-1950) e clássica (1950-1975). A fase inicial se refere a diversas tentativas de utilizar peças em aço rígidas embutidas em peças em concreto com ou sem

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

mecanismo de iteração por adesão e/ou fricção. A fase de constituição se refere ao melhor entendimento da separação construtiva entre aço e concreto na seção transversal dos elementos com o surgimento da noção de discernimento entre material misto (barras flexíveis dentro do concreto=concreto armado) e estrutura mista (barras rígidas não mais envolvidas por concreto). A fase de estabelecimento se refere ao desenvolvimento da ligação entre os dois materiais passando de restrição posicional a conector de cisalhamento. A primeira ponte a utilizar conectores de cisalhamento soldados é o viaduto Willerzeller na Suíça concluído em 1936 (Figura 1). O pós-guerra é o grande incentivador da fase clássica, onde a conexão entre os elementos da seção transversal é quantificada, com o surgimento das primeiras normas nos EUA e Europa, e o estabelecimento da construção mista em aço-concreto. A NBR 8800/2008 é a principal referência no Brasil para o projeto de estruturas mistas, contemplando procedimentos de análise para lajes, vigas, pilares e ligações mistas.

Figura 1 – Seção transversal do viaduto Willerzeller (1936)



Fonte: Pelke e Kurrer[12]

As estruturas híbridas vêm sendo utilizadas desde a antiguidade sob a forma de edificações em pedra com telhados em madeira e após a revolução industrial em edificações em ferro ou aço apoiadas em alvenarias e, mais tarde, em pilares em concreto armado. O maior desenvolvimento de tais estruturas, também a partir do século XIX, é motivado pelo mesmo impulso de aumento de produtividade e economia verificado na história das estruturas mistas, embora menos difundido ou estudado.

De modo geral, a concepção estrutural diz respeito a métodos de delineamento de estruturas visando caracterizar quais elementos e/ou materiais estão conectados (escolha de materiais estruturais e sistemas construtivos), qual a sua distribuição espacial e quais são as suas dimensões iniciais (pré-dimensionamento). A concepção de estruturas híbridas e mistas está adicionalmente relacionada a diversos fatores que pode ser resumidos em fatores arquitetônicos, técnicos e econômicos. Em geral, as aplicações se limitam a casos mais convencionais, como os previstos na NBR 8800/2008, não explorando o vasto campo de possíveis aplicações.

Este estudo visa traçar um paralelo entre estruturas híbridas e mistas destacando os seus processos de concepção através da explanação das diversas possibilidades disponíveis, suas vantagens e desvantagens e mecanismos de escolha de materiais estruturais e sistemas construtivos. Adicionalmente, este artigo descreve quatro casos de obras projetadas pela Projectação: um restaurante, um edifício comercial e duas residências unifamiliares. Estes casos ilustram fatores determinantes para a escolha de estruturas híbridas e mistas, além de contribuir para a expansão de sua utilização, viabilizando soluções menos comuns como comportamento misto entre vigas em aço e concreto armado, pilares inclinados ou tirantes em

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

aço apoiando estruturas em concreto armado, uso de viga mista com laje maciça e até o uso de três materiais estruturais. Os resultados obtidos são bastante promissores do ponto de vista arquitetônico e técnico/construtivo, trazendo soluções capazes de vencer grandes desafios estruturais com relativa economia e rapidez de execução.

2 CONCEPÇÃO DE ESTRUTURAS HÍBRIDAS E MISTAS

As estruturas híbridas e mistas são por natureza soluções intermediárias ou complementares a concepções puramente em aço, concreto armado ou concreto protendido. A maioria das obras tem características que podem justificar o uso de pelo menos uma solução híbrida, mas o seu uso só se justifica se um conjunto de fatores estiver presente. A concepção de estruturas híbridas envolve o conhecimento de suas vantagens e desvantagens, dos seus tipos, de mecanismos de escolha de materiais e sistemas construtivos adequados e o seu pré-dimensionamento.

As vantagens de estruturas híbridas e mistas dependem do material de referência considerado. Com relação ao aço, as suas principais vantagens são a diminuição do peso total, a redução da seção transversal dos elementos, maior rapidez de execução e melhoria na eficiência estrutural. Com relação ao concreto armado ou protendido, as suas principais vantagens são melhoria na resistência ao fogo, diminuição do custo global, aumento da rigidez e melhoria do conforto para cargas laterais. As desvantagens das estruturas híbridas e mistas podem incluir a exigência de maior coordenação entre equipes com especialidades diferentes e também o domínio de diversas tecnologias e sistemas construtivos.

O funcionamento estrutural e o delineamento de um sistema construtivo eficiente e robusto são fatores essenciais para a concepção de estruturas híbridas e mistas. Em outras palavras, existem materiais com melhor desempenho em determinado esforço (compressão, tração, cisalhamento ou flexão) que quando combinados com materiais com melhor desempenho em outro esforço conformam um sistema construtivo desejável, além de várias considerações sobre produtividade com a finalidade de reduzir o tempo de execução sem que o custo envolvido seja elevado com relação a soluções com um único material.

Os tipos mais comuns de estruturas híbridas são:

- a) Estruturas de aço apoiados em estruturas de concreto (pré-moldado ou não).

É talvez o tipo mais comum de estrutura híbrida onde os maiores desafios estruturais envolvidos e maior facilidade de execução conduzem a soluções em aço e os menores desafios estruturais, maior ocorrência de esforços de compressão (por exemplo em pilares) e custo de execução levam a soluções em concreto armado. O exemplo mais comum deste tipo de estrutura híbrida é uma cobertura em aço apoiada em pilares em concreto armado.

A Casa Grelha, projetada por FGMF arquitetos (Figura 2) é outro exemplo onde uma grelha modulada em aço (módulos 5,5x5,5m) é apoiada em pilares em concreto armado.

Figura 2- Casa Grelha –FGMF Arquitetura



Fonte: Fernandes [9]

b) Estruturas de concreto apoiadas em estruturas de aço.

As limitações inerentes ao uso de tirantes em concreto armado ou a necessidade de pilares mais esbeltos ou inclinados envolvendo esforços de flexão podem conduzir a soluções onde tirantes ou pilares em aço podem suportar estruturas em concreto armado. Este tipo não é historicamente comum, mas pode ser prontamente utilizado, especialmente em projetos mais contemporâneos.

A Open Sided Shelter, projetada pelo Estúdio Ron Shenkin (Figura 3), é um exemplo deste tipo de estrutura. Trata-se de uma laje formada por mais de 300 painéis em concreto armado apoiada por uma série de pilares em aço em forma de árvore.

Figura 3 – Open Sided Shelter - Ron Shenkin Estúdio



Fonte: Site Archdaily [2]

c) Regiões com estruturas de concreto armado e regiões com estruturas de aço.

A possibilidade de setorizar a edificação com soluções em aço ou concreto armado interligadas é um das maiores potencialidades das estruturas híbridas. Dois casos são mais comuns: regiões como menores desafios estruturais (vãos e cargas) em concreto armado e regiões com maiores desafios estruturais em aço ou regiões com exigência de maior rigidez em concreto armado e regiões com menor exigência de rigidez em aço.

A Hemeroscopium House, projetada pelo Estúdio Ensemble (Figura 4), é um exemplo onde há a setorização de regiões em aço e concreto armado. Nota-se que além disto há também os dois tipos anteriores de estruturas híbridas: estruturas em concreto apoiando estruturas em aço e vice-versa.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 4 – Hemeroscopium House - Ensamble Estúdio



Fonte: Site Archdaily [3]

Outro exemplo é o Capital Gate Tower, projetado por RMJM arquitetos (Figura 5), onde o exoesqueleto (diagrid) em aço é contraventado por um núcleo em concreto armado, que confere rigidez ao edifício.

Figura 5 - Capital Gate Tower - RMJM



Fonte: Portal Metálica[14]

Os tipos mais comuns de estruturas mistas são:

a) Laje mista

É uma laje composta por uma telha corrugada de aço galvanizado e uma camada de concreto, comumente chamada de steel deck (Figura 6). A telha corrugada, em geral trapezoidal, serve como fôrma durante a concretagem e também como armadura positiva para as cargas de serviço. Um exemplo de uso da laje mista é Casa Tmolo, projetada por PYO Arquitectos (Figura 7), onde lajes steel deck entre vigas de aço são utilizadas internamente, apesar da aparência externa rústica em pedra.



Figura 6 – Piso Steel Deck



Fonte: Portal Metálica[16]

Figura 7– Casa Tmolo - PYO Arquitectos



Fonte: Site Archdaily [1]

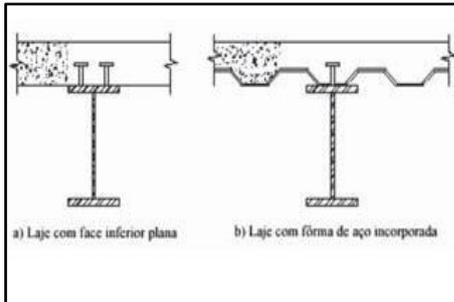
b) Viga mista

É o resultado da associação de uma viga de aço com uma laje de concreto ou mista, interligada através de conectores de cisalhamento (Figura 8). As vigas mistas podem ser compostas de vigas de alma cheia como perfis I, treliças ou vigas Vierendeel (ou castelada) com lajes mistas tipo steel deck, lajes maciças ou lajes pré-moldadas (convencionais ou alveolares), desde que o funcionamento conjunto seja verificado. Há maiores dificuldades no uso de vigas mistas com lajes pré-moldadas, o que geralmente conduz a soluções com faixas ou capas maciças de concreto e/ou ferragens adicionais acima das vigas de aço. As vigas mistas são mais econômicas do que as vigas em aço e também permitem uma execução rápida e eficiente sem o uso de fôrmas convencionais na maioria dos casos.

O Shopping Estação BH, projetado por Botti Rubin e Ivan Rezende (Figura 9) é um exemplo onde são utilizadas vigas mistas com laje pré-moldada alveolar protendida e pilares em aço. As lajes alveolares são solidarizadas às vigas em aço por meio de uma capa de concreto e armaduras negativas.



Figura 8 – Viga Mista



Fonte: Portal Metálica[16]

Figura 9 – Shopping Estação BH



Fonte: Revista Arquitetura e Aço n. 34 [7]

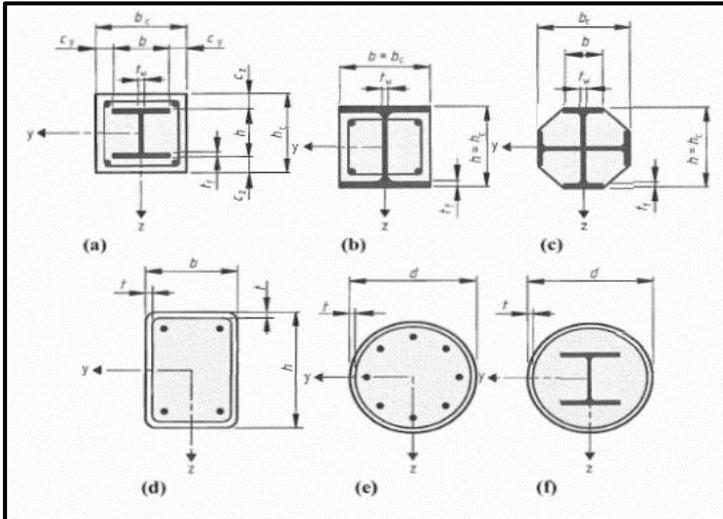
c) Pilar misto

É um elemento linear composto de perfis de aço trabalhando em conjunto com o concreto, submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão. A Figura 10 mostra várias seções transversais típicas de pilares mistos conforme o Eurocode 4 [8]. Observa-se que há duas opções: perfis envoltos por concreto armado ou perfis preenchidos com concreto armado. Os perfis envoltos em concreto armado geralmente são projetados para suportar as cargas gravitacionais iniciais da construção de modo a ser possível uma maior rapidez de execução a partir de sua concretagem após a montagem de vários pavimentos.

O Edifício WT Nações Unidas, projetado por Edo Rocha Espaços Corporativos (Figura 11), é um exemplo de uso combinado de vigas mistas e pilares mistos.



Figura 10 – Pilares Mistos



Fonte: Eurocode 4 [8]

Figura 11 – WTorre Nações Unidas - Edo Rocha Espaços Corporativos

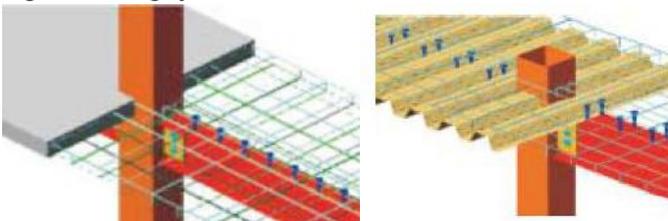


Fonte: Loturco [10]

d) Ligação mista

É uma ligação onde a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente. Pode ser utilizada para aumentar a capacidade resistente das vigas ou da própria ligação.

Figura 12 -Ligações mistas



Fonte: Portal Metálica [15]



Não existe um procedimento exato de escolha do material estrutural e do sistema construtivo para qualquer edificação. É preciso levar em conta muitos fatores - técnicos, financeiros, estético e funcionais - mas sempre lembrando que o material e o sistema construtivo estão intrinsecamente interligados, especialmente para estruturas híbridas e mistas. Os principais fatores técnicos são isotropia, homogeneidade, ductilidade, resistência, deformabilidade, dilatação térmica, facilidade de obtenção de seções transversais eficientes, facilidade de aquisição, facilidade de execução e mão de obra especializada (desempenho), durabilidade, manutenção e confiabilidade estrutural (coeficientes de segurança). Os principais fatores financeiros são custos (inicial, global e de manutenção), antecipação do ganho, retorno financeiro, padrão da construção, perfil do cliente e eficiência energética. Os principais fatores estéticos e funcionais são facilidade de moldagem, vãos, esbeltez, isolamento térmico/acústico, texturas, interação com outros materiais e modulação.

A atribuição de pesos e pontos para cada item considerado relevante pode ser uma alternativa menos dependente da experiência profissional para a escolha do material e do sistema construtivo. Pinho[13] apresenta um procedimento simples e didático que pode auxiliar nesta escolha, inclusive para o caso de estruturas híbridas e mistas.

A Tabela 1 resume o pré-dimensionamento da altura (H) de lajes e vigas em aço, concreto armado ou mistas em função do vão L, que pode ser utilizada para estruturas híbridas e/ou mistas. Os valores devem ser duplicados quando os elementos estão em balanço. Esta tabela é apenas uma referência para os estudos de caso do item 3. É também preciso observar as dimensões mínimas dos elementos estruturais prescritas pelas normas NBR 6118/2014 [5] e NBR 8800/2008 [4], para evitar problemas de exequibilidade e excesso de esbeltez.

Tabela 1 – Resumo do pré-dimensionamento de lajes e vigas em aço, concreto armado ou mistas

Elemento estrutural	Material	Altura (H)
Laje steel deck	Misto	L/20
Laje maciça	Concreto	L/50 (armada em uma dir.)
Viga de alma cheia (bi-apoiada)	Concreto	L/10
	Aço	L/20
	Misto	L/25
Viga Vierendeel	Concreto	L/7
	Aço	L/8

Fonte: Rebello[17] para cargas médias

3 ESTUDO DE CASOS

O estudo dos casos a seguir ilustra o uso de estruturas híbridas e mistas em quatro obras, com estruturas concluídas e projetadas pela Projectação Projetos e Soluções Estruturais, com o intuito de delinear as suas aplicabilidades e razões da escolha dos materiais e sistemas construtivos.

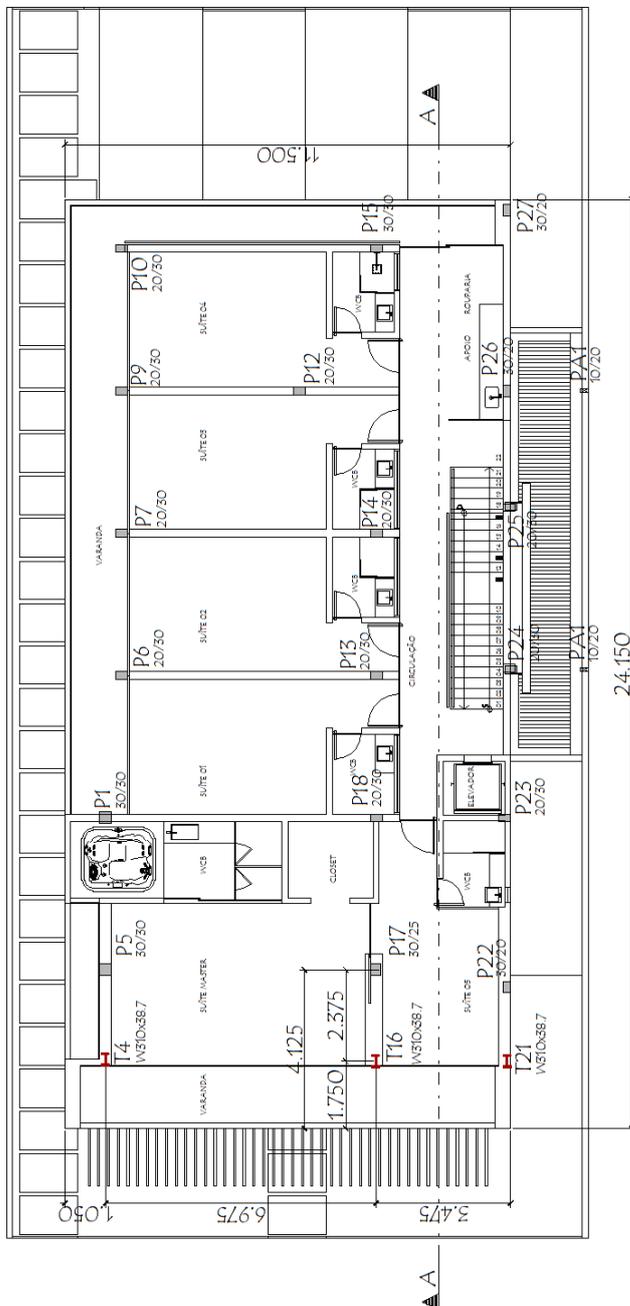
3.1 Residência unifamiliar 1 – Casa LM

Edificação localizada à beira-mar na cidade de Cabedelo-PB, projetada pela arquiteta Sandra Moura, com estrutura composta por pilares e vigas em concreto armado com lajes pré-

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

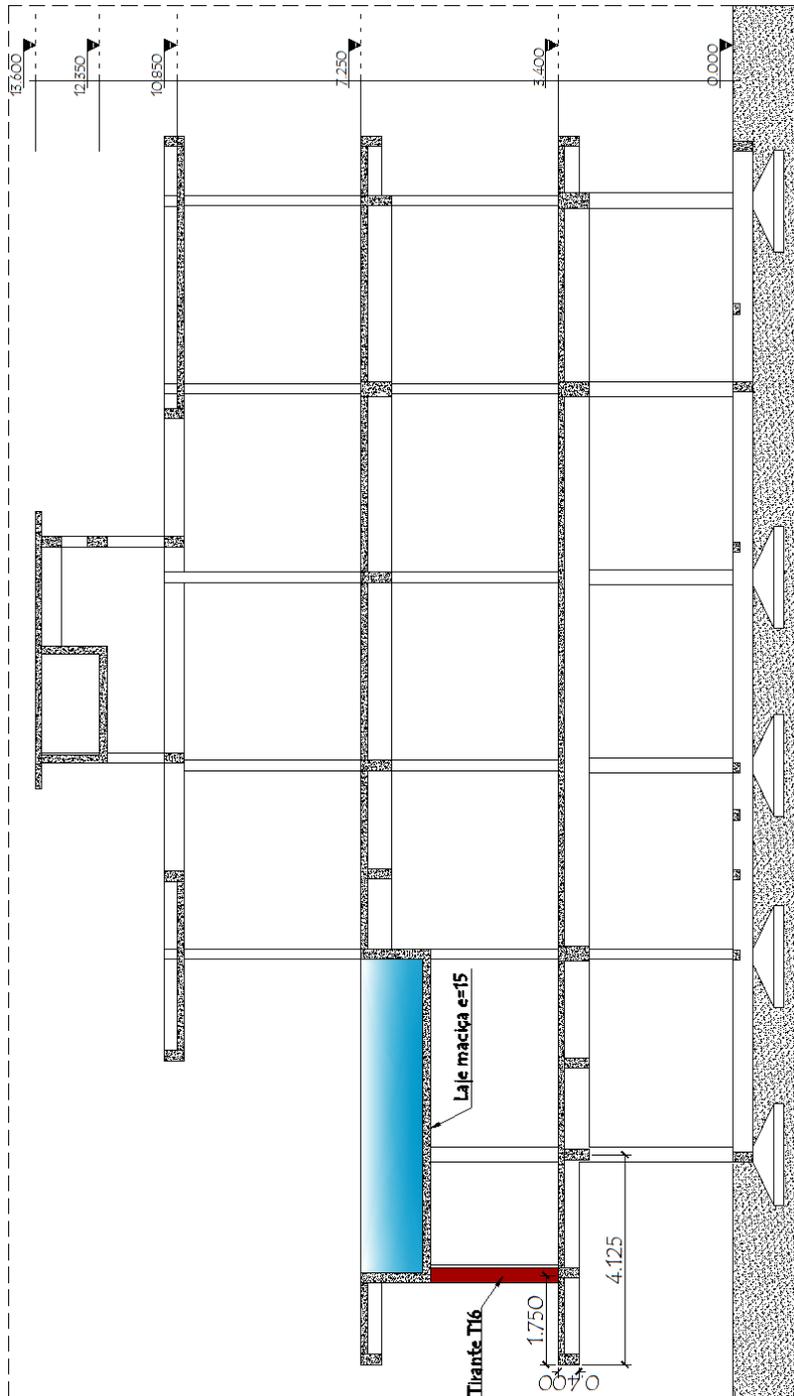
moldadas nos pisos 1 e 2 e lajes maciças no piso da coberta, reservatório superior e piscina. Tirantes em aço em perfis I galvanizados à quente são utilizados para apoio das vigas em balanço inferiores do piso 1 (Figuras 13 e 14).

Figura 13 – Planta de pilares na arquitetura do piso 1 (residência LM, tirantes em vermelho)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 14 – Corte Longitudinal (residência LM, tirante em vermelho)



Devido a definições arquitetônicas, as vigas do balanço do piso 1 com cerca de 4m possuem altura de 40cm mas segundo a Tabela 1 estas devem ter ao menos 80cm. As vigas são então atirantadas a três vigas com 1.2m de altura localizadas no piso 2 (Figura 15). Este é um caso de estrutura híbrida com estrutura em concreto apoiada em estrutura em aço, mencionada no item 2.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 15 – Fotos lateral e frontal mostrando os tirantes de aço (residência LM)



Os resultados obtidos são economicamente e esteticamente satisfatórios já que o revestimento adotado (capa de 5cm em concreto armado, Figura 16) torna o resultado final bastante intrigante do ponto de vista estrutural a um custo muito reduzido, já que duas das vigas com 1.2m de altura fazem parte da estrutura da piscina no piso 2.

Figura 16 – Vistas frontal e lateral da residência concluída (residência LM)



Fonte: fotos de Cácio Murilo

3.2 Residência unifamiliar 2 – Casa AE

Edificação localizada em condomínio fechado na cidade de João Pessoa-PB com área total de 1250 m² e projetada pela arquiteta Sandra Moura. A arquitetura prevê a utilização de várias vigas e pilares de aço aparentes internamente e externamente (Figura 18). A estrutura resultante é composta por lajes maciças com 27cm de espessura e vigas e pilares em aço e concreto armado.

Há grandes desafios estruturais envolvidos como grandes vãos internos (até 12m) e balanços externos (até 4.8m das lajes e até 6m das vigas, Figura 20), além da limitação da altura das vigas em cerca de 40cm. A tabela 1 mostra que altura de vigas em concreto armado para estes vãos são da ordem de 1.2m. Para vigas I em aço a altura é 0.6m, mas ainda incompatível com a exigência arquitetônica. Como uma estrutura em concreto protendido também não atende às definições estético/funcionais, a escolha por uma estrutura híbrida e mista é obrigatória. Para alcançar os ousados objetivos, várias medidas são tomadas para levar em conta os fatores técnicos e financeiros listados no item 2:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Adoção de laje maciça por conta dos grandes balanços externos (Figura 19) e da menor eficiência da laje mista steel deck neste caso (forma incorporada estaria submetida à compressão).
- Adoção de vigas mistas nos grandes vãos e balanços (com vigas) com alturas previstas de cerca de 0.40m quando abaixo da laje maciça e 0.61m quando dentro da laje maciça (Figura 17), incluindo a soldagem da ferragem positiva no perfil I. Esta medida é crucial para a viabilidade técnica do projeto já que permite que todas as vigas pareçam ter 40cm de altura como exigido pela arquitetura.
- Adoção de algumas vigas e pilares em concreto armado, especialmente quando envoltos em alvenaria, para diminuir os custos (Figura 18).
- Planejamento do projeto estrutural de modo que toda a estrutura em aço seja parafusada, galvanizada à quente e montada de modo independente da execução das lajes maciças a posteriori.
- Integração com os projetos de instalações prediais através da previsão de shafts e furos nas lajes e vigas mistas.

Figura 17 – Posição relativa da laje sem os conectores de cisalhamento (residência AE)

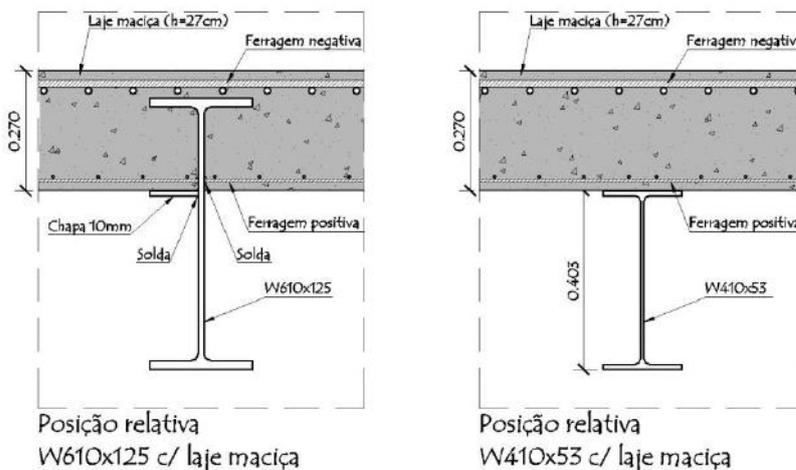
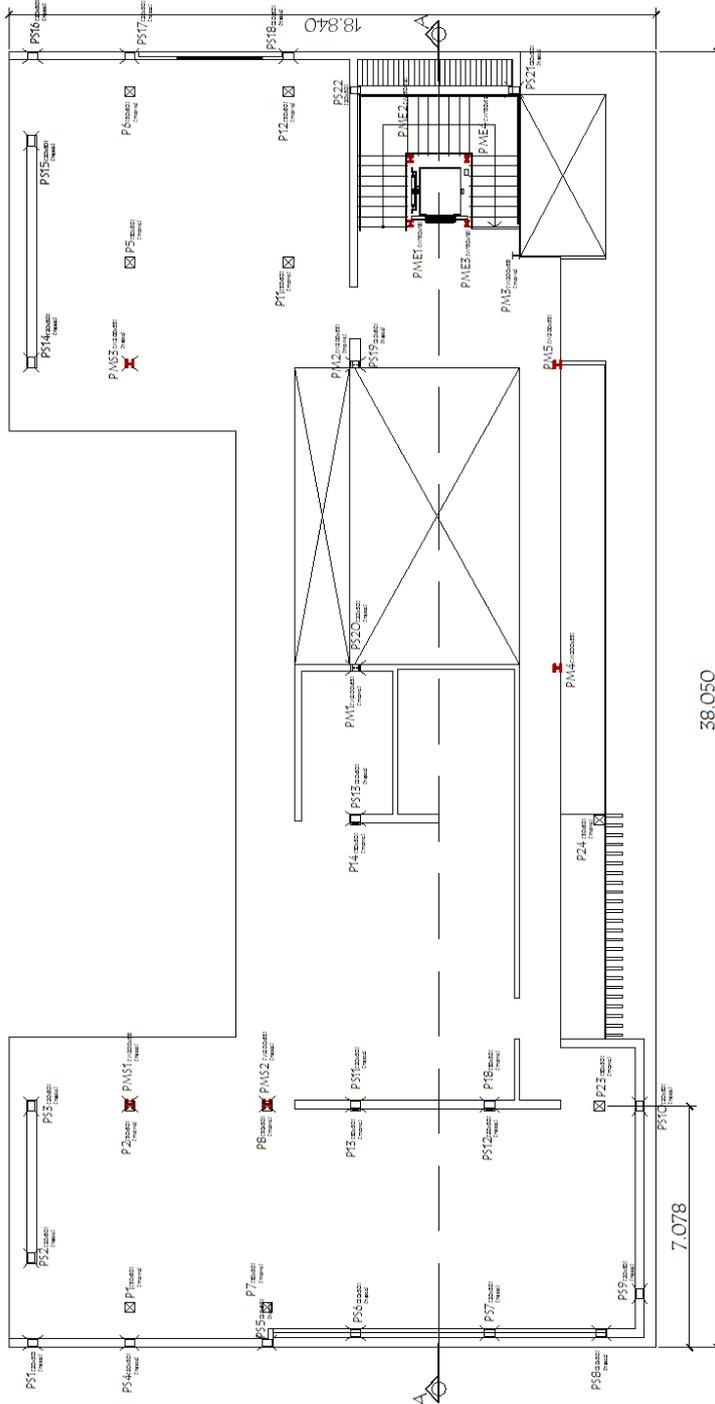
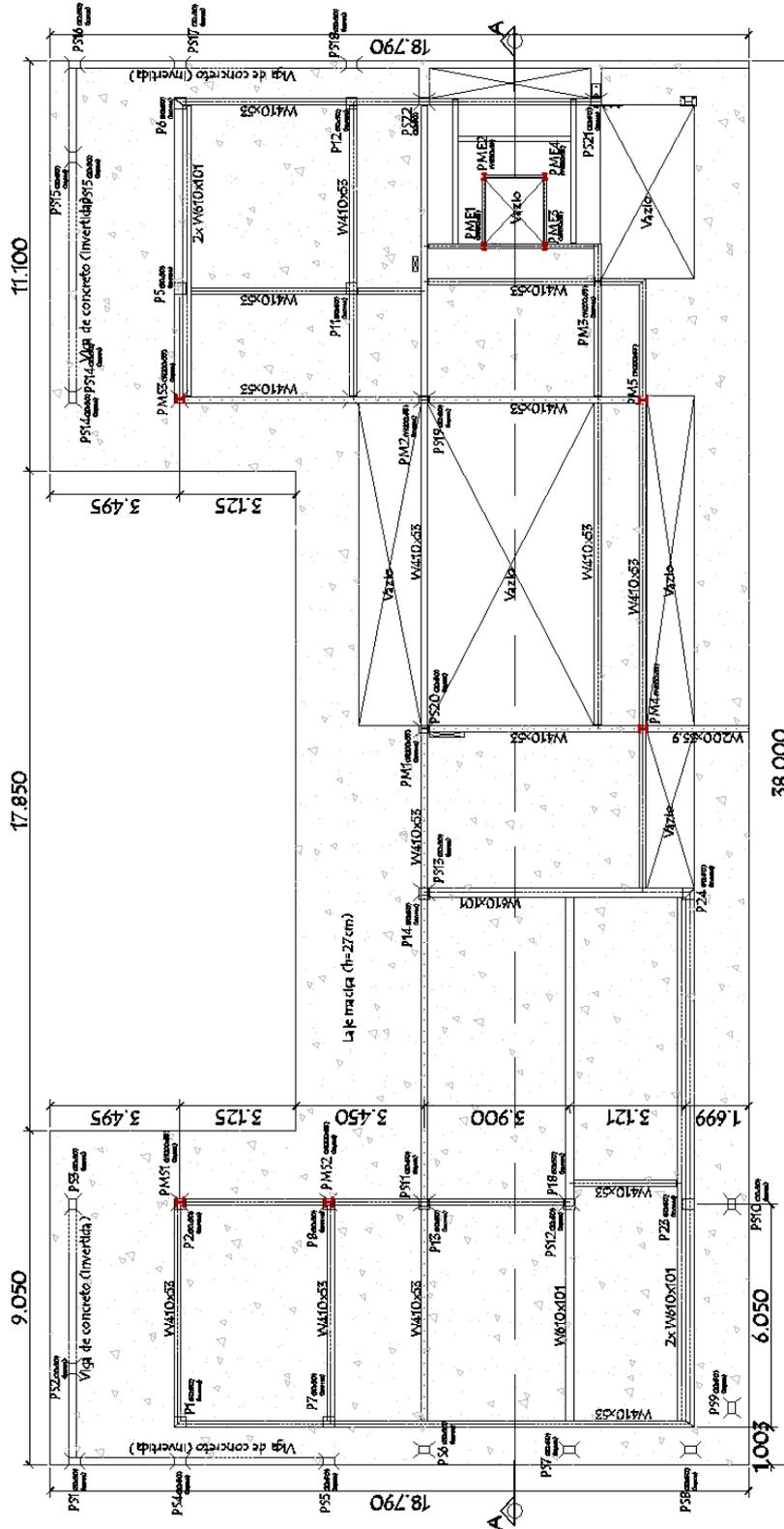


Figura 18 – Planta de pilares na arquitetura do 1º Piso (residência AE, pilares em aço em vermelho)



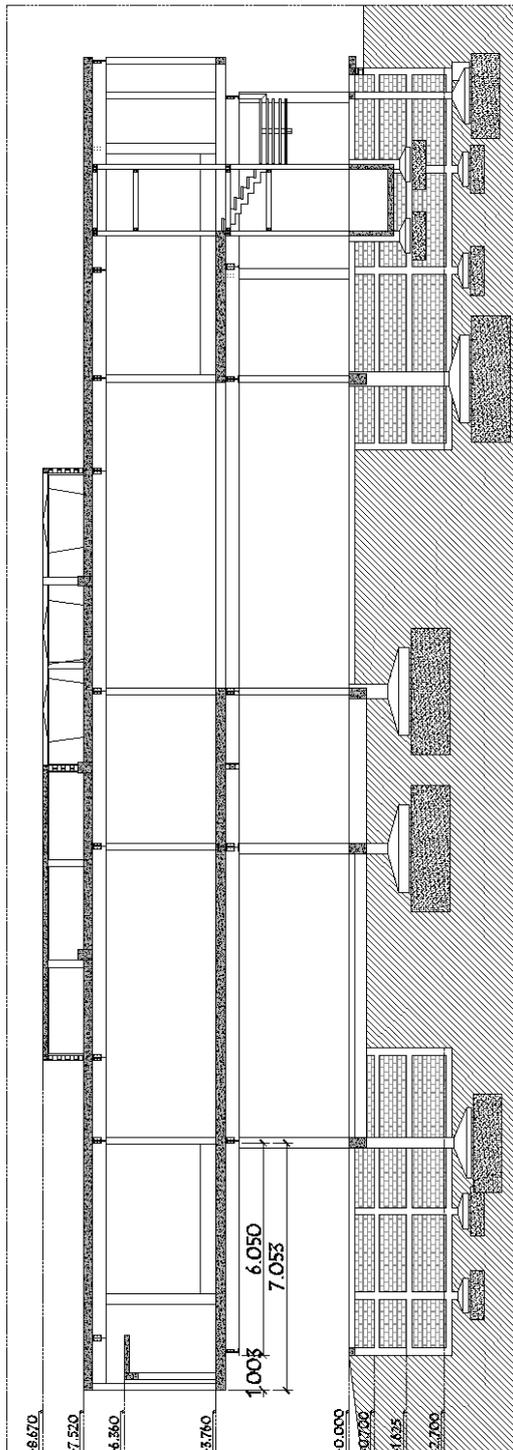
* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 19 – Planta de estrutura do 1º piso (residência AE, pilares em aço em vermelho)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 20 – Corte AA (residência AE)



Os resultados obtidos são extraordinários do ponto de vista técnico/estrutural (Figuras 21 e 22) embora os custos envolvidos estejam acima do esperado para a maioria das residências.

Figura 21 – Fotos da estrutura posterior concluída (residência AE, balanços de até 4.8m)



Figura 22 – Foto da estrutura frontal concluída (residência AE, balanço total com cerca de 7m)



3.3 Edifício comercial SM

Edifício comercial com 5 pisos (4 pisos comerciais e um técnico) localizado em João Pessoa-PB e projetado pela arquiteta Sandra Moura. A estrutura é convencional com lajes maciças e nervuradas e vigas em concreto armado, mas com pilares inclinados em aço (Figuras 23 e 24), que suportam um piso e a cobertura. A arquitetura prevê tais pilares inclinados inicialmente com um propósito estético, que logo se converte a um propósito estético/estrutural a partir da eliminação dos pilares em concreto armado frontais a partir do 4º piso (Figura 25). Este é um caso de estrutura híbrida com estrutura em concreto apoiada em estrutura em aço que por sua vez se apoia em uma estrutura em concreto, mencionada no item 2.

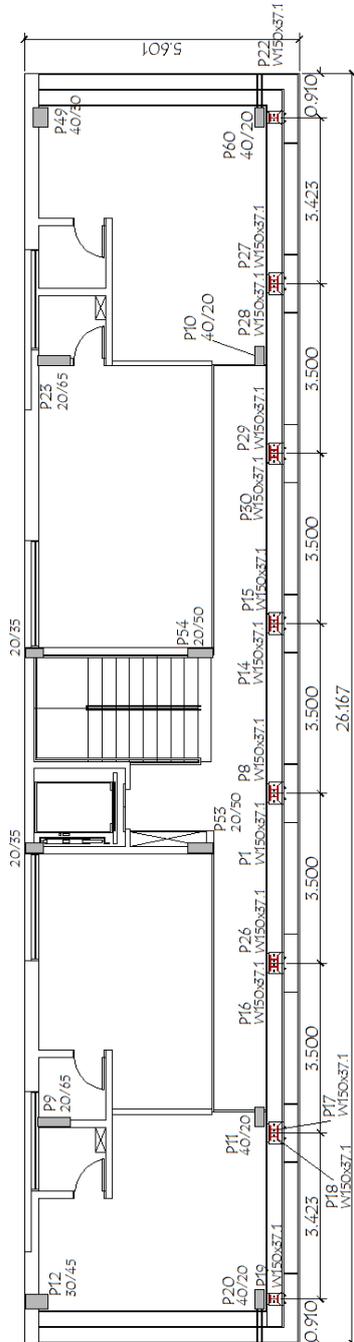
O principal desafio técnico/estrutural desta edificação é tornar os pilares inclinados esbeltos (perfil W150x37.1, Figura 24) mesmo considerando a ação do vento, que pode provocar esforços de flexão consideráveis já que o edifício tem apenas 5.6m de largura. A solução adotada é o aumento das dimensões dos pilares posteriores (P9 e P23 na Figura 23) nos níveis superiores de modo que os pilares inclinados sejam considerados como essencialmente sujeitos à compressão simples e os pilares posteriores à flexo-compressão. O esquema de execução é bastante simples: os pilares inclinados são parafusados no 3º piso já

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



executado, contraventados temporariamente através de escoras e liberados após a execução dos pisos superiores.

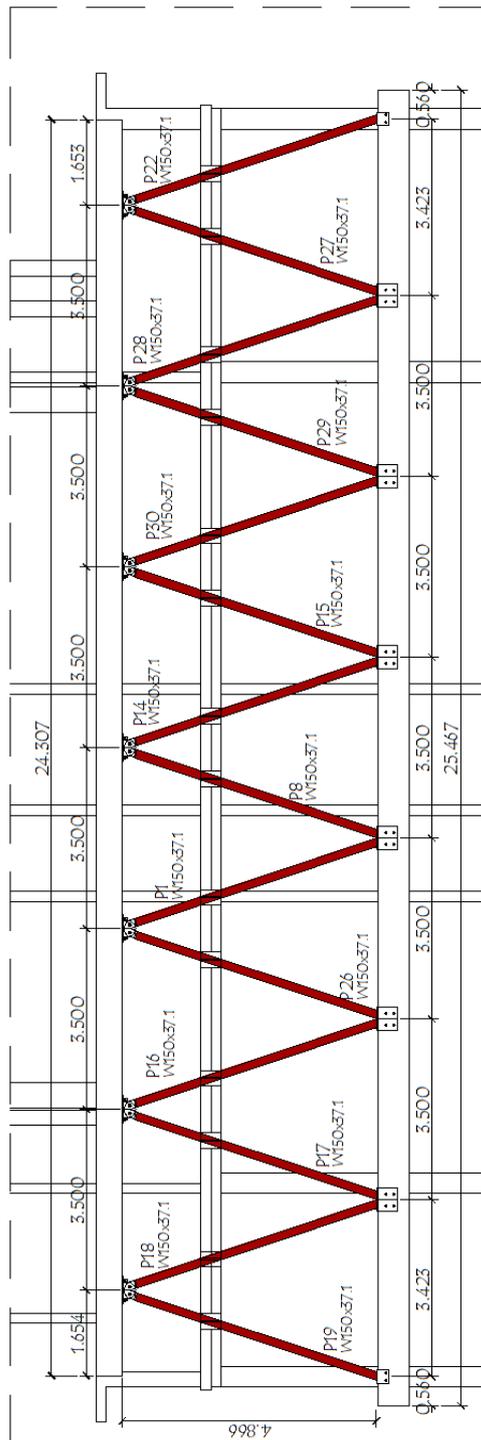
Figura 23 – Pilares na arquitetura 2º Piso (edifício SM, pilares em aço em vermelho)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 24 – Detalhe da fachada (edifício SM, pilares em aço em vermelho)



Os pilares inclinados resultam em arcos triangulares verdadeiros, tornando a solução eficiente, de fácil execução e de custo compatível com soluções mais convencionais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 25 – Fotos da estrutura finalizada (edifício SM)



3.4 Restaurante NN

Edificação comercial com área construída total de 2281 m², localizado em Natal – RN e projetado pelo arquiteto Leonardo Maia. É constituído de 4 blocos claramente identificáveis volumetricamente (Figura 26): edifício de serviços/administração, lounge/entrada, salão de eventos e salão principal. Os três blocos com acesso a clientes (lounge e salões) são envolvidos por uma malha escultórica em alumínio, cujos apoios principais podem ser vistos internamente em cinco pontos e externamente em um ponto (Figuras 26 e 27). A intenção arquitetônica da malha é lembrar uma grande rede de arrasto, combinando com o conceito de restaurante de frutos do mar.

Em geral, a estrutura do restaurante pode ser considerada híbrida, com algumas partes em concreto armado, outras em aço e a malha em alumínio, e também mista por conta da presença de vigas mistas com laje steel deck nas cobertas dos salões e lounge e no piso do salão principal.

A escolha por estrutura híbrida e mista está intrinsecamente ligada a três fatores principais: volumetria arquitetônica, produtividade/eficiência e grandes desafios estruturais. A proposta arquitetônica prevê três blocos principais formados por paredes de concreto/alvenaria ligadas por uma cobertura e um piso esbeltos (Figuras 28 e 29) envolvidos pela malha em alumínio, remetendo a concepção de estrutura híbrida aço-concreto, e um edifício posterior de serviços/administração de forma convencional, remetendo a concepção em concreto armado. O requerimento de um prazo de execução reduzido (cerca de 1 ano) remete a uma solução mista com laje steel deck nos três blocos principais. Os grandes vãos livres envolvidos (8m no lounge/entrada, 11m no salão de eventos e até 11m com balanços de até 10m no salão principal) remetem a soluções em aço ou mistas (Figuras 27 e 28). A malha em alumínio é concebida parcialmente independente da estrutura principal de modo que é possível o início de sua execução antes da conclusão da cobertura pois os apoios adicionais verticais (Figura 27) podem ser executados a posteriori.

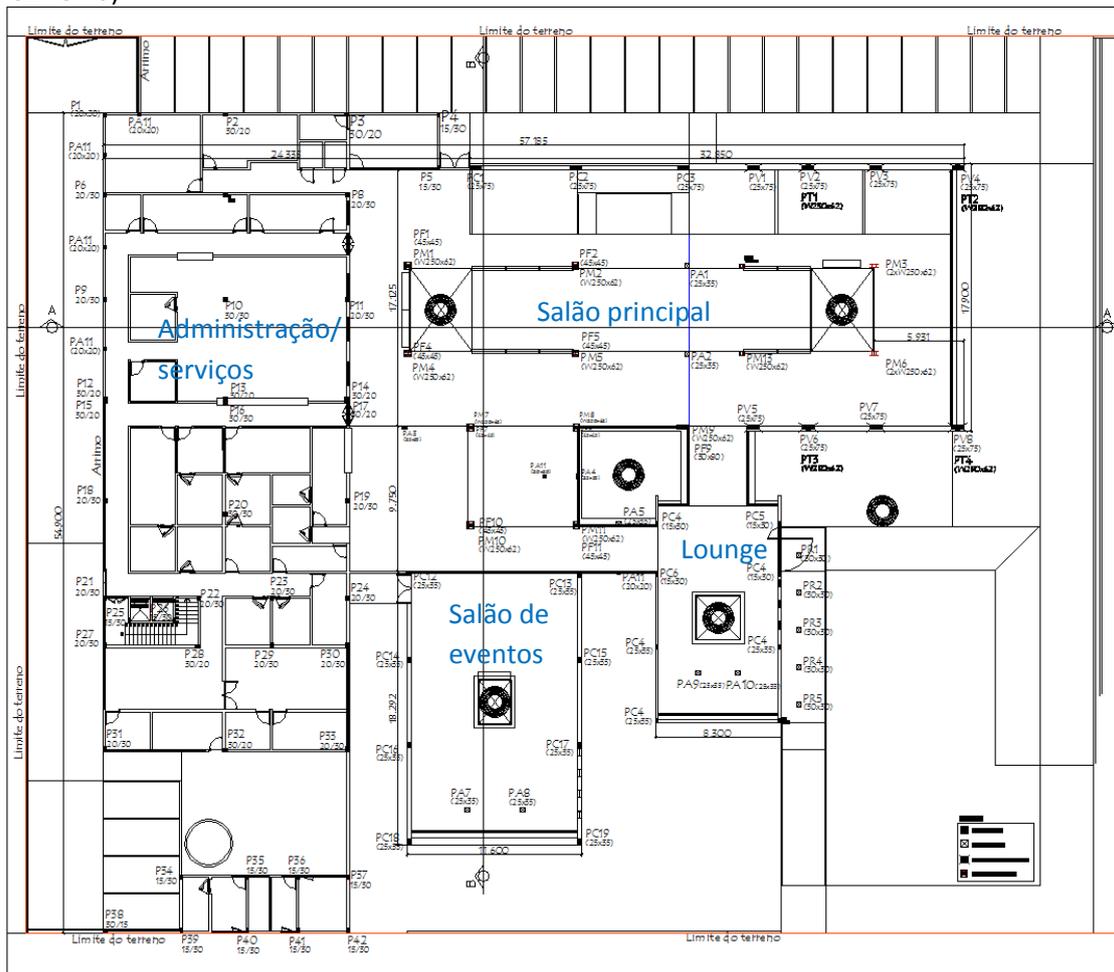
A parte frontal do salão principal (Figura 28), concebida e executada em balanço, envolve o uso de vigas Vierendeel em aço e em concreto armado. O funcionamento estrutural entre as vigas Vierendeel é conjunto, ou seja, há apoio mútuo entre as vigas Vierendeel em aço e em concreto armado devido a dificuldades de enrijecimento da viga em concreto e altura limitada da viga em aço (ver tabela 1). Os balanços envolvidos são de 10m para a viga Vierendeel em concreto armado (com altura de 5.5m) e cerca de 5.5m para a viga Vierendeel em aço (com altura de 1m). Para facilitar a execução e garantir o funcionamento integrado

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



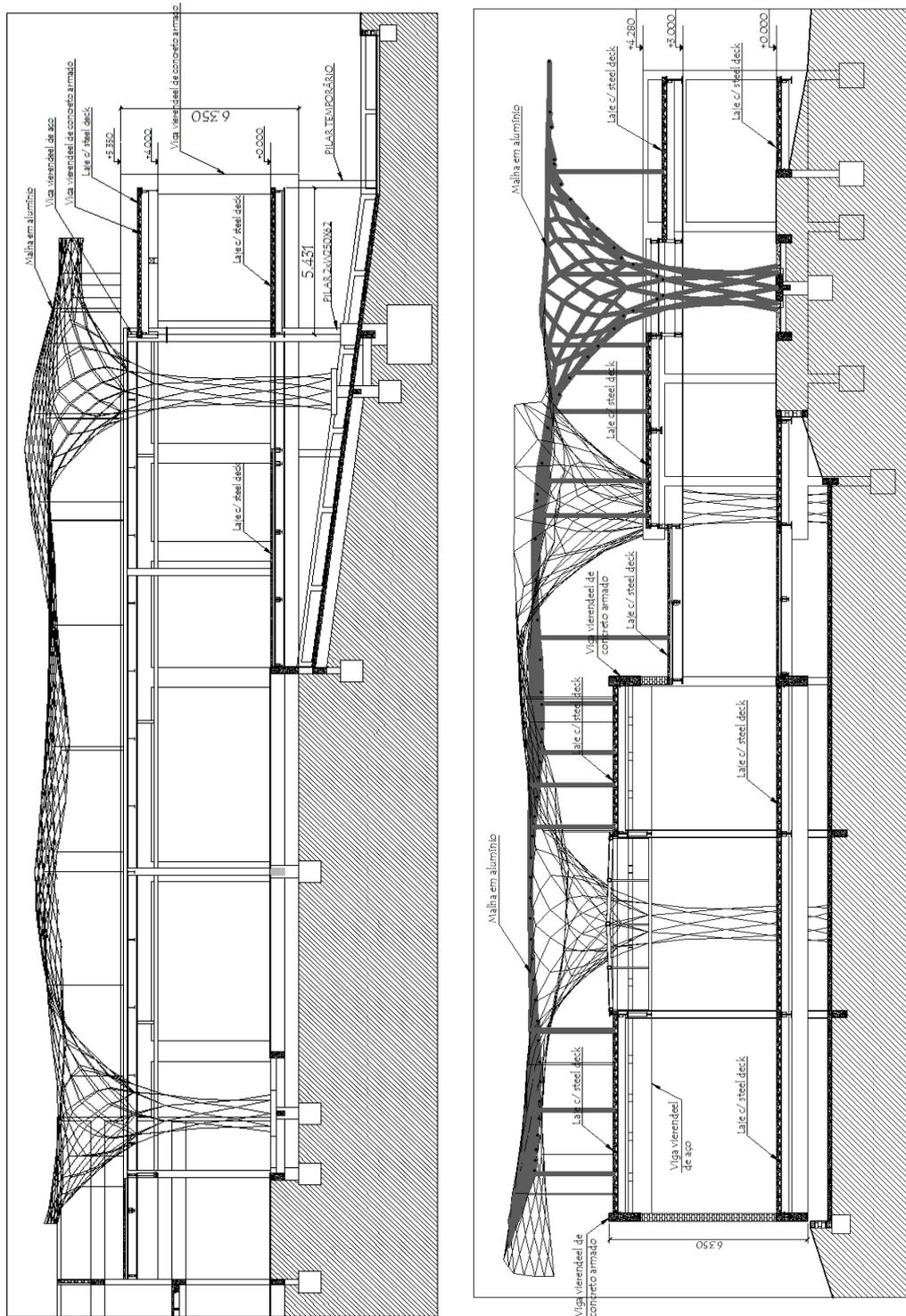
entre as vigas Vierendeel, dois pilares temporários (Figuras 27 e 28) são concebidos. Os pilares temporários são retirados após 28 dias da concretagem da laje steel deck da cobertura, ou seja, com a estrutura do salão principal 100% concluída. Esta estratégia permite que duas equipes especializadas em aço e concreto armado possam trabalhar simultaneamente, pois diminui drasticamente a quantidade e a permanência de escoramentos na viga Vierendeel em concreto armado.

Figura 26 – Planta de pilares na arquitetura do térreo (restaurante NN, pilares de aço em vermelho)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 27 – Cortes AA e BB (restaurante NN)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 28 – Fotos do grande balanço (em execução com os pilares temporários e finalizado sem os pilares temporários)



As consequências das decisões arquitetônicas e técnico/estruturais são visualmente evidentes (Figura 29) e, aliadas a uma execução eficiente com o trabalho de três equipes simultâneas especializadas em alumínio, aço e concreto armado, resultam em uma obra que consegue atingir os objetivos propostos com custo compatível com as expectativas do cliente.

Figura 29 – Fotos da edificação concluída (restaurante NN)



4 CONCLUSÃO

Os casos estudados ilustram a aplicação de estruturas híbridas e mistas em edificações correntes, além de contribuírem para a expansão de sua utilização, viabilizando soluções não convencionais como o comportamento conjunto entre vigas em aço e concreto armado (restaurante NN), pilares inclinados (edifício SM) ou tirantes (residência LM) em aço apoiando estruturas em concreto armado, uso de viga mista com laje maciça (residência AE) e até o uso de três materiais estruturais (restaurante NN). Os resultados obtidos, embora envolvam a sincronização de equipes com diferentes habilidades, são bastante satisfatórios do ponto de vista arquitetônico e técnico/construtivo, trazendo soluções capazes de vencer grandes desafios estruturais com relativa economia e prazo de execução compatível com as necessidades da cada edificação.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Agradecimentos

Agradecemos a todas as pessoas diretamente ou indiretamente envolvidas neste trabalho, especialmente aos eng. Felipe Tavares e Paulo Lima que auxiliaram no desenvolvimento dos projetos estruturais e aos arquitetos Sandra Moura e Leonardo Maia pela parceria produtiva e saudável.

REFERÊNCIAS

1 Archdaily. Casa Tmolo. 2015. Disponível em <http://www.archdaily.com.br/br/782371/casa-tmolo-pyo-arquitectos>. Acesso em 22/05/2016

2 Archdaily. Open-Sided Shelter. 2015. Disponível em <http://www.archdaily.com/772842/open-sided-shelter-ron-shenkin-studio>>. Acesso em 22/05/2016.

3 Archdaily. Hemeroscopium House. 2015. Disponível em <<http://www.archdaily.com/16598/hemeroscopium-house-ensamble-studio>>. Acesso em 24/05/2016.

4 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de Estrutura de Aço e de Estrutura Mista de Aço e Concreto de Edifícios; 2008.

5 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento; 2014.

6 Dias, Luis Andrade de Matos. Estruturas mistas e híbridas em aço e concreto. São Paulo: Zigurate Editora; 2014.

7 Complexo Moderno. Revista Arquitetura e Aço: Shopping Centers. 2013; volume(34): pag. 04-07

8 European Committee for Standardization – Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings; 2005.

9 Fernandes, Gilca. Casa Grelha. 2012. Disponível em <<http://www.archdaily.com.br/br/01-18458/casa-grelha-fgmf/>>. Acesso em 22/05/2016.

10 Loturco, Bruno. Estrutura Combinada. Revista Techne. 2008; volume (138). Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/138/artigo287577-1.aspx>>. Acesso em 24/05/2016.

11 Nelsen, Anna; Souza, Alex. Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: estudo de casos. Anais do Construmetal 2012 (acesso em 10/04/2016). Disponível em <http://www.abcem.org.br/construmetal/2012/>



12 Pelke, Eberhard; Kurrer, Karl-Eigen. On the evolution of steel-concrete composite construction. Proceedings of the fifth International Congress on Construction History (5ICCH). Chicago:2015;Volume 3.

13 Pinho, Fernando Ottoboni. Quando construir em aço?. Artigo técnico Gerdau.

14 Portal Metálica. Capital Gate Tower. 2015. Disponível em <<http://www.metalica.com.br/gate-capital-tower-inclinacao-recorde-e-design-unico>>. Acesso em 24/05/2016.

15 Portal Metálica. Ligações Mistas Aço-concreto. 2014. Disponível em <<http://www.metalica.com.br/as-ligacoes-mistas-aco-concreto>>. Acesso em 23/05/2016.

16 Portal Metálica. Caracterização das construções mistas aço/concreto. 2014. Disponível em <http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=973>. Acesso em 23/05/2016.

17 Rebello, Yopanan. Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura. São Paulo: Zigurate Editora; 2007.

EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS E ESTRUTURAS TUBULARES



Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISIS DE MONTAJE NO CONVENCIONAL PARA CAMPANA DE EXTRACCIÓN DE HUMOS, DE 235 T DE PESO*

Ruffo, Hector Marcelo¹
Gomez, José²
Nieva, Pablo Martín³

Resumen

El objetivo de este trabajo es mostrar la implementación de un montaje no convencional de una estructura de acero, destacando las principales ventajas y recomendaciones desde el diseño, ingeniería de detalle, fabricación, costos y plazos de ejecución. El proyecto de una nueva acería en Argentina (4000 tn de acero) tiene una nave principal (longitud 150m; ancho 25m; altura 34m) en la cual se alberga el horno de reducción con su campana de extracción. La factibilidad de ejecución de esta nueva planta, dependía de lograr tiempos totales de obra muy reducidos evaluando la posibilidad de solapamiento entre distintas tareas. Es así como se detecta la necesidad de ejecutar el montaje de la campana, de 235 tn de peso, en simultáneo con las fundaciones del horno. La solución adoptada requiere el armado de la campana (longitud 40m; ancho 25m; altura 22m) por completo en el suelo y luego ubicarla en su posición definitiva mediante un primer izaje hasta el nivel de las vigas carrileras del edificio, un deslizamiento sobre dichas vigas hasta la ubicación en planta definitiva y un segundo izaje hasta su posición final. Todas estas maniobras se realizan utilizando como soporte la estructura del edificio y gatos hidráulicos para los movimientos. Utilizando este método de montaje se lograron reducciones de tiempo y costo, que permitieron garantizar la ejecución de la obra. Otro beneficio obtenido fue la minimización de los trabajos en altura. Ante proyectos de esas características, es importante evaluar las posibilidades de uso de métodos alternativos de montaje, que en el balance general, no implican un incremento notable en los costos, garantizando los tiempos de ejecución y mejorando la seguridad durante del trabajo.

Palabras-clave: Montaje; Izaje no convencional; Costos; Plazo de ejecución

ANÁLISE DE MONTAGEM NÃO CONVENCIONAL DE COBERTURA DE EXTRAÇÃO DE FUMOS DE PESO 235 T

Resumo

O objetivo deste trabalho é mostrar a implementação da montagem não convencional de uma estrutura de aço, destacando as principais vantagens e recomendações de design, engenharia de detalhe, fabricação, custos e prazos de execução. O projeto para uma nova fábrica de aço na Argentina (4000 toneladas de aço) tem uma nave principal (150m de comprimento, 25m de largura, altura 34m) em que está alojado o forno de redução com sua cobertura de extração de

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



fumos. A possibilidade de implementar esta nova planta, dependia da obtenção de tempos totais de trabalho muito reduzidos, avaliando a possibilidade de sobreposição entre diferentes tarefas. Assim, é detectada a necessidade de executar a montagem da capa, de 235 t, e fundações, simultaneamente com o forno. A solução adotada exige a montagem do exaustor (40m de comprimento, 25m de largura, altura 22m) completamente no chão e, em seguida, colocá-lo em sua posição final por um primeiro levantamento a nível das vigas rolantes do edifício, deslizando sobre as referidas vigas até a sua localização definitiva em planta e uma segunda elevação para a sua posição final. Todas estas operações são realizadas utilizando como suporte a estrutura do edifício e macacos hidráulicos para os movimentos. Usando este método de montagem logrou-se reduções de tempo de instalação e de custos, que permitiram garantir a execução da obra. Outro benefício obtido foi a minimização do trabalho em altura. Em projetos com essas características, é importante avaliar a possibilidade de utilização de métodos alternativos de montagem, que no balanço geral, não implique em um aumento significativo dos custos, garantindo os tempos de execução e melhorando a segurança durante o trabalho.

Palavras-chave: Montagem; Içamento não convencional; Custos; prazo de execução

¹ Msc Mecánica de suelo y fundaciones, MBA, Ingeniero Civil, Gerente de Ingeniería, Cinter SRL, Santa Fe, Argentina.

² Ingeniero Mecánico, Calculista de estructuras, Oficina Ingeniería, Cinter SRL, Santa Fe, Argentina.

³ Msc Ciencias de la Ingeniería - Estructuras y Geotecnia, Ingeniero Civil, Calculista de estructuras, Oficina Ingeniería, Cinter SRL, Santa Fe, Argentina.

ANALYSIS FOR UNCONVENTIONAL MOUNTING BELL

FOR SMOKE EXTRACTION 235 T WEIGHT *

Abstract

The aim of this work is the implementation of an unconventional assembly of a steel structure, highlighting the main advantages and recommendations from design, detail engineering, manufacturing, costs and deadlines. The project for a new steel plant in Argentina (4000 tons of steel) has a main building (length 150m, width 25m, height 34m) in which the reduction furnace is housed with its hood. The feasibility of implementing this new plant, depended on achieving minimum total time of construction, evaluating the possibility of overlap between different tasks. Thus the need to run the assembly of the hood, 235 tn weight, foundations simultaneously with the furnace is detected. The adopted solution requires the assembly of the hood (length 40m, width 25m, height 22m) completely on the floor and then place it in its final position by a first lifting up the level of the runaway crane beams of the building, sliding on that beams until the final plant location and a second lifting to its final position. All these

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



operations are carried out using as support the building structure and hydraulic jacks for movements. Using this method of installation time and cost reductions, which enabled guarantee the execution of the work achieved. Another benefit was obtained minimizing overhead work. Before any such projects, it is important to assess the possibilities of using alternative methods of assembly, which in the balance sheet, do not involve a significant increase in costs, ensuring execution times and improving safety during work.

Key words: Assembly; Unconventional mounting; Costs; Execution time



1 INTRODUCCIÓN

El caso de estudio que se presenta en este trabajo forma parte del proyecto de una nueva acería en Rosario, provincia de Santa Fe, Argentina. El proyecto comprende una primera etapa que consta de un edificio de acería, uno de colada continua, uno de palanquilla y uno de chatarra. La estructura principal es de acero y tiene un peso total aproximado de 4000 ton. En particular la nave de acería, donde se alberga el horno de reducción, tiene una longitud total de 150m, un ancho de 25m y una altura de 30m sin considerar la altura de la campana de extracción de humos. Los puentes grúas a disponer dentro de la nave tienen capacidades de hasta 220 ton con una alta intensidad de uso. En la Figura 1 se muestra el layout de la planta.



Figura 1. Esquema general de la planta de acería.

La factibilidad de ejecución de esta nueva planta, dependía de lograr tiempos totales de obra muy reducidos. La necesidad de contar con la planta en funcionamiento en muy poco tiempo, requirió de un análisis detallado de las diferentes tareas de la obra para evaluar la posibilidad cierta de solapamiento entre las mismas.

Es así como se detecta un conflicto entre el montaje de la estructura de acero y la ejecución de la fundación del horno de reducción. La cubierta sobre dicho horno es una gran campana (ver Figura 1) diseñada para la evacuación de los humos, que mide 40m de longitud, 25m de ancho y 22m de altura, con un peso total de 235 ton. Debido a la interferencia entre estos 2 frentes de trabajo, se plantea la necesidad de armar la campana de extracción por completo en el suelo y luego ubicarla en su posición definitiva.

En el ámbito de las obras civiles metálicas estamos acostumbrados a realizar en su mayoría montajes "convencionales", es decir utilizando grúas, ya sea sobre camión o torre y montando las piezas de manera individual o en algunos de los casos en módulo. Otra de las características de este tipo de montaje es que las piezas se montan ya en su lugar definitivo. Lo anterior no era aplicable de acuerdo a las necesidades del cliente.

Surge la necesidad de realizar un "montaje no convencional" para dar solución a dos condicionantes fundamentales: a) Seguridad y b) Simultaneidad de tareas en un mismo espacio físico. La selección de un método no tradicional para posicionar la campana en su lugar definitivo, altera desde un principio toda la idea de cómo resolver los detalles de esta

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



estructura tan particular y, sobre todo, requiere un análisis más detallado del impacto que esta maniobra tiene sobre la estructura del edificio.

La solución adoptada requiere de un primer izaje hasta el nivel de las vigas carrileras del edificio, un deslizamiento sobre dichas vigas hasta la ubicación en planta definitiva de la campana y un segundo izaje hasta su posición final. Todas estas maniobras se realizan utilizando como soporte la estructura del edificio y gatos hidráulicos para los movimientos.

Este trabajo pretende resaltar la importancia que tiene la coordinación de las diferentes disciplinas en obras de magnitud, sobre todo, si lo que se requiere es el desarrollo de la misma en el menor plazo posible. Además, lo anterior se debe hacer con el tiempo suficiente dado que posiblemente genere modificaciones que pueden resultar sustanciales, en el desarrollo de la ingeniería ejecutiva del proyecto.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

La estructura de la campana de extracción se compone de pórticos de perfiles doble T armados que se apoyan en su posición final sobre la estructura de cubierta. El peso total aproximado del conjunto es de unas 235 Ton (se incluye estructura y chapas de cerramiento) y sus dimensiones son 40m de largo x 25m de ancho y 22 m de altura.

2.1 Montaje no convencional

2.1.1 Descripción general del procedimiento de montaje

Como se muestra en la Figura 2, el montaje de la campana de extracción de humos se puede dividir en cuatro etapas: 1) Armado, 2) Primer Izaje, 3) Deslizamiento y 4) Segundo Izaje.

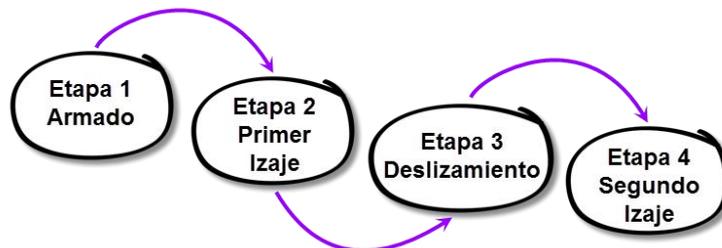


Figura 2. Etapas del montaje no convencional.

En líneas generales la Etapa 1 (Armado) consistió en montar la estructura completa a nivel +0.00. Se montaron los elementos de la estructura principal y secundaria, junto con el cerramiento interior y exterior de la campana como si esa fuera su posición final. Para esta etapa los equipos utilizados fueron grúas hidráulicas sobre camión, manipuladores telescópicos y plumas telescópicas con plataforma. El montaje en esta etapa en si fue el típico para las estructuras metálicas, colocando pieza por pieza o en los casos que se podía subiendo módulos de estructura. La particularidad de este armado de la campana es que se realizó en una posición en planta que no es la que iba a tener en su posición final. Se debió armar en la zona de los ejes 14 y 15A entre D y E desplazada de su posición final unos 42 metros. En la Figura 3 se muestra la posición en planta y vista lateral para la Etapa 1 de armado.

Luego en la Etapa 2 (Primer Izaje) se subió la campana tomada desde 4 puntos en zona de ejes 14 y 15A entre D y E. El izado se realizó desde el nivel +0.00 hasta el nivel +25.00 (nivel de apoyo por encima de la viga carrilera). Sobre cada columna del eje 14 se colocó una sola unidad de izado (gato hidráulico), mientras que para las columnas del eje 15A se colocaron dos unidades de izado por columna. Esta distribución de las unidades hidráulicas responde al hecho de que el centro de gravedad de los puntos de izado no coincidió con el centro de gravedad de la campana por lo cual las columnas del eje 15A se vieron más cargadas. La estructura una vez izada se apoyó sobre patines ubicados sobre carriles apoyados en la viga carrilera. En la Figura 4 se muestra un corte por el eje 15A de la nave en donde se puede ver los puntos de izaje de la campana de extracción.

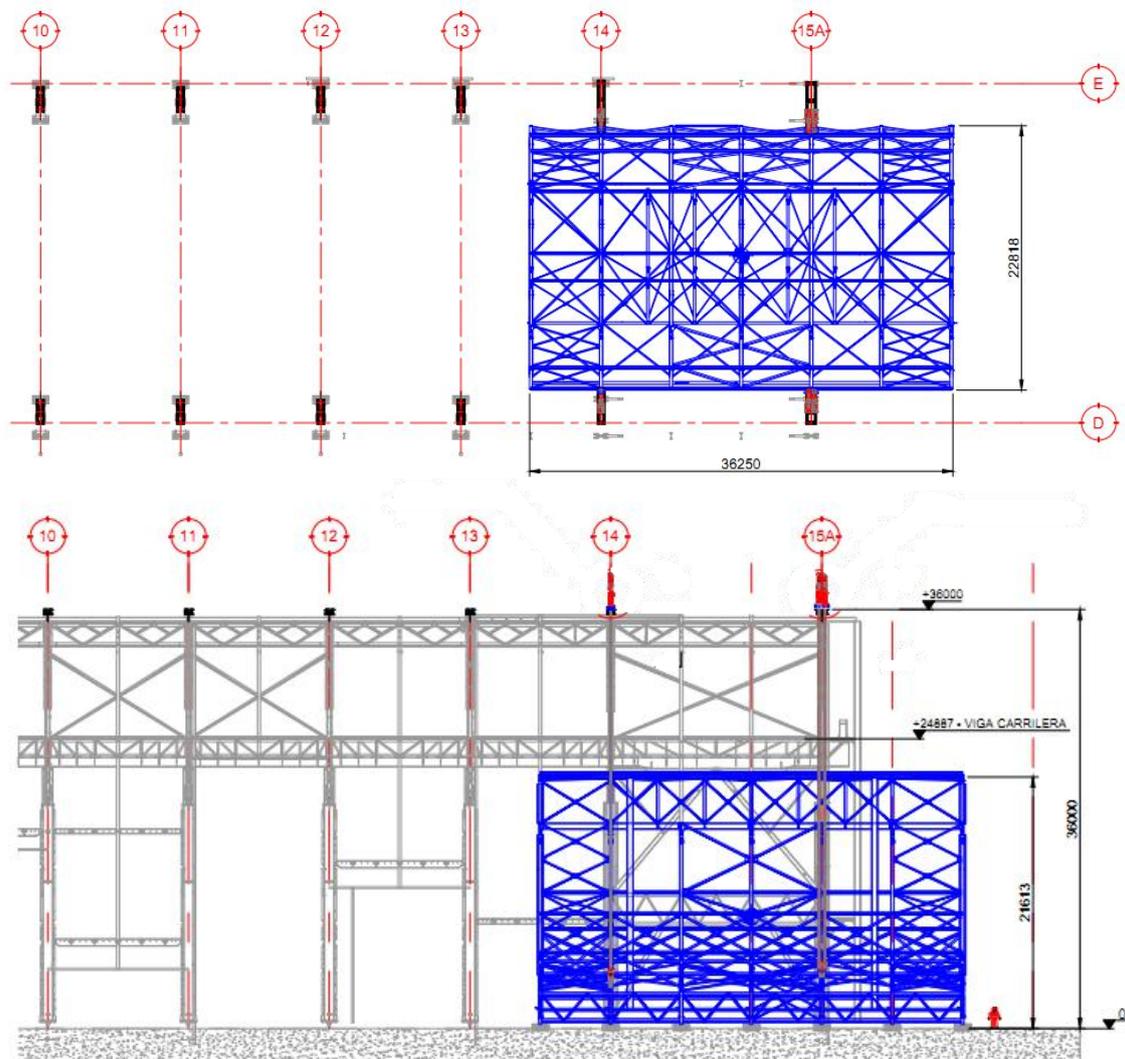


Figura 3. Ubicación en planta y vista lateral de la campana para el armado y primer izado.

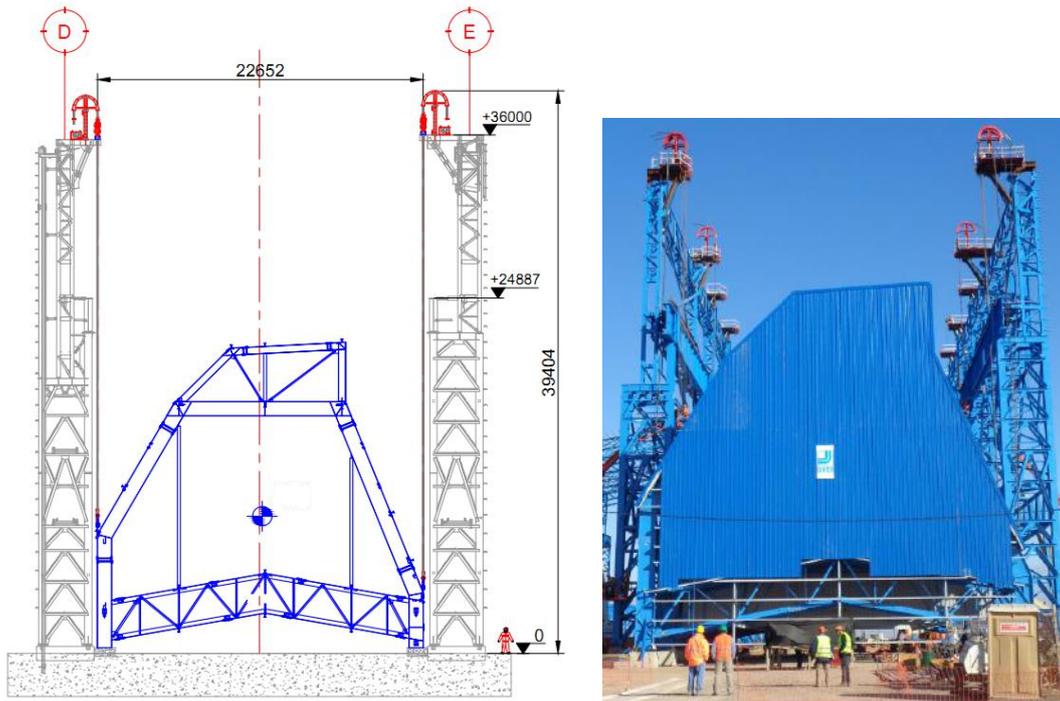


Figura 4. Primer Izado. Corte eje 15A.

En la Etapa 3 (Deslizamiento) la campana de extracción se deslizó por encima de la viga carrilera una longitud de 42 metros. El deslizamiento se realizó sobre 4 ménsulas apoyadas sobre patines de deslizamiento que circulan por rieles a lo largo de la viga carrilera. Una vez en la posición final del deslizamiento la campana quedó entre los ejes 10 y 13 entre D y E. En la Figura 5 y 6 se muestra la posición inicial y final luego del deslizamiento de 42 m.

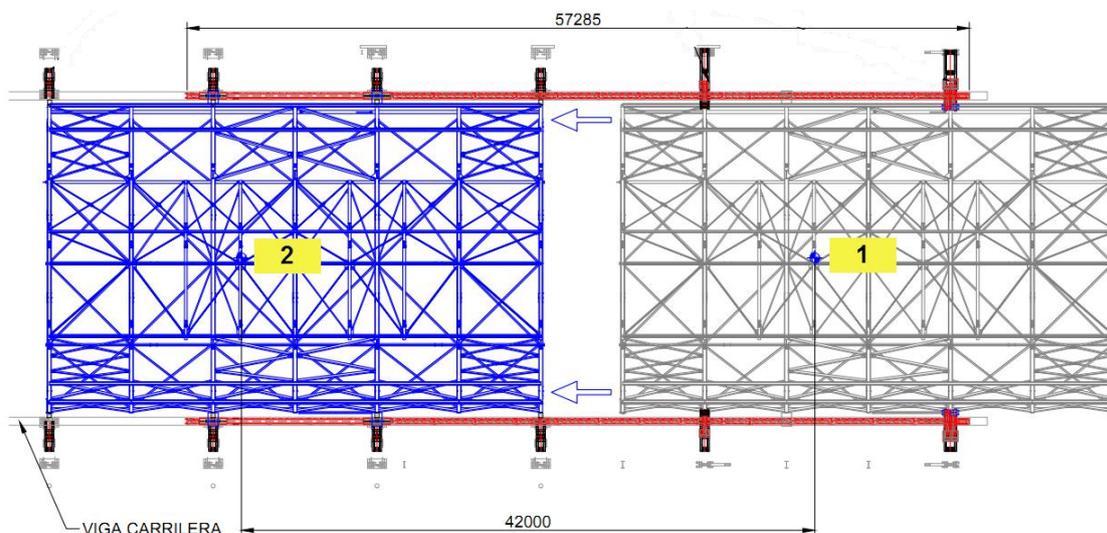


Figura 5. Etapa de deslizamiento. 1) Posición inicial deslizamiento.

2) Posición final deslizamiento.

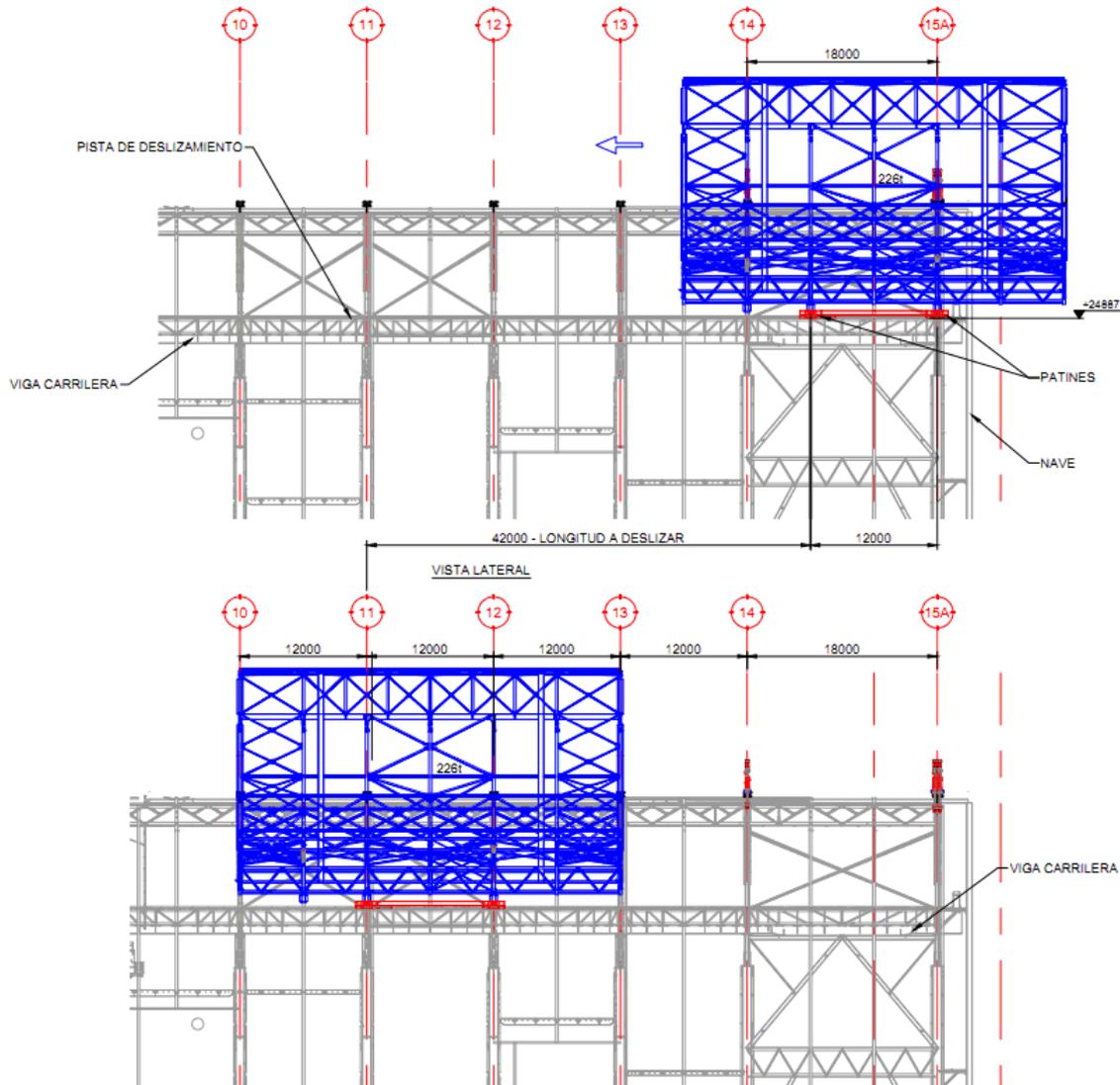


Figura 6. Etapa de deslizamiento. Vista lateral.

Finalmente, se realizó la Etapa 4 (Segundo Izaje) tomando la estructura desde 8 puntos, desde el nivel +25.00 hasta su posición final nivel +32.50 (nivel inferior de las patas de la campana). En la Figura 7 se muestra un corte por el eje 11 de la nave en donde se puede ver los puntos de izaje de la campana de extracción en la Etapa 4.



2.1.2 Etapa 1: Armado

El armado de la campana a nivel +0.00 responde a un tipo de montaje convencional por lo cual no se muestra de manera detallada. En la Figura 8 se muestran imágenes de esta etapa. Lo particular para el armado a nivel +0.00 fue que se tuvieron que diseñar y ejecutar bases provisionales especiales para que apoyen las columnas de la campana. Con las mismas se busco garantizar la estabilidad de estructura y conseguir un nivel uniforme para el apoyo de las patas. Se ejecutaron 14 bases superficiales sobre el nivel del terraplén existente. La condición de apoyo de la campana fue distinta para la Etapa 1 y Etapa 2 por lo cual las dimensiones de las mismas también fueron diferentes entre sí. Dichas bases contaban cada una con 4 pernos de anclaje que servían de vinculación entre la estructura de la campana y las fundaciones. Una vez terminado el montaje estas bases se destruyeron. En la Figura 9 se muestran fotos de las bases materializadas en la obra. La campana se completó con la estructura y el cerramiento para minimizar los trabajos en altura una vez ubicada en la posición definitiva. En la Figura 8 se muestra el plano de planta de las bases provisionales.

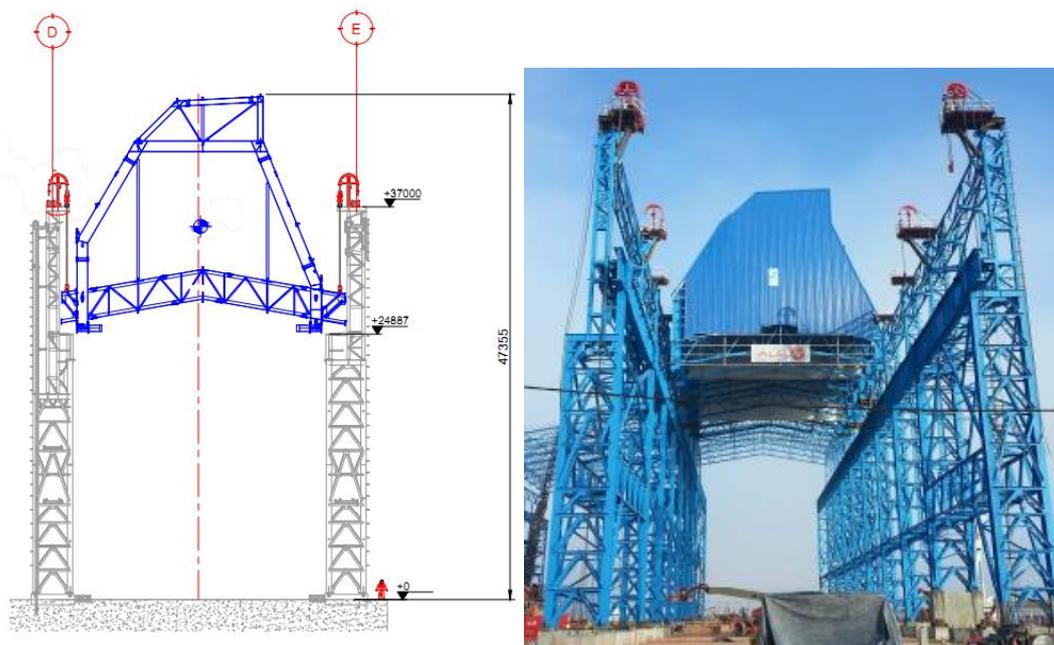


Figura 7. Segundo Izado. Corte eje 11.



Figura 8. Etapa 1: Armado. Bases provisórias, izado de las primeras columnas y vigas.

2.1.3 Etapa 2: Primer Izaje

Una vez finalizado el armado de la campana se dio comienzo a la Etapa 2 la cual se realizó en dos sub-etapas: la Etapa 2a y la Etapa 2b. Para ambas sub-etapas ya en la estructura de la nave se tenían montados elementos auxiliares como por ejemplo las consolas de izado. Estas consolas se anexaban a la estructura de la nave, de modo de dar soporte a las unidades de izado, palmeros y plataformas de acceso. En la Figura 10 se muestra el esquema de la consola de izado correspondiente a los lugares en donde se tenían dos unidades de izado. Para cada una de estas consolas se tuvo que proveer también plataformas adicionales para el trabajo de los operarios en caso del montaje de los cables (6 por unidad de izado) o en el caso de algún posible desperfecto. Las consolas se montaron armadas y con los cables para el izado ya enhebrados en las unidades de izado desde el nivel +0.00. Cada punto de izado contó con una consola. En la Figura 11 se puede ver la ubicación de la unidades de izado tanto para la Etapa 1 como la Etapa 2.

Cada unidad de izado puede levantar hasta 70 ton. La idea de disponer dos unidades en el eje 15A mediante un sistema de balancín nos permitió llegar a una capacidad de hasta 140 ton.

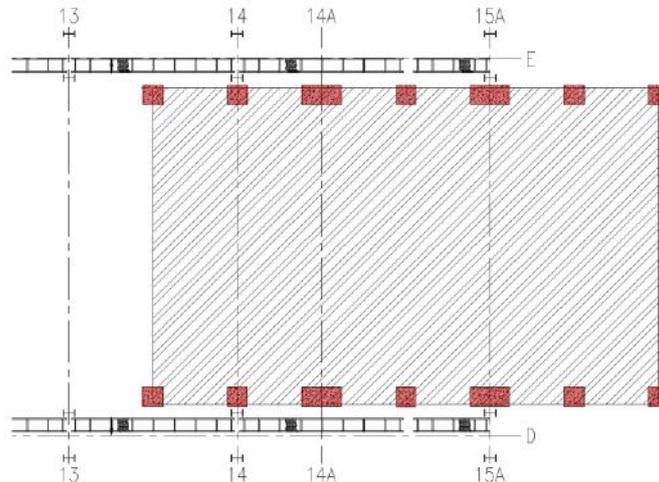


Figura 9. Planta con ubicación de las bases provisionarias.

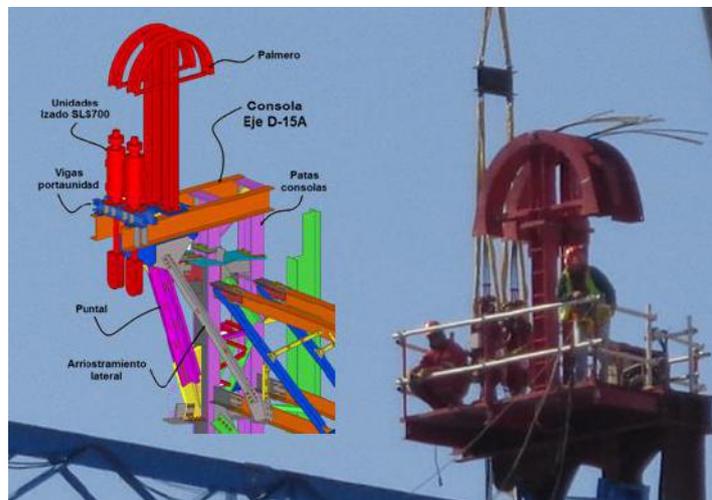


Figura 10. Esquema consola de izado.

La Etapa 2a en sí consistió en la liberación de las patas de la campana, un izado parcial de la estructura de 3.5 metros, la colocación de las ménsulas de tope y deslizamiento (ver Figura 12) y el descenso de la campana hasta su apoyo sobre picaderos con tacos de madera. En la Figura 13 se muestra la ubicación en planta de las ménsulas y en la Figura 14 una foto de las mismas. El propósito de estas maniobras fue la preparación de la estructura para el primer izaje de la Etapa 2b y la verificación y puesta a punto de los equipos y forma de trabajo de las personas involucradas.

La Etapa 2b consistió en el izaje completo de la estructura de la campana hasta apoyar la misma sobre los patines de deslizamiento ubicados por encima de las vigas carrileras de la nave. En toda la maniobra de izado se tuvo que ir modificando la posición (expandingo y/o retrayendo) las ménsulas de tope y deslizamiento para poder salvar las interferencias posibles de la estructura de la nave y fundaciones en el recorrido del izaje.



Figura 11. Ubicación de las unidades de izado. Sobre el eje 15A se usan dos unidades

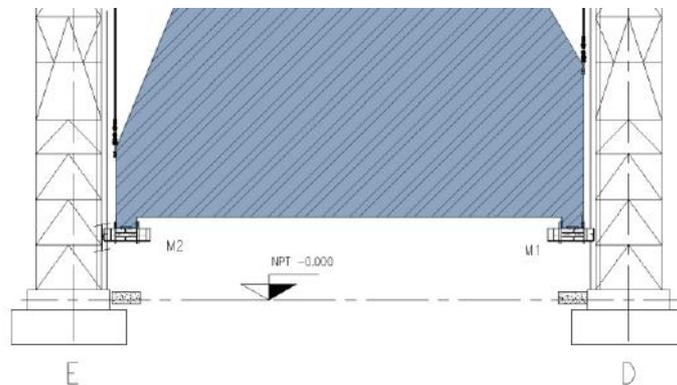


Figura 12. Ubicación de ménsulas de tope y deslizamiento.

Un aspecto importante a mencionar en esta etapa es el uso de las ménsulas de tope y deslizamiento. Estas piezas fueron diseñadas para cumplir con dos funciones, por un lado diseñadas como tope impidiendo el libre movimiento horizontal de la estructura en caso de la acción del viento. Con esto se cumplió con la limitación impuesta por el proveedor de los sistemas de izaje que el ángulo de los cables de izaje no supere un grado con respecto a la vertical. Se tiene que tener presente la importancia de verificar esta condición de borde en todo el recorrido del izaje ya que cuando más corto es el cable menos es la tolerancia permitida de movimiento horizontal. Se utilizó como guía para el izaje, el espacio entre ala y ala de las patas de las columnas de la nave de acéría.

El otro uso de estas ménsulas (en su posición extendida) es la de servir de extensión de las patas de la campana para el deslizamiento. Esto es necesario debido a que la dimensión transversal de la campana es mayor que el ancho libre entre columnas y para el primer izado se tuvo que plantear un "recorte" de ambos extremos. Esta estructura que se quito para el primer izado y deslizamiento se completa en parte antes de realizar el segundo izaje y al final del mismo. En la Figura 15 se puede observar la geometría de la campana en función de la etapa de montaje.

Una vez asegurado el apoyo de la campana sobre los patines se procedió a descargar los gatos hidráulicos y liberar los anclajes. La estructura de la campana queda apoyada plenamente en los patines de deslizamiento.

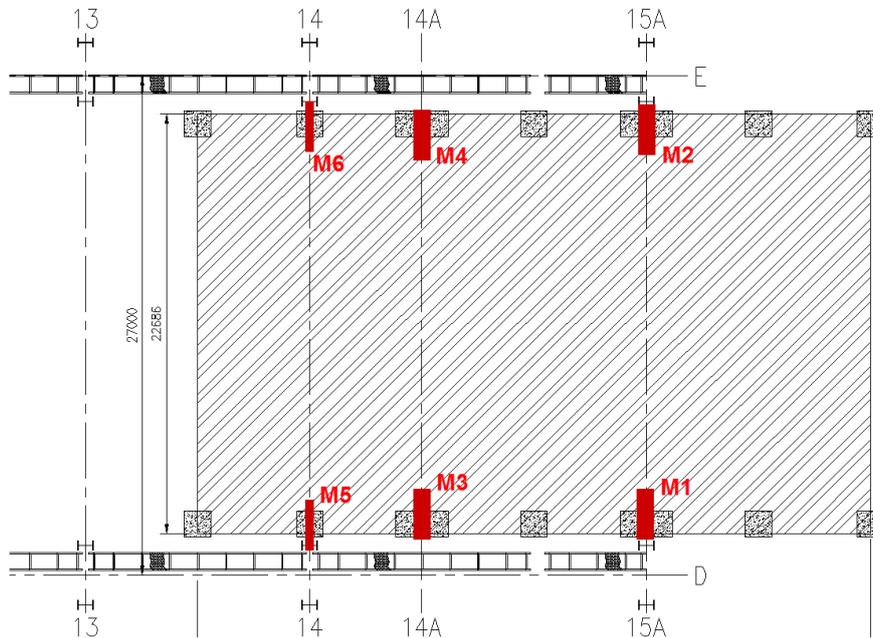


Figura 13. Ubicación en planta las de ménsulas de tope y deslizamiento.



Figura 14. Esquema de las ménsulas de tope y deslizamiento.

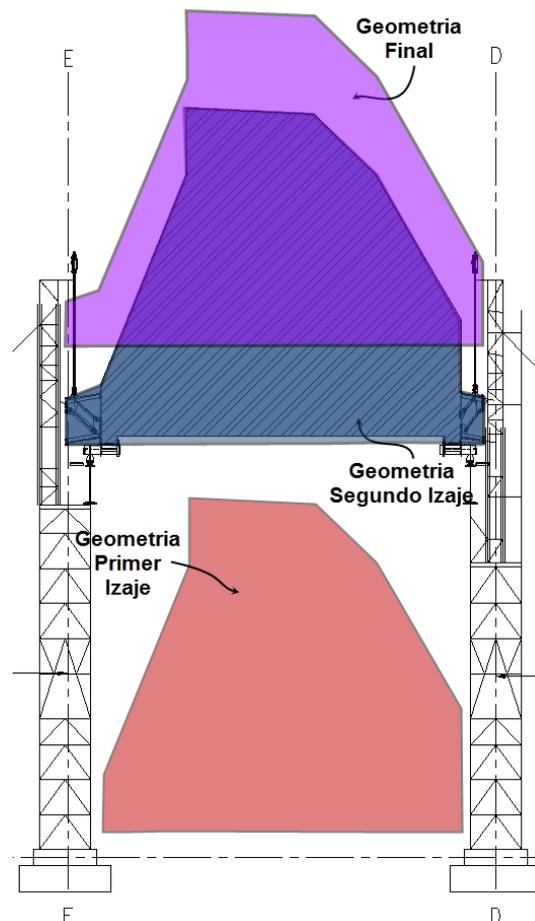


Figura 15. Geometria de la campana en función de la etapa de montaje.

2.1.4 Etapa 3: Deslizamiento

El deslizamiento de la estructura estuvo previsto realizarlo inmediatamente después del primer izaje, la hipótesis de cálculo consideraban que estas dos etapas se realizan el mismo día. Como se mencionó antes la estructura se desliza sobre cuatro patines. En la Figura 16 se muestra una imagen con la campana en la posición de deslizamiento inicial y final.

Una vez liberados los anclajes (y previo agregado de la estructura auxiliar necesaria, como arriostramientos, tornapuntas, etc.) de la estructura de la campana, se empezó el deslizamiento sobre los carriles ubicados en las vigas carrileras de los ejes D y E. Entre el patín y el carril se colocaron teflones para garantizar el desplazamiento. En la Figura 17 se muestran estos carriles dispuestos sobre la viga carrilera. Ya en su posición final de deslizamiento la campana se ancló, tanto en el sentido transversal como longitudinal.



Figura 16. Posición inicial y final de deslizamiento.



Figura 17. Carriles para el deslizamiento sobre viga carrilera.

2.1.5 Etapa 4: Segundo Izaje

Una vez terminado el deslizamiento, la campana debe ser izada hasta la posición final. La Etapa 4 consiste, en términos generales, en levantar la estructura desde el nivel +26.2 hasta el nivel +32.3. Para dicha maniobra se utilizarán 8 unidades de izado sobre las columnas ubicadas en los ejes 10, 11, 12, 13 sobre los ejes D y E. Para el momento del comienzo de esta etapa ya se habían montado las ménsulas para el deslizamiento ver Figura 18. Estas ménsulas completan parte de la estructura de la campana recortada para el primer izaje y deslizamiento y a su vez sirven de punto de colgaje para el segundo izaje.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

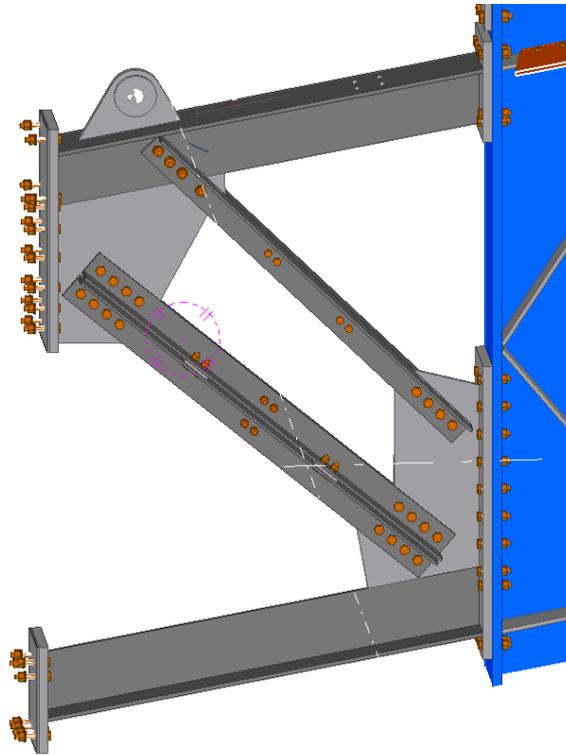


Figura 18. Mésulas segundo izado.

Antes de realizar el izado se debió realizar el venteo de la estructura de la nave. Esto consistió en realizar una deformación previa controlada a las columnas que soportan los gatos de manera de mantener la geometría teórica al momento del izaje. La maniobra se realizó mediante cables y Tirfors como se muestra en la Figura 19. Se requirió un riguroso control topográfico de cada uno de estos puntos antes de comenzar con la maniobra.

Predeformadas las columnas de la estructura se procede a liberar la campana. Es decir se sueltan los topes transversales y longitudinales, arriostramientos entre patas de la campana y tornapuntas de mésulas.

Luego se procedió a levantar la campana hasta alcanzar el nivel final a +32.3. A continuación se vincularon las mésulas a las columnas de la nave a través de bridas como se muestra en la Figura 20. Se previeron shims tipo peine para garantizar el contacto entre placas. El huelgo dejado entre las bridas por diseño fue de 10 mm.

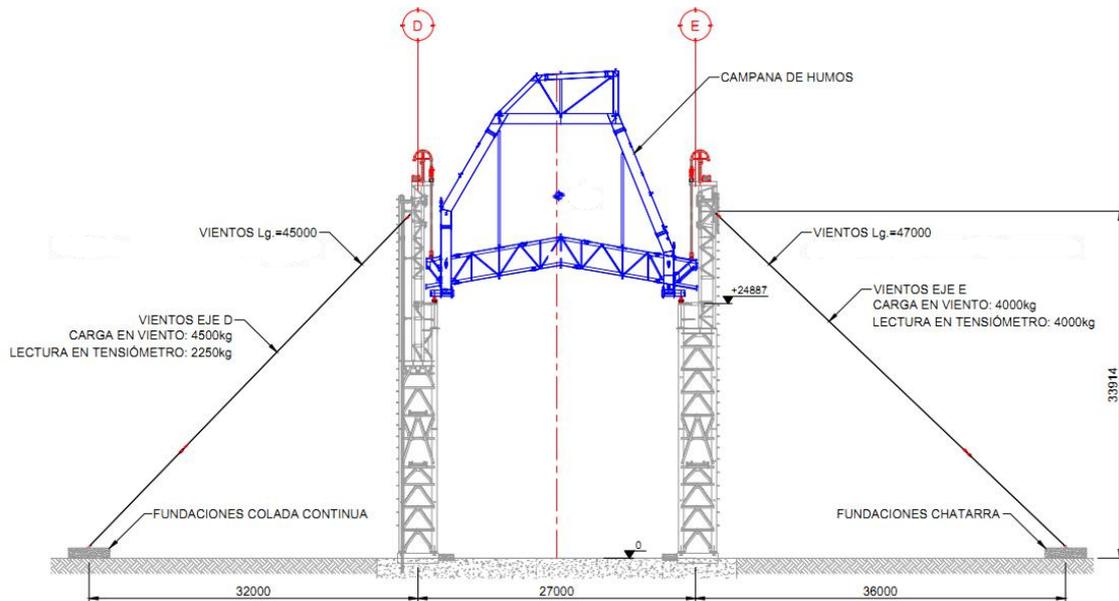


Figura 19. Esquema de venteo de columnas. Corte Eje 11.

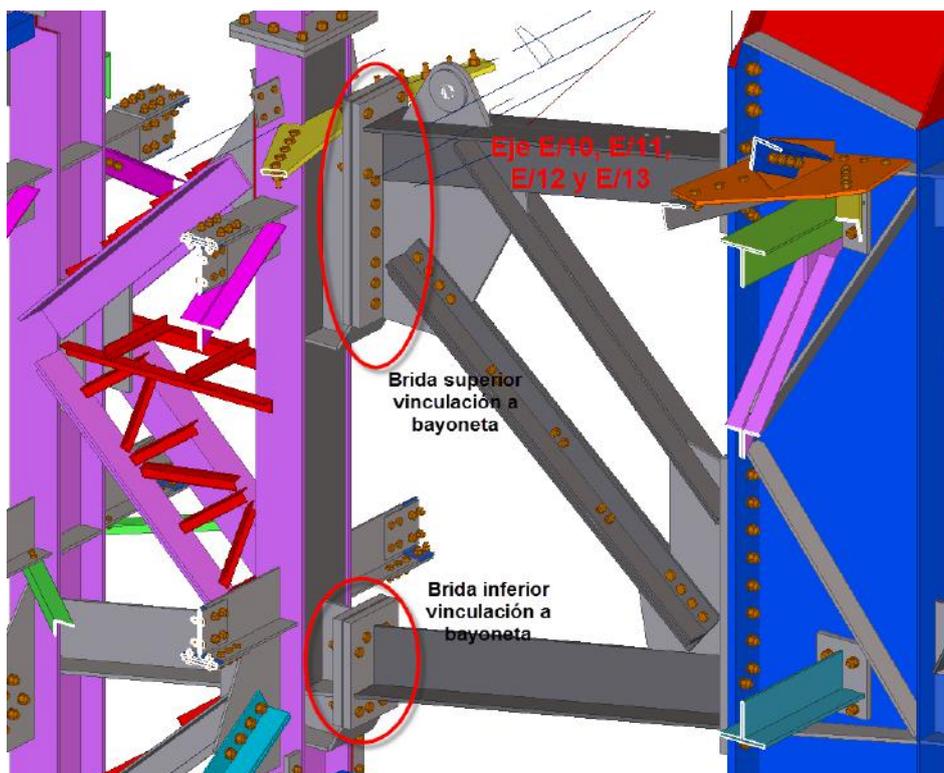


Figura 20. Vinculación a estructura de la nave mediante bridas abulonadas.



Una vez vinculada toda la campana a la estructura de la nave se procedió a soltar la carga de los gatos y liberar anclajes. Finalmente la estructura quedo apoyada plenamente en la estructura de la nave de Acería. Luego se terminó de completar la estructura con los elementos secundarios que unen la campana con la nave (arriostramientos, puntales, correas de cerramiento, etc.).

2.2 Diseño y Cálculo

Desde el diseño y cálculo se realizó no solo la verificación de la estructura de la campana de extracción en las distintas etapas de izado y deslizamiento sino que también se tuvo que verificar la estructura de la nave de acería y los elementos auxiliares para el montaje.

Para los cálculos se consideró el peso propio de la estructura y el viento sobre la misma. En cuanto al peso propio se tuvo en cuenta el peso de los elementos estructurales junto con cierre hidráulico, aislación y accesorios. Todo lo anterior incrementando en un 15% para considerar las incertidumbres previas de los pesos totales y un 5% debido a las hiperestaticidades.

Luego el efecto del viento se tuvo en cuenta según las normas CIRSOC 102 - 2005: Acción de Viento Sobre las Construcciones y CIRSOC 108 -2007: Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para las Estructuras durante su Construcción.

Se consideraron dos velocidades de viento para los cálculos. Un viento denominado de Operación (viento de 20 m/s) y un viento de Contingencia (viento de 35 m/s) para la etapa de deslizamiento sobre la viga carrilera.

El software utilizado para los cálculos es RAM Elements V8i. En la Figura 21 se muestra el modelo 3d modelado. Se uso la norma AISC (2010) para el diseño y verificaciones.

Junto con las tolerancias geométricas dadas en el diseño de la estructura y que son relevantes a la hora de hacer coincidir en el montaje todos los elementos, existieron limitaciones dadas por el proveedor del sistema de izaje y deslizamiento, como por ejemplo que el ángulo del cable de izado no podía superar el grado de inclinación con respecto a la vertical.

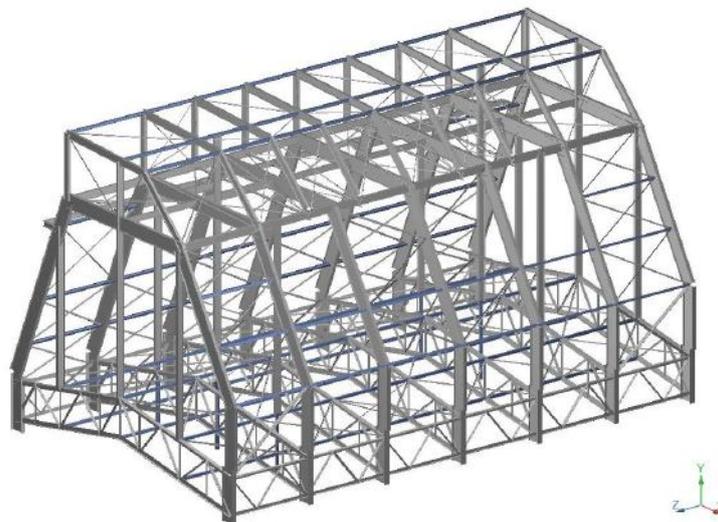


Figura 21. Modelo de cálculo 3D.



Otro aspecto importante que se tuvo presente y verificó es cómo se modificaba el estado de cargas en caso de que los puntos de izado suban con algunos milímetros de diferencia. Se fijo como límite para las maniobras de izado una diferencia de 5 mm entre los puntos de anclaje. El análisis realizado con este valor de desplazamiento de apoyo dio como resultado un incremento en las reacciones del 3% para el caso del primer izado, y un 45% para el caso del segundo izado. Estos incrementos no presentaron inconvenientes para la estructura de la campana, ni para los elementos estructurales auxiliares necesarios como las consolas, cáncamos, etc.

La velocidad de izaje depende mucho de este valor máximo de desplazamiento de apoyo. Cuanto mayor es el número de puntos de izado menor es la velocidad con que se sube la estructura ya que el sistema tiene más puntos que controlar.

Tener presente el hecho de que a mayor hiperestaticidad más difícil fue controlar las deformaciones de la estructura.

2.2.1 Estructura campana de extracción

Se realizó la verificación de la estructura de la campana para cada etapa del montaje. Se uso para las etapas de armado, primer izaje y segundo izaje el viento de operación y para la etapa de deslizamiento el viento de operación y de contingencia.

Se tuvo que tener especial atención en los refuerzos de la estructura de la campana ya que el funcionamiento estructural en su posición final es totalmente distinto al funcionamiento en las distintas etapas del montaje. Por ejemplo se tuvo que reforzar una viga que originalmente era para dar estabilidad en el sentido perpendicular al de los pórticos de la campana ya que durante el montaje esta viga servía de apeo para el resto de la estructura. Los extremos de la campana, al levantar la misma de 4 puntos, se colgaban de esta viga de apeo funcionando la misma como una viga en voladizo como se puede observar en la Figura 22.

En la Figura 23 se muestra las distintas condiciones de apoyo y reacciones de la campana de extracción durante el montaje.

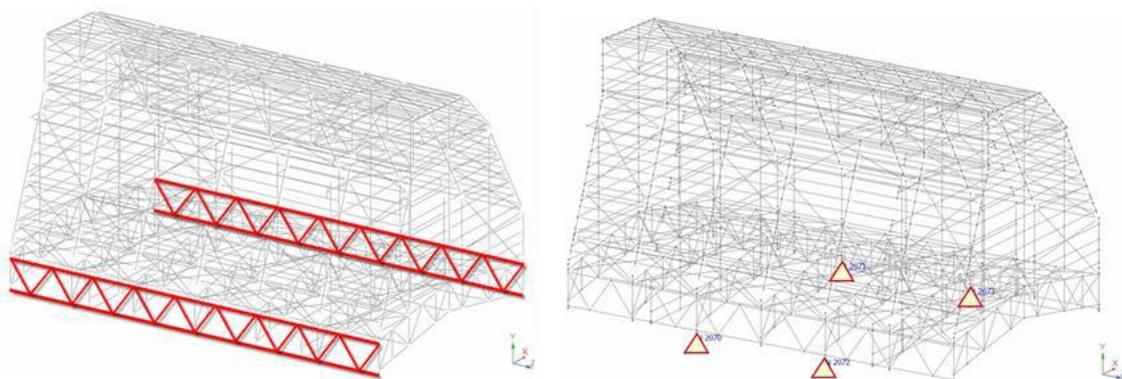


Figura 22. Viga de apeo. Esquema de apoyo para el caso de la etapa de deslizamiento.



2.2.2 Estructura nave acería

Para la nave de acería se verificaron aquellos elementos y partes de la estructura que se vieron afectadas por la maniobra de montaje. Por ejemplo se verificaron las bayonetas de la estructura para el primer y segundo izaje y las vigas carrileras utilizadas para realizar el deslizamiento de la campana. Ver Figura 24.

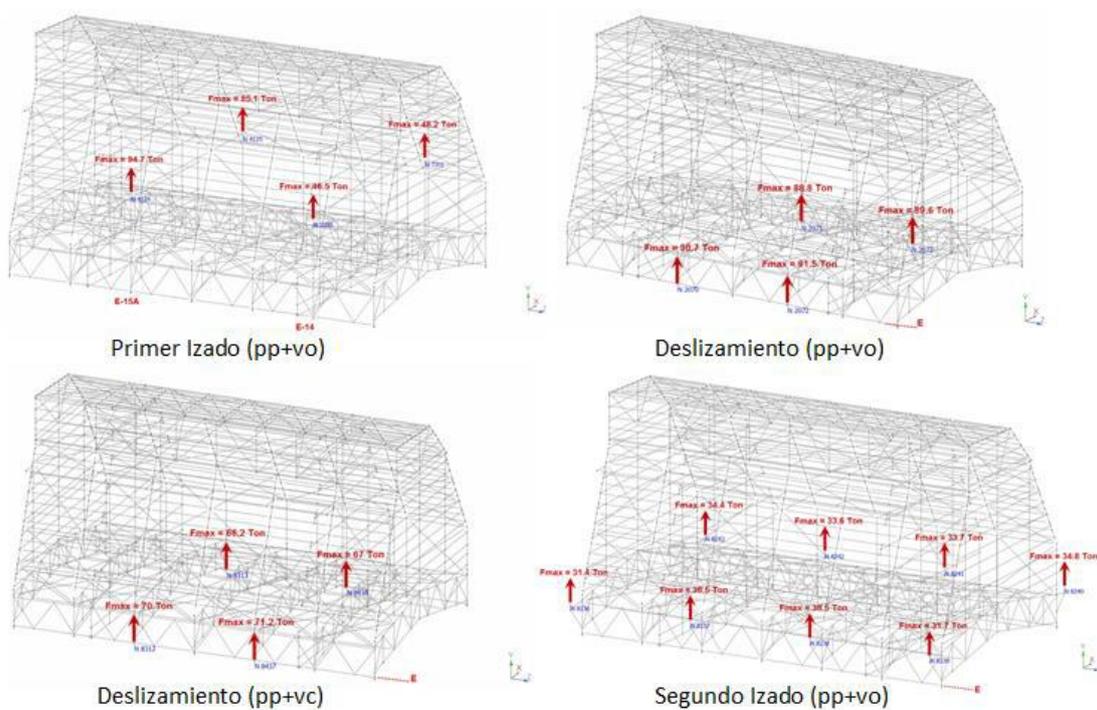


Figura 23. Condiciones de apoyo y reacciones para las distintas etapas de montaje (pp = peso propio; vo = viento operación; vc = viento de contingencia)

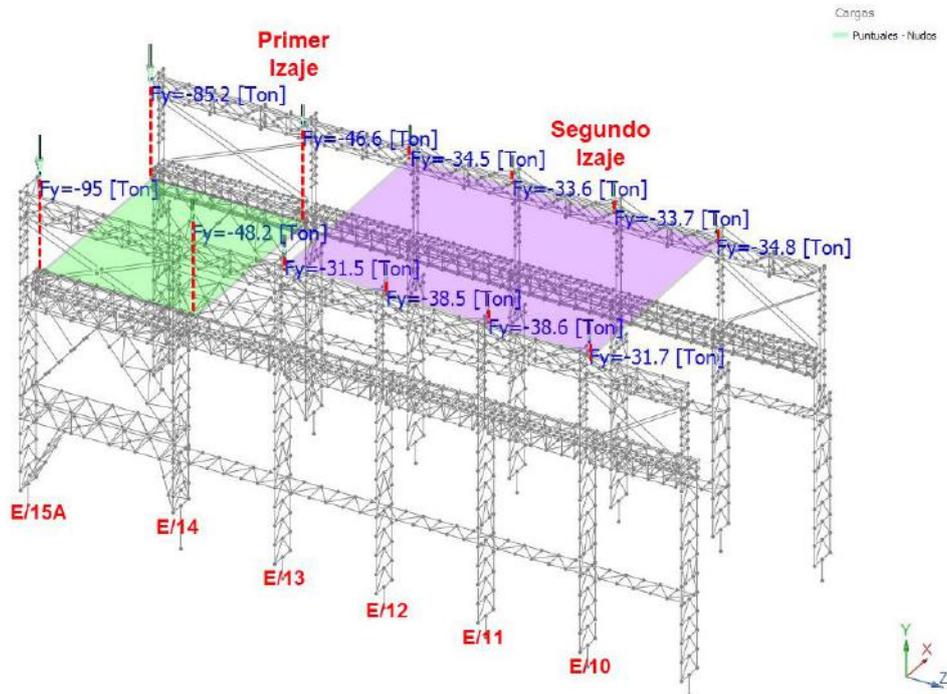


Figura 24. Esfuerzos aplicados en estructura de la nave de acería debido al primer y segundo izaje de la campana de extracción.

2.2.3 Estructura auxiliar para el montaje

Para todas las etapas se requirieron elementos estructurales auxiliares. Entre otros elementos se realizó la verificación de las consolas de izado, cáncamos, ménsulas de tope y deslizamiento, topes transversales, topes longitudinales, balancín, arriostramientos provisorios, tornapuntas, vigas refuerzo de patines de deslizamiento, vigas de vinculación entre patines, accesorios, pasarelas, etc. En la Figura 25 se muestra una imagen del cáncamo y balancín.



Figura 25. Detalle de câncamo y balancín.

2.3 Ingeniería de detalle

La ingeniería de detalle se realizó sobre la base de un modelo tridimensional generado con el software Tekla Structures. El modelo básico se importó desde el programa de elementos finitos mediante un archivo tipo SDNF (Steel Detail Neutral File), a través del cual se transfirió toda la información referida a geometría, secciones, calidad de acero, etc.; tanto de estructura de la campana en si misma, la estructura de la nave de acería y los elementos auxiliares para el montaje.

En el modelo tridimensional se detallaron todas las conexiones de los elementos estructurales, con la bulonería correspondiente. A partir de este modelo se emitieron los planos de fabricación, como un reflejo del mismo. Cada pieza tuvo a su vez, un archivo CNC (control numérico) asociado que puede ser interpretado por las máquinas de la fábrica.

Otro tema importante que se verificó durante el desarrollo de la ingeniería de detalle fueron las interferencias posibles durante toda la maniobra. A partir de los hallazgos de interferencias se plantearon soluciones y/o modificaciones que garantizaron el éxito de la maniobra de montaje. En la Figura 26 se muestra parte de la maqueta 3D de detallamiento.

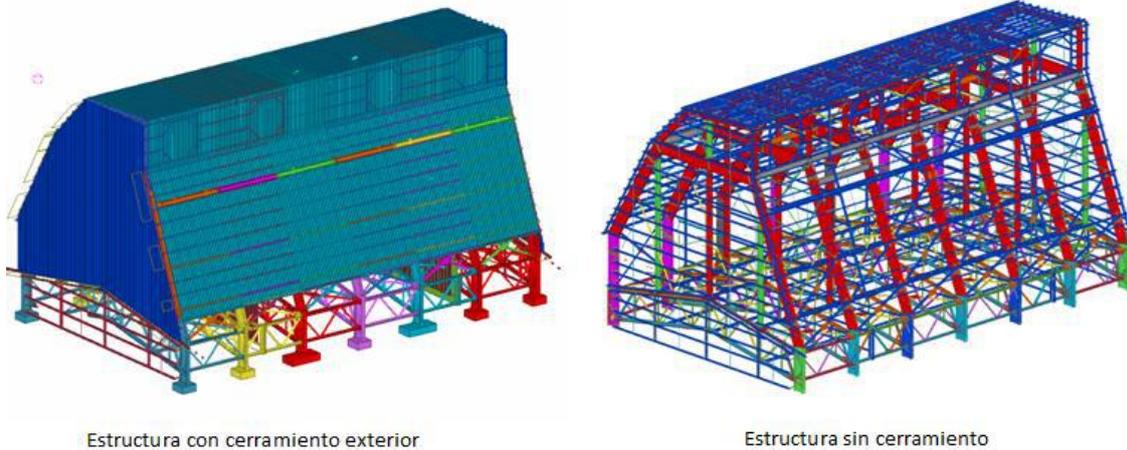


Figura 26. Maqueta de detallamiento 3D.

2.4 Fabricación

La fabricación de la estructura se ejecutó con materiales de calidad ASTM A572 Gr50 para los perfiles armados y los laminados pequeños (en su mayoría de producción nacional). También se utilizaron, en algunos casos particulares, perfiles W con calidad de acero ASTM A572 Gr50. La fabricación se realizó siguiendo las especificaciones de fabricación de las normas AISC (American Institute of Steel Construction) y AWS (American Welding Society). Las correas de techo y cerramientos laterales se materializan con perfiles de sección delgada conformados en frío.

Los procesos de fabricación de los perfiles soldados fueron: corte a pantógrafo a control numérico a plasma u oxiacetileno, soldadura automática de arco sumergido para el armado del perfil, soldadura de accesorios y placas, corte a sierra de perfiles, punzonado o agujereado de perfiles y placas en máquinas de control numérico, granallado de piezas y recubrimiento final de pintura epoxi. Todas las máquinas CNC poseen software de intercambio de información electrónica con ingeniería.

En cuanto a las estructuras de perfiles conformados en frío (correas), el proceso de fabricación se ejecuta con una máquina que realiza los procesos de planchado, punzonado, corte y conformado en línea. La producción se ejecutó en la planta industrial de Cinter SRL en Santa Fe, Argentina.

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Durante ambas etapas de izado es fundamental contar con controles topográficos de manera permanente en la obra. Básicamente se requiere controlar que las deformaciones reales que se producen al cargar la estructura de la nave con el peso de la campana se encuentren dentro de las tolerancias respecto de las previstas en los cálculos, y que los descensos relativos de los distintos puntos de izaje no superen lo establecido como máximo.

La velocidad lograda en los izajes fundamentalmente depende de diversos factores como ser: las condiciones climáticas, la cantidad de puntos de izaje, imprevistos, el comportamiento de la estructura, etc. De estos nos parece importante remarcar, el hecho de que cuanto mayor sea

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



el número de puntos de izado, menor es la velocidad que se logra en el avance, una de las razones por ejemplo es que se tienen más puntos que controlar topográficamente.

Las hiperestaticidades se deben considerar desde el inicio en el diseño y cálculo de todas las estructuras involucradas en el montaje. A mayor hiperestaticidad (es decir más puntos de izaje) los descensos relativos entre puntos de la estructura a montar pueden producir incrementos importantes en los esfuerzos. En nuestro caso de estudio estos incrementos variaban desde el 5% al 40 %. Estos valores fueron ampliamente superiores a los establecidos como típicos para este tipo de maniobras (5%).

La cantidad de elementos auxiliares a diseñar y calcular en este tipo de montajes es muy superior a lo que tienen en un montaje convencional.

Las condiciones climáticas juegan un rol importantísimo en este tipo de montaje. Poder definir una ventana climática óptima en donde no se tenga lluvia, vientos fuertes, etc. nos garantiza que el montaje se empieza y no se para por estos motivos. En este tipo de montaje no es aconsejable dejar la estructura a la mitad de las etapas, ya que para estas posiciones no se tienen todos los anclajes y topes como para que la estructura suspendida sea segura para condiciones climáticas que sean más desfavorables que las adoptadas en el diseño.

Al no ser un montaje convencional y no tener generalmente los montajistas experiencia en este tipo de maniobra es fundamental la capacitación del personal. Mostrar los conceptos generales en que se basa el montaje, cuales son los puntos críticos, los cuidados y peligros asegura que los tiempos y calidad del trabajo sea la óptima.

Los trabajos en sí de primer izado y deslizamiento se pensaron de manera continua y a realizar en dos turnos de 12h. Por lo mencionado antes se tuvo que prever sistemas de iluminación artificial para los trabajos nocturnos. Otro aspecto fue el solapamiento de los turnos en los operarios de modo que el cambio de turno no sea de manera abrupta y el trabajo no se detenga.

Para el segundo izado también el trabajo se hizo de forma continua, es decir se comenzó en la posición inicial y se terminó con la campana en su posición final asegurada.

La limitación de inclinación máxima de los cables de izado con respecto a la vertical fue uno de los condiciones de borde más importantes a la hora de diseñar los refuerzos de la estructura de la nave para el primer izado y el planteo de cables tensionados para la aplicación de deformaciones previas en la estructura de la nave en el segundo izaje.

Las ventajas de este tipo de montaje fueron principalmente las siguientes: se logró realizar la fundación del horno de reducción y montaje de la campana de extracción en simultáneo; los trabajos en altura se redujeron considerablemente. En lugar de montar 1500 elementos a más de 36 metros de altura, los mismos se montaron a nivel del suelo.

Desde el punto de vista del cálculo se debe destacar que debido a que la de estructura de la campana es "liviana" y muy flexible, el efecto del viento es muy importante. Si no se prevén dispositivos de retención y topes, los desplazamientos transversales y longitudinales superan ampliamente a los permitidos.

En las Figuras 26, 27 y 28 se muestra en imágenes y a modo de resumen final la secuencia de montaje tomada desde distintos puntos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

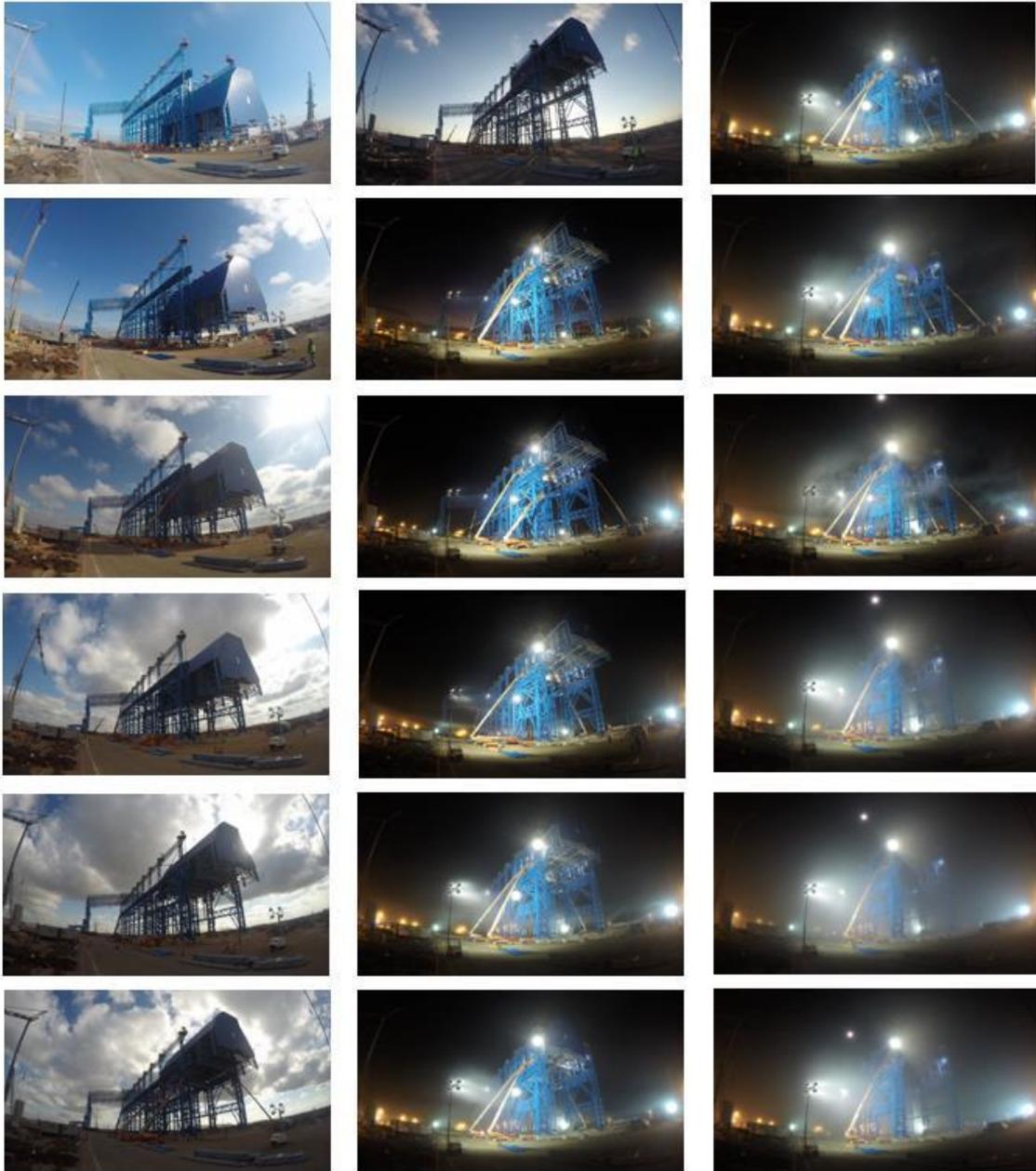


Figura 26. Secuencia de fotográfica del montaje. Posición 1.

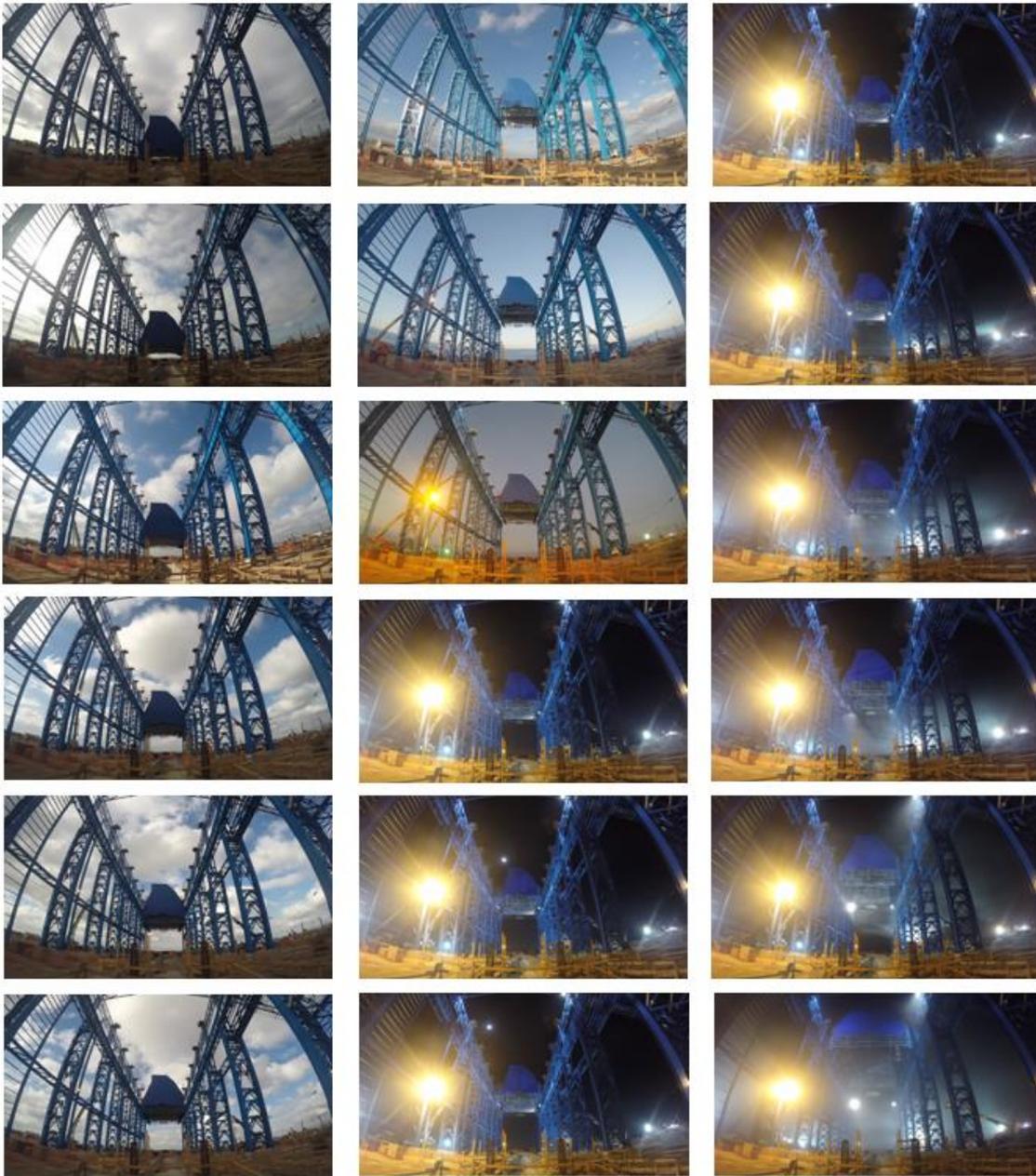


Figura 27. Sequencia de fotográfica del montaje. Posición 2.

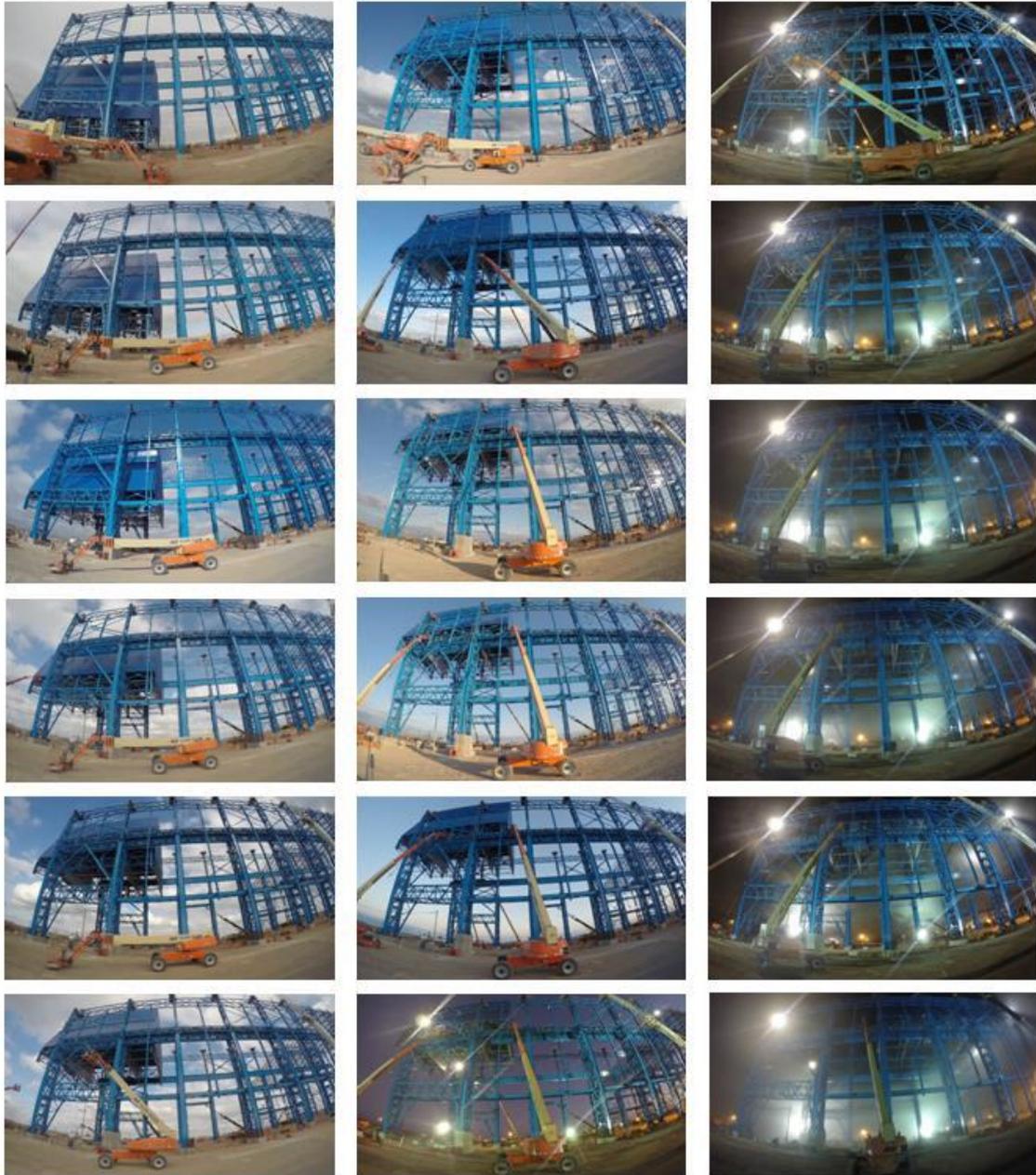


Figura 28. Sequencia de fotográfica del montaje. Posici3n 3.



4 CONCLUSIÓN

El montaje de las estructuras metálicas es tan importante como el resto de las etapas de un proyecto. Pensar esta etapa desde el inicio nos garantiza un resultado favorable en cuanto al cumplimiento de los objetivos. En el sector de las obras civiles metálicas estamos acostumbrados a realizar en su mayoría montajes "convencionales", es decir, utilizando grúas, ya sea sobre camión o torre y montando las piezas de manera individual o en algunos de los casos en módulo. Otra de las características de ese tipo de montaje es que las piezas se montan ya en su lugar definitivo.

Utilizando este método de montaje no convencional en donde se monta toda la estructura completa con la ayuda de gatos hidráulicos y utilizando como soporte la estructura del edificio se logró reducir el tiempo y costo, lo cual permitió garantizar la ejecución de la obra. Otro beneficio obtenido fue la minimización de los trabajos en altura. Ante proyectos de estas características, es importante evaluar las posibilidades de uso de métodos alternativos de montaje, que en el balance general, no implican un incremento notable en los costos, garantizando los tiempos de ejecución y mejorando la seguridad durante del trabajo.

Si bien los conceptos usados de izaje y deslizamiento son simples en esencia, la maniobra requiere una coordinación, seguimiento y conocimiento del procedimiento al detalle.

Agradecimientos

Queremos agradecer el trabajo de todo el equipo operativo de Cinter (Ingeniería, Logística, Fábrica, Terceros y Obras) que llevó adelante este desafío, logrando un resultado final exitoso.

REFERENCIAS

AISC 2010, Steel Construction Manual, 13th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

CIRSOC 102 - 2005: Acción de Viento Sobre las Construcciones.

CIRSOC 108 -2007: Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para las Estructuras durante su Construcción.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

COMPORTAMENTO E PROJETO DE BARRAS COMPOSTAS COMPRIMIDAS FORMADAS POR PERFIS TUBULARES CIRCULARES CONCÊNTRICOS LAMINADOS DE AÇO*

Lucas Figueiredo Grilo¹
Ricardo Hallal Fakury²
Ana Lydia Reis de Castro e Silva²
Francisco Carlos Rodrigues²
Victor Pereira Daldegan³
Afonso Henrique Mascarenhas de Araújo⁴

Resumo

Este trabalho trata do estudo do comportamento de barras compostas comprimidas formadas por perfis tubulares circulares concêntricos laminados de aço. Foram apresentadas soluções para o projeto e fabricação dos perfis tubulares compostos. Para validação dos resultados numéricos foram feitos modelos de barras isoladas e seus resultados comparados aos obtidos de acordo com a norma brasileira. Os resultados foram satisfatórios, com a força de compressão resistente variando menos que 6,5% em relação aos valores obtidos com a formulação da norma. A partir desses resultados foi feito o estudo de perfis tubulares compostos por dois tubos com travamentos fixos e deslizantes ao longo das barras e sem travamentos. Foram simulados diversos modelos de perfis compostos, com a finalidade de determinar as curvas de resistência à compressão para as diversas condições de travamento. Foram gerados os gráficos comparativos das curvas de resistência à compressão e da distribuição da força pelos tubos que compõe os perfis e avaliada a distribuição de força de compressão entre os tubos de um mesmo perfil. Foi observado que perfis com travamento fixo e deslizante apresentam comportamento semelhante, ao contrário dos perfis sem travamentos.

Palavras-chave: Perfis Tubulares Compostos Concêntricos; Compressão Axial; Curva de Resistência à Compressão; Estruturas de Aço.

COMPRESSION BEHAVIOR AND DESIGN OF BUILT-UP MEMBERS COMPOSED OF CONCENTRIC HOT ROLLED CIRCULAR HOLLOW SECTIONS

Abstract

This research presents a study of the compression behavior of built-up members composed of concentric hot rolled circular hollow sections. Some technically and economically viable design and fabrication solutions to built-up members composed of concentric hot rolled circular hollow sections are presented. For validation of numerical results, models of singular hollow sections are made and compared to the ABNT NBR 16239:2013 Standard results. The results obtained with numerical models were satisfactory. The compressive strength of these numerical models differs less than 6,5% of the Brazilian Standard values. Once the numerical modeling was validated, the study of built-up members composed by two tubes was made, considering fixed connection and sliding connection between the tubes along the bars and without any

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

connection. Several models of built-up sections were simulated, in order to obtain and compare the various compressive resistance curves of each connection. Comparative graphs of the compressive resistance curves were generated, as also some graphs that show the distribution of the compressive force between each bar of the built-up section. It was observed that the built-up members with fixed and sliding connection presented similar behavior, in opposite to without connections profiles.

Keywords: Circular Hollow Sections; Axial Compression; Buckling Curve; Steel Structures; Built-up Members.

¹ Engenheiro Mecânico, Mestre em Engenharia de Estruturas, Doutorando em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

³ Graduando em Engenharia Civil, Aluno de iniciação científica, Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

⁴ Engenheiro Civil, Divisão de Tubos Estruturais, Vallourec do Brasil, Belo Horizonte, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 COMPOSIÇÃO DE PERFIS TUBULARES

Os perfis de seção tubular (tubos, perfis tubulares), utilizados em construções urbanas e industriais em muitas partes do mundo, podem ser fabricados pelo processo de laminação a quente (tubos sem costura) ou pelo processo de soldagem (tubos com costura). Os tubos com costura são produzidos conformando uma chapa metálica e ligando suas extremidades por solda. Esse processo é muito utilizado, sobretudo para tubos de diâmetros elevados, para os quais o processo de laminação não é viável. Os tubos sem costura são produzidos pelo processo de laminação a quente e apresentam maior capacidade resistente à compressão axial, pelo fato de possuírem menores tensões residuais. Contudo, o diâmetro e a espessura desses tubos estão limitados à capacidade das máquinas de manufatura. Por exemplo, no Brasil, eles, na forma circular, são produzidos pela Vallourec Tubos do Brasil (anteriormente nomeada V&M do Brasil), com diâmetro máximo de 355,6 mm, na forma quadrada, com largura de lado máxima de 300 mm e, na forma retangular, com as maiores dimensões de 400 x 200 mm.

Em determinadas situações nas quais se deseje utilizar apenas perfis laminados, pode ocorrer a necessidade de se usar um perfil com capacidade resistente maior que a dos produzidos industrialmente. Nesse caso, atualmente podem ser empregadas diferentes alternativas, como a composição de perfis tubulares justapostos e a composição utilizando barras de treliçamento ou chapas de ligação entre os perfis, conforme as seções transversais mostradas na Figura 1.

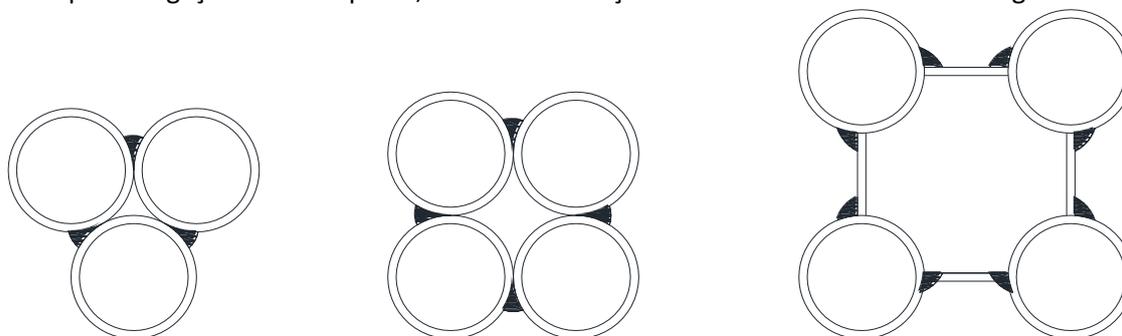


Figura 1 – Seções transversais compostas

Uma outra alternativa, que praticamente não causa impacto na arquitetura, é a utilização de elementos estruturais mistos, obtidos com o preenchimento do interior de um perfil tubular por concreto. No entanto, essa solução pode influenciar na viabilidade operacional da obra, uma vez que pode tornar necessária a concretagem *in loco*, além de aumentar o peso final da estrutura. Além disso, ela pode elevar o tempo de construção e traz algumas dificuldades como, por exemplo, a necessidade de disponibilidade de fornecimento de concreto e de mão de obra especializada na obra.

Todas as alternativas mencionadas, além de impactarem na arquitetura, o que pode ser um sério problema, trazem fatores complicadores na fabricação e dimensionamento estrutural. A solda

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

de regiões tubulares justapostas muitas vezes é operacionalmente complicada e as ligações entre vigas e pilares podem ficar muito solicitadas devido à grande excentricidade.

Neste trabalho é apresentada uma nova solução, qual seja, a utilização de dois perfis tubulares circulares compostos concêntricos (Figura 2-a), representados pela sigla PTCC, para suportar forças axiais de compressão. Assim, é possível aumentar a força axial resistente de um elemento estrutural sem alterar a arquitetura e sem utilizar outro material, como o concreto, na composição. Para aumentar ainda mais a capacidade resistente do PTCC, podem ser também usados três perfis tubulares (Figura 2-b), mas essa situação não será abordada aqui.

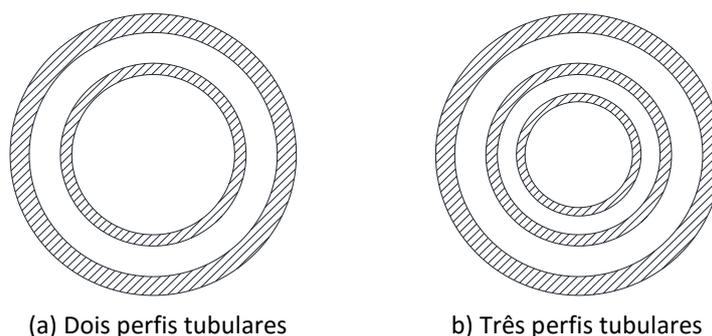


Figura 2 – Seção composta por dois ou três perfis tubulares circulares concêntricos

1.2 REVISÃO DE LITERATURA

1.2.1 Estabilidade Estrutural

De acordo com Chen [1], na teoria clássica de uma barra rotulada nas duas extremidades, sem imperfeições iniciais, a equação diferencial que descreve a flambagem elástica é expressa por:

$$EIv'' + Nv = 0 \quad (1)$$

onde E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia da seção transversal, N é a força de compressão atuante e v é o deslocamento transversal da barra. A solução dessa equação leva à carga crítica de flambagem e à forma deformada da barra, conforme Hibbeler [2], dadas por:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2)$$

$$v(x) = C_1 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (3)$$

onde L é o comprimento da barra e C_1 é uma constante igual ao deslocamento no centro da barra. Para barras sem imperfeições geométricas iniciais, a carga crítica determina o ponto de bifurcação.

Para o estudo de barras reais é necessário considerar imperfeições iniciais. Para a mesma barra birrotulada, se for assumida uma curvatura inicial na forma de uma meia senoide, a geometria inicial poderá ser descrita da mesma forma apresentada na Equação 3, porém considerando o

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

termo C_1 como a amplitude da curvatura inicial no centro da barra. Essa condição leva à seguinte equação diferencial:

$$EIv'' + N(v + v_i) = 0 \quad (4)$$

onde v_i é o deslocamento transversal inicial da peça. A solução dessa equação resulta na equação da forma deformada da barra [3], dada por:

$$v(x) = \left(\frac{1}{1 - N/N_e} \right) v_i \operatorname{sen} \left(\frac{\pi x}{L} \right) \quad (5)$$

1.2.2 Tensões Residuais

Tensões residuais em perfis de aço são inerentes aos seus processos de fabricação. No caso de perfis laminados, essas tensões surgem devido ao resfriamento diferencial ao longo da seção transversal da barra. Essas tensões são autoequilibradas na seção transversal, apresentando compressão nas regiões de resfriamento mais rápido e tração nas regiões de resfriamento mais lento.

Os perfis tubulares sem costura, produzidos por laminação a quente, usualmente apresentam pequenos valores de tensão residual quando comparados a outros tipos de perfil. Pela sua geometria, o resfriamento diferencial da seção se dá exclusivamente ao longo da espessura, com resfriamento mais rápido na face externa em relação à face interna [4]. De acordo com o ECCS [5], perfis tubulares não são muito afetados pelas tensões residuais, que apresentam uma variação linear máxima de -15% a +15% da resistência ao escoamento do aço, conforme mostrado na Figura 3.

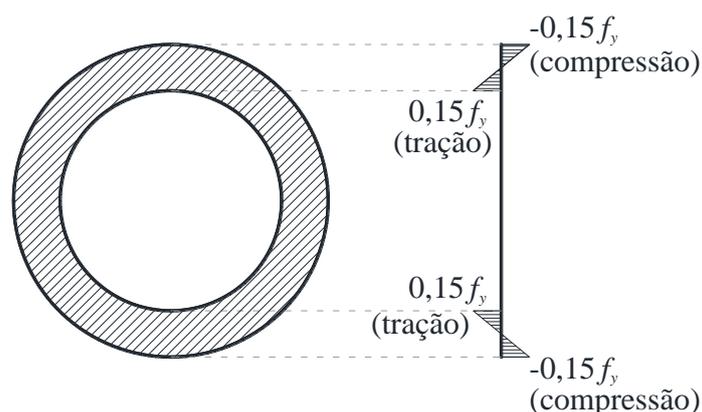


Figura 3 – Tensões residuais em seções tubulares laminadas a quente

A norma europeia EN 1993-1-1:2005 [6] recomenda, para fins de análise estrutural, utilizar um aumento na curvatura inicial das barras para considerar o efeito das tensões residuais. Essa curvatura recomendada, para perfis de baixa tensão residual é de $L/300$. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [7] e a americana ANSI/AISC 360:2010 [8] recomenda uma redução do valor do módulo de elasticidade do aço em 20% para qualquer tipo de seção transversal.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.2.3 Força axial resistente de compressão

A norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 [9] apresenta a curva de resistência à compressão axial que deve ser aplicada às barras com baixos níveis de tensões residuais, como é o caso de perfis tubulares laminados a quente. A formulação utilizada é a mesma da norma canadense CAN/CSA-S16:2005 [10], e considera a existência de uma curvatura inicial de $L/1.000$. O valor da força nominal resistente de compressão axial é igual a:

$$N_{c,Rk} = \chi A_g f_y \quad (5)$$

onde χ é o fator de redução associado à compressão, A_g é a área bruta da seção transversal e f_y é a resistência ao escoamento do aço. O valor de χ é determinado por:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4.48})^{1/2.24}} \quad (6)$$

Nessa equação, λ_0 é o índice de esbelteza reduzido, dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} \quad (7)$$

onde N_e é a carga crítica de flambagem da barra.

Para perfis compostos por duas barras, a norma brasileira ainda prescreve um espaçamento máximo entre as peças separadoras para garantir que elas trabalhem estruturalmente em conjunto, igual a:

$$L_{trav} \leq \frac{\lambda}{2} r_{min} \quad (8)$$

onde r_{min} é o menor raio de giração de apenas um perfil isolado e λ é o índice de esbelteza do perfil composto. Adicionalmente, a norma exige que sejam usadas pelo menos duas peças separadoras.

2 PROPOSIÇÃO DE SOLUÇÕES DE PROJETO

Para viabilizar a utilização dos PTCCs na indústria da construção foram estudadas soluções práticas de projeto. Do ponto de vista da fabricação, é necessário solucionar, basicamente, dois problemas: as ligações entre os tubos por meio de peças separadoras (se houver de fato necessidade dessas peças) e as ligações dos tubos com os flanges de extremidade. O desenvolvimento das soluções que, a princípio, são as mais viáveis, foi realizado em parceria com as empresas Vallourec Tubos do Brasil e Brafer Construções Metálicas, produtora dos perfis e uma montadora, respectivamente.

2.1 LIGAÇÃO DOS FLANGES

Para a ligação dos dois perfis tubulares nas extremidades, foi definida a utilização de um flange vazado, para que haja acesso à solda do tubo interno. A ligação entre o tubo externo e o flange

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

será feita com solda de filete, conforme mostrado na Figura 4. A solda de ligação do tubo interno (solda de penetração parcial) precisa ser feita em um chanfro do flange, faceada com o mesmo.

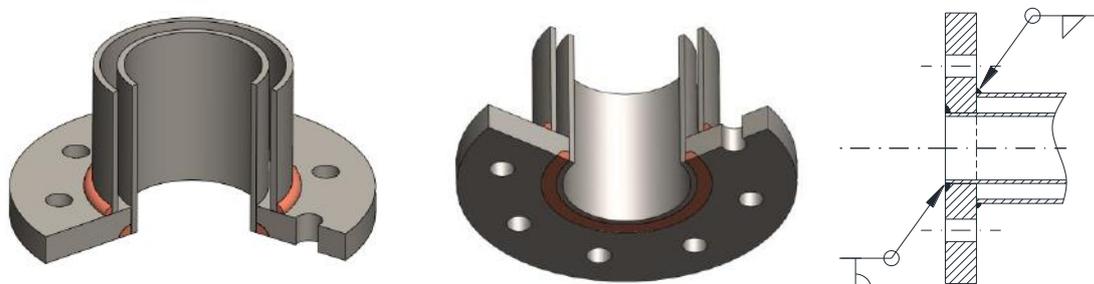
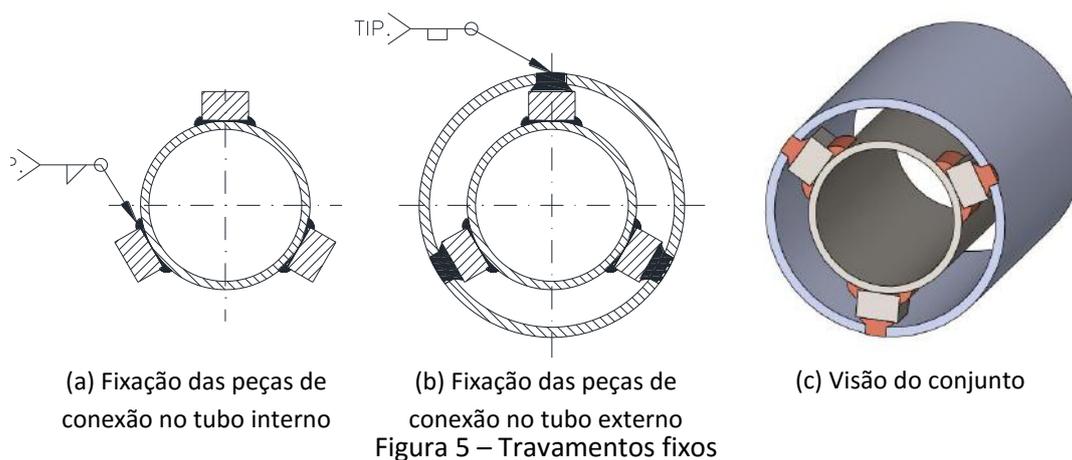


Figura 4 – Ligação do flange

2.2 INTERLIGAÇÃO DOS TUBOS

Para este estudo foram propostas duas soluções de interligação ao longo dos tubos, com travamentos fixos ou deslizantes. Além dessas, foi também estudado o PTCC sem travamentos ao longo dos tubos.

Para PTCCs com travamentos fixos as etapas de fabricação da composição podem ser divididas em três. Na primeira etapa as peças de conexão devem ser fixadas, com solda de filete, na parede externa do tubo interno, conforme pode ser visto na Figura 5-a. Na segunda etapa deve ser feita a montagem do conjunto e o tubo externo deve ser perfurado, nos pontos que ficarão sobre as peças de conexão, e monta-se o conjunto. Na terceira etapa deve ser feita uma solda de tampão, ligando as peças de conexão ao tubo externo, conforme pode ser visto na Figura 5-b. A Figura 5-c ilustra o conjunto formado pelos dois tubos unidos pelas peças de conexão.



A segunda opção para o travamento dos tubos dos PTCCs, com travamentos deslizantes, é a fixação de pinos no tubo externo, transpassando sua parede de forma que toquem o tubo interno, mas não se fixando nele. Para a montagem desse tipo de travamento, primeiramente fura-se o tubo externo nos pontos que os pinos serão transpassados. Após a execução dos furos

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

montam-se os tubos concentricamente e posicionam-se os pinos de forma que façam o tubo interno. Após o posicionamento dos pinos deve ser executada uma solda de filete ligando os pinos à face externa do tubo externo. O arranjo pode ser visto na Figura 6.

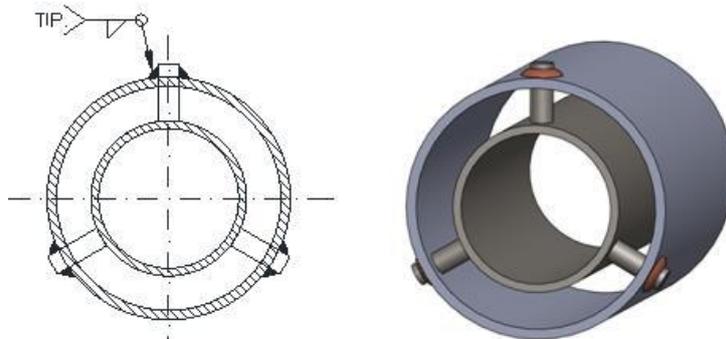


Figura 6 – Travamentos deslizantes

3 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

O desenvolvimento dos modelos numéricos foi feito a partir de tubos isolados sob compressão centrada, com curvatura inicial. Com esses modelos foram testados diferentes tipos de elementos, malhas e condições de contorno, e os resultados comparados aos obtidos de acordo com o procedimento de cálculo previsto na norma ABNT NBR 16239:2013.

Foi utilizado o programa ABAQUS 6.13 para a simulação pelo método dos elementos finitos. Após análises preliminares foi definido que o elemento mais adequado é o S8R. Trata-se de um elemento de casca, com 6 graus de liberdade por nó e 8 nós por elemento. Pelo fato de apresentar nós intermediários nos lados do elemento, ele possibilitou o ajuste curvo exato da geometria, não gerando uma malha poligonal.

Os modelos foram feitos com uma imperfeição inicial de $L/1.000$, módulo de elasticidade de 200 GPa e uma inclinação de $1/10.000$ no trecho não linear da curva do material (Figura 7), conforme preconizado pelo ENV 1993-1-1:1992 [11].

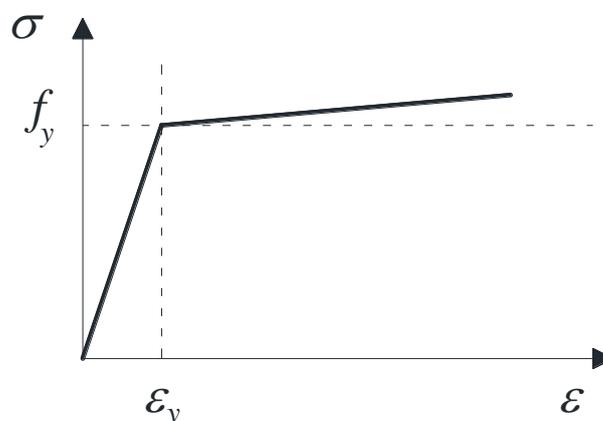


Figura 7 – Diagrama tensão versus deformação bilinear

Foi realizado um teste de sensibilidade de malha, e concluiu-se que, a partir de 10 elementos por seção transversal do tubo, os resultados já apresentavam um resultado satisfatório. Foi então adotado para este trabalho 15 elementos na seção transversal dos perfis, número que se mostrou razoável em termos de tempo de processamento.

Os resultados dos modelos de tubos isolados apresentaram diferenças inferiores à 6,5% em relação à norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, o que foi considerado satisfatório para este estudo (Figura 8).

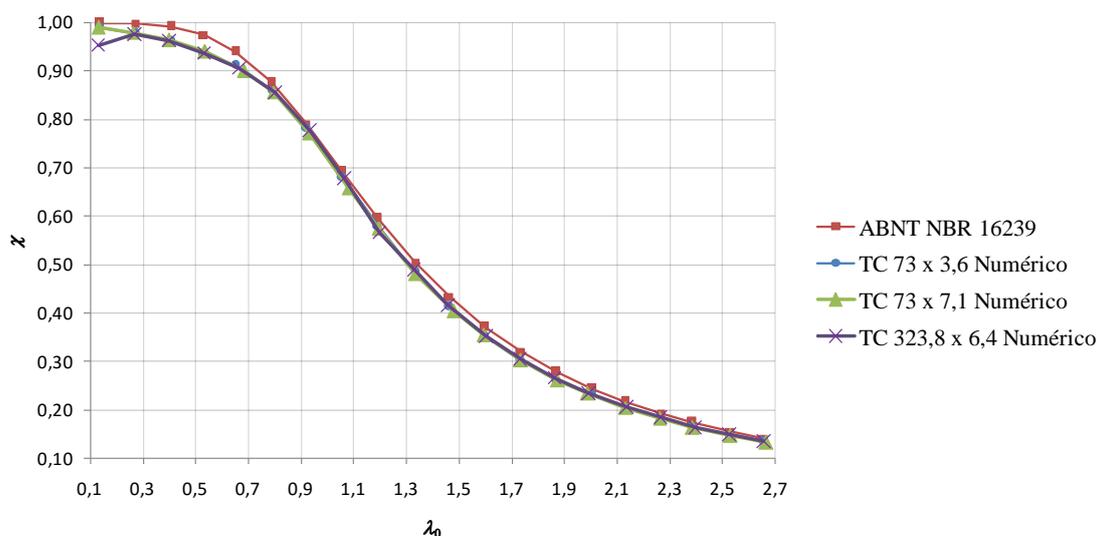


Figura 8 – Curva de resistência à compressão axial obtida para modelos de tubos isolados

3 RESULTADOS

Para estudar como a força de compressão se distribui pelos perfis do PTCC na medida em que se aplica o carregamento, foram geradas as curvas das forças de compressão em cada tubo do PTCC, de acordo com o passo de carga.

Para se determinar a força atuante em cada perfil foi feita uma aproximação baseada na leitura das tensões dos elementos do modelo. Primeiramente foi selecionado o anel composto pelos elementos mais próximos à base do PTCC, mas que não fossem elementos da extremidade dos tubos (Figura 9). Em seguida foram lidas as tensões normais (S_{11}) nos centroides das faces interna e externa de cada um desses elementos, e sua média calculada. Uma vez obtida a média da tensão normal axial em cada perfil, esse valor foi multiplicado pela área da seção transversal do respectivo tubo e foram então obtidas as forças atuantes em cada perfil.

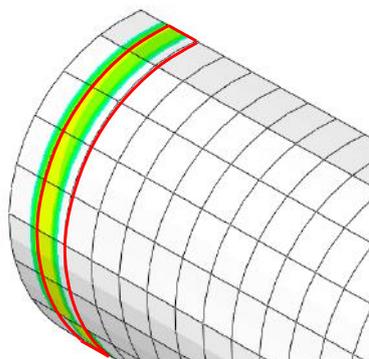


Figura 9 – Leitura de tensões

É importante observar que o método adotado para estimar a força de compressão axial em cada perfil do PTCC contém algumas imprecisões. Primeiramente, os elementos podem ter uma pequena diferença de dimensões, em função de adaptações das malhas, o que pode gerar um erro quando se obtém a média das tensões. Outro erro que o processo apresenta é o fato de que os perfis não estão exatamente alinhados com o eixo de leitura das tensões, em função da curvatura inicial de 1/1.000 adotada. Por fim, ao se ler a média da tensão em uma face do elemento existe um erro que surge do fato de o elemento ter um determinado comprimento axial. Quanto menor for a dimensão axial do elemento, menor será o erro, uma vez que a força é a tensão integrada na área da seção transversal. Contudo, conforme pode ser observado a seguir, os resultados obtidos foram muito bons, representando o comportamento dos perfis corretamente.

Os resultados obtidos foram mostrados em gráficos de Força *versus* Passo de Carga. Foram mapeadas as curvas de carregamento de cada perfil, para os casos de travamento fixo, deslizante e sem travamento. Para fins de comparação, também foram inseridas no gráfico as linhas horizontais que indicam as forças resistentes de compressão dos perfis isolados, bem como a soma das forças resistentes desses perfis. Como ilustração, os resultados obtidos para o PTCC composto pelos perfis TC 114,3 x 14,2 + TC 355,6 x 12,5 estão mostrados nas figuras 10 a 13.

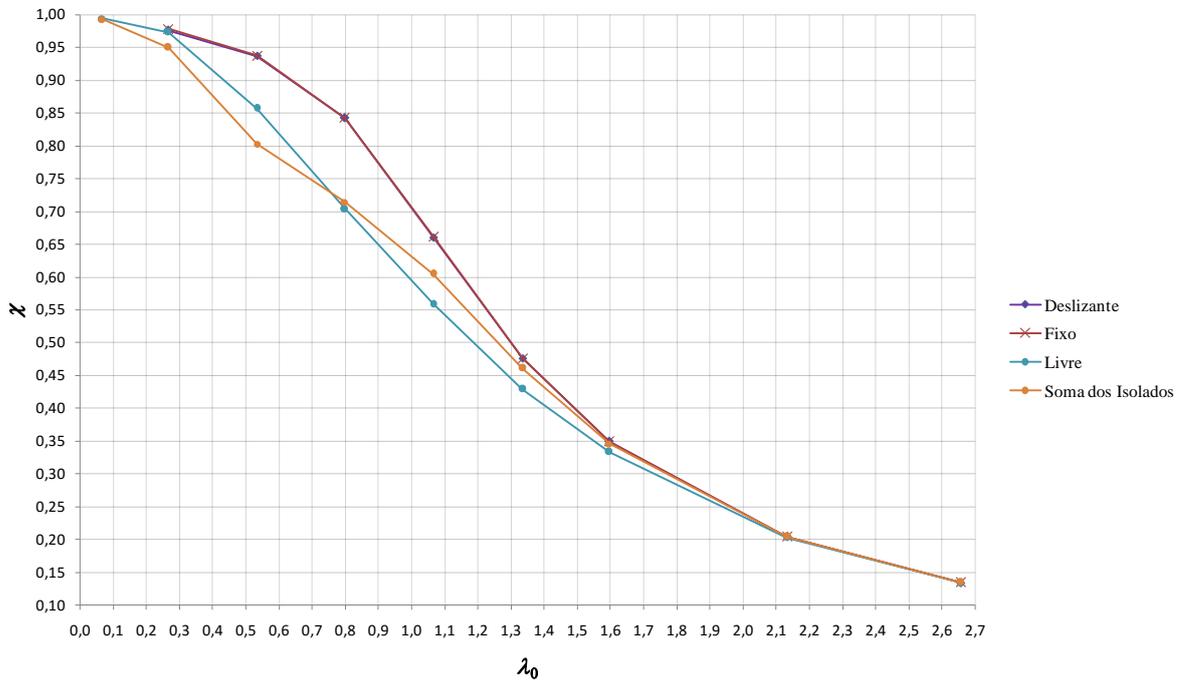


Figura 10 – Curvas numéricas de resistência à compressão

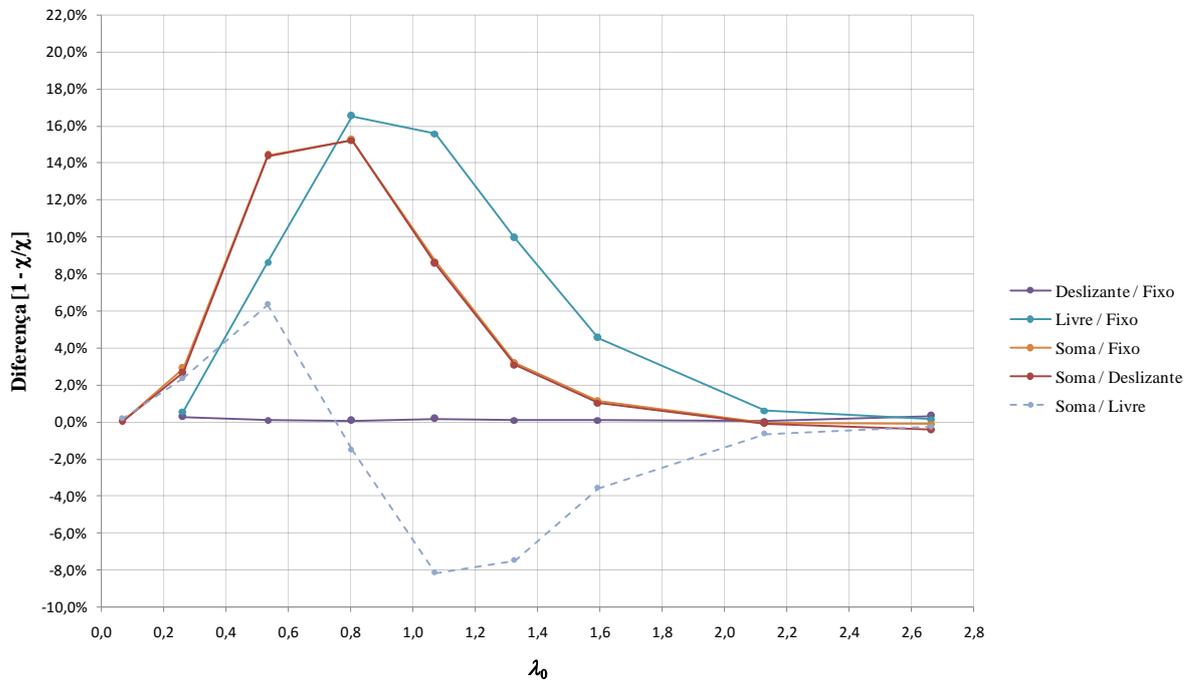


Figura 11 – Diferenças entre forças críticas de compressão

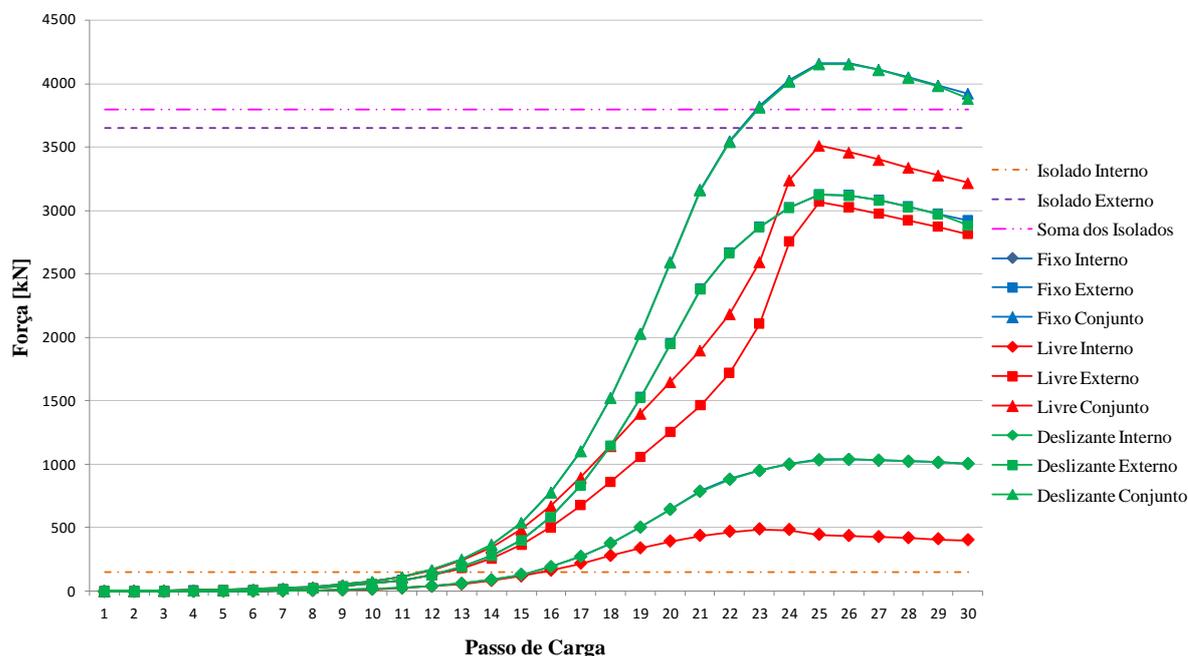


Figura 12 – Força de compressão em cada perfil ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

No gráfico apresentado na Figura 12 pode ser observado que o perfil interno do PTCC, para todas as formas de travamento, suporta mais força que ele mesmo quando calculado isoladamente. Pode ser observado também que, quando se utiliza travamentos fixos ou deslizantes, o comportamento é semelhante, mas, quando não se utiliza os travamentos, a força máxima de compressão fica reduzida, mas ainda assim acima da força calculada para o perfil isolado. Esse comportamento se deve ao fato de que o perfil externo estabiliza o perfil interno, aumentando a força máxima que este último pode suportar. Quando os travamentos são fixos ou deslizantes, o sistema funciona compatibilizando os deslocamentos ao longo dos perfis. Quando não há travamentos a compatibilização dos deslocamentos é feita somente pelas extremidades, resultando em um trabalho dos dois tubos não totalmente solidário.

O perfil externo do PTCC, também em todas as formas de travamento, suporta menos força que ele mesmo, quando calculado isoladamente. Isso se deve ao fato de que ele está sendo utilizado para estabilizar o perfil interno, menos rígido, e com isso sua força resistente fica reduzida. Também pode ser observado que os comportamentos do perfil, quando há travamentos fixos ou deslizantes, são bastante semelhantes. No caso de não se utilizar travamentos ao longo dos perfis, a força resistente do perfil externo é ligeiramente inferior que à que se obtém quando os travamentos são utilizados.

Ao se analisar o conjunto, pode-se observar que, quando não se utiliza travamentos, o perfil interno atinge seu pico de força no passo de carga 24, enquanto o perfil externo atinge seu pico de força no passo 25, confirmando o fato de que o perfil interno perde a estabilidade antes do perfil externo. Esse comportamento faz com que, para alguns valores de esbelteza, a força crítica de compressão do conjunto sem travamentos possa ser inferior à soma das forças críticas dos perfis isolados, conforme indica a linha tracejada da Figura 11, que atinge seu mínimo em $\lambda_0 =$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1,07 ($\lambda = 80$). Nos perfis em que há a compatibilização plena dos deslocamentos (travamento fixo e deslizante), a força de compressão resistente é sempre superior à soma das forças resistentes dos perfis isolados. Pode-se observar na Figura 12 que os picos das forças de compressão no perfil interno e externo ocorrem simultaneamente quando se utiliza esses travamentos (passo de carga 25).

As tensões atuantes nos perfis, nos passos de carga 16, 24 e 25 estão mostradas nas figuras 13, 14 e 15, respectivamente, para o PTCC sem travamentos.

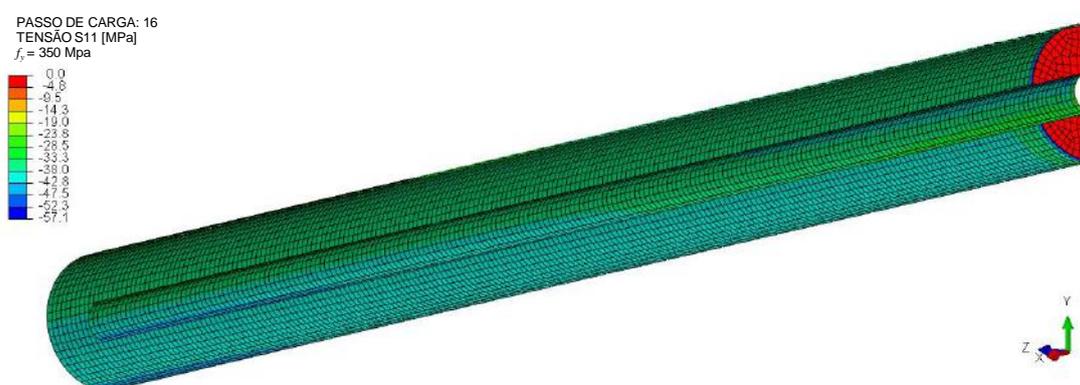


Figura 13 – Modelo 17 sem travamentos – Tensões atuantes – Passo de carga 16 ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

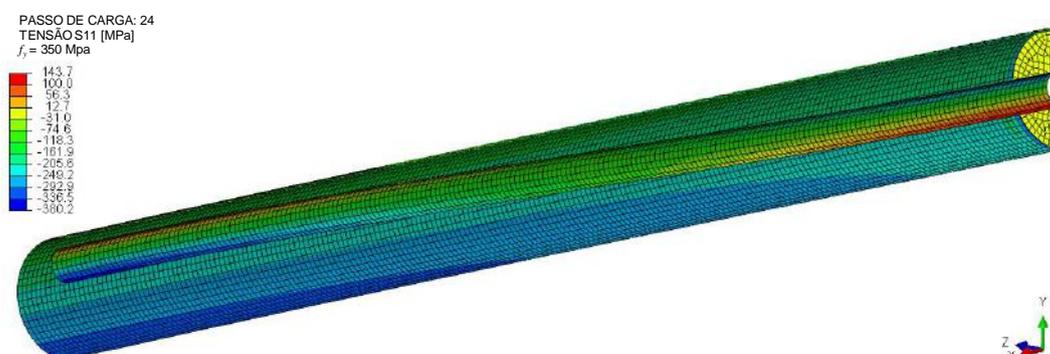


Figura 14 – Modelo 17 sem travamentos – Tensões atuantes – Passo de carga 24 ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

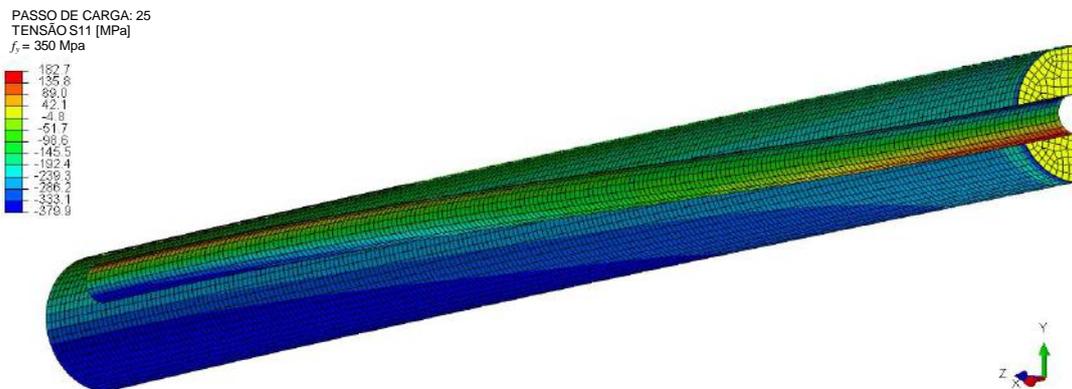


Figura 15 – Modelo 17 sem travamentos – Tensões atuantes – Passo de carga 25 ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

Conforme se observa, o deslocamento transversal do perfil interno é bem maior que o do perfil externo, levando-o à perda de estabilidade antes. No passo de carga 24, o perfil interno perde a condição de suportar forças adicionais, com sua seção central praticamente plastificada (situação próxima da rótula plástica), e no passo de carga 25 acontece o mesmo fenômeno com o perfil externo.

Nos perfis com travamento fixo, o deslocamento do perfil interno é acoplado ao deslocamento do perfil externo, conforme se vê nas figuras 16 e 17.

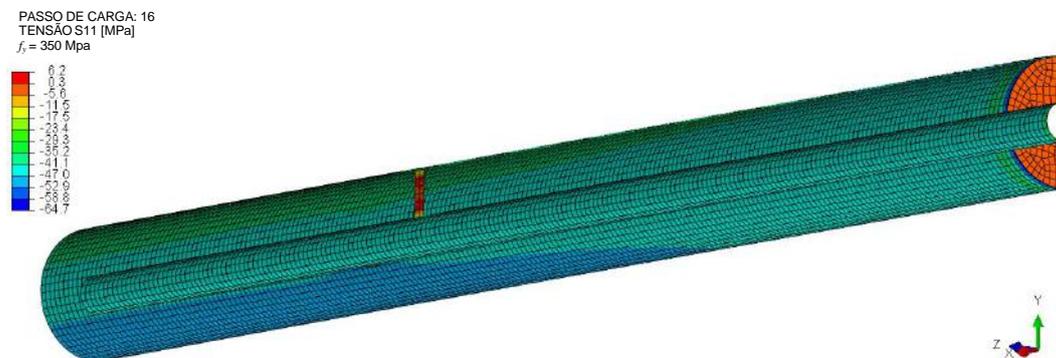


Figura 16 – Modelo com travamentos fixos – Tensões atuantes – Passo de carga 16 ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

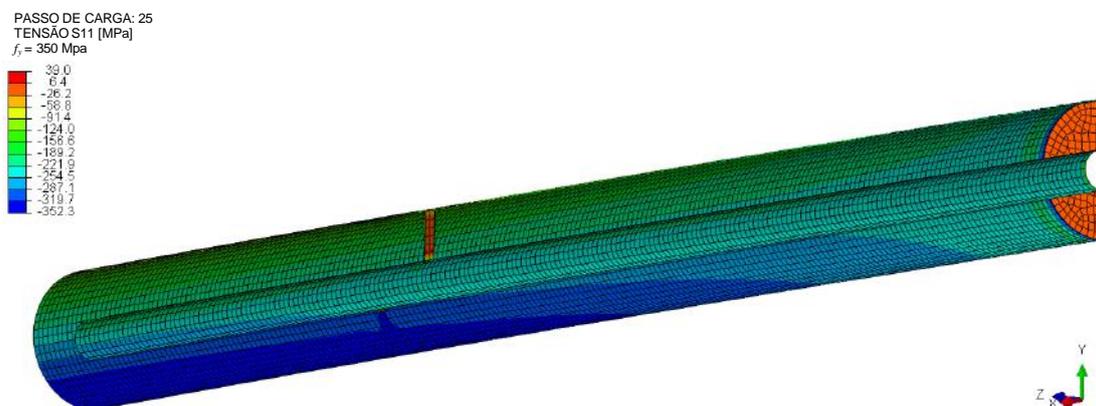


Figura 17 – Modelo com travamentos fixos – Tensões atuantes – Passo de carga 25 ($\lambda_0 = 1,07$ e $\lambda = 80$)

Verifica-se que a força crítica é atingida sem que o perfil interno tenha sua seção plastificada. O comportamento observado para os modelos com travamentos fixos se repetiu para todos os modelos com travamentos deslizantes.

4 CONCLUSÃO

O estudo do comportamento estrutural de perfis tubulares compostos concêntricos é relevante para situações nas quais se deseja utilizar os perfis de aço laminados a quente disponíveis no mercado, mesmo que estes, isoladamente, não tenham capacidade resistente para suportar as forças axiais de compressão atuantes na estrutura. Quando ocorre essa situação, a composição de perfis torna-se uma opção interessante na qual são evitados, além de impactos na arquitetura da estrutura presentes em outras possíveis formas de composição, complicações intrínsecas à utilização de materiais diferentes, como quando são utilizadas estruturas mistas de aço e concreto.

Para viabilizar a utilização dos perfis tubulares concêntricos compostos foram estudadas soluções de fabricação e montagem viáveis do ponto de vista econômico. Essas soluções abrangeram a fixação das extremidades dos perfis com os flanges e os travamentos dos tubos ao longo de seus comprimentos.

Os modelos numéricos estudados mostraram que o perfil com maior rigidez tem sua carga crítica reduzida quando trabalha em conjunto com o perfil com menor rigidez, estabilizando o perfil de menor rigidez. Dessa forma, o perfil de menor rigidez passa a absorver mais força que quando trabalha isoladamente, de forma que, quando há o travamento entre os tubos, a força resistente do conjunto seja sempre superior à soma das forças resistentes dos perfis isolados. Quando se trabalha com perfis sem travamentos, para uma determinada faixa de razão de esbeltez, a força resistente do conjunto pode ser inferior à soma das forças resistentes dos perfis isolados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o suporte das agências brasileiras CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais) e à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

REFERÊNCIAS

- 1 Chen WF, Lui EML. Structural Stability. Theory And Implementation. 1st ed. Cidade: Prentice-Hall; 1987.
- 2 Hibbeler RC. Resistência Dos Materiais. 7^a ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil; 2010.
- 3 Boyce WE, Diprima RC. Equações Diferenciais Elementares e Problemas de Valores de Contorno. 7^a ed. Rio de Janeiro: LTC; 2002.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 4 Law KH, Gardner L. Lateral Instability Of Elliptical Hollow Section Beams. Engineering Structures, v. 37; 2012.
- 5 ECCS - European Convention For Constructional Steelwork – Committee 8. Manual On Stability Of Steel Structures, 2nd Ed. 1976.
- 6 EN 1993-1-1 : Design of steel structures - Part 1-1: General Rules And Rules For Buildings – Eurocode 3; 2005.
- 7 Associação Brasileira de Normas Técnicas – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – NBR 8800; 2008.
- 8 American Institute Of Steel Construction – Specification For Structural Steel Buildings – ANSI/AISC 360; 2010.
- 9 Associação Brasileira de Normas Técnicas – Projeto De Estruturas De Aço e De Estruturas Mistas de Aço e Concreto De Edificações Com Perfis Tubulares – NBR 16239; 2013.
- 10 Canadian Standards Association. CAN/CSA-S16 Limit States Design Of Steel Structures. Mississauga, Ontario, December; 2005.
- 11 ENV 1993-1-1 : Design of steel structures - Part 1-1: General Rules And Rules For Buildings – Eurocode 3; 1992.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Tema: oficial de submissão

CONSTRUÇÃO MODULAR EM CAMPO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Luiz Francisco Scudelari de Macedo¹

Rafael Scudelari de Macedo²

Flavio Rubin³

Debora Coting Braga⁴

Daniel Lepikson⁵

Resumo

Este artigo aborda a Construção Modular em Campo (CMC) como uma alternativa de *construtibilidade* para montagem de estruturas metálicas de grande altura. Este método construtivo prevê a aplicação de conceitos relacionados à modularização/pré-montagem de estruturas com vistas à otimização do processo de montagem, as quais não tiveram seu projeto básico de Engenharia elaborado com base nesta premissa. Demonstra-se que, com pequenas intervenções, ainda é possível aplicar a técnica de CMC mesmo em fases avançadas do projeto de um Empreendimento, buscando-se assim auferir ganhos significativos advindos da melhor eficiência construtiva. Neste estudo, o método segundo a CMC é comparado ao método tradicional de montagem, através da aplicação idealizada de ambas as abordagens em uma estrutura existente. São apresentados e comparados os prazos para a conclusão da montagem seguindo as duas estratégias, bem como um debate sobre quesitos relevantes como segurança e consumo de recursos.

Palavras-chave: Construtibilidade; Modularização; Pré-montagens; Construção Metálica

ON-SITE MODULARIZATION OF STEEL STRUCTURES

Abstract

This article discusses On-Site Modularization (OSM) as a constructability alternative for the assembly of steel structures of great height. This construction method applies concepts related to modularization/pre-assembly, aiming at optimizing the assembly process of structures, which did not have their basic design engineering developed based on this premise. It is shown that with small interventions, it is still possible to apply the OSM technique even in advanced stages of a project venture, seeking to reap significant gains from better constructive efficiency. In this study, the method of the OSM is compared to traditional methods of assembly through the idealized application of both approaches upon an existing structure. The schedules for both strategies are presented and compared, as well as a discussion on relevant issues such as safety and resource consumption.

Keywords: Constructability; Modularization; Pre-Assembly; Steel Construction

¹ Engenheiro Civil, sócio-diretor, Emasa Engenharia LTDA., Curitiba, Paraná, Brasil.

² Engenheiro de Computação, sócio-diretor, Emasa Engenharia LTDA., Curitiba, Paraná, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Especialista em Estruturas, Engenheiro da equipe de Processos Construtivos/Engenharia Industrial, Construtora NORBERTO ODEBRECHT, São Paulo, São Paulo, Brasil.

⁴ Engenheira Civil, Mestre em Engenharia Civil, Engenheira da equipe de Processos Construtivos/Engenharia Industrial, Construtora NORBERTO ODEBRECHT, São Paulo, São Paulo, Brasil.

⁵ Engenheiro Mecânico e Civil, Mestre e Doutor em Engenharia Civil, Engenheiro da equipe de Processos Construtivos/Engenharia Industrial, Construtora NORBERTO ODEBRECHT, São Paulo, São Paulo, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Construtibilidade é, segundo a Força Tarefa de Construtibilidade do CII, *Constr. Industry Inst.*, citado por O' Connor e Davis [1], em tradução livre:

“... O uso otimizado de conhecimento em construção e experiência em planejamento, *design*, suprimentos e operações em campo para atingir os objetivos gerais do projeto.”

Em construções *off-shore*, por conta da inerente dificuldade de execução de trabalhos relacionados à montagem e instalação de estruturas de grande porte em mar aberto, estudos de construtibilidade são condicionantes para o sucesso do empreendimento. Neste setor, são forçosamente aplicadas as soluções construtivas que ampliam as atividades a serem realizadas em terra e a baixas alturas, *i.e.* próximas ao nível do terreno, por meio da segmentação ou pré-montagens de grande porte de partes da estrutura, para posterior instalação destes subconjuntos em sua posição definitiva.

Esta técnica traz grandes ganhos advindos da possibilidade de paralelismo de atividades, além de proporcionar também maior agilidade e segurança que decorrem da realização de trabalhos com os operários próximos ao nível do solo (O'Connor e Davis [1], Burke e Miller [2], Carter [3], Zolfagharian [4], e Jergeas e Van der Put [5]).

Por se tratar de uma parte substancial do conjunto que compõe a estrutura global, estes subconjuntos pré-montados isolados e estruturalmente estáveis são denominados “*Módulos*”. Neste documento é utilizado o termo *modulo* de acordo com a definição do *Cambridge Dictionaries Online* [6] como: “Uma de um conjunto de partes separadas que, quando combinadas, formam um todo completo”.

A BCSA (British Constructional Steelwork Association) [7] define Construção Modular como:

“O uso de unidades de construção produzidas em fábrica e pré-engenheiradas que são entregues ao sítio e montadas como componentes de grande volume ou como elementos substanciais de uma construção.”

Segundo Jergeas e Van der Put [5], a aplicação de construtibilidade (e, conseqüentemente, o conceito de *modularização*) em outros edifícios metálicos industriais é ainda embrionária. A aparente economia nos custos envolvidos relativos à Engenharia e à mobilização de equipamentos de movimentação de cargas, ou a própria falta de conhecimento das alternativas de soluções construtivas disponíveis por parte dos gestores de projetos, leva usualmente à decisão de se evitar gastos adicionais que decorrem de um estudo de montagem mais elaborado. No entanto, Burke e Miller [2] afirmam que o conceito de modularização em empreendimentos relacionados à geração de energia é utilizado há bastante tempo, com a adoção de *skids* para turbinas a gás, motores, compressores, etc.

No método tradicional de montagem de estruturas metálicas, mesmo em estruturas de grande altura, há uma tendência em se adotar o processo de montagem “peça a peça”, por natureza mais simples, o que implica na necessidade de utilização de um número significativo de

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

plataformas de andaimes para a instalação de membros estruturais, feitas por trabalhadores submetidos aos riscos que decorrem das operações realizadas em grande altitude. Nestes casos, as operações de içamento são realizadas por guindastes do menor porte possível, dimensionados para atender à montagem da maior peça a ser içada.

Neste método, os trabalhos são realizados na sequência usual “*de baixo para cima*”, para se evitar trabalhos “*sobre-cabeça*” que implicam no risco de queda de material sobre pessoas que estão executando atividades em níveis inferiores. Desta forma, o início das atividades nos trechos mais elevados da estrutura deve aguardar a conclusão dos trabalhos em todos os demais que estão em um nível inferior. A possibilidade de realização de atividades de montagem em paralelo é, portanto, muito dificultada senão praticamente inexistente.

O conceito de Construção Modular presume a “*pré-Engenharia*” e a produção em fábrica de partes de uma estrutura (os *Módulos*), bem como o posterior transporte das mesmas ao canteiro. No presente artigo, explora-se uma variante deste conceito, na qual é mantida a ideia de “*pré-Engenharia*”, sendo a produção em fábrica e transporte dos módulos substituídos pela **entrega no sítio dos componentes separados e posterior montagem dos módulos próxima às posições de instalação**. Este novo conceito é aqui referido como “**Construção Modular em Campo**” (ou simplesmente **CMC**).

Esta mudança visa minimizar os impactos no empreendimento relacionados à preparação, planejamento e transporte dos módulos, o que pode vir a inviabilizar a solução modular usual pela eventual extemporaneidade das alterações de projeto que se fazem necessárias para viabilizar esta alternativa, caso este se encontre em etapas mais avançadas. O’Connor e Davis [1] afirmam que a modularização com pré-montagem de fábrica demanda suporte extensivo do pessoal de Projeto e Aquisição, enquanto as soluções de pré-montagens de campo, optadas somente pelo construtor, não necessitam do mesmo suporte.

Este artigo objetiva comparar a “Construção Modular em Campo” com o método tradicional de montagem de estruturas metálicas.

A CMC se aplica a um grande número de empreendimentos, mesmo em etapas mais avançadas, por permanecer relativamente próxima ao método tradicional em vários aspectos, a saber:

- Sua aplicação é realizada com base no mesmo projeto básico de Engenharia da estrutura, somente com alterações no detalhamento de conexões e inclusão de pequenos reforços adicionais;
- O transporte ainda se realiza com as peças desmontadas, de modo a ainda possibilitar a utilização de transportadores usuais, conforme o método tradicional;
- Os trabalhos de manufatura, o peso e os quantitativos das peças nas fabricas não sofrem alterações significativas.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo comparativo deste artigo é efetuado pela realização de análises de prazos e parâmetros de eficiência construtiva e segurança, pautadas sobre a geometria da estrutura metálica do edifício que abriga os reatores de Polietileno de Alta Densidade do projeto Etileno XXI, construído em Coatzacoalcos, no México.

Os prazos obtidos e outros itens comparados não refletem o que foi efetivamente realizado ou planejado no referido projeto. Somente a geometria da planta e do edifício foram utilizados como referencial para as análises aqui apresentadas.

Na construção efetiva da obra, diversos fatores cuja natureza transcende os aspectos técnicos aqui abordados interferiram tanto no cronograma base quanto no realizado. Um debate sobre temas dessa natureza é muito amplo e foge do escopo deste artigo, já que tal discussão em nada contribui para a análise dos pontos que se deseja destacar no presente texto. Os comparativos aqui apresentados foram realizados, portanto, em condições idealizadas de montagem da estrutura.

2.1. Características do edifício analisado

O objeto de estudo é um edifício industrial em aço de 19 andares e dimensões aproximadas de 9,0 m × 12,5 m × 55,0 m. O mesmo está montado sobre uma estrutura de concreto com altura de 12,0 m, de modo que o topo do edifício está aproximadamente 67 m acima do nível do terreno, conforme indicado na Figura 1.

O peso total de aço deste edifício é de aproximadamente 770 toneladas. Seu sistema de estabilização horizontal se dá por meio de contraventamentos verticais e horizontais, sendo todas as suas conexões rotuladas e aparafusadas.

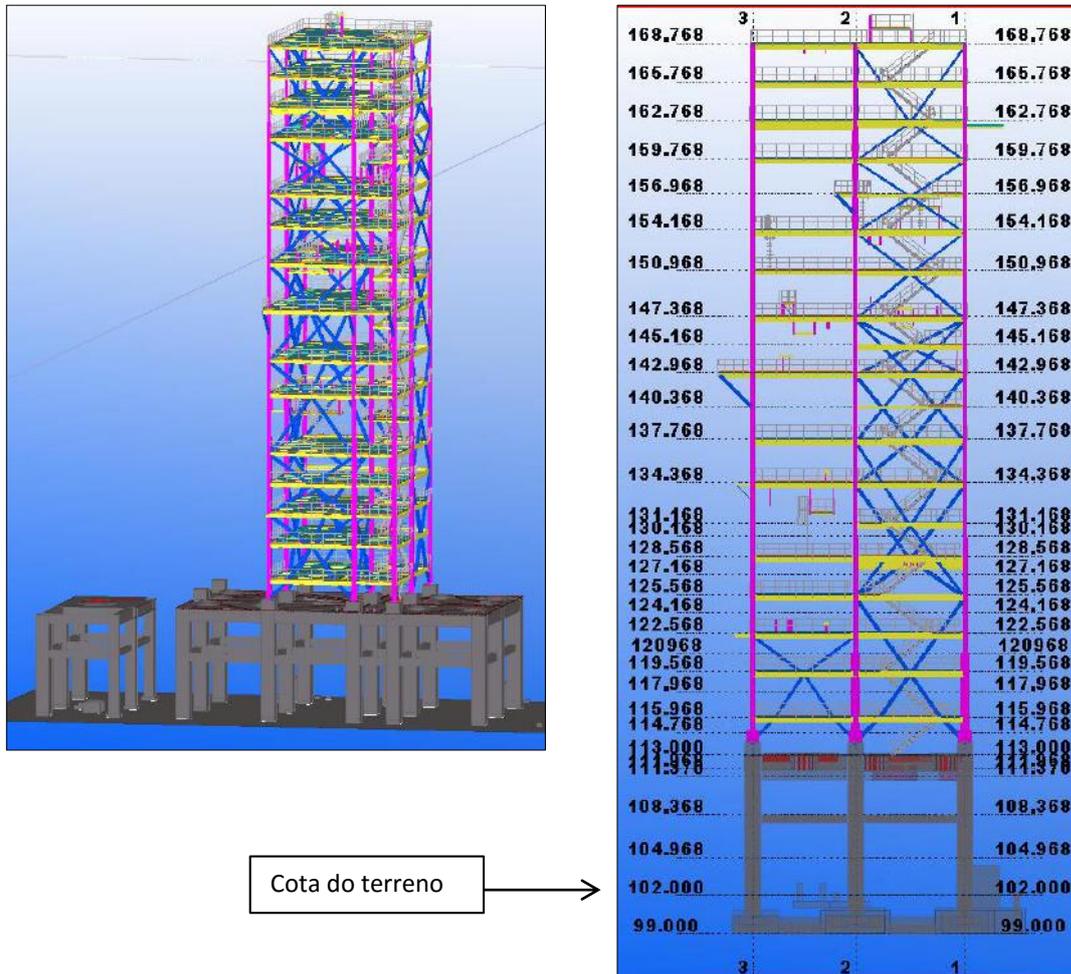


Figura 1 – Vista geral do prédio analisado (esquerda), Corte indicando elevações de referência do edifício (direita).
Fonte: os autores.

2.2. Avaliação do prazo estimado de execução

A avaliação de prazo foi realizada por meio do comparativo dos cronogramas teóricos obtidos para as duas condições: o método tradicional de montagem e a aplicação do conceito de CMC.

Os cronogramas foram elaborados com base na quantificação de elementos estruturais à serem montados, conforme apresentados na coluna Quantidade de Peças da Tabela 1. Sobre estas quantidades foi aplicado o consumo unitário de tempo de operação de guindastes para montagem, conforme método descrito por Bellei [8].

Este autor descreve que a duração da montagem de cada peça é indicada pelo tipo de elemento estrutural, o que inclui a lingada com cabo de aço, o içamento, giro, colocação nas fundações, ajuste dos chumbadores, aprumamento preliminar até a liberação do cabo de aço para buscar a próxima peça.

Ainda de acordo com a metodologia proposta por este autor, considera-se que as atividades de torque ocorrem em paralelo às atividades de içamento. As atividades de soldagem e pintura foram desprezadas nesta avaliação, pois estas não impactam significativamente no resultado de comparação final.

A quantidade de peças a serem montadas foi levantada por andar. Na definição do comprimento das colunas, considerou-se que estas partem da elevação de nascimento e terminam na cota da emenda superior, conforme ilustrado na Figura 2.

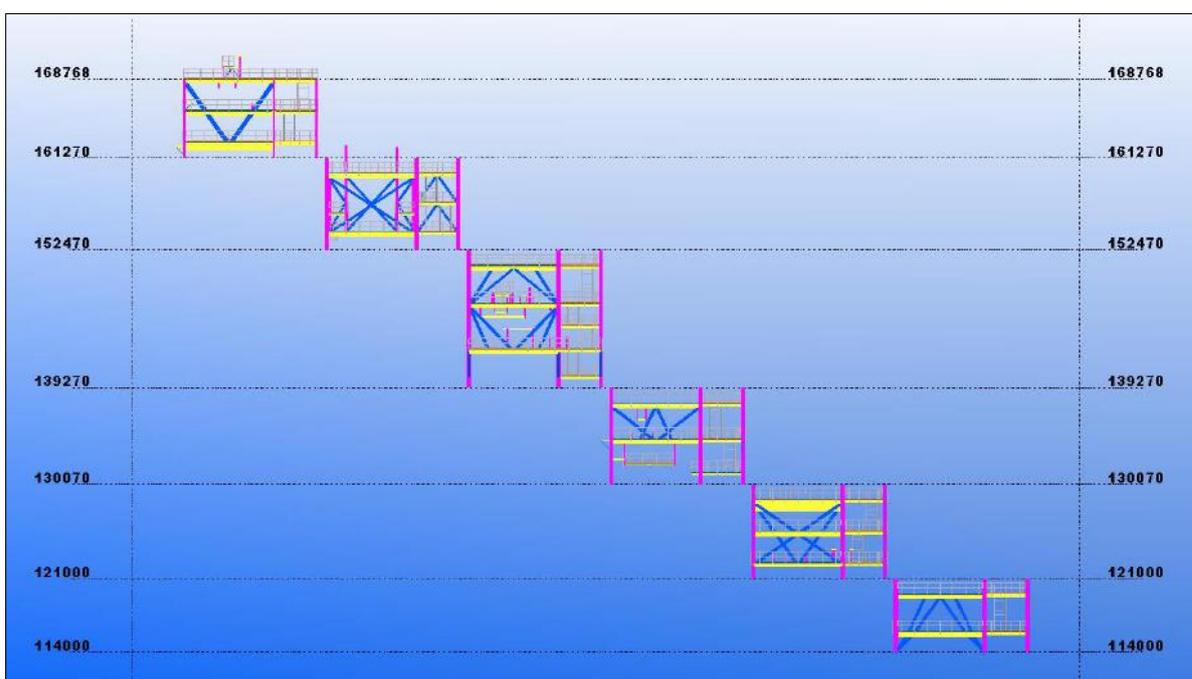
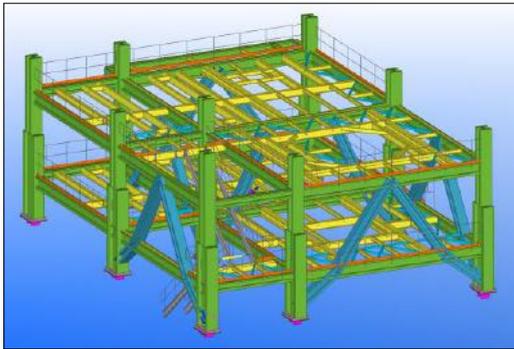
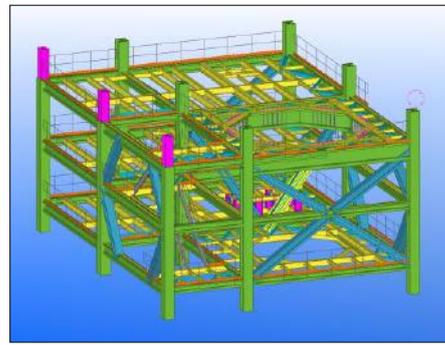


Figura 2 - Indicação das cotas de nascimento e fim dos trechos de colunas metálicas. Fonte: os autores.

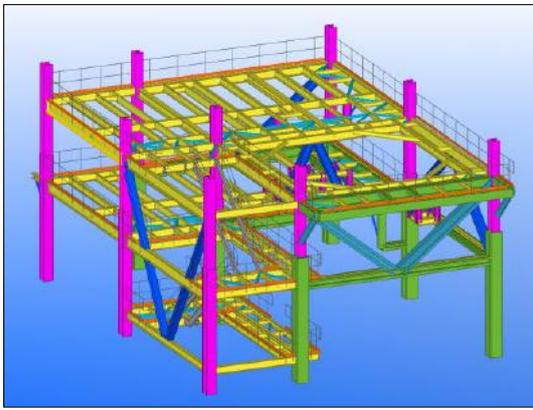
Os módulos considerados são compostos pelas peças posicionadas entre as cotas de emenda de colunas. Estas emendas foram previamente localizadas em projeto, de forma a permitir esta separação, conforme ilustrado na Figura 3.



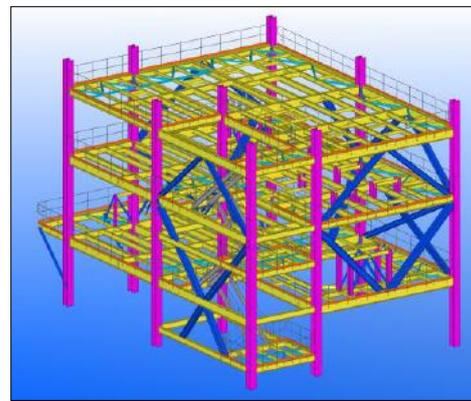
(a)



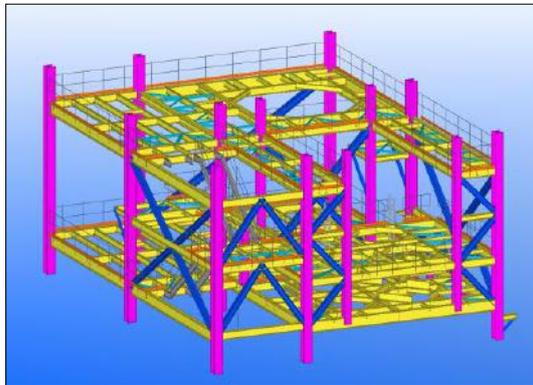
(b)



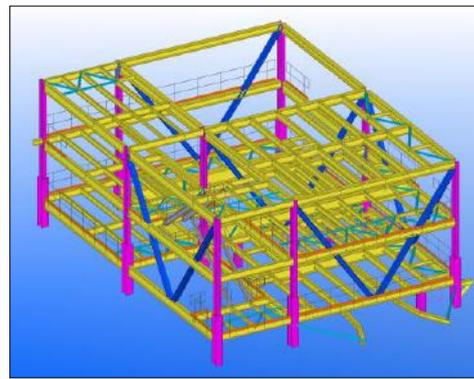
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3 - Vista geral dos módulos. (a) a (f) Primeiro ao sexto módulos, do mais inferior ao mais superior. Fonte: os autores.

Tabela 1 - Quantitativo de peças e horas consumidas para montagem por elevação.

Cota	Colunas			Vigas e Colunetas			Contraeventamentos Horizontais			Contraeventamentos Verticais			Grades de Piso			Painéis de Guarda-Corpo		
	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem	Qdt de Peças	(H) de Montagem	Total (H) de Montagem
114000	9	2	18															
115968				71	0.5	35.5	28	0.25	7	12	2	24	122	0.25	31	20	0.25	5
119568				76	0.5	38	19	0.25	4.75	12	2	24	114	0.25	28	17	0.25	4
121000	9	2	18															
122568				104	0.5	52	31	0.25	7.75	12	2	24	117	0.25	29	21	0.25	5
125568				52	0.5	26	26	0.25	6.5	10	2	20	74	0.25	19	15	0.25	4
128568				82	0.5	41	38	0.25	9.5	10	2	20	102	0.25	25	19	0.25	5
130070	9	2	18															
131168				21	0.5	10.5	15	0.25	3.75	2	2	4	22	0.25	6	9	0.25	2
134368				85	0.5	42.5	33	0.25	8.25	10	2	20	83	0.25	21	26	0.25	7
137768				76	0.5	38	31	0.25	7.75	10	2	20	102	0.25	25	19	0.25	5
139270	9	2	18															
140368				10	0.5	5	8	0.25	2	2	2	4	9	0.25	2	7	0.25	2
142968				96	0.5	48	36	0.25	9	13	2	26	136	0.25	34	21	0.25	5
145168				10	0.5	5	8	0.25	2	2	2	4	10	0.25	3	6	0.25	2
147368				146	0.5	73	30	0.25	7.5	10	2	20	121	0.25	30	23	0.25	6
150968				85	0.5	42.5	32	0.25	8	10	2	20	125	0.25	31	22	0.25	6
152470	13	2	26															
154168				153	0.5	76.5	26	0.25	6.5	10	2	20	127	0.25	32	27	0.25	7
156968				17	0.5	8.5	8	0.25	2	10	2	20	11	0.25	3	10	0.25	3
159768				72	0.5	36	42	0.25	10.5	10	2	20	87	0.25	22	24	0.25	6
161270	9	2	18															
162768				79	0.5	39.5	41	0.25	10.25	12	2	24	116	0.25	29	21	0.25	5
165768				83	0.5	41.5	31	0.25	7.75	10	2	20	124	0.25	31	18	0.25	5
168768				88	0.5	44	41	0.25	10.25	10	2	20	132	0.25	33	24	0.25	6

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As durações das atividades previstas para cada elevação foram então agrupadas para se obter uma duração de montagem separada por módulo, conforme disposto na coluna “*Dias Corridos*” da Tabela 2, válida tanto para a montagem segundo a técnica de CMC, como para a montagem tradicional.

Para a obtenção destes dados considerou-se que:

- O trabalho efetivo de movimentação de cargas durante um dia é de 6 horas produtivas. Das 8h de trabalho pleno, descontou-se uma hora para Diálogo Diário de Segurança (DDS) e outra hora por ineficiência, o que inclui: preparativos para início do expediente, remanejamento de peças e outras horas ociosas durante o dia. Bellei [8] considera horas produtivas por dia útil o tempo de trabalho efetivo de movimentação de carga;
- O índice de trabalho parado por condições climáticas adversas de 25% dos dias úteis (improdutividade causada pela ocorrência chuva ou vento);
- A relação entre dias úteis para prazo de duração em dias corridos de 30 para 22 dias;
- A quantidade de horas para a montagem de uma coluna é maior que aquela considerada por Bellei [8], devido ao maior peso das colunas da estrutura descrita neste artigo.



Tabela 2 - Duração em dias para a montagem de cada módulo.

	COTA	ATIVIDADE	DURAÇÃO EM HORAS (Tabela 1)	TOTAL HORAS	DIAS (6HORAS)	DIAS CORRIDOS (CONSIDERANDO CHUVA, DOMINGOS E FERIADOS)
MODULO 01	114000	MONTAGEM COLUNAS	18	220	37	62
	115968	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	24			
		MONTAGEM VIGAS	36			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	7			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	31			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
	119568	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	24			
		MONTAGEM VIGAS	38			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	5			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	28			
	MONTAGEM GUARDA-CORPO	4				
	MODULO 02	121000	MONTAGEM COLUNAS			
122568		MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	24			
		MONTAGEM VIGAS	52			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	8			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	29			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
125568		MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	26			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	7			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	19			
MONTAGEM GUARDA-CORPO		4				
128568		MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	41			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	10			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	25			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
MODULO 03		130070	MONTAGEM COLUNAS	18	234	39
	131168	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	0			
		MONTAGEM VIGAS	11			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	4			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	6			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	2			
	134368	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	43			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	8			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	21			
	MONTAGEM GUARDA-CORPO	7				
	137768	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	38			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	8			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	25			
MONTAGEM GUARDA-CORPO	5					

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Tabela 2 (cont.) - Duração em dias para a montagem de cada módulo.

MODULO 04	139270	MONTAGEM COLUNAS	18	410	68	116
	140368	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	0			
		MONTAGEM VIGAS	5			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	2			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	2			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	2			
	142968	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	26			
		MONTAGEM VIGAS	48			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	9			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	34			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
	145168	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	4			
		MONTAGEM VIGAS	5			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	2			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	3			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	2			
	147368	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	73			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	8			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	30			
MONTAGEM GUARDA-CORPO		6				
150968	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20				
	MONTAGEM VIGAS	43				
	MONTAGEM TRAVAMENTOS	8				
	MONTAGEM GRADES DE PISO	31				
	MONTAGEM GUARDA-CORPO	6				
MODULO 05	152470	MONTAGEM COLUNAS	26	277	46	79
	154168	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	0			
		MONTAGEM VIGAS	77			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	7			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	32			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	7			
	156968	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	9			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	2			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	3			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	3			
	159768	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	36			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	11			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	22			
MONTAGEM GUARDA-CORPO		6				
MODULO 06	161270	MONTAGEM COLUNAS	18	320	53	91
	162768	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	0			
		MONTAGEM VIGAS	40			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	10			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	29			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
	165768	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	42			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	8			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	31			
		MONTAGEM GUARDA-CORPO	5			
	168768	MONTAGEM CONTRAV. VERTICAL	20			
		MONTAGEM VIGAS	44			
		MONTAGEM TRAVAMENTOS	10			
		MONTAGEM GRADES DE PISO	33			
MONTAGEM GUARDA-CORPO		6				

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.3. Guindastes Considerados

Para a montagem de acordo com o método tradicional, a duração das atividades foi calculada considerando-se que a montagem da estrutura seria efetuada com a utilização de somente uma grua torre “telescópica” (i.e. com altura variável). O uso desta alternativa e arranjo como único equipamento de movimentação de carga se torna atraente em virtude das dimensões em planta relativamente reduzidas da edificação. Caso contrário, se incorreria em situações de risco de colisão de lanças durante manobras, se duas ou mais gruas-torre fossem utilizadas.

Para a montagem da solução modularizada em campo, foi considerada a utilização de um guindaste hidráulico telescópico com capacidade de 70 toneladas dedicado para a montagem de cada módulo, num total de três equipamentos. Nesta alternativa, o equipamento adotado para o içamento dos módulos até a sua posição final é um guindaste de esteiras e lança treliçada com capacidade máxima de 600 toneladas, mobilizado de forma a estar disponível para o içamento do primeiro módulo.

2.4. Área de pré-montagem

O’Connor e Davis [1] afirmam que um dos conceitos de construtibilidade a ser aplicado durante as etapas de Projeto e Aquisição é a adoção de *layouts* de campo que promovam uma construção eficiente. Este tipo de *layout*, que provê amplas áreas livres nas proximidades das atividades de construção, é prática comum em obras industriais bem planejadas, onde os projetistas da planta já levam em conta as dificuldades inerentes de montagem na disposição dos equipamentos mecânicos e das suas estruturas de apoio.

Este é também o caso do projeto ora analisado. De fato, em frente ao prédio a ser construído, havia um pátio relativamente amplo previsto para a movimentação de máquinas, estocagem de peças e suprimentos para a obra e realização de operações de pré-montagem. Esta disposição torna possível a construção simultânea de três módulos em paralelo, conforme arranjo proposto na Figura 4.

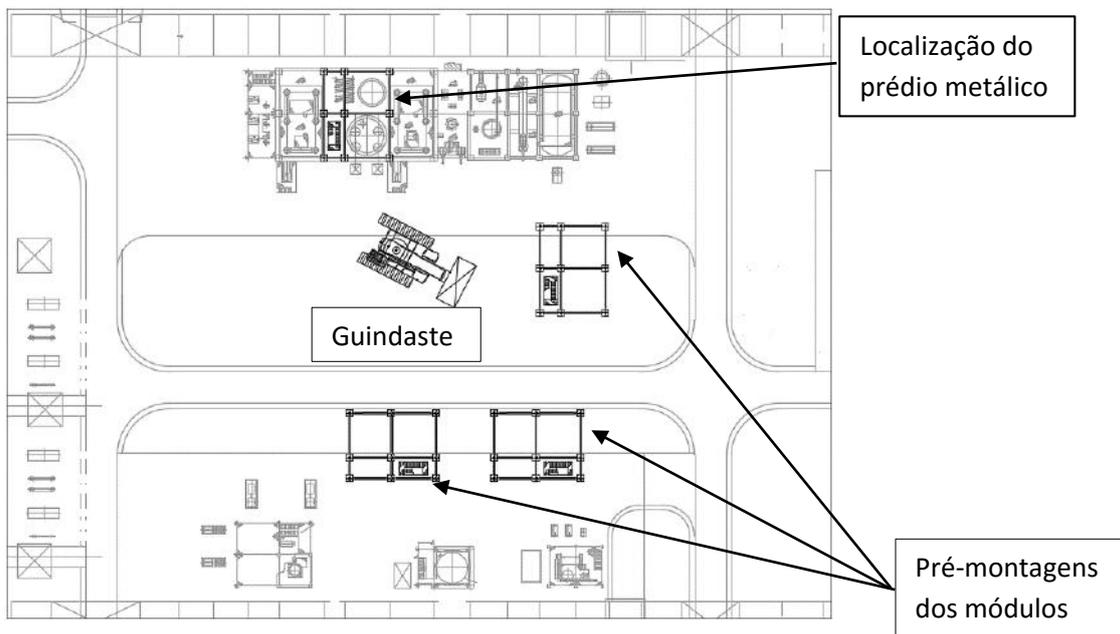


Figura 4 - Layout da planta durante a montagem dos módulos. Fonte: os autores.

3. PRINCIPAIS RESULTADOS

3.1. Comparativo de cronogramas

As figuras abaixo (Figura 5 / Figura 6) apresentam os cronogramas obtidos com base nos sequenciamentos de montagem adotados para as duas soluções comparadas.

Em nenhuma destas sequências existe trabalho sobre a cabeça; ou seja, a ocorrência de atividades de montagem em uma elevação impede qualquer atividade concomitante executada em elevações inferiores. Além disso, a sequência de trabalhos das plataformas dentro de um módulo é tal que estas não ocorrem em paralelo, sendo planejada de tal forma que os elementos que integram o módulo são montados das elevações mais baixas para as mais altas.

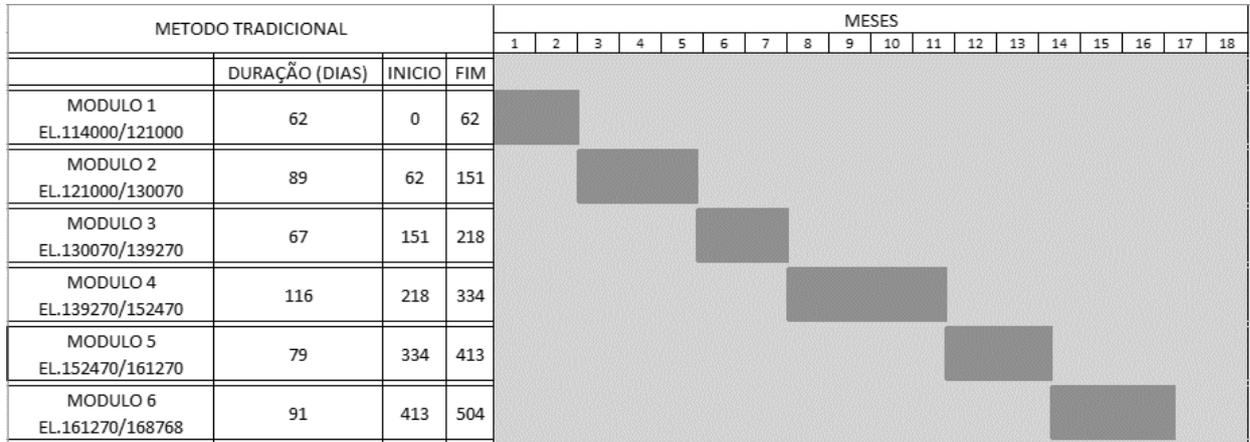


Figura 5 - Cronograma para o Método Tradicional – Elaborado pelos autores

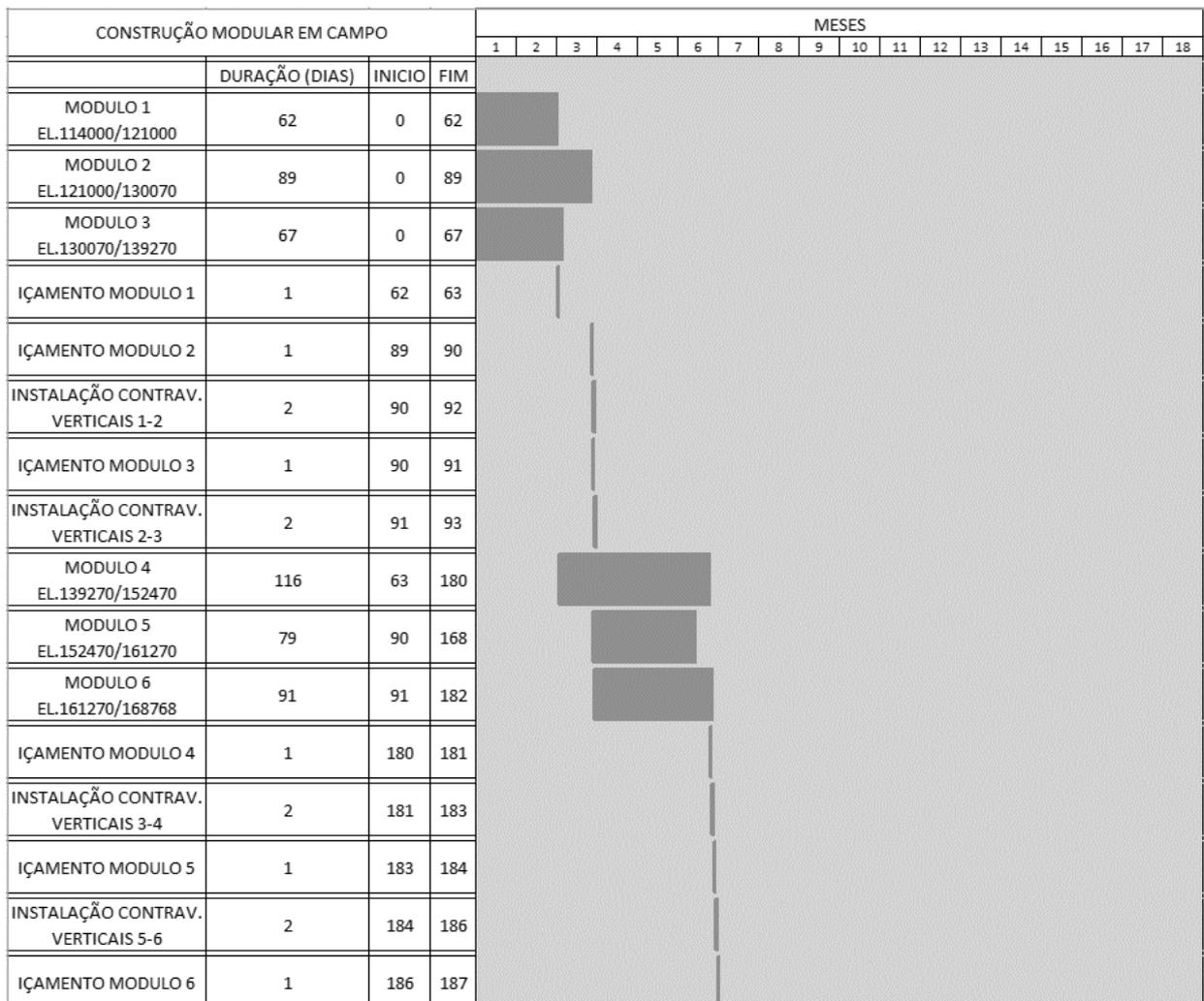


Figura 6 - Cronograma para a CMC – Elaborado pelos autores

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O comparativo entre os cronogramas apresentados permite concluir que a solução com base na técnica de CMC apresenta um **ganho de cronograma** de 317 dias, diminuindo o prazo teórico de montagem de 504 dias para 187 dias. Isto representa uma redução do prazo de 62,89% em relação ao método tradicional.

Este ganho no cronograma advém primordialmente do paralelismo de construção. De fato, Russel [9] faz um comparativo desta concomitância com técnicas clássicas de “*linhas-de-montagem*” adotadas em processos fabris.

A redução do tempo de montagem da estrutura tem reflexos favoráveis no caminho crítico dos projetos industriais, pois é a atividade predecessora da instalação dos equipamentos que esta suporta e de todas as outras atividades subsequentes, relacionadas às demais disciplinas (tubulação, elétrica, isolamento térmico, etc.).

3.2. Outros Benefícios

Além da redução de prazo propriamente dita, uma série de outros benefícios podem resultar da opção pela CMC.

Um primeiro ganho direto está na **redução da quantidade de andaimes** temporários necessários, pois os módulos permitem que o acesso para montagem seja provido por plataformas elevatórias mecanizadas (em geral conhecidas no campo como *Man-lift* ou “*girafas*”). Na solução tradicional, andaimes temporários são necessários para acessar os locais de montagem em alturas onde as *girafas* disponíveis no mercado não permitem o acesso. Na CMC, a quantidade de andaimes necessária é quase nula, tornando-se negligenciável neste comparativo.

Outra vantagem principal está no **ganho em segurança**. Segundo Carter [3], a tarefa mais importante de um empreendimento é assegurar que todos os membros do time trabalhem com segurança. Este ganho é de difícil quantificação e requer o acompanhamento de longo prazo de índices obtidos em obras onde uma estratégia específica adotada é investigada. Porém, pode-se inferir que trabalhos realizados em alturas próximas ao terreno trazem menos risco tanto de queda de pessoas como de materiais.

O trabalho que se utiliza de plataformas elevatórias mecanizadas pode também ser considerado mais seguro que aquele realizado sobre andaimes, por conta deste último apresentar maior possibilidade de erros construtivos e falhas de montagem. Russel [9] aponta, como um resultado direto da aplicação de modularização, a redução do nível de acidentes nos casos analisados para níveis muito abaixo dos registros usuais da indústria.

Relacionada à altura dos trabalhos, também está o **ganho em eficiência construtiva**, por conta da facilidade do acesso dos trabalhadores e materiais aos locais de montagem. Além disso, trabalhos de movimentação de carga em menores alturas são menos impactados por ventos fortes e o tempo em operação dos guindastes utilizados é maximizado pela menor ocorrência de interrupções por conta de condições climáticas.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Na análise de cronograma apontada no item 3.1, estes ganhos de eficiência e o tempo de montagem dos próprios andaimes para permitir os acessos não estão inclusos. Se estes forem considerados, o **ganho de cronograma** da CMC em relação ao método tradicional resultaria ainda mais significativo.

Outro aspecto beneficiado pela redução de prazo é o ganho financeiro, em virtude do menor **tempo de mobilização de mão de obra indireta** para exercer as funções administrativas e gerenciais, cujo custo é muito significativo para o empreendimento.

Finalmente, no caso de uma planta industrial, a possível **entrega antecipada do empreendimento** permite partir a planta e iniciar a produção em uma data anterior àquela inicialmente prevista. Isto traz um grande benefício financeiro aos investidores, que muitas vezes se reflete em bônus aos contratos de EPC.

3.3. Outros aspectos relevantes

3.3.1. Engenharia adicional

A CMC demanda uma engenharia específica, realizada por uma equipe especializada neste domínio, distinta da equipe de projeto da estrutura e dedicada especialmente às verificações estruturais relativas às atividades de montagem.

Esta engenharia contemplará, entre outros pontos, os itens relacionados abaixo:

- Projeto de blocos de fundação temporários para a construção dos módulos sobre o terreno;
- Engenharia estrutural para verificação da estabilidade dos módulos durante sua montagem sobre as bases temporárias;
- Engenharia de movimentação de cargas pesadas envolvendo:
 - Verificação estrutural dos módulos para a operação de içamento;
 - Dimensionamento do arranjo de cabos e manilhas;
 - Reforço de terreno para suporte do guindaste de grande porte responsável pelo içamento dos módulos;
 - Projeto de dispositivos de içamento, como balancins e a grelha de içamento.

As grelhas de içamento podem ser projetadas de forma a serem reutilizáveis. Estes projetos, ao prever vários olhais, possibilitam adequar o arranjo de lingada às diversas posições de centro de gravidade dos módulos, conforme exemplificado nas figuras abaixo (Figura 7 / Figura 8). Com isso, não são necessários ajustes nos comprimentos das eslingas para alinhar o centro de gravidade da peça à prumada de cabos do guindaste, como usualmente ocorre na ausência deste recurso.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 7 - Exemplo de grelha de içamento com diversos olhais sendo utilizada sobre um módulo a ser içado – Fonte: Arquivo da obra.

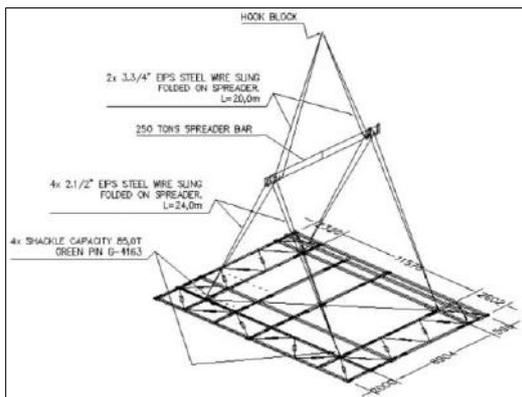


Figura 8 - Exemplo de projeto de arranjo de lingadas para içamento de um módulo utilizando grelha de içamento (esquerda). Foto da utilização deste arranjo (direita). Fonte: Arquivo da obra.

Outra vantagem associada ao uso das grelhas vem do fato que, quando são fixadas, estas “gabaritam” o módulo a ser içado, fazendo com que a posição horizontal relativa das emendas de colunas corresponda exatamente àquela do módulo anterior previamente instalado. Isto facilita o acoplamento entre módulos e permite que as estruturas sejam içadas com as conexões já torquedadas à sua posição final, reduzindo trabalhos em altura e minimizando a necessidade de ajustes após seu posicionamento.

3.3.2. Planejamento

O planejamento da CMC deve ser muito criterioso e a elaboração do cronograma deve ser guiada pela metodologia de construção selecionada. Os profissionais de Aquisição devem considerar o sequenciamento de montagem previsto, para assim evitar a antecipação do recebimento dos materiais após adquiridos ou a estocagem daqueles recebidos muito antes da sua etapa de utilização; fatores estes que estão diretamente atrelados a custos adicionais para o empreendimento.

Os pacotes de fabricação devem também estar muito bem delineados junto aos fornecedores, de forma a garantir que as peças que pertencem a um mesmo módulo estejam em um mesmo lote, de modo que o sequenciamento de montagem desejado não seja inviabilizado. Isto demanda um trabalho de diligenciamento efetivo.

A mobilização de equipamentos e mão de obra também deve estar orquestrada com o sequenciamento e volume de recebimento de materiais, sob o risco de se receber materiais na obra sem os recursos necessários para a realização da correspondente montagem, incorrendo-se assim em grandes custos que resultam da improdutividade.

3.3.3. Intervenções no projeto

A CMC é passível de ser implementada com pequenas alterações no projeto da estrutura metálica durante a fase de projeto de detalhamento. Nesta fase, a estrutura já possui um esquema estrutural de projeto básico consolidado e as tipologias das conexões previstas para os membros estão contempladas nos desenhos de fabricação.

As conexões parafusadas devem ser projetadas de forma a permitir que os módulos sejam montados isoladamente e posteriormente vinculados. A Figura 9 ilustra um caso onde conexões de vigas opostas que compartilhem parafusos podem inviabilizar a modularização. De fato, supondo-se que uma das vigas já se encontre instalada junto ao módulo, a viga oposta não poderia ser instalada posteriormente, pois os parafusos já estariam posicionados.

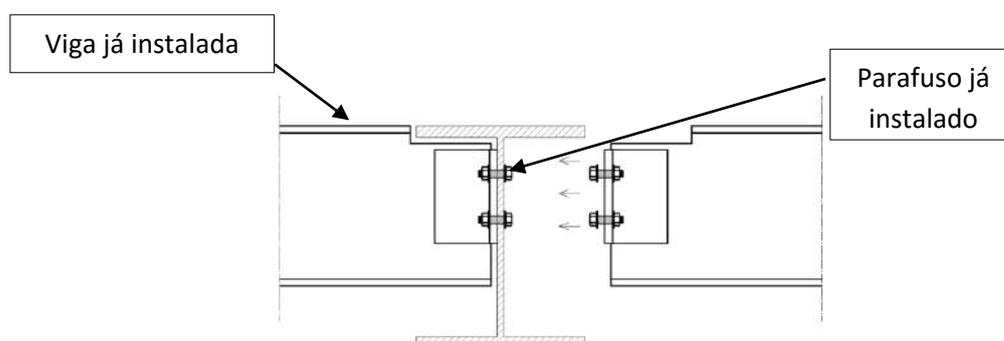


Figura 9 - Conexão com parafusos compartilhados não permitem a instalação posterior de outras vigas e podem comprometer a estratégia de montagem. Fonte: os autores.

Para evitar este problema, poderiam ser adotadas conexões de vigas que eliminam o compartilhamento de parafusos e permitem o acesso da viga à ser montada a posteriori diretamente por cima, sem manobras significativas para o encaixe. Um exemplo desta tipologia é ilustrado na Figura 10.

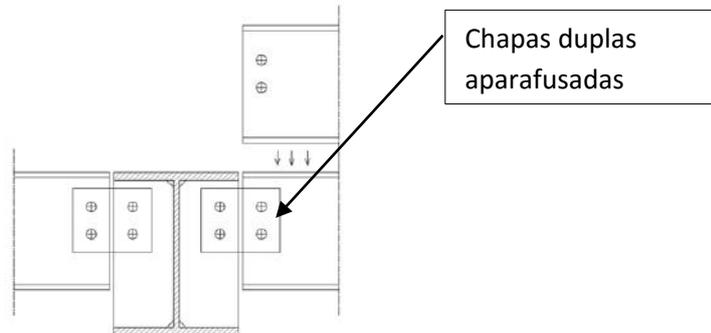


Figura 10 - Conexões com chapas duplas são favoráveis pois permitem a montagem isolada de cada viga e o acesso por cima da viga a ser instalada. Fonte: os autores.

Conexões de vigas que compartilham elementos com emendas de colunas também podem inviabilizar a estratégia aqui proposta. A Figura 11 exibe um exemplo em que a montagem da viga demanda que as talas das emendas de coluna já estejam previamente instaladas. O trecho inferior da tala da coluna não permite o assentamento do módulo sobre as bases provisórias.

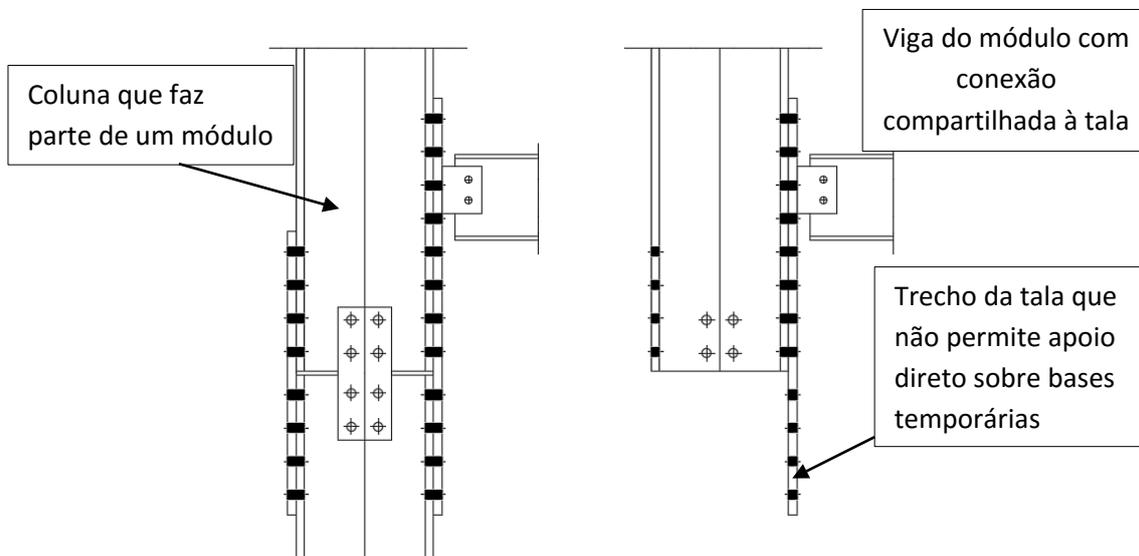


Figura 11 - Emenda de coluna com talas que não permitem a montagem separada em módulos. Configuração do projeto final (esquerda). Configuração do módulo isolado (direita). Fonte: os autores.

As emendas das colunas devem ser cuidadosamente analisadas quanto a sua posição e tipologia. Conforme exposto anteriormente, a posição das emendas é o que conforma e individualiza os módulos, definindo seu peso e dimensões. Salienta-se que estas somente podem ser definidas e posicionadas levando-se em conta a capacidade do guindaste a ser utilizado no içamento final.

A utilização de emendas localizadas à altura de 1,10 m acima da plataforma superior de um módulo, tal como ilustrado na Figura 12, permite o acesso para a conexão com o módulo seguinte de forma otimizada. Assim procedendo, os trabalhadores não necessitarão de andaimes para permitir o acesso temporário durante o acoplamento do módulo superior, podendo para tanto utilizar como acesso as escadas definitivas da própria estrutura.

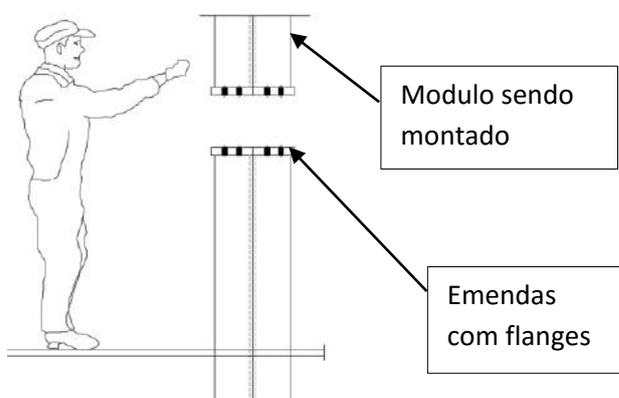


Figura 12 - Posição da emenda permite acesso fácil de pessoas para sua montagem. Fonte: os autores.

A tipologia da emenda de coluna alterada para uma ligação flangeada, como apresentado na Figura 13, permite aparafusar os módulos à grelha de içamento reutilizável, além da possibilidade de se utilizar a chapa do flange como chapa de base para o apoio do módulo nas fundações temporárias.

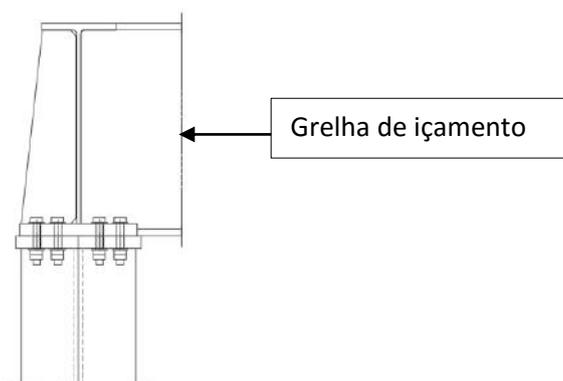


Figura 13 - A tipologia de flange para emendas de colunas permite a conexão com grelhas de içamento. Fonte: os autores.

Um engenheiro calculista de estrutura especializado deverá verificar a necessidade de reforços para estabilizar os módulos durante as fases de construção e içamento. Embora de fundamental importância para a segurança destas fases provisórias, a quantidade de reforços necessários não é em geral muito significativa, quando o peso do material adicionado é comparado ao peso da estrutura, tendo-se em conta que tal reforço consiste tipicamente na inclusão de algumas diagonais delgadas para travamento dos módulos no terreno, ou de reforços pontuais para introdução dos carregamentos de içamento nos pontos de pega.

3.3.4. Guindastes

O custo dos guindastes é um aspecto de alta relevância na opção pela adoção ou não da estratégia de CMC.

Os histogramas apresentados abaixo (Figura 14 / Figura 15) foram obtidos a partir dos cronogramas comparativos entre os métodos apresentados no item 3.1 e da quantidade de guindastes descrita no item 2.3. Ao se atribuir os valores de mercado de aluguel a estes histogramas, contemplando-se também os valores de mobilização e transporte dos equipamentos, é possível se obter a diferença financeira entre as alternativas apresentadas.

O comparativo financeiro não é escopo deste artigo. Ressalta-se, no entanto, que muito embora o histograma da alternativa de CMC resulte com uma menor duração, é esperado que o custo geral de guindastes previsto seja significativamente maior neste caso, se comparado ao método convencional, em virtude da necessidade de utilização de um guindaste de grande porte para o içamento final dos módulos. Este não seria necessário se fosse adotada a montagem tradicional. Entretanto, esta diferença deve ser necessariamente superada pelos benefícios financeiros da metodologia de CMC, oriundos do menor prazo de construção e da entrega antecipada do empreendimento.

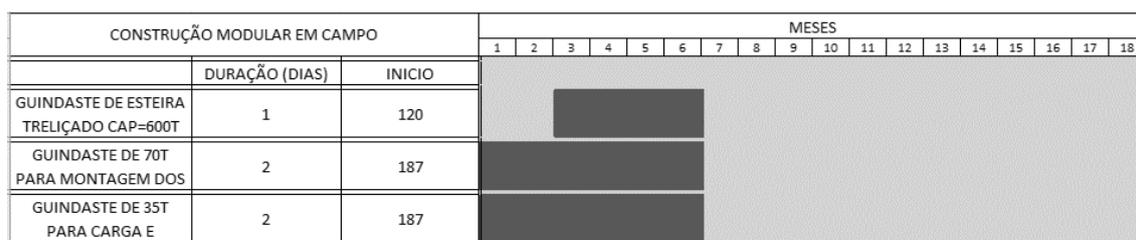


Figura 14 - Histograma de guindastes para a CMC – Elaborado pelos autores

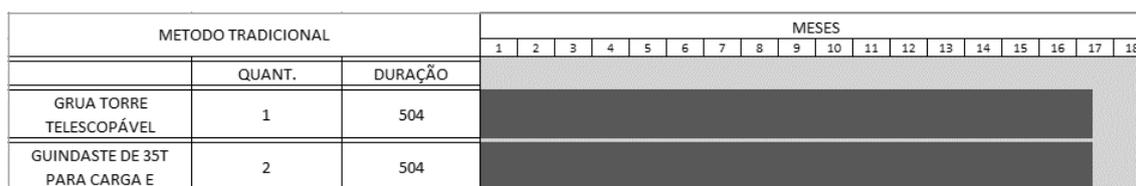


Figura 15 - Histograma de guindastes para o método tradicional – Elaborado pelos autores

3.3.5. Mão-de-obra direta

Na solução tradicional, seria utilizada somente uma equipe típica de montagem. A equipe considerada segue as orientações de Bellei [8] e é composta da seguinte forma:

- Equipe de içamento:
 - 01 mestre
 - 02 montadores
 - 01 soldador
 - 02 ajudantes
- Subtotal..... 06 Pessoas
- Equipe de torque: 01 ajudante
 - Equipe de solda: 01 soldador
- Total..... 08 Pessoas**

A quantidade de Hh (*Homem-hora*) necessária para a montagem da solução tradicional é obtida pela expressão abaixo:

$$\text{Hh (Método Tradicional)} = 8 \text{ pessoas} * 504 \text{ dias} * 8 \text{ horas} = \mathbf{32.256 \text{ Hh}} \quad (1)$$

As equipes para a metodologia de CMC devem ser três vezes mais numerosas, em razão da construção simultânea de três módulos, conforme exposto no item 2.4. Assim, o Hh necessário para esta solução é ampliado em aproximadamente 11%. De fato:

$$\text{Hh (CMC)} = 8 \text{ pessoas} * 3 * 187 \text{ dias} * 8 \text{ horas} = \mathbf{35.904 \text{ Hh}} \quad (2)$$

Este aumento pode ser considerado negligenciável, porque os ganhos devidos aos fatores de acréscimo de produtividade não estão quantificados, tais como a maior eficiência pelo trabalho em menor altura, o menor tempo de montagem de andaimes e a maior facilidade de acesso aos pontos de montagem. Estes fatores tendem a diminuir esta diferença. Isto permite considerar, a grosso-modo, os custos de equipes de mão-de-obra direta aproximadamente iguais em ambas as soluções.

3.3.6. Etapa ideal para aplicação da CMC

O'Connor e Davis [1] ressaltam que o planejamento de utilização de grandes guindastes, e conseqüentemente da modularização, deve ocorrer o mais cedo possível. No entanto, este também afirma que os construtores ainda podem obter os benefícios de construtibilidade em etapas mais avançadas do projeto, mesmo durante as operações em campo.

Reconhece-se como prática comum em grandes empreendimentos que diversas atividades são iniciadas sem a determinação da estratégia construtiva a ser efetivamente adotada. A urgência de se iniciar a fabricação dos componentes estruturais para se atender aos prazos acordados normalmente exerce uma grande pressão para que os projetos básicos de Engenharia estrutural sejam executados apressadamente, sem que haja a oportunidade para a realização

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dos debates necessários acerca da construtibilidade da solução adotada durante as etapas de definição de arranjo e dimensionamento dos elementos estruturais.

Jergeas e Van der Put [5] relatam que muitos projetos não recebem *inputs* de construtibilidade. Em geral, o pessoal responsável pela construção participa do projeto somente quando o arranjo da estrutura já está definido, embora esta não seja a fase ideal para tanto. Porém, caso o projeto de detalhamento da estrutura ainda esteja em andamento e a fabricação ainda não tenha sido iniciada, pode-se ainda implementar, com o devido aval do projetista, as intervenções necessárias no projeto para permitir a modularização, conforme abordado no item 3.3.3.

Os outros trabalhos de engenharia relativos à CMC, como preparação das bases de pré-montagem, verificação estrutural dos módulos, reforços, etc. podem ser executados concomitantemente ao processo de fabricação e transporte da estrutura.

4. CONCLUSÃO

O presente artigo aborda a “*Construção Modular em Campo*” como uma alternativa de montagem de estruturas metálicas de grande porte. Com base na comparação deste método alternativo com o processo de montagem convencional (“*peça por peça*”) para um caso real, constatou-se que a estratégia de Construção Modular em Campo pode trazer grandes benefícios, em virtude dos reflexos favoráveis nos custos e nos prazos para a construção da edificação. Sua aplicação pode ser viável mesmo em estruturas cujo projeto básico de engenharia não tenha sido elaborado tendo-se em conta esta premissa, através de pequenas intervenções e adaptações no detalhamento das conexões e inclusão de reforços pontuais para permitir o içamento dos módulos.

A avaliação de viabilidade deverá contrastar os aspectos debatidos anteriormente, resumidos abaixo:

- Benefícios:
 - Segurança de trabalhos em menor altura;
 - Antecipação da utilização da estrutura e da produção industrial (a razão do projeto);
 - Menor consumo de mão-de-obra indireta;
 - Paralelismo de atividades durante a montagem;
 - Menor consumo de andaimes;
 - Maior eficiência nos trabalhos de montagem;
 - Menor improdutividade por conta da ocorrência de condições climáticas adversas.
- Contrapontos:
 - Necessidade de verificações estruturais adicionais;
 - Construção de bases e fundações temporárias;
 - Necessário reforço de terreno para possibilitar a ocorrência de operações de içamento com guindaste de grande porte;
 - Maior quantidade e porte de guindastes;
 - Maior atuação do pessoal de Aquisição e Diligenciamento;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Pequeno consumo adicional de aço;
- Maior necessidade de área de pré-montagem e estocagem.

Pelo fato do ganho em prazo ser evidente, a CMC se apresenta como uma relevante estratégia a ser debatida em estudos de construtibilidade.

Agradecimentos

Os autores agradecem aos Engs. Jacques Raigorodsky e Antonio Hermont por compartilharem suas experiências em construtibilidade, à Prof. Dr. Claudia Macedo pela revisão do texto e à empresa ODEBRECHT, pelo apoio técnico e por sempre fomentar as melhores e mais seguras práticas de construção.

REFERÊNCIAS

- 1 O'Connor J. T. e Davis V. S. Constructability Improvement during field Operations. Journal of Construction Engineering and Management. 1988; Vol.114(4): p548-564.
- 2 Burke G. P. e Miller R. C. Modularization speeds construction. Power Engineering. 1998; Vol.102(1): p20. Disponível em: <http://www.power-eng.com/articles/print/volume-102/issue-1/features/modularization-speeds-construction.html>. Acesso em maio/2016.
- 3 Carter R. Consider high-impact constructability issues for refineries. Hydrocarbon Processing. 2010; Vol.89(9): p39-42.
- 4 Zolfagharian S., et. al. A Conceptual Method of Constructability Improvement. IACSIT International Journal of Engineering and Technology. 2012; Vol.4(4): p456-459.
- 5 Jergeas G. e Van der Put J. Benefits of Constructability on Construction Projects. Journal of Construction Engineering Management. 2001; Vol.127(4): p281-290.
- 6 Cambridge Dictionaries Online. Reino Unido. Disponível em: <http://dictionary.cambridge.org/us/dictionary/english/module>. Acesso em maio/2016.
- 7 SteelConstruction.info. Modular construction. SteelConstruction.info. Disponível em: http://www.steelconstruction.info/Modular_construction. Acesso em maio/2016.
- 8 Bellei I., et. al. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço. São Paulo: PINI; 2004.
- 9 Russel J., et al. Comparative Analysis of Three Constructability Approaches. Journal of Construction Engineering Management. 1994; Vol.120(1): p180-195.



Tema: oficial de submissão

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DE PRODUÇÃO DE VIGAS ALVEOLARES DE AÇO EM DIFERENTES PADRÕES

Bruno Gabriel Figueiredo Horta Pereira¹

Marco Antônio Rezende Rodrigues¹

Washington Batista Vieira²

André Luís Riqueira Brandão²

Gustavo de Souza Veríssimo³

Resumo

O custo de fabricação das vigas alveolares está relacionado ao custo do perfil original, acrescido do custo do corte e da soldagem. O custo de corte e de solda está relacionado ao comprimento de corte e de soldagem necessários para a viga, que, por sua vez, está relacionado à tipologia de viga alveolar utilizada. Portanto, além dos aspectos arquitetônicos e estruturais, deve-se analisar o custo de fabricação de cada padrão de viga alveolar, para decidir o mais adequado para a construção. Neste trabalho, apresentam-se o desenvolvimento de equações para o comprimento de corte e de solda das vigas casteladas nos padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão e para as vigas celulares, em função das propriedades geométricas do perfil original.

Palavras-chave: Vigas alveolares; Custo; Fabricação; Equações.

COMPARATIVE ANALYSIS OF PRODUCTION COST OF ALVEOLAR STEEL BEAMS IN DIFFERENT PATTERNS

Abstract

The cost of manufacture of alveolar beams is related to the cost of the original profile, plus the cost of cut and welding. The cost of cut and welding is related to weld and cutting length required for the beam, which, in turn, is related to the type of used alveolar beam. Therefore, in addition to the architectural and structural aspects, must analyze the manufacturing cost of each beam pattern, to decide the most appropriate for the construction. In this paper, we present the equations development of cut and welding of castellated beams Litzka, Peiner and Anglo-Saxon patterns and for cellular beams, on the basis of the geometric properties of the original profile.

Keywords: Castellated beams; Cost; Fabrication; Equations.

¹ Estudante de Graduação em Engenharia da Mobilidade, Universidade Federal de Itajubá, Campus Itabira, Itabira, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor Adjunto, Universidade Federal de Itajubá, Campus Itabira, Itabira, Minas Gerais, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção em aço ganhou um grande impulso na primeira metade do século XX, especialmente após a invenção da solda elétrica. O advento da solda possibilitou uma série de alternativas para elementos estruturais e ligações, destacando as soluções que viabilizam estruturas leves, capazes de vencer grandes vãos, e com rigidez suficiente para manter os deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pelas normas vigentes.

Os elementos horizontais das estruturas têm seu desempenho associado fundamentalmente à rigidez e à capacidade resistente à flexão. Dessa forma, quando se trata de desenvolver soluções para vigas, busca-se fazer ajustes na geometria das seções transversais tendo como alvo a maximização da relação inércia/peso, de modo a obter o elemento estrutural com menor custo capaz de resistir aos esforços solicitantes. Por este motivo, é usual adotarem-se vigas de aço com perfis de seção I ou treliçadas.

Em muitos casos, o dimensionamento das peças metálicas à flexão é condicionado por limitações de flecha. Nestes casos, os perfis necessitam mais de rigidez do que de resistência. Com base nessa premissa surgem algumas soluções, dentre as quais se destacam as vigas alveolares.

1.1 Processo de Fabricação

As vigas alveolares de aço surgiram na Europa por volta de 1930, devido à necessidade de perfis com altura superior à dos perfis I produzidos pela indústria da época. São fabricadas usualmente a partir de perfis I laminados, cortados longitudinalmente segundo um traçado próprio que possibilita destacar as duas metades obtidas, desloca-las e soldá-las, formando uma viga com altura superior à do perfil original, com uma sequência de aberturas na alma (Veríssimo *et al.* [1]).

Em função do traçado do corte, as vigas alveolares podem ser produzidas com diversas tipologias de aberturas, sendo mais comuns as casteladas e celulares (Figura 1).

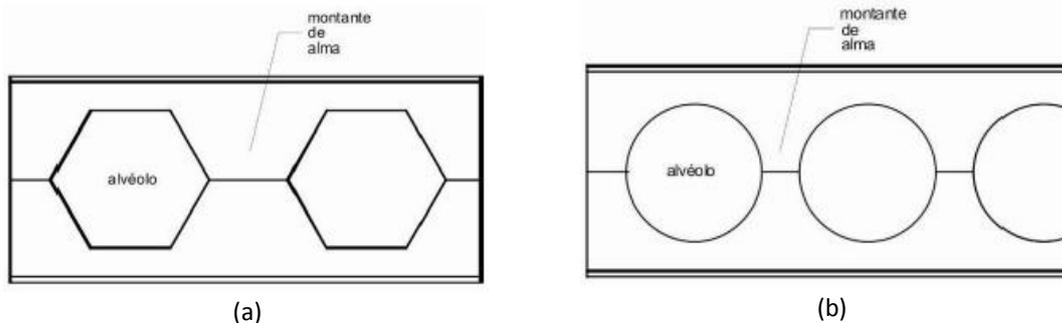


Figura 1 – Vigas alveolares: (a) castelada; (b) celular (Veríssimo *et al.* [1]).

As vigas casteladas (Figura 1a) possuem aberturas (ou alvéolos) com formato hexagonal ou, eventualmente, octogonal, quando se insere uma chapa expansora retangular entre as duas metades cortadas do perfil. Nas vigas casteladas, o espaçamento entre os alvéolos está diretamente relacionado com a geometria do alvéolo. As vigas celulares (Figura 1b) possuem

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

aberturas em formato circular, e, diferentemente das casteladas, o diâmetro dos alvéolos e o espaçamento entre eles não são geometricamente dependentes. Nos últimos anos, a aplicação das vigas celulares tem sido cada vez mais solicitada por arquitetos, devido ao seu apelo estético (Hechler *et al.* [2]).

1.2 Simbologia

Na Figura 2 são apresentadas as propriedades geométricas de uma seção transversal de um perfil I e de um perfil I alveolar.

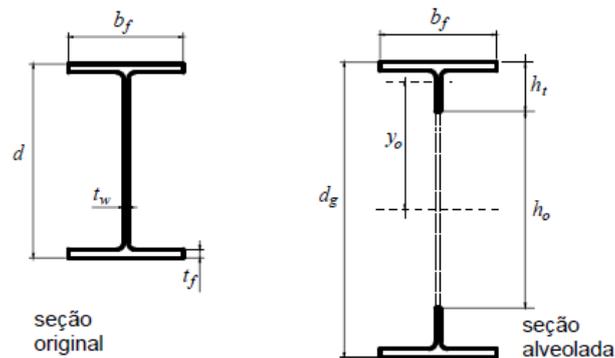


Figura 2 – Elementos geométricos da seção transversal de um perfil I e de um perfil alveolado (Veríssimo, *et al.* [3]).

A partir da altura do perfil original (d) é possível determinar outros parâmetros geométricos das vigas casteladas. A altura do perfil alveolar (d_g) está relacionada com a altura do perfil original pela relação $k = d_g/d$, denominada de razão de expansão.

Outras propriedades geométricas de interesse são apresentadas na Figura 3: b_w é a largura dos montantes de alma intermediários, b_{we} é a largura do montante de extremidade, b é a projeção horizontal do lado inclinado da abertura, a_0 é a largura do alvéolo, p é a distância entre alvéolos (denominada *passo*) e h_0 é a altura do alvéolo.

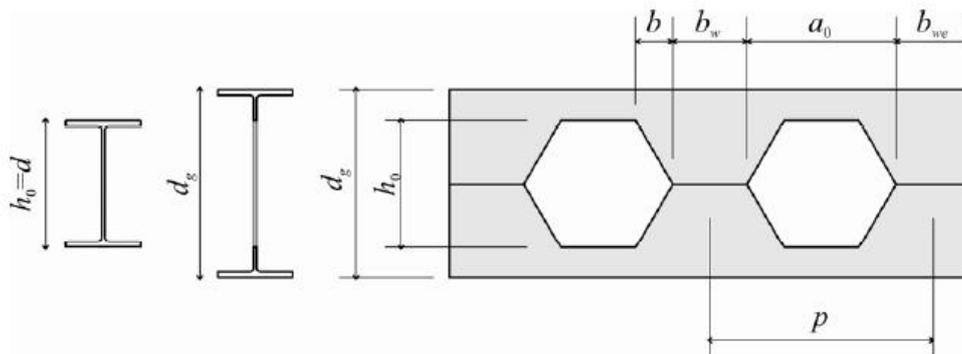


Figura 3 – Parâmetros geométricos das vigas casteladas (Oliveira [4]).

Nas vigas celulares, o diâmetro dos alvéolos é indicado por D_0 . Os demais parâmetros dimensionais são similares aos das vigas casteladas (Figura 4).

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

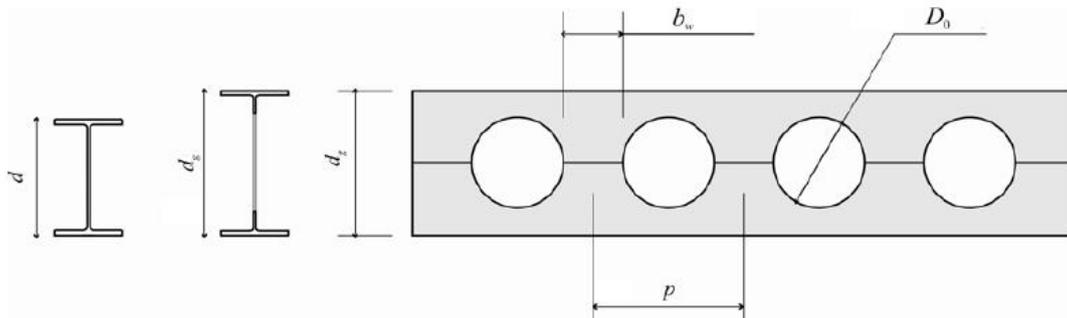


Figura 4 – Parâmetros geométricos das vigas celulares (Oliveira [4]).

1.3 Padrões de vigas alveolares

Ao longo do tempo, três padrões geométricos de vigas casteladas se consolidaram no cenário internacional, a saber, o padrão Anglo-Saxão, o padrão Peiner e o padrão Litzka, cujas características são descritas nos subtópicos a seguir.

1.3.1 Viga castelada padrão Anglo-Saxão

O padrão Anglo-Saxão (Figura 5) é definido geometricamente por aberturas que possuem o segmento inclinado fazendo um ângulo de 60° com a horizontal, a altura total igual a 1,5 vezes a altura da viga original e a distância entre duas aberturas sucessivas igual a 1,08 vezes a altura da abertura. Assim: a relação entre a largura e a altura da abertura é igual a 0,83; a relação entre a largura mínima do montante de alma e a altura das aberturas é igual a 0,25 e a relação entre a projeção horizontal do lado inclinado da abertura e a altura da abertura é igual a 0,29.

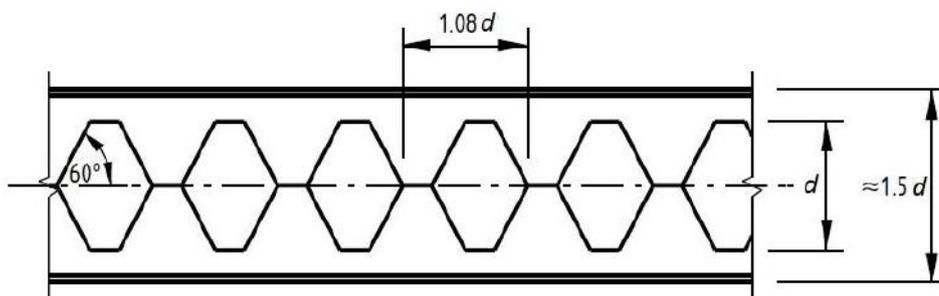


Figura 5 – Viga castelada padrão Anglo-Saxão (BS 5950-1:2000 [5]).

1.3.2 Viga castelada padrão Peiner

O padrão Peiner (Figura 6) é caracterizado pela regularidade dimensional ao longo do corte. A distância entre duas aberturas adjacentes é o triplo da largura mínima do montante ($p/b_w = 3$); a projeção horizontal do lado inclinado da abertura é a metade da largura mínima do montante e a abertura possui largura igual à altura. Assim, o ângulo que o lado inclinado do alvéolo faz com a horizontal é de aproximadamente 63° .

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

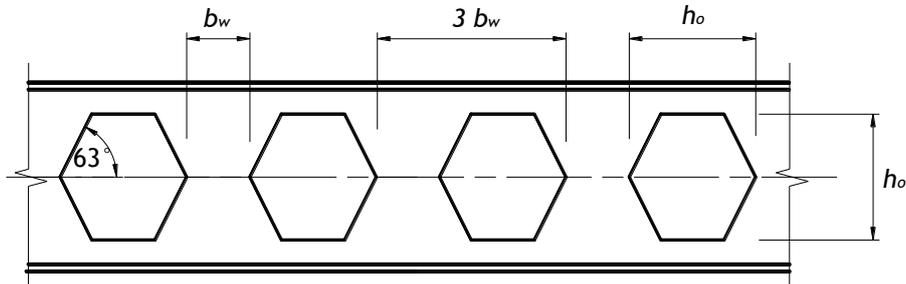


Figura 6 - Padrão Peiner (Vieira [6]).

1.3.3 Viga castelada padrão Litzka

O padrão Litzka (Figura 7) também é caracterizado pela regularidade dimensional ao longo do corte. A distância entre duas aberturas adjacentes é o triplo da largura mínima do montante e a projeção horizontal do lado inclinado da abertura é a metade da largura mínima do montante. Nesse padrão, o alvéolo é um hexágono regular, com o lado inclinado fazendo um ângulo de 60° com a horizontal.

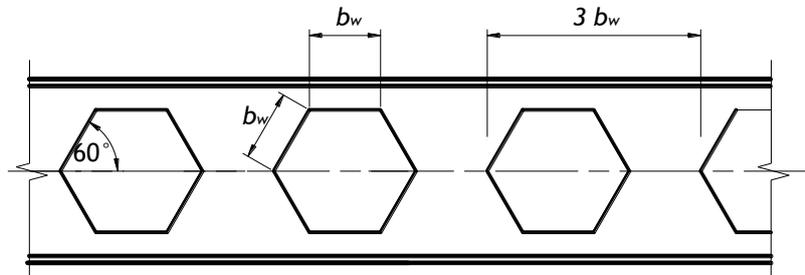


Figura 7 - Padrão Litzka (Vieira [6]).

1.3.4 Viga Celular

Diferentemente das vigas casteladas, a viga celular (Figura 4) não apresenta uma relação dimensional fixa entre a largura do montante e o diâmetro do alvéolo, o que permite certa flexibilidade para variar o espaçamento entre os alvéolos, independente do diâmetro. Fabricar o padrão celular tornou-se possível devido ao desenvolvimento das máquinas CNC (de comando numérico computadorizado), uma vez que demanda de um traçado mais complexo.

2 FABRICAÇÃO

As vigas alveolares normalmente são produzidas a partir de perfis laminados de seção I ou H. O primeiro passo é o corte transversal do perfil original, uma vez que normalmente os perfis possuem tamanho padrão de 12 metros. O corte pode ser realizado por oxicorte, plasma ou laser, e a escolha da tecnologia a ser usada é influenciada pela precisão e velocidade no corte e a espessura da alma a ser cortada.

O início do corte longitudinal da alma deve ser feito a partir de um ponto interno desta, de modo a evitar que as metades cortadas empenem devido às tensões residuais. Após o término do corte, os perfis são transferidos para uma mesa de montagem, onde as extremidades são soltas. Com as duas metades soltas, uma destas é desempenada, alinhada e fixada na mesa de apoio. A outra é alinhada em seguida, soldando-se a emenda dos montantes de alma. Devido à tendência das duas metades fletirem, por influência das tensões residuais presentes no perfil original, é realizada uma pré-montagem com pontos de solda para fixar as metades na posição correta. Em seguida é feito o acabamento final nas extremidades, eliminando-se as partes excedentes resultantes da etapa de alinhamento dos montantes.

Deve ser analisada a necessidade de eventuais detalhes construtivos, tais como enrijecedores de alma ou chapas de preenchimento de alvéolos, que são ponteados na peça. Com isso, tem-se a peça pré-montada que é enviada para a soldagem final.

3 COMPRIMENTOS DE CORTE E SOLDA

A relação entre os parâmetros geométricos difere entre os diferentes padrões de vigas alveolares. Assim, o comprimento de corte e solda para o processo de fabricação das vigas também será diferente e pode ser calculado por meio de expressões desenvolvidas nesse estudo.

Para a obtenção da configuração geométrica da viga, inicialmente define-se sua tipologia: se castelada ou celular. Se castelada deve-se ainda especificar o padrão geométrico escolhido, pois as propriedades de cada padrão são diferentes. Essa definição prévia da tipologia da viga é necessária porque para a viga castelada as dimensões dos alvéolos e dos montantes são interdependentes, ou seja, se modificada a altura do alvéolo, o comprimento do montante também será alterado (Oliveira [4]).

3.1 Vigas casteladas

O traçado do corte das vigas casteladas é o que diferencia os diferentes tipos de padrões existentes. Para cada padrão há parâmetros geométricos que compõem a seção ao longo do corte.

Os parâmetros geométricos podem ser escritos em função da altura do perfil original, como mostrado na Tabela 1.

A altura do perfil alveolar é obtida multiplicando a altura do perfil de alma cheia por uma razão de expansão simbolizada por k . Com base em recomendações da literatura, adota-se a razão de expansão ótima, igual a 1,5 para todas as vigas casteladas deste trabalho (Galambos [7]).

O principal parâmetro do projeto de uma viga castelada é o seu comprimento de projeto, simbolizado por L_v e apresentado na Figura 8. Portanto, é conveniente escrever as equações dos demais parâmetros de projeto e fabricação em função desse valor.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 1– Relações geométricas das vigas casteladas (Oliveira [4]).

	Litzka	Peiner	Anglo-Saxão
Passo (p)	$\sqrt{3}d \approx 1,7321d$	$1,5d$	$1,08d$
Largura do montante de alma na altura média da viga (b_w)	$\frac{\sqrt{3}}{3}d \approx 0,5774d$	$0,5d$	$0,25d$
Largura do alvéolo na altura média da viga (a_o)	$\frac{2\sqrt{3}}{3}d \approx 1,155d$	d	$0,83d$
Projeção horizontal do lado inclinado do alvéolo (b)	$b_w/2$	$b_w/2$	$0,29d$

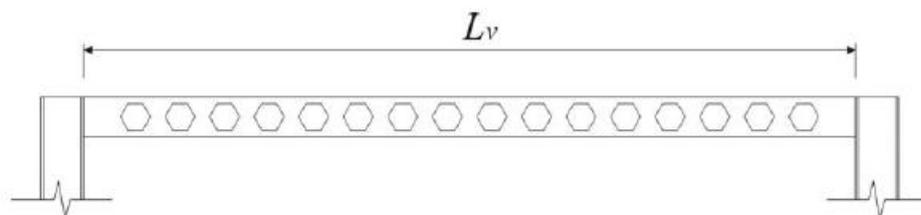


Figura 8 - Comprimento de projeto (Oliveira [4]).

Em cada extremidade da viga deve-se manter um montante com largura de no mínimo a largura dos montantes intermediários (Eq. 1), pois essa região deve resistir ao esforço cortante que é crítico. Esta limitação não leva em consideração as dimensões de cantoneiras de ligação nos montantes de extremidade, que, em caso de vigas com baixa altura de seção transversal pode ser maior que a largura b_w dos montantes de alma.

$$b_{w\min} = b_w \quad (1)$$

Define-se uma propriedade denominada comprimento útil (L_d) que é o comprimento ao longo da viga em que os alvéolos serão distribuídos. Este parâmetro é definido pela Eq. (2).

$$L_d \leq L_v - 2 \left(b_{w\min} - \frac{b_w}{2} \right) \quad (2)$$



A quantidade de alvéolos de uma viga será, portanto, a parte inteira da divisão do comprimento útil pelo passo da viga castelada, conforme a Eq. (3).

$$n = INT\left(\frac{L_d}{p}\right) \quad (3)$$

Os alvéolos devem ser distribuídos ao longo da viga de forma simétrica em relação ao centro do vão. Se o número de alvéolos for par, o centro da viga coincidirá com o centro de um montante; se for ímpar, coincidirá com o centro de um alvéolo. Devido a esse arredondamento do número de alvéolos, e de sua distribuição ao longo da viga, a largura do montante de extremidade pode não ser igual à largura mínima do montante ($b_{we,min}$) e deve ser calculada conforme a Eq. (4).

$$b_{we} = \frac{L_v - n.p}{2} + b_{we,min} - \frac{b_w}{2} \quad (4)$$

Com a definição da distribuição dos alvéolos, é possível determinar o traçado do corte do perfil original e o comprimento de corte L_c da viga original (Eq. 5), necessário para produzir uma viga castelada com comprimento de projeto L_v (Figura 9). Esse valor é sempre maior que o vão de projeto e isso ocorre devido a uma perda no comprimento no momento de soldagem entre as duas partes da viga após o corte.

$$L_c = L_v + \frac{p}{2} \quad (5)$$

Padrão: Litzka

$L_v = 6000 \text{ mm}$

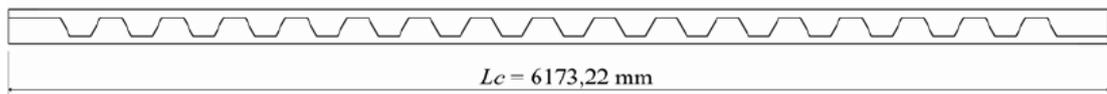


Figura 9 – Comprimento do vão necessário para corte em um vão de 6000 mm (Oliveira [4]).

Todas as equações para determinar os parâmetros geométricos apresentados podem ser definidas em função de apenas duas variáveis, sendo elas a altura do perfil original (d) e o vão de projeto (L_v). Isto é feito escrevendo cada um dos parâmetros em função da altura e do vão de projeto nas equações acima.

O comprimento de corte e o comprimento de solda de uma viga castelada qualquer podem ser dados pelas Equações (6) e (7), respectivamente.

$$C_{corte} = 2b_{we} + n \left(2b_w + 2 \sqrt{\left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + (b)^2} \right) \quad (6)$$

$$C_{solda} = 2b_{we} + n.b_w \quad (7)$$

Dessa forma, é possível encontrar equações gerais para o comprimento de corte e solda das vigas casteladas, reescrevendo as equações para cada padrão, como apresentado a seguir.

3.1.1 Comprimentos de corte e solda para o padrão Litzka

Aplicando as relações geométricas do padrão Litzka (Tabela 1) e as relações geométricas apresentadas nas Equações (1) a (5) nas Equações (6) e (7), obtém-se os comprimentos de corte e de solda da fabricação de uma viga castelada em padrão Litzka, escrito em função do comprimento de projeto e da altura da seção transversal do perfil original, conforme as expressões a seguir.

$$C_{corte} = L_v + d \frac{\sqrt{3}}{3} (1 + n) \quad (8)$$

$$C_{solda} = 1,5L_v + d \frac{\sqrt{3}}{6} (1 - 7n) \quad (9)$$

onde

$$n = \text{int} \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \frac{L_v}{d} - \frac{1}{3} \right) \quad (10)$$

3.1.2 Comprimentos de corte e solda para o padrão Peiner

Aplicando as relações geométricas do padrão Peiner (Tabela 1) e as relações geométricas apresentadas nas Equações (1) a (5) nas Equações (6) e (7), obtém-se os comprimentos de corte e de solda para a fabricação de uma viga castelada padrão Peiner, escrito em função do comprimento de projeto e da altura da seção transversal do perfil original, conforme as expressões a seguir.

$$C_{corte} = L_v + \frac{nd}{2} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{5} - 1 \right) \quad (11)$$

$$C_{solda} = 1,5L_v + d(0,368 - 1,75.n) \quad (12)$$

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

onde

$$n = \text{int}\left(\frac{2L_v}{3d} - \frac{1}{3}\right) \quad (13)$$

3.1.3 Comprimentos de corte e solda para o padrão Anglo-Saxão

Aplicando as relações geométricas do padrão anglo-saxão (Tabela 1) e as relações geométricas apresentadas nas Equações (1) a (5) nas Equações (6) e (7), obtém-se os comprimentos de corte e de solda para fabricação de uma viga castelada em padrão anglo-saxão, escrito em função do comprimento de projeto e da altura da seção transversal do perfil original, conforme as expressões a seguir.

$$C_{\text{corte}} = L_v + \frac{nd}{4} \left(\frac{1}{n} + 0,3587 \right) \quad (14)$$

$$C_{\text{solda}} = 1,5L_v + d(0,452 - 1,366n) \quad (15)$$

onde

$$n = \text{int}\left(\frac{0,928L_v}{d} - 0,232\right) \quad (16)$$

3.2 Vigas Celulares

O diâmetro dos alvéolos de uma viga celular, D_0 é determinado pela Eq. (17), em que o parâmetro h_{e0} é apresentado na Figura 10.

$$D_0 = \frac{4h_{e0}^2 + p^2}{2p} \quad (17)$$

$$r = \frac{D_0}{2} \quad (18)$$

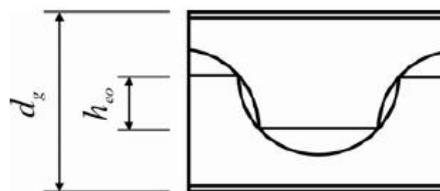


Figura 10 - Parâmetro h_{e0} da viga celular (Oliveira [4])

Os parâmetros de largura do montante (b_w), largura do montante de extremidade (b_{we}) e valor mínimo da largura do montante de extremidade ($b_{we,\min}$), todos ao longo do eixo da viga, são determinados pelas equações a seguir. O valor de $b_{we,\min}$ é recomendação do catálogo de vigas alveolares da ArcelorMittal (*apud* Oliveira [4])

$$b_w = p - D_0 \quad (19)$$

$$b_{we} = \frac{L_v - n p + b_w}{2} \quad (20)$$

$$b_{we,\min} = p - r \quad (21)$$

O comprimento de corte L_c para fabricação da viga celular é dado pela Eq. (2) e a quantidade de alvéolos é determinada pela Eq. (3). O comprimento útil para distribuição dos alvéolos, L_d é definido pela Eq. (22).

$$L_d = L_v - 2b_{we,\min} + b_w \quad (22)$$

Por fim, o arco de circunferência no corte da parte complementar do alvéolo a ser preenchido por uma chapa de aço (Figura 11) é determinado pela Equação (23).

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{h_{e0}}{r}\right) \quad (23)$$

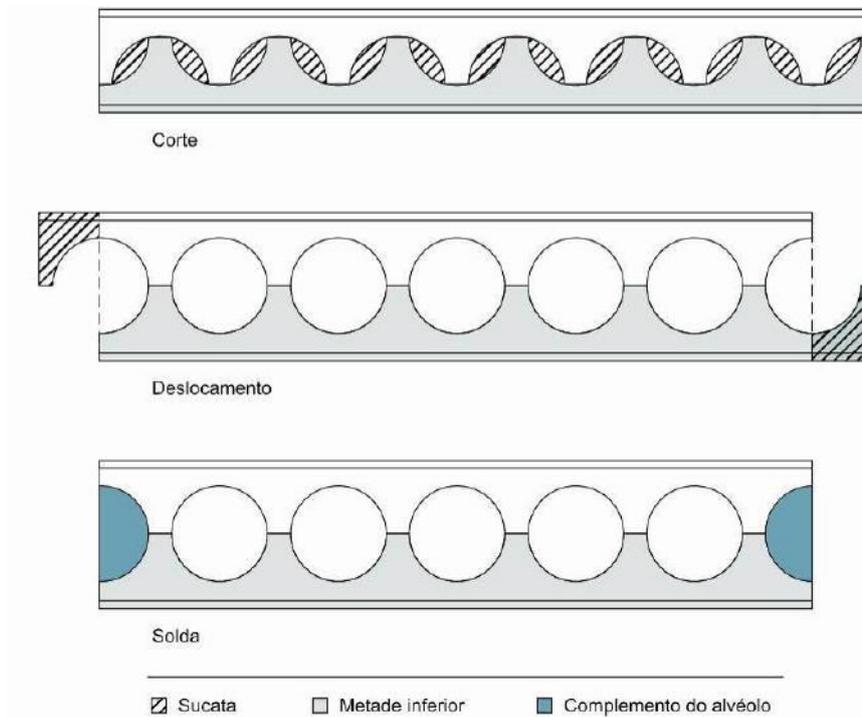


Figura 11 - Montagem de uma viga celular e alvéolo a ser preenchido (Oliveira [4])

Com o auxílio de representações gráficas foram obtidas expressões de comprimento de corte e solda apresentadas nas Equações (24) e (25), com α em radianos.

$$C_{corte} = 2b_{we} + 2nb_w + h_{e0} + 2\pi nr + 2\alpha r \quad (24)$$

$$C_{solda} = b_{we} + nb_w + 2b_{we} - p + 2\alpha r \quad (25)$$

3.2.1 Vigas celulares genéricas

Para uma viga celular qualquer, em que os parâmetros d_g e h_{e0} são dados respectivamente pelas Equações (26) e (27), os comprimentos de corte e de solda podem ser escritos conforme as equações (28) e (29), respectivamente.

$$d_g = kd \quad (26)$$

$$h_{e0} = (k-1)d \quad (27)$$

$$C_{corte} = \frac{\left[(1 - 2k + k^2)(2,283nd^2 + 2\alpha d^2) - dp(1 - k) + 2d^2k(2 - k) + 0,5p^2(1 + \alpha + 3,142n) + L_v p \right]}{p} \quad (28)$$

$$C_{solda} = - \frac{\left[(1 - 2k + k^2)(2d^2n + 3d^2 + 2d^2\alpha) + p^2(0,25 + n + 0,5\alpha) - 1,5L_v p \right]}{p} \quad (29)$$

onde

$$n = \text{int} \left(\frac{L_v}{p} - 1 \right) \quad (30)$$

$$\alpha = \arcsen \left(\frac{dp(k - 1)}{0,25p^2 + d^2(k - 1)^2} \right) \quad (31)$$

3.2.2 Vigas celulares correspondentes a padrões de vigas casteladas

Neste artigo são utilizadas as denominações para padrões celulares, definidas como Celular-Peiner e Celular-Litzka, que são vigas celulares com características geométricas (razão de expansão e passo) semelhantes às vigas casteladas nos padrões Peiner e Litzka, respectivamente.

3.2.2.1 Padrão Celular-Peiner

Substituindo os parâmetros geométricos das vigas Celular-Peiner nas as equações **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, são obtidas as equações de comprimento de corte e solda para este padrão conforme apresentadas a seguir:

$$C_{corte} = L_v + 2,191d + 2,737d.n \quad (32)$$

$$C_{solda} = 1,5L_v + 0,399d - 1,833d.n \quad (33)$$

onde

$$n = \text{int} \left(\frac{2}{3} \frac{L_v}{d} - 1 \right) \quad (34)$$

3.2.2.2 Padrão Celular-Litzka

Substituindo os parâmetros geométricos das vigas Celular-Litzka nas as equações **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, são obtidas as equações de comprimento de corte e solda para este padrão conforme apresentadas a seguir:

$$C_{\text{corte}} = L_v + 2,287d + 3,051d.n \quad (35)$$

$$C_{\text{solda}} = 1,5L_v + 0,343d - 2,021d.n \quad (36)$$

onde

$$n = \text{int} \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \frac{L_v}{d} - 1 \right) \quad (37)$$

4 ANÁLISE COMPARATIVA

Com as equações apresentadas, é possível obter os valores de comprimento de corte e solda para qualquer vão e qualquer perfil original para as tipologias e padrões de vigas alveolares analisados. A seguir são apresentados resultados obtidos com as equações desenvolvidas para fins de comparação de custo de fabricação das vigas nos diferentes padrões.

4.1 Vigas Casteladas

Na Figura 12 são apresentados os resultados de comprimento de corte de vigas casteladas nos padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão, variando-se o vão de projeto e mantendo a altura do perfil original constante. Na Figura 13 apresentam-se os resultados de comprimento de corte das vigas casteladas nos três padrões para um vão de projeto fixo variando-se a altura do perfil original. Observa-se que o comprimento de corte cresce na seguinte ordem de padrões: Anglo-Saxão, Litzka, Peiner.

Observa-se que o comprimento de corte de fabricação da viga castelada é influenciado diretamente pelo comprimento da viga. No entanto observa-se que não sofre influência da altura do perfil (Figura 13), pois à medida que se aumenta a altura, há um aumento da largura dos alvéolos (Tabela 1), mas, por outro lado, há também uma redução do número de alvéolos, como pode ser visto nas equações que determinam a quantidade de alvéolos.

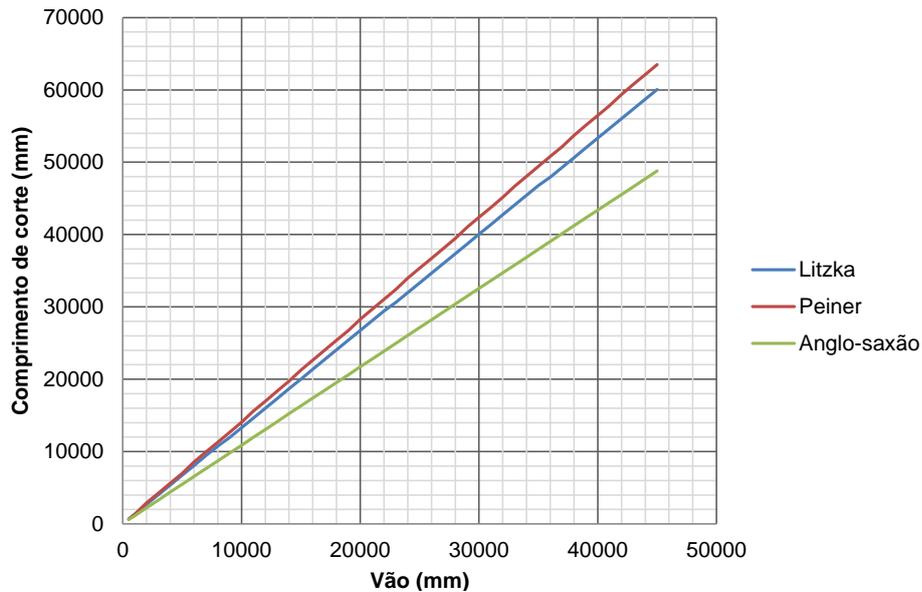


Figura 12 - Comprimento de corte por vão de projeto para altura do perfil original de 300 mm

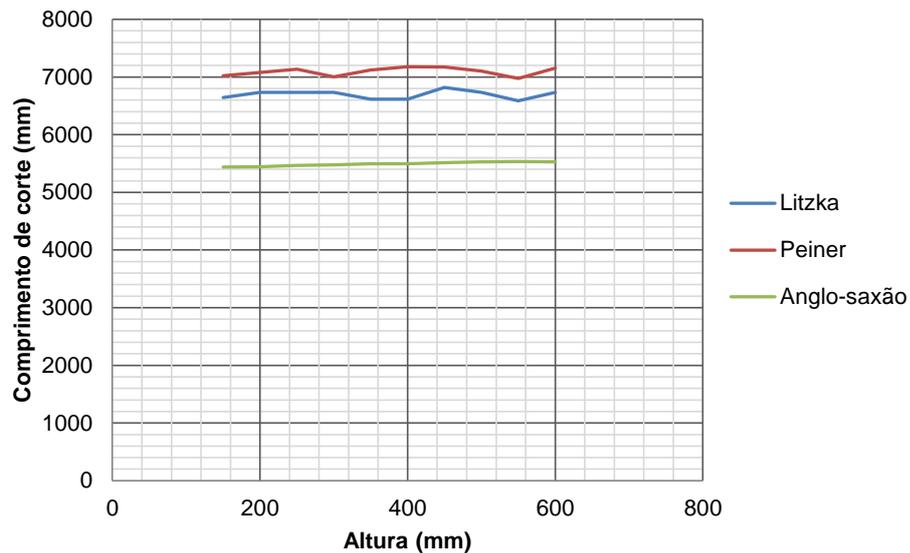


Figura 13 - Comprimento de corte por altura do perfil original para um vão de 5000 mm

Na Figura 14 são apresentados os resultados de comprimento de solda das vigas casteladas nos padrões analisados, variando-se o vão de projeto e mantendo a altura do perfil original constante. Na Figura 15 são apresentados os resultados para um vão de projeto fixo variando-se a altura do perfil original. Observa-se que o comprimento de solda é menor no padrão anglo-saxão que nos outros dois padrões.

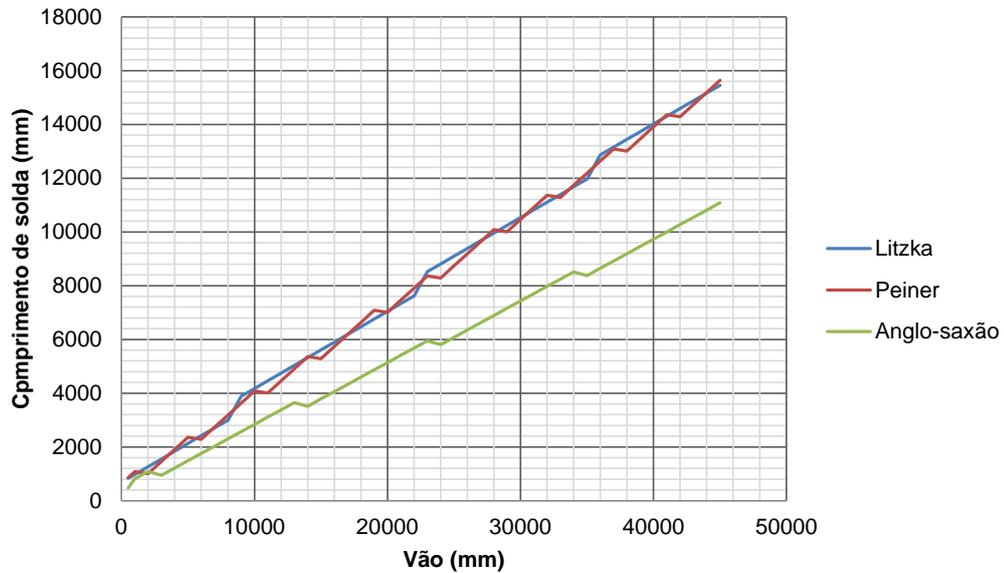


Figura 14 – Comprimento de solda por vão de projeto para altura do perfil original de 300 mm

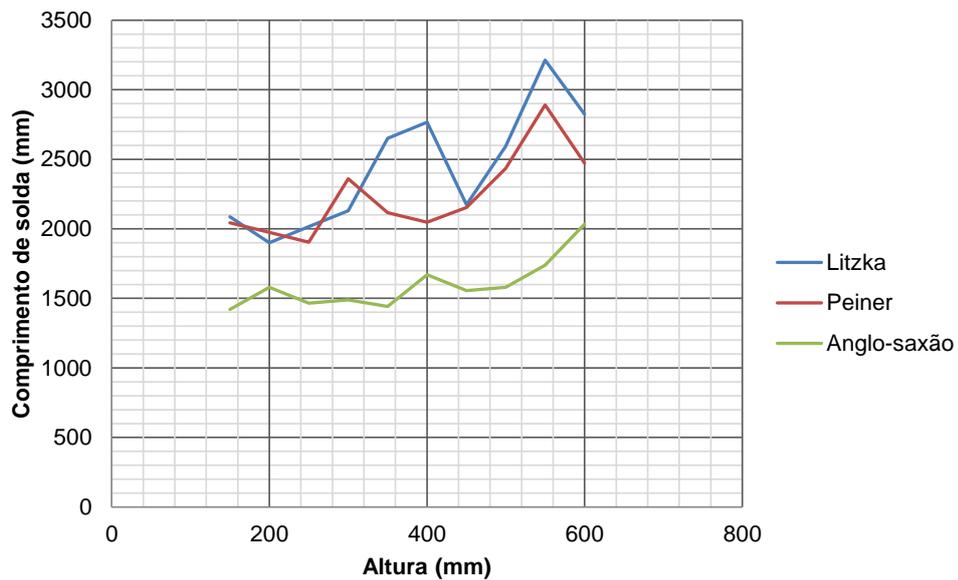


Figura 15 - Comprimento de solda por altura do perfil original para um vão de 5000 mm

Observa-se que o comprimento de solda na viga castelada é influenciado diretamente pelo comprimento da viga, porém não sofre influência da altura do perfil (Figura 15), pois à medida que se aumenta a altura, há um aumento da largura dos alvéolos (Tabela 1), mas a quantidade de alvéolos diminui.

4.2 Vigas celulares

Na Figura 16 são apresentados os resultados de comprimento de corte das vigas celulares nos padrões analisados (Celular-Peiner e Celular-Litzka) variando-se o vão de projeto e mantendo a altura do perfil original constante. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os resultados para um vão de projeto fixo variando-se a altura do perfil original. Observa-se que o comprimento de corte é maior para o padrão Celular-Peiner. De igual modo às vigas casteladas, observa-se que o comprimento de corte varia com o comprimento da viga, mas não possui influência significativa da altura do perfil.

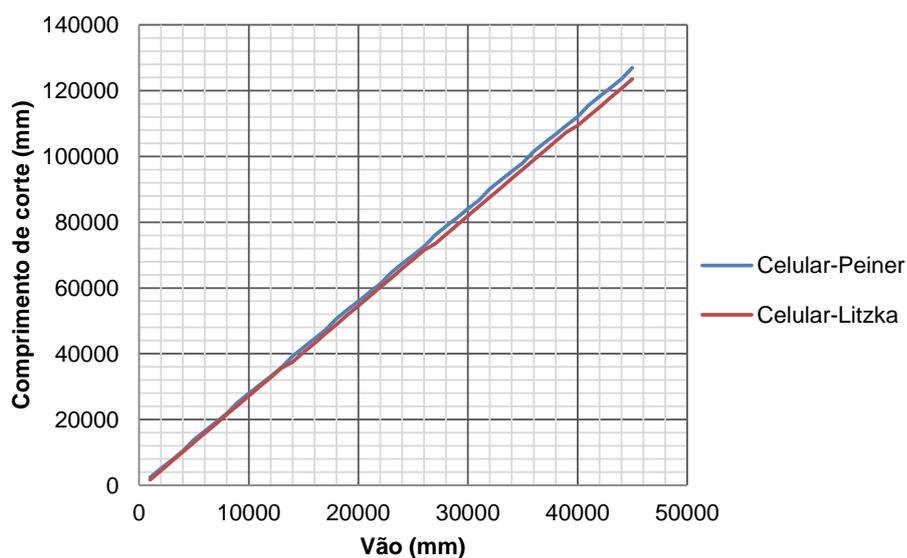


Figura 16 - Comprimento de corte por vão de projeto para altura do perfil original de 300 mm

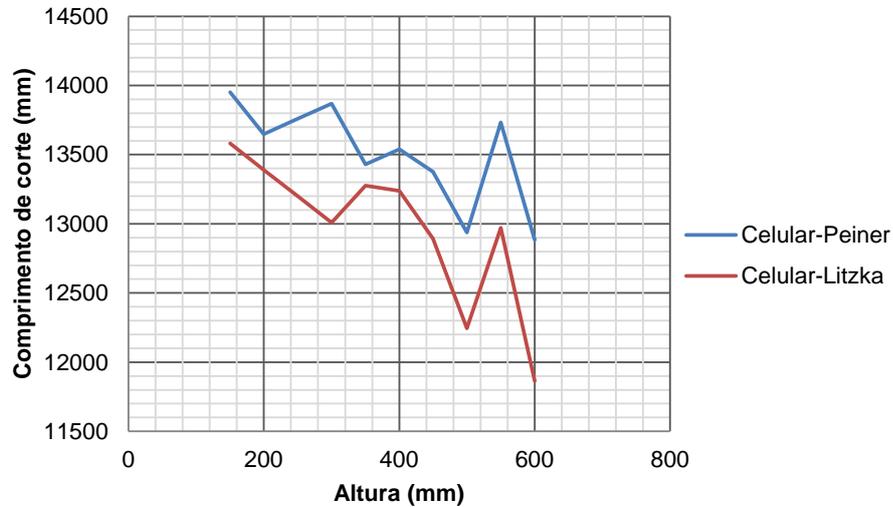


Figura 17- Comprimento de corte por altura do perfil original para um vão de 5000 mm

Na Figura 18 são apresentados os resultados de comprimento de solda das vigas celulares nos padrões analisados (Celular-Peiner e Celular-Litzka), variando-se o vão de projeto e mantendo a altura do perfil original constante. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os resultados para um vão de projeto fixo variando-se a altura do perfil original. Observa-se que o comprimento de solda é menor no padrão Celular-Peiner que no Celular-Litzka. De igual modo às vigas casteladas, observa-se que o comprimento de corte varia com o comprimento da viga, mas não possui influência significativa da altura do perfil.

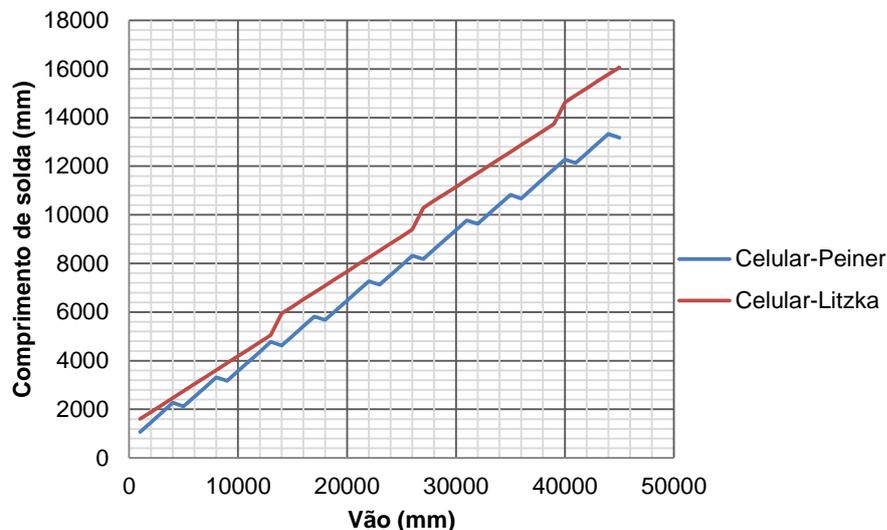


Figura 18 - Comprimento de solda por vão de projeto para altura do perfil original de 300 mm

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

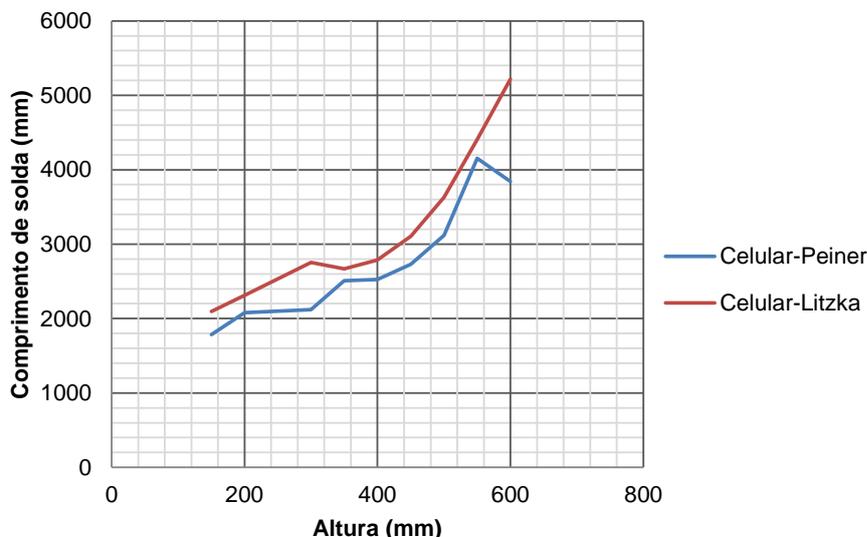


Figura 19 - Comprimento de solda por altura do perfil original para um vão de 5000 mm

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi apresentar o desenvolvimento de equações para o cálculo do comprimento de corte e de solda das vigas casteladas nos padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão e para as vigas celulares, em função das propriedades geométricas do perfil original.

Em análises comparativas entre os padrões de vigas casteladas e celulares pode-se verificar que o custo de fabricação das vigas alveolares, com corte e solda varia com o padrão adotado e pode ser escrito em função da altura do perfil original e do vão de projeto da viga alveolar.

Conclui-se que o padrão Anglo-Saxão, definido pela norma britânica é o padrão mais econômico tanto com custo de corte quanto com custo de solda.

As equações propostas podem ser úteis para a contabilização dos custos de fabricação das vigas alveolares relacionados ao corte e à solda e colabora para a escolha das vigas na construção do ponto de vista econômico e deve ser utilizado em associação à análise da capacidade resistente da viga e aos critérios arquitetônicos do projeto.

Agradecimentos

Os autores agradecem à UNIFEI por possibilitar a realização da pesquisa, ao CNPq pela concessão de bolsas e à FAPEMIG por auxílio financeiro.



REFERÊNCIAS

- 1 Veríssimo, G. S.; Vieira, W. B.; Silveira, E. G.; Ribeiro, J. C. L.; Paes, J. L. R.; Bezerra, E. M.; Silva, A. L. R. C.; Fakury, R. H.; Dimensionamento de vigas alveolares de aço. CONSTRUMETAL 2012: Congresso Latino-Americano da Construção Metálica. São Paulo: 2012.
- 2 Hechler, O.; Müller, C.; Sedlacek, G. Investigations on Beams with Multiple Regular Web Openings. Composite Construction in Steel and Concrete. V: pp. 270-281; 2006.
- 3 Veríssimo, G. S.; Paes, J. L. R.; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C. Estudo de vigas de aço alveolares fabricadas a partir de perfis laminados brasileiros. Relatório de Pesquisa. Viçosa-MG: Universidade Federal de Viçosa; 2010.
- 4 Oliveira, L. B. Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura [Dissertação de Mestrado]. Viçosa-MG: Universidade Federal de Viçosa; 2012.
- 5 BS 5950-1:2000: Structural use of steelwork in building – Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. London: British Standards; 2000.
- 6 Vieira, W. B. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma em vigas casteladas de aço [Tese de Doutorado]. Viçosa-MG: Universidade Federal de Viçosa; 2015.
- 7 Galambos, A. R.; Hosain, M. U.; Speirs, W. G. Optimum expansion ratio of castellated steel beams. Engineering Optimization, 1973; Vol. 1:213-225.



Tema: Estruturas de aço

APLICAÇÃO DO GUIA PMBOK NO GERENCIAMENTO DE MONTAGEM DE PROJETOS DE ESTRUTURA METÁLICA*

Rafael Gonçalves de Oliveira¹
Washington Luiz Vieira da Silva²

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo apresentar a aplicação do Guia PMBOK® no gerenciamento de projetos de montagem de estrutura metálica. O Guia PMBOK® é reconhecido por apresentar boas práticas no gerenciamento de projetos. Para isso, foram realizadas pesquisas bibliográficas com o intuito de estruturar uma base teórica sobre gestão de projetos e da metodologia utilizada para o gerenciamento. A metodologia utilizada foi um estudo de caso aplicado no setor de montagem de estrutura metálica. A análise procurou identificar quais dos 42 processos indicados no Guia PMBOK® são os mais adequados para aplicar no setor de montagem. Assim, buscou-se determinar um fluxo único de processos de acordo com as peculiaridades apresentadas. Conclui-se, a partir da aplicação do Guia PMBOK®, que ao padronizar o fluxo é possível gerar ganhos para o gerenciamento dos projetos de montagem de estrutura metálica, dentre outras melhorias indicadas, sendo assim essencial para sobrevivência da empresa no atual cenário.

Palavras-chave: Projetos; Guia PMBOK; Gerenciamento de Projetos; Montagem de estrutura metálica.

APPLICATION OF PMBOK GUIDE IN THE ASSEMBLY MANAGEMENT OF METALLIC STRUCTURE PROJECTS

Abstract

This study aims to present the application of the PMBOK® Guide in the management of metal structure assembly projects. The PMBOK® Guide is recognized for having good practice in project management. For this reason, bibliographical research was accomplished in order to structure a theoretical basis about project management and the methodology used for management. The methodology used was a researched case applied in the metal structure assembly area. The analysis sought to identify which ones of the 42 described procedures in the PMBOK® Guide are the most suited to be applied in the assembly sector. Thus, the determination of a unique flowing process was pursued, according to the particularities presented. In conclusion, with the application of the PMBOK®, it is possible that by

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



standardizing the flow, generating gains for the management of metal structure assembly projects, among other improvements indicated, can be actually achievable, and therefore is essential to business survival in the current scenario.

Keywords: *Projects; PMBOK® Guide; Project management; Metal structure assembly. Projects.*

¹ Mestrando em Construção Metálica, Engenheiro Mecânico, Estudante, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro de Produção Mecânica, Professor Adjunto Doutor, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação do Trabalho

Segundo Bandeira [1], desde meados do século XIX, as construções metálicas têm sido utilizadas no Brasil, inicialmente com o uso de ferro fundido e posteriormente com o uso do aço, devido a necessidade de realizar grandes projetos para as construções empresariais e residenciais. De acordo com essa necessidade, as empresas tiveram que adaptar os projetos as mudanças mercadológicas para atender aos clientes no tempo acordado e na qualidade exigida.

Assim, de acordo com a ABNT [2], projeto é um processo onde as etapas de construção abrangem um estudo detalhado de planejamento e execução para se alcançar um objetivo dentro do prazo pré-estabelecido.

Segundo o Guia PMBOK [3], um projeto é único e temporário no sentido de que tem um início e fim definidos. Em um projeto, o objetivo final é cumprir as metas dentro do prazo, custo e qualidade de forma efetiva e eficaz. Ser único significa que cada projeto tem suas particularidades na sua execução, tornando cada um com suas características próprias. Um projeto segue uma linha de construção e execução de ideias ao longo de sua elaboração, fazendo com que sejam distintos.

De acordo com o Guia PMBOK [3], os projetos têm, em comum, o objetivo de garantir a conclusão com a qualidade esperada, no prazo proposto, otimizando os recursos empregados. Projetos empresariais têm objetivos, escopos, cronogramas e orçamentos claros e, normalmente, bem definidos.

Meleiro [4] destaca que o PMI é uma organização não governamental, com sede na Filadélfia (EUA). Esta organização é formada por profissionais especialistas em projetos sendo a maior organização que aborda sobre gerenciamento de projetos no mundo, criando métodos e guias de orientação. As empresas acabam aderindo à abordagem do PMI para o gerenciamento de projetos, pois ela preconiza a utilização de práticas reconhecidas internacionalmente, o que as ajuda a organizar e padronizar suas atividades.

No Guia PMBOK® [3] são fornecidos métodos, técnicas, processos e padrões para se chegar a um objetivo. Esses procedimentos e padrões são amplamente difundidos ao redor do mundo. Os conhecimentos podem ser aplicados em qualquer tipo de projetos independente de seu porte ou área a ser aplicada, levando-se em consideração quais processos serão mais bem aplicados no projeto. Na figura 1, verifica-se o fluxo de processos gerenciamento de projetos.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

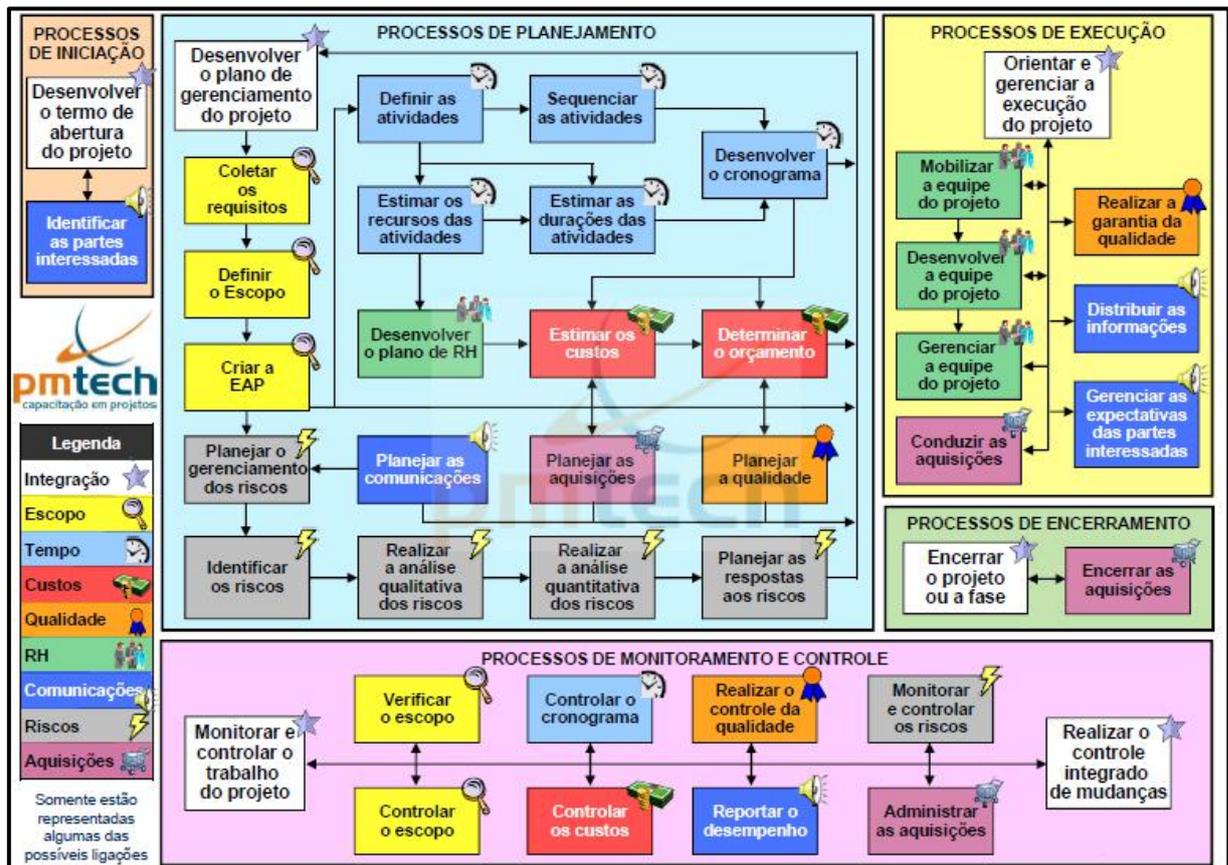


Figura 1 - Fluxo de Processos do Gerenciamento de Projetos
Fonte: Sotille [5]

Observar-se na figura 1, os 42 processos descritos no Guia PMBOK® [3], assim como o fluxo de documentos e diretrizes de trabalho, interagindo estes processos entre eles para alcançar o objetivo final ou serviço. De posse do guia é possível verificar os melhores procedimentos para se identificar quais processos são mais eficazes para um projeto específico.

Para Sales [7], devido as mudanças ocorridas na mentalidade da construção civil, novas práticas inovadoras têm sido introduzidas na construção, porém para uma real inovação não basta apenas copiar as boas práticas, uma vez que as mesmas podem não se aplicar a realidade encontrada.

Logo, este trabalho apresenta como proposta a verificação dos 42 processos indicados pelo Guia PMBOK® [3] no projeto de montagem de estrutura metálica, sendo indispensável a realização de um diagnóstico e acompanhamento dos projetos existentes, como também estabelecer diretrizes para o planejamento e escopo de novos projetos. Assim, as particularidades de cada projeto serão percebidas e analisadas ao longo da pesquisa. É importante destacar que a análise e a proposta de melhorias são de essencial importância para a empresa, pois quando se realiza um estudo mais detalhado consegue-se detectar os gargalos e o imprevistos, que no futuro poderão oferecer sérios problemas na etapa de execução e de finalização do projeto, além de impactar nos custos operacionais e totais da empresa. Portanto, espera-se com o estudo que a empresa possa ter condições de identificar quais processos são indispensáveis para a elaboração de um projeto, e que estes processos adotados

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

possam garantir a redução dos custos, atendimentos aos prazos acordados com o cliente e atingimento dos objetivos organizacionais propostos.

Dessa forma, diante do contexto, tem-se a seguinte problemática:

Com base nos 42 processos indicados pelo Guia PMBOK® [3], quais deles seriam fundamentais, na montagem de estrutura metálica, avaliando no projeto os prazos estabelecidos, o nível de serviço exigido e os custos operacionais?

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Analisar os 42 processos de gerenciamento de projetos do Guia PMBOK® [3] com a finalidade de identificar as melhores práticas e um único fluxo de processos que poderão ser adotados na gestão de projetos da construção metálica.

1.2.2 Específico

Realizar um estudo bibliográfico sobre: Projetos, Gestão de Projetos, Guia PMBOK®, Projetos de Construção Metálica;

Elaborar um instrumento de coleta de dados para verificar quais processos do Guia PMBOK® podem ser adotados na construção metálica;

Estudar de forma detalhada os escopos e os projetos de construção metálica elaborados e em execução pela empresa estudada;

Elaborar um diagnóstico dos projetos em andamento para identificar os pontos de melhoria, baseando-se nos 42 processos, avaliando o tempo, nível de serviço e custos;

Propor um fluxo único contemplando os processos selecionados para a realidade da empresa.

1.3 Revisão Bibliográfica

Neste capítulo é apresentada a fundamentação teórica sobre o tema abordado, citando os conceitos de projeto, sua definição, definições sobre gerenciamento de projetos e uma explanação sobre os processos de gerenciamento do Guia PMBOK® com suas entradas, saídas e principais características.

1.3.1 Projetos

Há uma infinidade de definições para projetos, sendo sempre tratada como uma atividade temporária e única, cada uma com suas particularidades. A seguir serão apresentados esses conceitos:

Para Leidentz [8], projeto é uma atividade executada por pessoas com objetivo específico de solucionar problemas durante um período pré-estabelecido e onde muitas vezes há limitações de recursos. Para se chegar ao sucesso são bem definidos o planejamento de execução e controle das atividades desenvolvidas. Também argumenta que um projeto é temporário e único, pois cada produto ou serviço são de alguma maneira diferentes, mesmo que sejam de áreas semelhantes.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O Guia PMBOK® [3] define um projeto como atividade com empenho passageiro para criar um produto, serviço ou resultado particular. Por possuir início e fim, os projetos são temporários. O final pode ser alcançado com o sucesso do projeto, ao alcançar o objetivo ou então por não haver a possibilidade ou necessidade da conclusão do mesmo.

Ainda para o Guia PMBOK® [3], os projetos não são esforços ininterruptos. Quando se define o objetivo final como produto, indica-se que ele é quantificável e que pode ser um item final ou um objeto. Quando se define projeto como um serviço, indica-se que são etapas de negócios que dão suporte a produção ou a distribuição e resultado, sendo para resultados finais ou documentos. O autor finaliza dizendo que projetos são trabalhos construídos gradativamente e que estes vão se moldando à medida que o projeto é melhor entendido.

Segundo a ABNT [2], um projeto é único e controlado, com datas definidas de início e fim, com atividades distribuídas e realizado para um objetivo conforme requisitos específicos, incluindo entraves de tempo, custo e recursos.

Para Sotille [6], os projetos são um meio de organizar suas atividades que não podem ser abordadas dentro dos limites operacionais normais da organização. Os projetos são, com isso, usados como uma forma de se conseguir um objetivo estratégico de uma organização seja ela uma equipe do projeto formada por funcionários da empresa ou até mesmo um prestador de serviço contratado.

Arantes [9] argumenta que projeto são empreendimentos temporário, feitos de forma gradativa com o intuito de se obter um serviço único ou um produto. Por serem temporários, os projetos possuem início e fim definidos, dessa maneira possuindo distintas operações gradativas. Isso não define como prazos longos ou curtos, mas sim que após iniciado são desenvolvidos e depois concluídos.

Para Dinsmore [10], os projetos são fracionados em etapas para facilitar a sua construção progressiva, gerenciamento e controle. De acordo com o autor, são as características singulares de cada projeto que motiva qual deve ser seu ciclo de vida. Este ciclo de vida é dividido em fases e é empregado para determinar o início e fim do projeto, indicado pela figura 2.

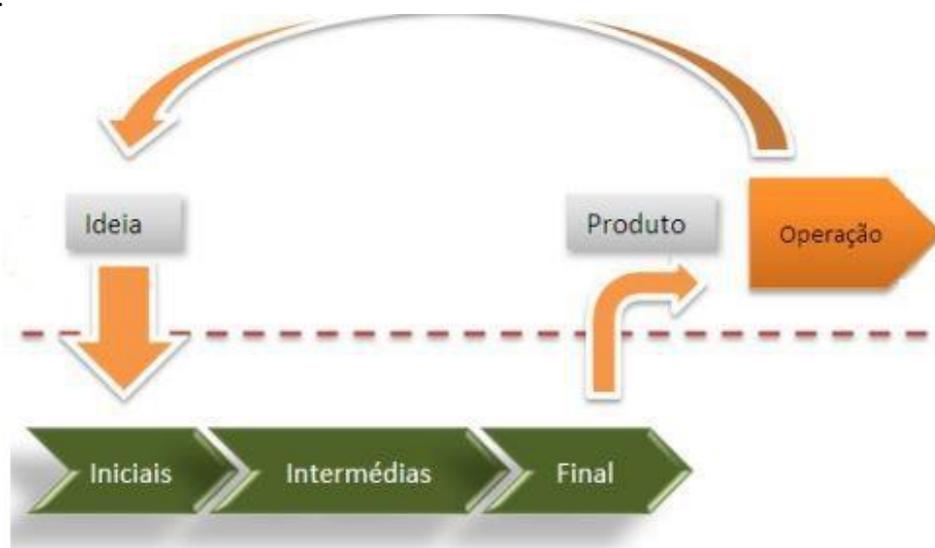


Figura 2 - Ciclo de vida de um projeto
Fonte: PMBOK [3]

De acordo com a figura 2, o ciclo de vida de um projeto estabelece uma sequência de fases com a finalidade de garantir sucesso no gerenciamento. Durante o ciclo de vida do projeto, são determinadas as etapas e ordem que serão executadas, dessa maneira garantindo a organização do projeto.

Para Milosevic [11], para poder-se analisar estrategicamente o desenvolvimento do Projeto é necessário conhecer o Ciclo de Vida do Projeto, pois através da análise de um Ciclo de Vida que pode-se verificar para cada fase quais serão as reais necessidades de controle organizacional do projeto”. No que tange a área de construção e montagem metálica, um ciclo é representado abaixo:

- Viabilidade – Estudo de Viabilidade e Formulação do Projeto geram uma decisão de continuidade.
- Planejamento e Projeto – Projeto Básico, Custo, Cronograma, Condições Contratuais e Planejamento Detalhado. Os contratos são fechados até o final desta fase.
- Produção – Obras Civis, Instalações e Testes.
- Lançamento – Teste Final e Manutenção.

Para Martins [12], um projeto pode ser definido como plano, intento, proposito e que se forma a partir de algo. Os projetos são temporários e exclusivos, por causa de suas características ou condições.

Dessa maneira, define-se projeto como atemporal e que projetos podem ser tanto pequenos empreendimentos com recursos gigantes como uma planta de usina.

1.3.2 Gerenciamento de Projetos

Conforme Vargas [13], há muitos anos já existe gerenciamento de projetos de diversas formas, sendo atividades com objetivo e prazos pré-estabelecidos. O lançamento de um novo produto, implantação de uma nova planta industrial, informatização de uma empresa, a realização de uma viagem, são exemplos de projetos.

Segundo o Guia PMBOK® [3], uma proposta de gerenciamento de projetos é estabelecer uma metodologia estruturada para conseguir objetivos do projeto por meio de planejamento, execução e controle dos resultados.

Para Vargas [13], gerenciamento de projetos são ferramentas gerenciais para se desenvolver habilidades e formas de se desenvolver e controlar eventos únicos e complexos, dentro de um tempo programado, com custo e qualidade definidos.

Kerzner [14] afirma que resumidamente pode-se definir gerenciamento de projetos como planejamento, onde há definição de condições de trabalho, qualidade e quantidade de trabalho e fixação de recursos necessários, além de possuir acompanhamento do projeto no sentido de se monitorar a evolução, avanço real e planejado e realizar ajustes.

De acordo com Braga [15], gerenciar projetos é utilizar de conhecimentos, habilidades, ferramentas e técnicas com a intenção de cumprir as expectativas dos clientes de maneira eficaz. Também é abordado que gerenciamento envolve deliberações sobre escopo, tempo, custo, qualidade e necessidades das partes interessadas.

1.3.2 Guia PMBOK®

Para Macêdo [16], o Guia PMBOK® foi criado pelo PMI e é uma referência mundial para gerenciamentos de projetos.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Segundo Martins [12], o PMI é uma associação sem fins lucrativos que tem como especialidade gerenciamento de projetos. É uma entidade internacional, fundada em 1969 na Pensilvânia (EUA), e está hoje presente em todo o mundo. O PMI tem como principal função desenvolver as habilidades dos profissionais de gestão de projetos.

De acordo com Sotille [6], o Guia PMBOK® auxilia no gerenciamento de projetos descrevendo melhores práticas e conhecimentos dentro da profissão.

Para Martins [12], o Guia PMBOK® é um guia para orientações sobre gerencia de projetos, sendo uma bibliografia de referência, cujo intuito é identificar e expor conceitos e práticas do gerenciamento de projetos, dessa maneira criando uma padronização de processos.

De acordo com Macêdo [16], mesmo utilizando as ferramentas e metodologias, reconhecidas como boas práticas, indicadas pelo Guia PMBOK®, ainda não é indicação de que o gerenciamento será eficaz. Para o sucesso, o gerente necessitará ter conhecimentos e habilidades de pelo ao menos cinco áreas de especialização: conhecimento em gerenciamento de projetos, conhecimento técnico e da normalização da área de aplicação do projeto, entendimento do ambiente físico, social, cultural e político do projeto, conhecimento da habilidade de gerenciamento geral e ter habilidades interpessoais.

Heldman [17] aborda que o gerenciamento de projetos que a atividade de gerenciar projetos possibilita ganhar experiência em várias áreas de negócios. Por ser especialista em projetos, o gerente de projetos pode atuar em qualquer ramo, já que sua especialidade é projetos.

A figura 3 apresenta as áreas de conhecimento do gerente de projetos, assim como elas se interagem e se encontram num ponto comum que é o Guia PMBOK®, dessa maneira evidenciando a importância do mesmo no gerenciamento de projetos.



Figura 3 - Áreas de especialização necessárias à equipe de gerenciamento de projetos
Fonte: Guia PMBOK® [18]

De acordo com a figura 3, um gerente de projetos precisa também ter características interpessoais boas, pois gerenciar um projeto vai além dos conhecimentos de gerenciamento.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A equipe de projeto não precisa ser especialista nas cinco áreas, porém o Guia PMBOK® abrange as cinco áreas de conhecimento, se tornando uma referência para orientar o gerenciamento.

1.3.2.1 Ciclo de vida de um projeto

Segundo o Guia PMBOK [3], um projeto passa por várias mudanças durante seu tempo de vida. Essas fases são definidas para melhor gerenciar o projeto. Cada fase possui suas próprias qualidades e indigências. Essas fases são definidas como ciclo de vida de um projeto e se conecta do início ao fim do mesmo.

De acordo com Macêdo [16], “as fases do ciclo de vida devem ser devidamente planejadas e administradas e geralmente são definidas por alguma entrega do projeto”.

Segundo o Guia PMBOK® [3], o foco do projeto em fases de ciclo de vida irá gerar uma metodologia uniforme do planejamento do projeto, assim verificando os itens entregáveis antes de se iniciar uma nova etapa do projeto. Finalizando cada fase e antes de começar a próxima, é primordial que exista uma reunião entre o gerente do projeto, o patrocinador e as partes interessadas para aprovação.

Para o Guia PMBOK [3], as fases iniciais possuem um maior nível de custo e pessoal baixo, contudo o nível de incertezas é mais alto, sendo o risco de não ser possível atingir os objetivos do projeto maior, conforme figura 4.

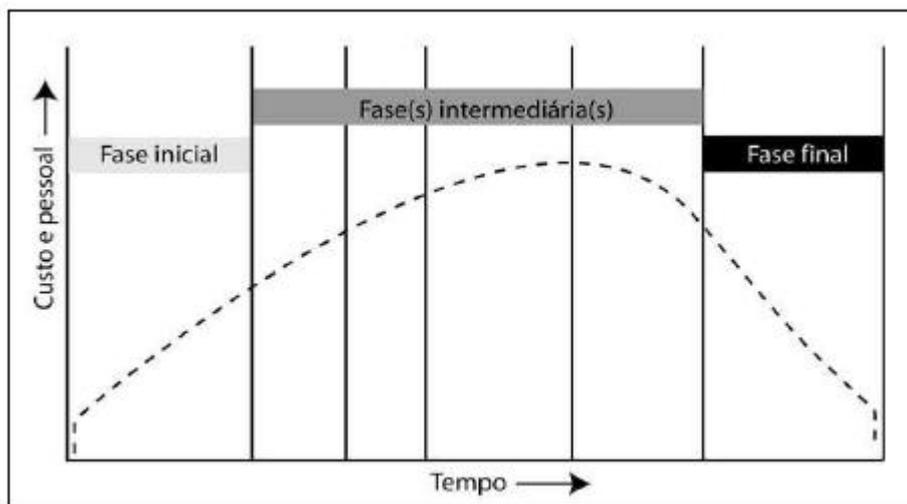


Figura 3 - Nível típico de custos e de pessoal ao longo do seu ciclo de vida
Fonte: Guia PMBOK® [3]

A figura 4 evidencia que o custo e alocação de pessoal chega ao ponto máximo nas fases intermediárias do ciclo de vida e, de acordo com o passar do tempo de projeto, vão caindo, assim também ocorre com o risco de não se atingir os objetivos do projeto.

As fases do ciclo de vida de um projeto são: iniciação ou conceituação, planejamento, execução ou implementação, monitoramento e controle e encerramento e conclusão, como indicado na figura 5.

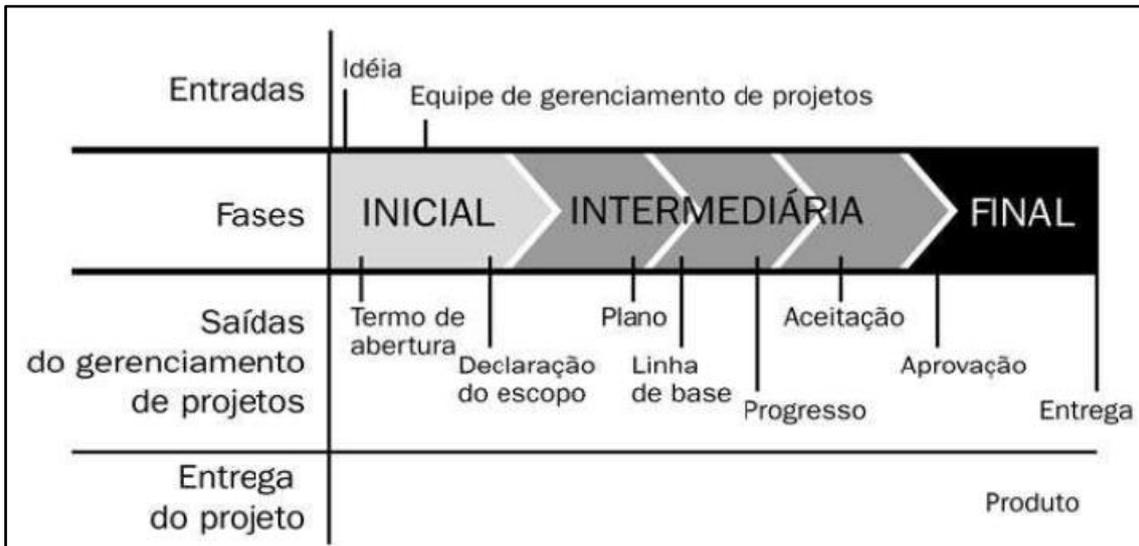


Figura 5 - Sequência típica de fases no ciclo de vida de um projeto

Fonte: Guia PMBOK® [3]

A figura 5 aponta que a fase de iniciação é a fase inicial do projeto. Essa fase é onde são identificadas as necessidades (solicitação do cliente, necessidade da empresa, demanda de mercado, etc.). Assim sendo, essa necessidade é transformada em um problema estruturado e dessa maneira são definidos os objetivos e estratégias de condução do projeto.

De acordo com o Guia PMBOK® [3] as fases são divididas e definidas como:

- Planejamento as atividades que serão realizadas para se atingir o objetivo do projeto, são detalhadas. São desenvolvidos os planos de gerenciamento auxiliares como comunicação, qualidade, aquisições.
- Execução apresenta tudo que foi planejado na fase anterior. Nessa fase ocorrerão correções de quaisquer erros das fases anteriores. Nessa fase ocorrem maior esforço e maior utilização do orçamento do projeto.
- Monitoramento e controle ocorrem ao mesmo tempo as fases de planejamento e execução. Nessa fase o objetivo é acompanhar e controlar as atividades do projeto propondo ações preventivas e corretivas com a maior agilidade possível.
- Encerramento ou conclusão é a fase de arquivamento de documentos do projeto, encerramento de contratos, análise de documentação das falhas para que não ocorram em novos projetos.

1.3.2.2 Partes interessadas de um projeto

Segundo o Guia PMBOK [3], as partes interessadas no projeto são denominadas *stakeholders*. Elas são pessoas ou organizações diretamente ligadas ao projeto e que podem ser afetadas com o andamento e final do mesmo.

A capacidade de influenciar as características finais do produto, custo e prazo do projeto é maior nas fases iniciais do projeto, conforme ilustrado na figura 6.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

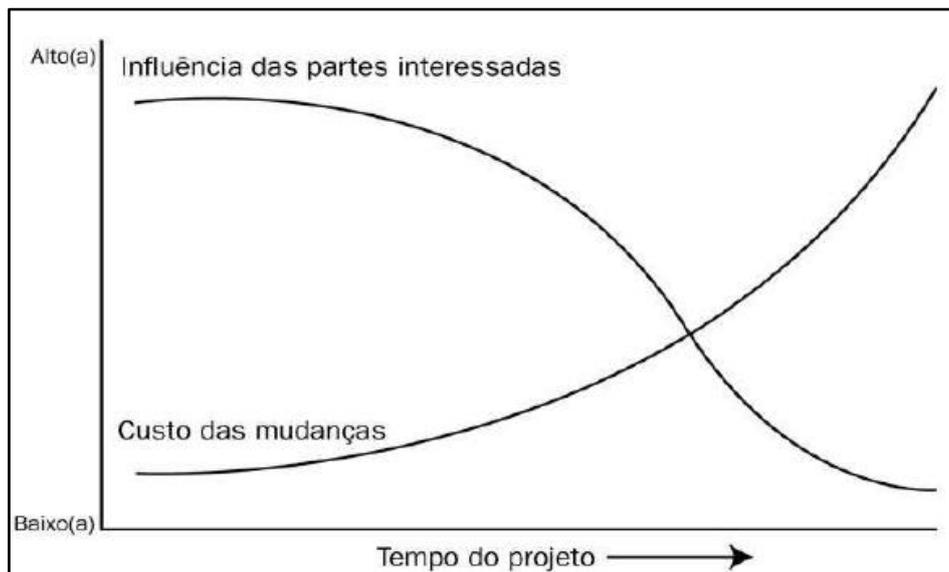


Figura 6 - Influência das partes interessadas ao longo do tempo
Fonte: Guia PMBOK® [3]

A figura 6 apresenta que os fatores cruciais para o sucesso de um projeto estão são relacionados à fase que está atuando. No início do projeto os riscos gerados pelas partes interessadas no projeto são maiores que ao longo do tempo, quando o projeto toma maior maturidade e entendimento.

Para o Guia PMBOK® [3], o custo de mudanças nos projetos aumenta de acordo com o tempo em que ele já está sendo implantando.

Ainda segundo o Guia PMBOK® [3], para que o projeto seja bem definido, a equipe de gerenciamento de projetos precisa identificar e gerenciar os interesses de cada envolvido. Podem-se identificar como partes interessadas presentes em todos os projetos:

- Gestor de Projetos: responsável pelo projeto;
- Patrocinador: responsável não somente pelo financiamento do projeto, mas também pela sua aprovação e pelo apoio dentro da organização;
- Gestão Superior: responsável pelo suporte ao projeto dentro da organização. Atua na resolução de problemas e conflitos que fogem da autoridade do gerente de projetos;
- Cliente: quem vai receber o produto do projeto;
- Organização Executora: a empresa onde os funcionários estão mais diretamente envolvidos na execução do trabalho do projeto;
- Membros da equipe do projeto: o grupo que está executando o trabalho do projeto;
- Equipe de gestão de projetos: os membros da equipe do projeto diretamente envolvidos nas atividades de Gestão de Projetos;
- Influenciadores, pessoas ou grupos podem influenciar positiva ou negativamente o andamento do projeto.

Segundo o Guia PMBOK® [18], as partes interessadas podem ter uma influência positiva ou negativa em um projeto. Como exemplo, líderes de uma comunidade, que se beneficiariam de um projeto de expansão industrial as quais enxergam benefícios econômicos para a comunidade a partir do sucesso do projeto, se comportariam como influência positiva. Por outro lado, grupos ambientais poderiam ser partes interessadas negativas se considerarem que o projeto prejudica o meio ambiente.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.3.2.1 Influências organizacionais

Para o Guia PMBOK® [3], os projetos estão inseridos em uma organização onde o gerente de projetos deve entender a influência do desenvolvimento deste. A cultura organizacional é uma influência direta nos projetos, pois incluem fatores como crenças e valores compartilhados, políticas e procedimentos, relações de autoridade, ética e horas de trabalho.

Ainda para o Guia PMBOK [3], as organizações podem ter uma estrutura montada conforme indicado na tabela 1.

Estrutura da organização Características do projeto	Funcional	Matricial			Por projeto
		Fraca	Balanceda	Forte	
Autoridade do gerente de projetos	Pouca ou nenhuma	Limitada	Baixa a moderada	Moderada a alta	Alta a quase total
Disponibilidade de recursos	Pouca ou nenhuma	Limitada	Baixa a moderada	Moderada a alta	Alta a quase total
Quem controla o orçamento do projeto	Gerente funcional	Gerente funcional	Misto	Gerente de projetos	Gerente de projetos
Função do gerente de projetos	Tempo parcial	Tempo parcial	Tempo integral	Tempo integral	Tempo Integral
Equipe administrativa do gerenciamento de projetos	Tempo parcial	Tempo parcial	Tempo parcial	Tempo integral	Tempo integral

Tabela 1 - Influências da estrutura organizacional nos projetos

Fonte: PMBOK [3]

A tabela 1 mostra as características do projeto e forma como a equipe de projetos tem autonomia ou não nas características do mesmo, sendo divididas em estrutura funcional, matricial e por projeto.

Para o PMBOK [3] as estruturas das organizações funcionais são bem definidas, com uma hierarquia bem montada, separada por especialidades e com superiores definidos. A figura 7 exemplifica isso.

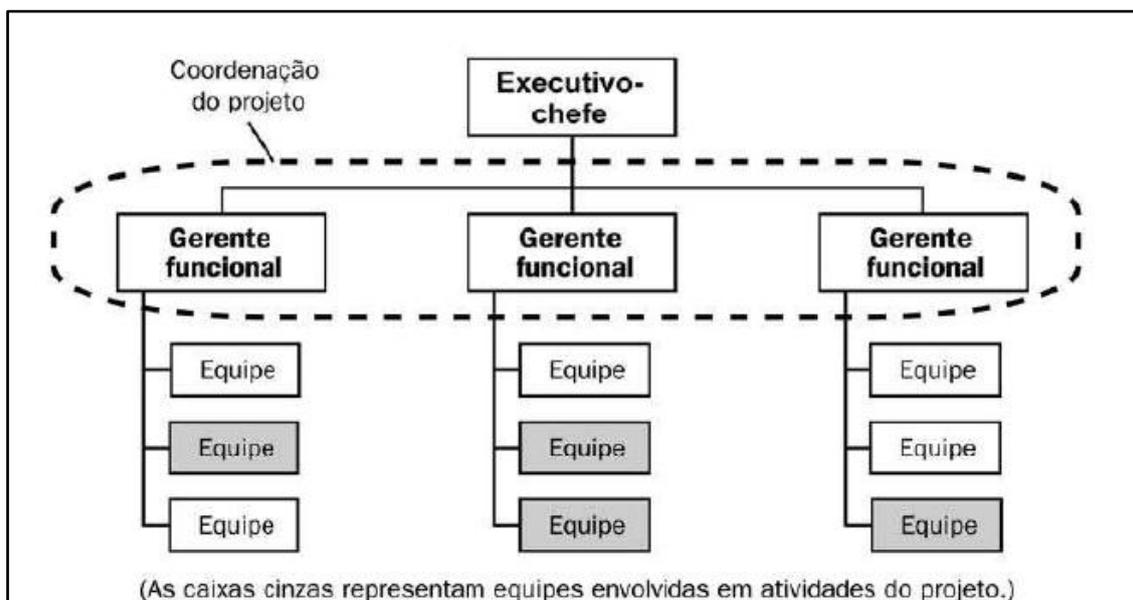


Figura 7 - Organização funcional
Fonte: PMBOK [3]

A figura 7 exemplifica uma hierarquia clássica, onde cada integrante tem seu superior bem definido, assim os funcionários são divididos por especialidade e dentro dessa especialidade pode haver ou não subdivisões.

De acordo com Heldman [17], os funcionários inseridos nessa estrutura organizacional precisam estar cientes da hierarquia e que não devem tomar decisões sozinhos, a não ser que o gerente diretamente ligados a eles o instrua a fazê-lo.

As estruturas das organizações são de uma maneira que o gerente de projetos é dependente do diretor ou presidente. Nesse plano organizacional os membros de equipe trabalham juntos e o gerente de projetos tem autonomia total sobre o projeto. Para exemplificar tem-se a de uma organização de projetos, demonstrada na figura 8.

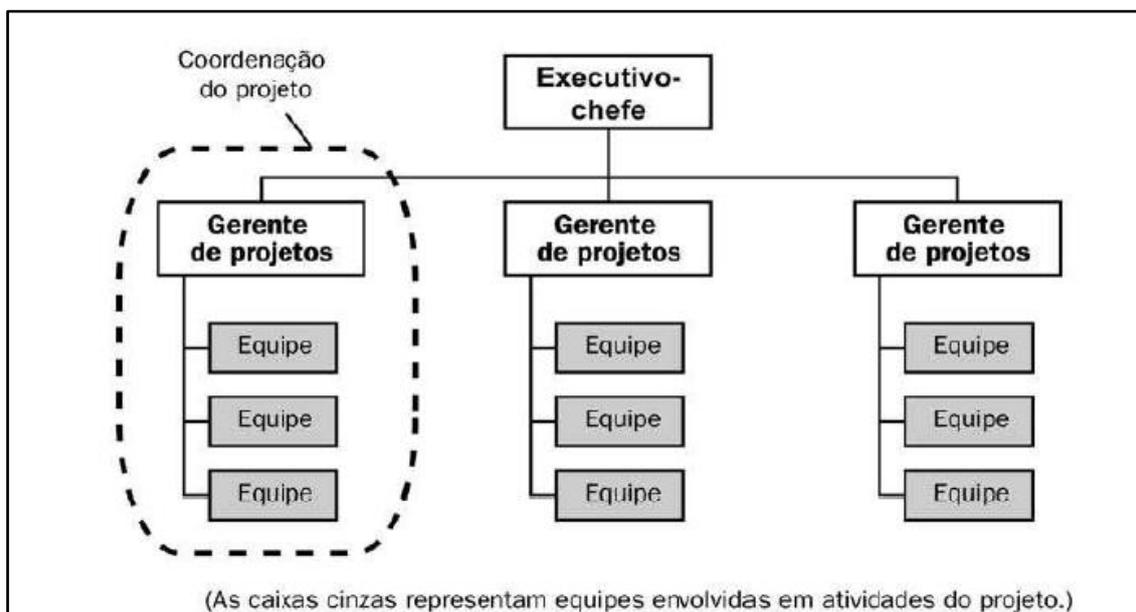


Figura 8 - Organização por projetos

Fonte: Guia PMBOK® [3]

A figura 8 mostra que, geralmente as organizações são divididas em setores, porém esses setores são subordinados do gerente de projetos, ou seja, devem reportar diretamente a ele fornecendo suporte para o mesmo. Os membros da equipe, em sua totalidade, são galgados pelo gerente de projetos que tem como função formar equipes, distribuir a organização dos trabalhos e elaborar um plano de trabalho do projeto. Ao fim do projeto, estes membros são realocados para novos projetos ou novas funções.

Para Heldman [17], as organizações de projetos concentram-se apenas no projeto e não no trabalho do departamento funcional. Nessa organização funções como de departamento pessoal e finanças, podem ficar subordinadas ao gerente de projetos.

Para o PMBOK [3], as organizações matriciais são uma combinação das características das organizações funcionais e por projeto. A maioria das organizações são estruturas desse modo, conforme pode ser observado na figura 9.

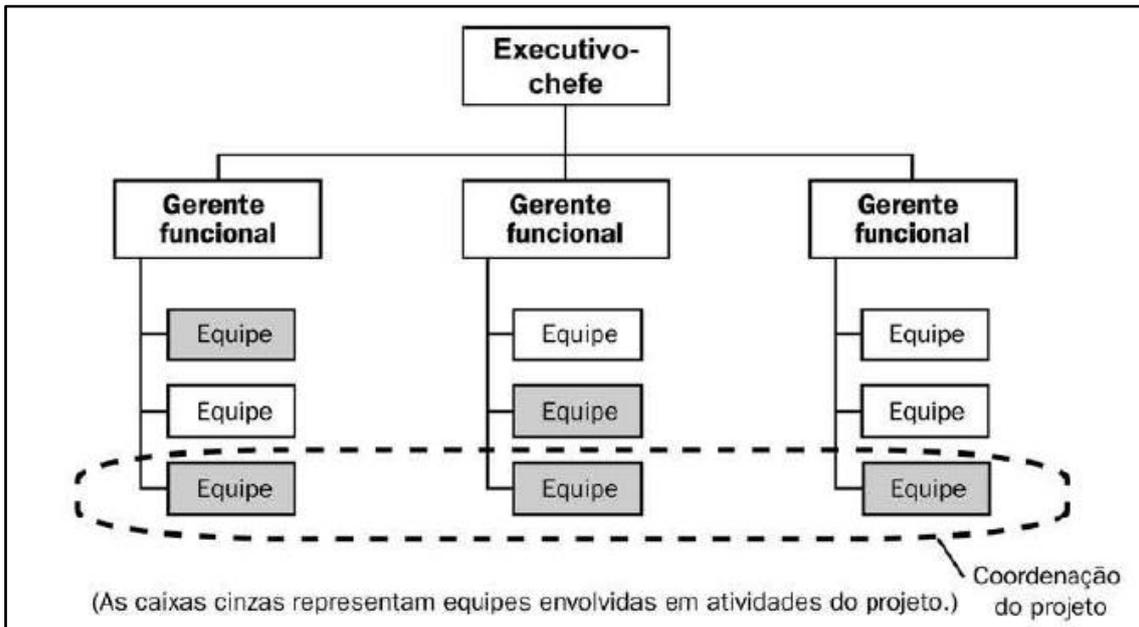


Figura 9 - Organização matricial fraca

Fonte: Guia PMBOK® [3]

De acordo com a figura 9, o Guia PMBOK® [3] define as organizações matriciais fracas como organizações que têm muitas características organizacionais funcionais. Nessa estrutura o gerente de projetos atua mais como coordenador ou facilitador.

Para o Guia PMBOK® [3], da mesma maneira são chamadas organizações matriciais fortes que possuem muitas características das organizações por projetos, ilustrado pela figura 10.

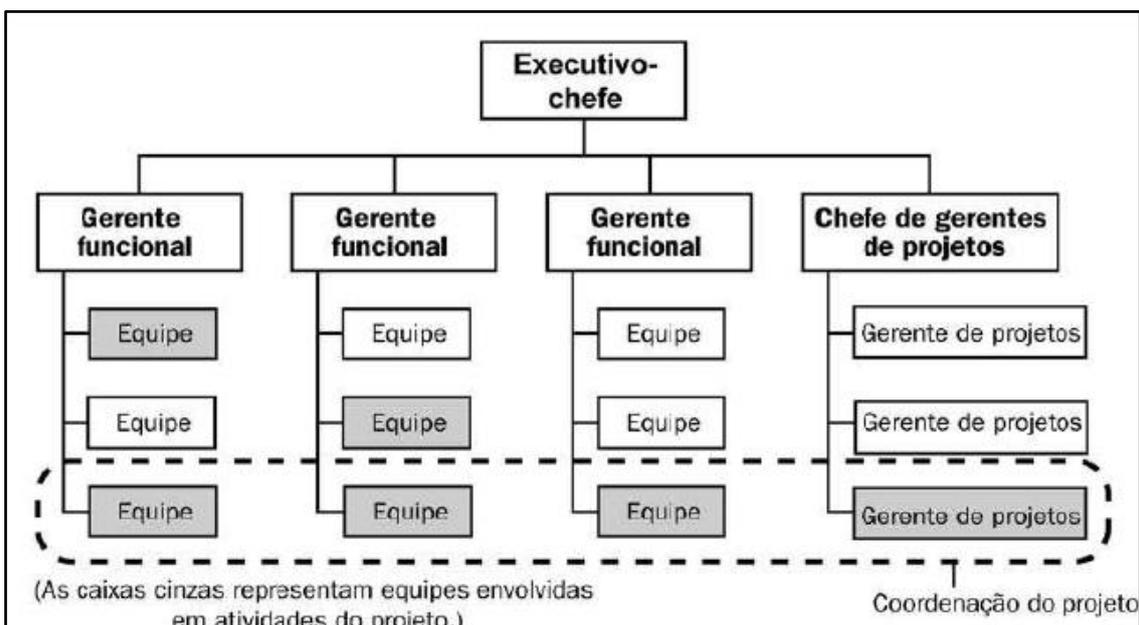


Figura 10 - Organização matricial forte

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Segundo a figura 10, nestas organizações poderão ter gerentes de projetos com autonomia total e com pessoal administrativo trabalhando em tempo integral para o projeto. As chamadas organizações matriciais balanceadas são uma situação intermediária entre a matricial fraca e forte. Embora exista o reconhecimento da necessidade do gerente de projetos nessas organizações, ele não possui autoridade total sobre o projeto e sobre seus recursos financeiros, ilustrado pela figura 11.

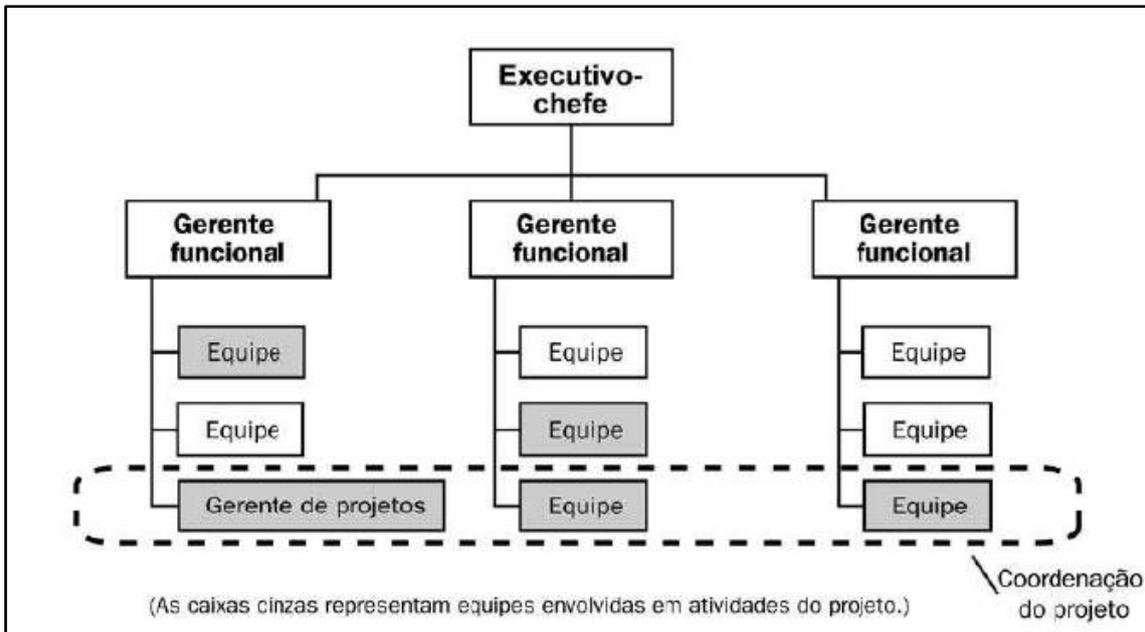


Figura 11 - Organização matricial balanceada
Fonte: Guia PMBOK® [3]

Em sua maioria, as organizações modernas são organizações compostas e possuem sua estrutura englobando todas as estruturas em vários níveis conforme figura 12.

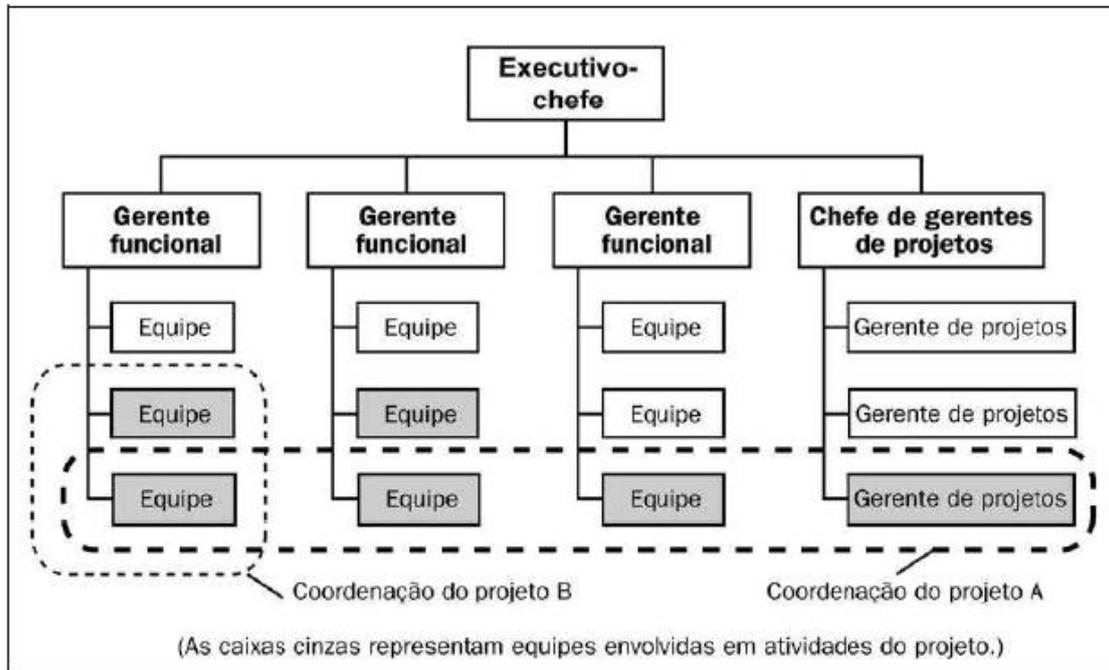


Figura 12 - Organização composta

Fonte: Guia PMBOK® [3]

A figura 12, exemplifica de acordo com o Guia PMBOK® [3], que mesmo as organizações fundamentalmente funcionais podem ter uma equipe de projetos específica para gerenciar um projeto crítico. Essa equipe pode ter pessoas de diferentes departamentos funcionais trabalhando de forma exclusiva, com o objetivo de desenvolver características operacionais próximas.

Segundo Heldman [17], cada tipo de organização pode ter suas vantagens e desvantagens, conforme mostrado na tabela 2.

Organização	Funcional	Por projetos	Matricial
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Clara cadeia de comando; • Equipe coesa; • Separação de funções. 	<ul style="list-style-type: none"> • O gerente de projetos tem autoridade suprema; • O gerente de projetos é que toma as decisões; • O objetivo da organização é o trabalho no projeto. 	<ul style="list-style-type: none"> • O foco da organização é o trabalho no projeto; • Podem surgir habilidades especializadas; • Oportunidades de evolução
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Os gerentes de projeto costumam também ser gerentes funcionais; • Camadas de burocracia; • Competição pelos recursos; • Os gerentes de projeto têm autoridade limitada. 	<ul style="list-style-type: none"> • Re-escalação dos membros da equipe; • Tempo ocioso; • Concorrência. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mais de um chefe; • Confundir funções; • Conflitos entre gerentes.

Tabela 2- Vantagens e desvantagens dos tipos de organização

Fonte: HELDMAN [17]

Desta maneira, a tabela 2 mostra que as organizações funcionais, de projetos ou matricial que possuem suas particularidades e precisam ser bem estudadas para melhor atender as expectativas da empresa.

Os próximos itens, do 1.3.3 ao 1.3.9 tem como assunto as áreas de conhecimento, grupos de processos e processos do gerenciamento de projetos, e a contextualização teórica desta parte do trabalho estão baseados em informações retiradas do Guia PMBOK® [3].

1.3.3 Áreas de conhecimento em gerenciamento de projetos

O Guia PMBOK® [3] destaca nove áreas de conhecimento de gerenciamento de projetos. São elas: Gerenciamento de Integração, Escopo, Tempo, Custo, Qualidade, Recursos Humanos, Comunicações, Riscos e Aquisições.

1.3.4 Processos de Gerenciamento de Projetos

De acordo com o Guia PMBOK® [3], “O gerenciamento de projetos é realizado através de processos, usando conhecimento, habilidades, ferramentas e técnicas do gerenciamento de projetos que recebem entradas e geram saídas”.

Os processos de gerenciamento de projetos são apresentados como elementos distintos, com interfaces bem definidas.

Estes processos não são obrigatoriamente sempre aplicados a todos os projetos e são executados simultaneamente, interagindo entre eles. O gerente de projetos e sua equipe são responsáveis por definir quais processos serão mais adequados a cada projeto e qual o grau de interação dos mesmos.

A execução dos processos de gerenciamento de projetos é flexível e muitos processos são revisados durante seu ciclo de vida.

Geralmente as saídas de processos são conectadas as entradas de outro ou a uma entrega de projeto. Estes processos estão atrelados em cinco grupos: Iniciação, planejamento, execução, monitoramento e controle e encerramento. A figura 13 ilustra estes grupos.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

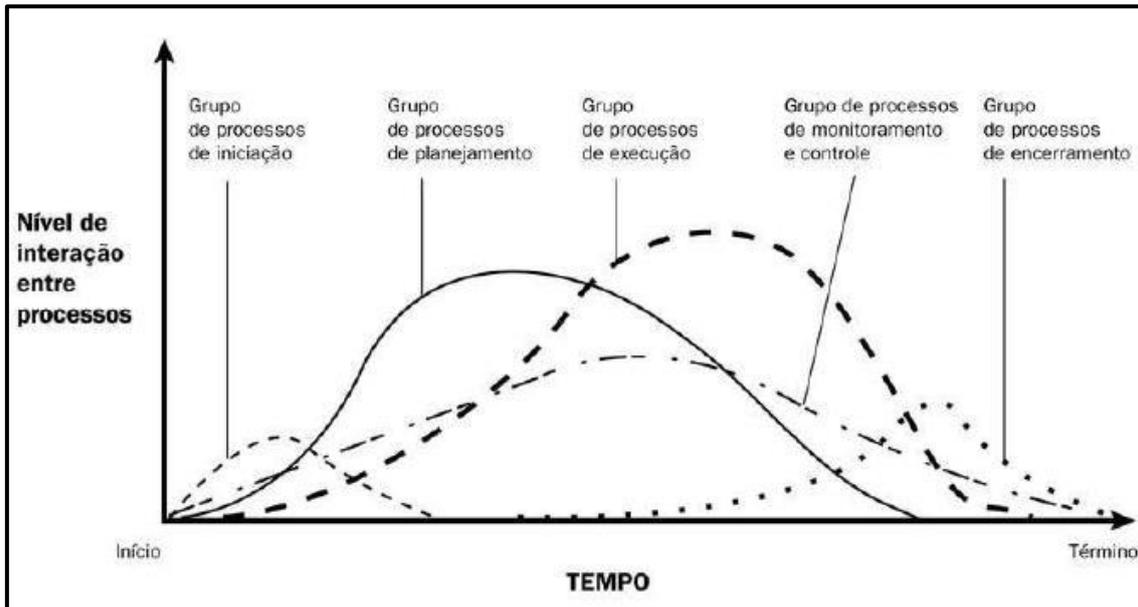


Figura 13 - Interação de grupos de processos em um projeto

Fonte: Guia PMBOK® [3]

De acordo com Macêdo [16], é possível ser feita uma analogia entre PDCA (*plan-do-check-act*, planejar-fazer-verificar-agir) e interação entre os grupos de processos, sendo que o grupo de processos de planejamento corresponde ao componente “*plan*”, o de execução ao componente “*do*”, o de monitoramento e controle aos componentes “*check*” e “*act*” conforme figura 14.

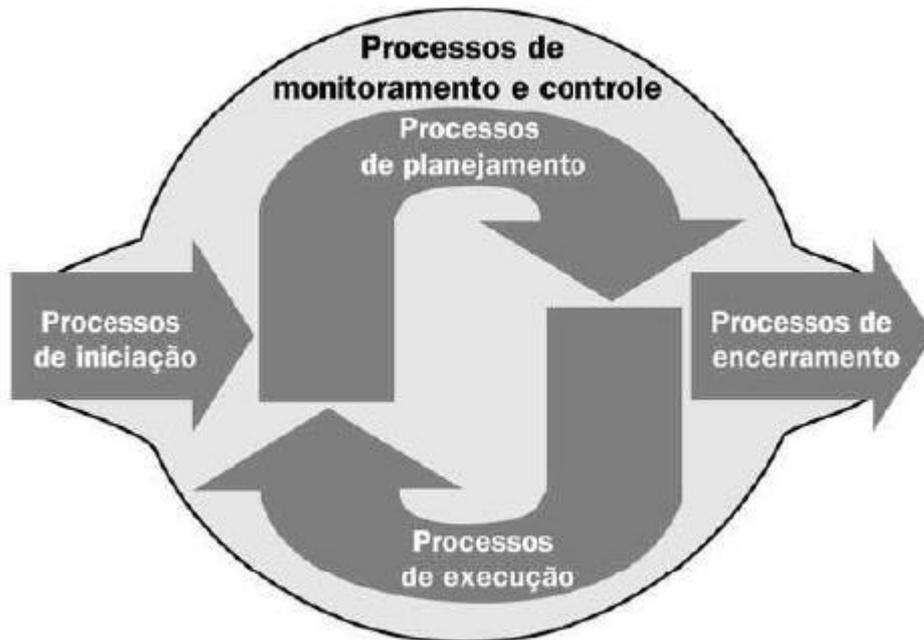


Figura 14 - Mapeamento entre os grupos de processos de gerenciamento de projetos e o ciclo PDCA

Fonte: Guia PMBOK® [3]

No início do projeto deverá ser avaliada a viabilidade financeira, técnica, os riscos, impacto e restrições do mesmo. Também deverão estar nítidas as razões do projeto ser a melhor opção para atender os requisitos.

Antes de se iniciar o projeto deverá ser feito um estudo de necessidade de negócios e coleta de documentação dos requisitos e informações para seleção do projeto em questão. Estes objetivos devem ser bem esclarecidos, incluindo descrição básica do escopo do projeto, entregas, recursos e duração do projeto. Durante a iniciação do projeto o escopo e recursos disponíveis pela empresa passam por um processo de apuramento.

O gerente de projetos pode ser escolhido entre os responsáveis pela atividade de estudo de viabilidade e seleção do projeto, ou ser informado sobre o projeto quando for designado a gerenciá-lo.

1.3.5 Grupo de Processos de Iniciação

Este grupo é formado pelos processos que autorizam formalmente o início ou nova etapa de um novo projeto. Esses processos são realizados fora do escopo, ou seja, antes do início do projeto.

De acordo com Macêdo [16], “O grupo de processos de iniciação inclui os processos de desenvolvimento do termo de abertura do projeto e do desenvolvimento da declaração do escopo preliminar do projeto”.

1.3.5 Grupo de Processos de Planejamento

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Os processos de planejamento são responsáveis por expandir o plano de gerenciamento do projeto. Este grupo inclui 21 (vinte e um) processos e são eles:

- Análise qualitativa dos riscos;
- Análise quantitativa de riscos e
- Criação da EAP (Estrutura analítica do projeto);
- Definição das atividades;
- Definição do escopo;
- Desenvolver o plano de gerenciamento de projetos;
- Desenvolvimento do cronograma;
- Estimativa de custos;
- Estimativa de duração de cada atividade;
- Estimativa de recursos;
- Identificação dos riscos;
- Orçamentação;
- Planejamento da qualidade;
- Planejamento das compras e aquisições;
- Planejamento das comunicações;
- Planejamento das contratações;
- Planejamento de respostas a riscos.
- Planejamento do escopo;
- Planejamento do gerenciamento de riscos;
- Planejamento dos recursos humanos;
- Sequenciamento das atividades;

Durante os processos de planejamento, o escopo do projeto toma maturidade e são definidos o cronograma de forma detalhada e custos do projeto. Nesta etapa as equipes envolvidas em todas as partes devem tomar conhecimento das atividades do projeto e seus resultados.

Durante o projeto poderá haver mudanças no planejamento, isso evidencia o caráter flexível do gerenciamento de projetos, que é iterativo e interativo. Iterativo porque são gerados repetições e acréscimos a cada mudança, e interativo porque os processos estão interligados e precisam ser analisados a cada mudança expressiva do projeto.

1.3.6 Grupo de Processos de Execução

Os grupos de processos de execução são utilizados para a coordenação de pessoas e recursos, interação e execução de atividades seguindo o plano de gerenciamento do projeto. Estes processos de execução devem contemplar a implantação das mudanças de escopo do projeto.

1.3.7 Grupo de Processos de Monitoramento e Controle

São processos utilizados para observar o andamento e execução do projeto, identificando problemas e, quando necessário, tomando ações corretivas. Esses processos têm como intuito diminuir os impactos negativos que poderão ocorrer ao decorrer da execução do projeto devido ao aparecimento de interferências e não conformidades de projeto.

O controle de mudanças, no sentido de permitir apenas a implementação das mudanças aprovadas, é outro benefício gerado.

São doze os processos de monitoramento e controle:

- Monitorar e controlar o trabalho do projeto;

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Controle integrado de mudanças;
- Verificação do escopo;
- Controle do escopo
- Controle do cronograma
- Controle de custos;
- Realizar o controle de qualidade;
- Gerenciar a equipe do projeto
- Gerenciar as partes interessadas;
- Elaborar os relatórios de desempenho;
- Monitoramento e controle de riscos e
- Administração de contrato.

1.3.8 Grupo de Processos de Encerramento

Os processos de encerramento são utilizados no sentido de finalizar de formalmente o projeto ou alguma de suas fases, entregar o produto final ou serviço gerado do projeto, ou até mesmo encerrar um projeto cancelado. Devem ser verificados se todos os processos do projeto foram finalizados ou a fase esteja concluída.

1.3.9 Processos de Gerenciamento de Projetos

Inseridos nas áreas de conhecimento e nos grupos de gerenciamento citados nos itens anteriores, tem-se 42 processos de gerenciamento de projetos.

Segundo o Guia PMBOK® [3], estes processos são atividades que atuam em conjunto umas com as outras, a fim de se alcançar um produto, serviço ou resultado pré-estabelecidos. Cada um desses processos se relaciona com entradas, ferramentas e técnicas que podem ser aplicadas e as saídas resultantes.

Os 42 processos se ampliam em 206 insumos de entrada (sendo 59 distintas entre si), em 132 resultados de saída (sendo 62 distintas). Os processos serão apresentados através da tabela 3 a tabela 11, fragmentados pelas suas devidas áreas de conhecimento que foram descritas anteriormente.

Na tabela 3 são apresentados os processos 1 ao 6, que fazem parte da área de processos de gerenciamento da integração.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DA INTEGRAÇÃO		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
1	Iniciação	4.1 Desenvolver o termo de abertura do projeto		
		Declaração do trabalho de projeto	Opinião especializada	Termo de abertura do projeto
		Business case		
		Contrato		
		Fatores ambientais da empresa		
Ativos de processos organizacionais				
2	Planejamento	4.2 Desenvolver o plano de gerenciamento do projeto		
		Termo de abertura do projeto	Opinião especializada	Plano do gerenciamento do projeto
		Saídas dos processos de gerenciamento		
		Fatores ambientais da empresa		
Ativos de processos organizacionais				
3	Execução	4.3 Orientar e gerenciar a execução do projeto		
		Plano de gerenciamento do projeto	Sistema de informações do gerenciamento de projetos	Informações sobre o desempenho do trabalho
		Solicitações de mudanças aprovadas		Solicitações de mudança
		Fatores ambientais da empresa		Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
Ativos de processos organizacionais	Atualizações nos documentos do projeto			
4	Controle	4.4 Monitorar e controlar o trabalho do projeto		
		Plano de gerenciamento do projeto	Opinião especializada	Solicitações de mudança
		Relatório de desempenho		Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
		Fatores ambientais da empresa		Atualizações nos documentos do projeto
Ativos de processos organizacionais				
5	Controle	4.5 Realizar o controle integrado de mudanças		
		Plano de gerenciamento do projeto	Opinião especializada	Atualizações do andamento das solicitações das mudanças
		Informações sobre o desempenho do trabalho		
		Solicitações de mudanças	Reuniões de controle de mudança	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Fatores ambientais da empresa		Atualizações dos documentos do projeto
Ativos de processos organizacionais				
6	Encerramento	4.6 Encerrar o projeto ou fase		
		Plano de gerenciamento do projeto	Opinião especializada	Transição do produto, produto ou resultado final
		Entregas aceitas		Atualizações dos ativos de processos organizacionais
Ativos de processos organizacionais				

Tabela 3 - Processos de Gerenciamento da integração

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Conforme descrição do Guia PMBOK® [3] e indicado na tabela 3, tem-se o processo 1 (Desenvolvimento do termo de abertura de projeto) que é o processo de geração de documentos que autorizam formalmente o projeto ou uma etapa. O processo 2 (desenvolver o plano de gerenciamento de projeto), é o processo de desenvolvimento de um documento que formalmente autoriza um projeto ou uma fase e a documentação dos requisitos iniciais que satisfaça, mas necessidades e expectativas das partes interessadas.

Para o Guia PMBOK® [3], o processo 3 (Orientar e gerenciar a execução de projeto), é o processo de realização do trabalho definido no plano de gerenciamento do projeto para atingir os objetivos. Já o processo 4 (Monitorar e controlar o trabalho do projeto), representa o processo de acompanhamento, revisão e ajuste do progresso para atender aos objetivos de desempenho definidos no plano de gerenciamento.

Ainda segundo o Guia PMBOK® [3], em seguida no processo 5 (Realizar o controle integrado de mudanças), que é o processo de revisar todas as solicitações, aprovação e gerenciamento de mudanças nas entregas, processos organizacionais, documentos de projeto e plano de gerenciamento do projeto. E finalizando, tem-se o processo 6 (Encerrar o projeto ou fase), que é o processo de finalização de todas as atividades, de todos os grupos de processos de gerenciamento do projeto, para o término formal do projeto ou fase.

Os processos referentes à área de processos de gerenciamento do escopo são apresentados na tabela 4.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DO ESCOPO		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
7	Planejamento	5.1 Coletar requisitos		
		Termo de abertura do projeto	Entrevistas	Documentação dos requisitos
			Dinâmicas de grupo	
			Oficinas	
		Registro das partes interessadas	Técnicas de criatividade em grupo	Plano de gerenciamentos dos requisitos
			Técnicas de tomada de decisão em grupo	
			Questionários e pesquisas	Matriz de rastreabilidade dos requisitos
Observações				
Protótipos				
8	Planejamento	5.2 Definir o escopo		
		Termo de abertura do projeto	Opinião especializada	Declaração do escopo do projeto
		Documentação dos requisitos	Análise de produto	
		Ativos de processos organizacionais	Identificação de alternativas	Atualizações dos documentos do projeto
Oficinas				
9	Planejamento	5.3 Criar EAP		
		Declaração do escopo do projeto	Decomposição	EAP
		Documentação dos requisitos		Dicionário da EAP
		Ativos de processos organizacionais		Linha de base do escopo
	Atualizações dos documentos do projeto			
10	Controle	5.4 Verificar Escopo		
		Plano de gerenciamento do projeto	Inspeção	Entregas aceitas
		Documentação dos requisitos		Solitação de mudança
		Matriz de rastreabilidade dos requisitos		Atualização dos documentos do projeto
Entregas validadas				
11	Controle	5.5 Controlar o escopo		
		Plano de gerenciamento do projeto	Análise de variação	Medições de desempenho do trabalho
		Informações sobre o desempenho do trabalho		Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Documentação dos requisitos		Solicitações de mudanças
		Matriz de rastreabilidade dos requisitos		Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
		Ativos de processos organizacionais		Atualizações nos documentos do projeto

Tabela 4 - Processos de Gerenciamento do escopo

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Conforme o Guia PMBOK® [3] e tabela 4, para o processo 7 (Coletar requisitos), é descrito como um processo para definição e documentação das necessidades das partes interessadas para alcançar os objetivos do projeto. O processo 8 (Definir escopo), é tido como processo de desenvolvimento de uma descrição detalhada do projeto e do produto. Para o processo 9

(Criar EAP), se refere ao processo de subdivisão das entregas e do trabalho do projeto em componentes fragmentados e mais facilmente gerenciáveis.

Finalizando, o Guia PMBOK® [3] indica ainda os processos 10 (Verificar escopo), o processo de formalização da aceitação das entregas do projeto, e o processo 11 (Controlar escopo), que refere ao processo de monitoramento do progresso do escopo do projeto e escopo do produto e gerenciamento das mudanças feitas na linha de base do escopo.

Na tabela 5 são apresentados os processos 12 ao 17, que fazem parte da área de processos de gerenciamento do tempo.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DO TEMPO		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
12	Planejamento	6.1 Definir as atividades		
		Linha de base do escopo	Decomposição	Lista das atividades
		Fatores ambientais da empresa	Planejamento em ondas sucessivas	Atributos das atividades
		Ativos de processos organizacionais	Modelos	Lista dos marcos
			Opinião especializada	
13	Planejamento	6.2 Sequenciar as atividades		
		Lista das atividades	Métodos do diagrama de precedência (MDP)	Diagramas de rede do cronograma do projeto
		Atributos das atividades	Determinação de dependência	
		Lista dos marcos	Aplicação de antecipações e esperas	
		Declaração do escopo do projeto	Modelos de diagramas de rede de cronograma	Atualizações dos documentos do projeto
		Ativos de processos organizacionais		

14	PLANEJAMENTO	6.3 Estimar os recursos das atividades		
		Listas das atividades	Opinião especializada	Requisitos de recursos das atividades
		Atributos das atividades	Análise de alternativas	
		Calendários dos recursos	Dados publicados para auxílio à estimativas	Estrutura analítica dos recursos
		Fatores ambientais da empresa	Estimativa <i>botton-up</i>	Atualização dos documentos dos projetos
Ativos de processos organizacionais	Software de gerenciamento de projetos			
15	PLANEJAMENTO	6.4 Estimar as durações das atividades		
		Lista de atividades	Opinião especializada	Estimativas de duração das atividades
		Atributos das atividades	Estimativa análoga	
		Requisitos de recursos das atividades	Estimativa paramétrica	
		Calendários dos recursos	Estimativa de três pontos	Atualizações dos documentos do projeto
		Declaração do escopo do projeto		
		Fatores ambientais da empresa	Análise de reservas	
Ativos de processos organizacionais				
16	PLANEJAMENTO	6.5 Desenvolver o cronograma		
		Lista das atividades	Análise de rede do cronograma	Cronograma do projeto
		Atributo das atividades	Método do caminho crítico	Linha de base do cronograma
		Diagrama de rede do cronograma do projeto	Método da corrente crítica	
		Requisitos de recursos das atividades	Nivelamento de recursos	
		Calendário dos recursos	Análise do cenário "E-se"	Dados do cronograma
		Estimativa de duração das atividades	Aplicação de antecipações e esperas	
		Declaração do escopo do projeto	Compressão de cronograma	
		Fatores ambientais da empresa	Ferramenta de elaboração de cronograma	Atualizações dos documentos do projeto
Ativos de processos organizacionais				
17	CONTROLE	6.6 Controlar o cronograma		
		Plano de gerenciamento do projeto	Análise de desempenho	Medições do desempenho do trabalho
		Cronograma do projeto	Análise de variação	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
			Software de gerenciamento de projetos	Solicitações de mudanças
		Informações sobre o desempenho do trabalho	Nivelamento de recursos	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
			Análise do cenário "E-se"	
		Ativos de processos organizacionais	Ajuste de antecipações e esperas	Atualizações dos documentos do projeto
Compressão de cronograma				
		Ferramenta de elaboração de cronograma		

Tabela 5 - Processos de Gerenciamento do tempo

Fonte: Guia PMBOK® [3]

A partir da tabela 5, tem-se para o Guia PMBOK® [3], o processo 12 (Definir as atividades) que é o processo de identificação das ações específicas a serem realizadas para produzir as entregas do projeto. O processo 13 (Sequenciar as atividades), o processo de identificar e documentar as relações lógicas que existem entre as atividades do projeto. É definido como o processo 14 (Estimar os recursos das atividades), o processo que determina quais os recursos serão necessários para execução de cada atividade do projeto.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Ainda segundo o Guia PMBOK® [3], no processo 15 (Estimar as durações das atividades) este processo consiste em prever o número de período de trabalhos que serão necessários para recorrer a um conjunto específico de recursos, terminar cada uma das atividades do projeto. O processo 16 (Desenvolver o cronograma), O processo de análise da sequência das atividades, suas durações, recursos necessários e restrições do cronograma visando criar o cronograma do projeto. Concluindo a tabela, tem-se o processo 17 (Controlar o cronograma), sendo o processo de monitoramento do andamento do projeto para atualização do seu progresso e gerenciamento das mudanças feitas na linha de base do cronograma.

Na tabela 6 são apresentados os processos 18 ao 20, nos quais fazem parte da área de processos de gerenciamento dos custos.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DOS CUSTOS		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
18	Planejamento	7.1 Estimar os custos		
		Linha de base do escopo	Opinião especializada	Estimativas de custos das atividades
		Cronograma do projeto	Estimativa análoga	
		Plano de Recursos Humanos	Estimativa paramétrica	
		Registro dos riscos	Estimativa "bottom-up"	Bases das estimativas
		Fatores ambientais da empresa	Estimativas de três pontos	
			Análise de reservas	
		Ativos de processos organizacionais	Custo da qualidade	Atualizações dos documentos do projeto
			Software de estimativa de gerenciamento de projetos	
				Análise de proposta de fornecedor
19	Planejamento	7.2 Determinar o orçamento		
		Estimativas de custos das atividades	Agregação de custos	Linha de base de desempenho dos custos
		Bases das estimativas	Análise de reservas	
		Linha de base do escopo	Opinião especializada	Requisitos de recursos financeiros do projeto
		Cronograma do projeto	Relações históricas	
		Calendário dos recursos		
		Contratos	Reconciliação dos limites de recursos financeiros	Atualizações dos documentos do projeto
Ativos de processos organizacionais				
20	Controle	7.3 Controlar os custos		
		Plano de gerenciamento do projeto	Gerenciamento do valor agregado	Medições do desempenho do trabalho
		Requisitos de recursos financeiros do projeto	Previsão	Previsões do orçamento
		Informações sobre o desempenho o trabalho	Índice de desempenho para término (IDPT)	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
			Análise de desempenho	Solicitações de mudanças
		Ativos de processos organizacionais	Análise de variação	Atualizações no plano de gerenciamento de projeto
			Software de gerenciamento de projetos	Atualizações dos documentos do projeto

Tabela 6 - Processos de Gerenciamento de custos

Fonte: Guia PMBOK® [3]



Para o Guia PMBOK® [3], a tabela 6 mostra que o processo 18 (Processos de gerenciamento de custos), o processo de desenvolvimento de uma estimativa de custos dos recursos financeiros necessários para terminar as atividades do projeto. Para o processo 19 (Determinar o orçamento), O processo de agregação dos custos estimados de atividades individuais ou grupos de trabalho para estabelecer uma linha de base autorizada dos custos.

Tem-se ainda segundo o Guia PMBOK® [3], o processo 20 (Controlar os custos), processo de monitoramento do fluxo do projeto para atualização do seu orçamento e gerenciamento das mudanças feitas na linha de base dos custos.

Na tabela 7 são apresentados os processos 21 ao 23, que fazem parte da área de processos de gerenciamento da qualidade.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

N°	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DA QUALIDADE		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
21	Planejamento	8.1 Planejar a Qualidade		
		Linha de base do escopo	Análise de custo-benefício	Plano de gerenciamento da qualidade
		Registro das partes interessadas	Custo da qualidade	Métricas da qualidade
		Linha de base do desempenho de custos	Gráficos de controle	
		Linha de base do cronograma	Benchmarking	Listas de verificação da qualidade
		Registro dos riscos	Projetos de experimentos	
		Fatores ambientais da empresa	Amostragem estatística	Plano de melhorias no processo
			Fluxogramas	
Ativos de processos organizacionais	Metodologias proprietárias de gerenciamento da qualidade	Atualizações dos documentos do projeto		
	Ferramentas adicionais de planejamento da qualidade			
22	Planejamento	8.2 Realizar a garantia da qualidade		
		Plano de gerenciamento do projeto	Ferramentas e Técnicas de planejar a qualidade e realizar o controle da qualidade	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Métricas da qualidade		Solicitações de mudanças
		Informações sobre o desempenho do trabalho	Auditorias de qualidade	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
	Medições de controle da qualidade	Análise de processos	Atualizações dos documentos do projeto	
23	Controle	8.3 Realizar o controle da qualidade		
		Plano de gerenciamento do projeto	Diagramas de causa e efeito	Medições do controle da qualidade
		Métricas da qualidade	Gráficos de controle	Mudanças validadas
		Listas de verificação de qualidade	Fluxogramas	Entregas validadas
		Medições de desempenho do trabalho	Histogramas	Atualizações nos ativos de processos organizacionais
		Solicitações de mudança aprovadas	Diagrama de Pareto	Solicitações de mudanças
			Gráfico de execução	
		Entregas	Diagrama de dispersão	Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
			Amostragem estatística	
		Ativos de processos organizacionais	Inspeção	Atualizações nos documentos do projeto
Revisão das solicitações de mudança aprovadas				

Tabela 7 - Processos de Gerenciamento da qualidade

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Como mostrada na tabela 7 e indicado no Guia PMBOK® [3], o processo 21 (Planejar a qualidade) é um processo de identificar os requisitos e/ou padrões de qualidade do projeto e do produto e também documentar de que modo o projeto demonstrará a conformidade. Também é mostrado o processo 22 (realizar a garantia da qualidade), é um processo de

auditoria dos requisitos de qualidade e dos resultados das medições do controle de qualidade para garantir que sejam usados os padrões de qualidade e as definições operacionais apropriadas.

Como mostrado no Guia PMBOK® [3], e finalizando, o processo 23 (realizar o controle da qualidade), que é o processo de controle e registro dos resultados da execução das atividades de qualidade para aferir a performance e recomendar as mudanças necessárias.

Na tabela 8 são apresentados os processos 24 a 27, que fazem parte da área de processos de gerenciamento dos recursos dos humanos.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DOS RECURSOS HUMANOS		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
24	Planejamento	9.1 Desenvolver o Plano de RH		
		Requisitos de recursos das atividades	Organogramas e descrições de cargos	Plano de Recursos Humanos
		Fatores ambientais da empresa	Rede de relacionamento	
		Ativos de processos organizacionais	Teoria organizacional	
		Linha de base do cronograma	Benchmarking	Listas de verificação da qualidade
25	Execução	9.2 Mobilizar a equipe do projeto		
		Plano de gerenciamento do projeto	Pré-designação	Designações de pessoal de projeto
		Fatores ambientais da empresa	Negociação	Calendário dos recursos
		Ativos de processos organizacionais	Contratação	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
			Equipes virtuais	
26	Execução	9.3 Desenvolver a equipe do projeto		
		Designações de pessoal do projeto	Habilidades interpessoais	Avaliações do desempenho da equipe
		Plano de gerenciamento do projeto	Treinamento	Atualizações dos fatores ambientais da empresa
		Calendário dos recursos	Atividades de construção de equipe	
			Regras básicas	
			Agrupamento	
27	Execução	9.4 Gerenciar a equipe do projeto		
		Designações de pessoal do projeto	Observações e conversas	Atualizações dos fatores ambientais
		Plano de gerenciamento do projeto	Avaliações de desempenho do projeto	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Avaliação do desempenho da equipe	Gerenciamento de conflito	Solicitações de mudança
		Relatórios de desempenho	Registro das questões	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Ativos de processos organizacionais	Habilidades interpessoais	
		Ativos de processos organizacionais		

Tabela 8 - Processos de Gerenciamento dos recursos humanos

Fonte: Guia PMBOK® [3]



Para o Guia PMBOK® [3] e indicado na tabela 8, tem-se o processo 24 (Desenvolver o Plano de RH), que é um processo de identificação e documentação de funções, responsabilidades, habilidades necessárias e relações hierárquicas do projeto, além da criação de um plano de gerenciamento do pessoal. O processo 25 (Mobilizar a equipe do projeto) é o processo de confirmação da disponibilidade dos recursos humanos e obtenção da equipe necessária para concluir as designações do projeto.

O Guia PMBOK® [3] indica que o processo 26 (Desenvolver a equipe do projeto), é o processo de melhoria das competências, interação da equipe e ambiente global da equipe para aperfeiçoar a performance do projeto. No processo 27 (gerenciar a equipe de projeto), é o processo de acompanhar o desempenho de membros de equipe, fornecer *feedback*, resolver questões e gerenciar mudanças para melhorar o desempenho do projeto.

Na tabela 9 são apresentados os processos 28 ao 32, nos quais fazem parte da área de processos de gerenciamento das comunicações.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

N°	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DOS RECURSOS HUMANOS		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
28	Iniciação	10.1 Identificar as partes interessadas		
		Termo de abertura de projeto	Análise de partes interessadas	Registro das partes interessadas
		Documentos de aquisição	Opinião especializada	Estratégia para gerenciamento das partes interessadas
		Fatores ambientais da empresa		
Ativos de processos organizacionais				
29	Planejamento	10.2 Planejar as comunicações		
		Registro das partes interessadas	Análise de requisitos da comunicação	Plano de gerenciamento da comunicação
		Estratégia de gerenciamento das partes interessadas	Tecnologia das comunicações	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Fatores ambientais da empresa	Modelos de comunicações	
		Ativos de processos organizacionais	Métodos de comunicação	
30	Execução	10.3 Distribuir as informações		
		Plano de gerenciamento do projeto	Métodos de comunicação	Atualizações nos ativos de processos organizacionais
		Relatórios de desempenho	Ferramentas de distribuição de informações	
		Ativos de processos organizacionais		
31	Execução	10.4 Gerenciar as expectativas das partes interessadas		
		Registro das partes interessadas	Métodos de comunicação	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Estratégia de gerenciamento das partes interessadas	Habilidades interpessoais	Solicitações de mudança
		Plano de gerenciamento do projeto	Habilidades de gerenciamento	Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
		Registro das questões		Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Registro das mudanças		
		Ativos de processos organizacionais		
32	Controle	10.5 Reportar o desempenho		
		Plano de gerenciamento do projeto	Análise de variação	Relatórios de desempenho
		Informações sobre o desempenho do trabalho	Métodos de previsão	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Medições de desempenho do trabalho	Métodos de comunicação	Solicitações de mudança
		Previsões do orçamento	Sistemas de distribuição de informações	
		Ativos de processos organizacionais		

Tabela 9 - Processos de Gerenciamento das comunicações

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Segundo o Guia PMBOK® (2008), a tabela 9 apresenta o processo 28 (Identificar as partes interessadas), este processo é de identificação de todas as pessoas ou organizações que estão inseridas no projeto e documentação das informações relevantes relacionadas aos seus interesses, envolvimento e impacto no sucesso do projeto. Também mostra o processo 29 (Planejar as comunicações), que é o processo de determinação das necessidades de informação das partes inseridas no projeto e definição de uma abordagem de comunicação.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para o Guia PMBOK® [3], o processo 30 (Distribuir as informações) é o processo de alocar informações importantes à disposição das partes interessadas no projeto, de acordo com o planejamento. O processo 31 (Gerenciar as expectativas das partes interessadas) é o processo de comunicação e interação com as partes de interesse para atender às necessidades e solucionar os problemas à medida que eles ocorrem.

Por fim, o Guia PMBOK® [3] define o processo 32 (Reportar o desempenho), que é o processo de reunião e distribuição de informações sobre a performance, incluindo relatórios de andamento e medições do projeto.

A tabela 10 apresenta os processos 33 ao 38, os quais fazem parte a área de gerenciamento de riscos.

N°	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DOS RISCOS		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
33	Planejamento	11.1 Planejar o gerenciamento dos riscos		
		Declaração do escopo do projeto	Reuniões de planejamento e análise	Plano de gerenciamento dos riscos
		Plano de gerenciamento dos custos		
		Plano de gerenciamento do cronograma		
		Plano de gerenciamento das		
		Fatores ambientais da empresa		
		Ativos de processos organizacionais		
34	Planejamento	11.2 Identificar os riscos		
		Plano de gerenciamento dos riscos	Revisões de documentação	Registro dos riscos
		Estimativas de custos das atividades	Técnica de coleta de informações	
		Estimativas de duração das atividades	Análise de listas de verificação	
		Linha de base do escopo	Análise de premissas	
		Registro das partes interessadas	Técnica de diagramas	
		Plano de gerenciamento dos custos	Análise de forças, fraquezas, oportunidades e ameaças (SWOT)	
		Plano de gerenciamento do cronograma	Opinião especializada	
		Plano de gerenciamento da qualidade		
		Documentos do projeto		
		Fatores ambientais da empresa		
Ativos de processos organizacionais				
35	Planejamento	11.3 Realizar a análise qualitativa dos riscos		
		Registro dos riscos	Avaliação de probabilidade e impacto dos riscos	Atualizações do registro dos riscos
		Plano de gerenciamento dos riscos	Matriz de probabilidade e impacto	
		Declaração do escopo do projeto	Avaliação de qualidade dos dados sobre riscos	
		Ativos de processos organizacionais	Categorização dos riscos	
			Avaliação da urgência dos riscos	
	Opinião especializada			

36	Planejamento	11.4 Realizar a análise quantitativa dos riscos		
		Registro dos riscos	Técnicas de coleta e apresentação de dados	Atualizações do registro dos riscos
		Plano de gerenciamento dos riscos	Técnicas de modelagem e análise quantitativa de riscos	
		Plano de gerenciamento dos custos		
		Plano de gerenciamento do cronograma	Opinião especializada	
Ativos de processos organizacionais				
37	Planejamento	11.5 Planejar as respostas aos riscos		
		Registro dos riscos	Estratégia para riscos negativos ou ameaças	Atualizações do registro dos riscos
		Plano de gerenciamento dos riscos	Estratégia para riscos positivos ou oportunidades	Decisões contratuais relacionadas a riscos
			Estratégias de respostas de contingência	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Opinião especializada	Atualizações dos documentos do projeto	
38	Controle	11.6 Monitorar e controlar os riscos		
		Registro dos riscos	Reavaliação dos riscos	Atualizações do registro dos riscos
		Plano de gerenciamento do projeto	Auditorias de riscos	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Informações sobre o desempenho do projeto	Análise de variação e tendências	Solicitações de mudança
		Relatórios de desempenho	Medição de desempenho técnico	Atualizações no plano de gerenciamento do projeto
			Análise de reservas	Atualizações nos documentos do projeto
	Reuniões de andamento			

Tabela 10 - Processos de Gerenciamento dos riscos

Fonte: Guia PMBOK® [3]

Para o Guia PMBOK® [3] e de acordo com a tabela 10, o processo 33 (Planejar o gerenciamento dos riscos) é um processo de definição de como administrar as atividades do gerenciamento dos riscos de um projeto. O processo 34 (Identificar os riscos) é o processo de determinação dos riscos que podem vir a afetar o projeto e documentação de suas características.

Ainda segundo o Guia PMBOK® [3], o processo 35 (Realizar a análise qualitativa dos riscos) é um processo para se priorizar os riscos para análise ou ação adicional através da avaliação e combinação de sua probabilidade de ocorrência e impacto. Também é mostrado o processo 36 (Realizar a análise quantitativa dos riscos) é o processo de análise numérica dos efeitos dos riscos identificados nos objetivos gerais do projeto.

Logo a seguir, para o Guia PMBOK® [3], o processo 37 (Planejar as respostas aos riscos), é o processo de desenvolver opções e ações para aumentar as oportunidades e reduzir os riscos aos objetivos do projeto. Finalizando tem-se o processo 38 (Monitorar e controlar os riscos), que é o processo de implementação de planos de respostas aos riscos, monitoramento dos riscos identificados, acompanhamento dos riscos residuais, identificação de novos riscos e avaliação dos processos de tratamento dos riscos durante todo o projeto.

Na tabela 11 são apresentados os processos 39 ao 42, nos quais fazem parte a área de processos de gerenciamento das aquisições e finaliza os processos.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Nº	área	PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DAS AQUISIÇÕES		
		Entrada	Ferramenta técnica	Saídas
39	Planejamento	12.1 Planejar as aquisições		
		Linha de base do escopo	Análise de fazer ou comprar	Plano de gerenciamento das aquisições
		Documentação dos requisitos	Opinião especializada	Declarações do trabalho das aquisições
		Acordos de cooperação	Tipos de contratos	Decisões de fazer ou comprar
		Registro dos riscos		Documento de aquisição
		Decisões contratuais relacionadas a riscos		Critérios para seleção de fontes
		Requisitos de recursos das atividades		Solicitações de mudança
		Cronograma do projeto		
		Estimativas de custos das atividades		
		Linha de base de desempenho de custos		
		Fatores ambientais da empresa		
		Ativos de processos organizacionais		
40	Execução	12.2 Conduzir as aquisições		
		Plano de Gerenciamento do Projeto	Reuniões com licitantes	Fornecedores selecionados
		Documentação de aquisição	Técnicas de avaliação de propostas	Adjudicação do contrato de aquisição
		Critérios para seleção de fontes	Estimativas independentes	Calendários dos recursos
		Lista dos fornecedores qualificados	Opinião especializada	Solicitações de mudança
		Propostas dos fornecedores	Publicidade	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Documentos do projeto	Pesquisa na internet	Atualizações dos documentos do projeto
		Decisões de fazer ou comprar	Negociações de aquisição	
		Acordos de cooperação		
Ativos de processos organizacionais				
41	Controle	12.3 Administrar as aquisições		
		Documentos de requisitos	Sistema de controle de mudança de contrato	Documentos de aquisição
		Plano de Gerenciamento do Projeto	Análise de desempenho das aquisições	Atualizações dos ativos de processos organizacionais
		Contrato	Inspecções e auditorias	Solicitações de mudança
		Relatórios de desempenho	Relatórios de desempenho	Atualizações do plano de gerenciamento do projeto
		Solicitações de mudança aprovadas	Sistemas de pagamento	
		Informações sobre o desempenho do trabalho	Administração de reivindicações	
	Sistema de gerenciamento de registros			
42	Encerramento	12.4 Encerrar as aquisições		
		Plano de Gerenciamento do Projeto	Auditorias de aquisições	Aquisições encerradas
		Documentos de aquisição	Acordos negociados	Atualizações dos ativos de processos
Sistema de gerenciamento de registros				

Tabela 11- Processos de Gerenciamento das aquisições

Fonte: Fonte: Guia PMBOK® [3]

Assim, para o Guia PMBOK® [3], a tabela 11 apresenta o processo 41 (Administrar as aquisições) que é o processo de gerenciamento das relações de aquisição, monitorando o desempenho do contrato e realização de mudanças e correções conforme necessário. E finalizando os processos tem-se o 42 (Encerrar as aquisições), é o processo de finalizar todas as aquisições do projeto.

1.4 Projetos de construção metálica

De acordo com Teixeira [19], a tendência competitiva do mercado favorece a utilização cada vez maior de construções industrializadas devido a maior oportunidade de custos enxutos (uma vez que há contenção do desperdício de materiais), padronização, produção em série e racionalização do uso de energia. No Brasil a utilização de construção metálica ainda é menos utilizada que sistemas construtivos em concreto armado, porém a sua utilização tem crescido rapidamente nos últimos anos.

Para Calmon [20], os projetos tradicionais e convencionais com o passar do tempo foram reestruturados para assim ter mais qualidade no projeto, aumentando a produtividade, minimizando os desperdícios e diminuindo o prazo de entrega da obra. Assim sendo, exigiu-se que novas tecnologias fossem desenvolvidas e que ganhassem espaço no processo construtivo. Portanto, a utilização da estrutura metálica na construção, constitui criar uma nova opção.

Ainda para Inaba [21], nos dias atuais a utilização de aço em substituição ao concreto tem sido crescente, assim apresentando vantagens significativas sobre o sistema de construção convencional de acordo com os seguintes aspectos:

- Liberdade no projeto de arquitetura – as características do aço proporcionam liberdade criadora para os arquitetos, assim sendo possível projetos mais arrojados;
- Maior área útil – os pilares e vigas de aço são consideravelmente mais esbeltas que os equivalentes em concreto, dessa maneira gera melhor aproveitamento do espaço interno e área útil;
- Flexibilidade – as estruturas metálicas particularmente indicadas onde há necessidade de adaptações, ampliações e reformas. Também se destaca que esse tipo de estrutura torna mais fácil a passagem de dutos de água, ar condicionado, eletricidade, etc.;
- Compatibilidade com outros materiais – o sistema construtivo em aço é compatível com qualquer material de fechamento, sendo vertical ou horizontal;
- Menor prazo de execução – existe a possibilidade de trabalhar em várias frentes de trabalho ao mesmo tempo, assim podendo gerar redução de tempo de montagem em até 40% quando comparado aos com processos convencionais;
- Racionalização de materiais e mão de obra – devido ao fato de ser adotado sistemas industrializados, os desperdícios em uma obra de construção metálica são vigorosamente reduzidos, diferente do processo convencional que pode chegar a 25% de materiais perdidos;
- Alívio de carga nas fundações – por serem mais leves, as estruturas metálicas podem reduzir em até 30% o custo das fundações;
- Garantia de qualidade – devido ao rígido controle de processo industrial, a fabricação de peças metálicas dá a garantia de uma obra com maior qualidade.
- Antecipação do ganho – devido à grande velocidade de execução e finalização da obra de estrutura metálica, haverá ganhos devido a ocupação antecipada do imóvel, assim possibilitando um retorno de investimento mais rápido.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Organização do canteiro de obras – devido à ausência de grandes depósitos de área, brita, cimento, madeira e ferragens há um ganho na organização do canteiro de obras, assim também gerando menor desperdício. Além do mais, um ambiente limpo oferece melhores condições de segurança para os trabalhadores.
 - Reciclabilidade – o aço é 100% reciclável e as estruturas podem ser desmontadas e reaproveitadas;
 - Preservação do meio ambiente – por diminuir o consumo de madeira, de cimento, concreto, dentre outros materiais não recicláveis, a estrutura metálica não gera tanto ruído sonoro na execução de montagem e diminui também a emissão de particulados no ar;
 - Precisão construtiva – devido ao fato das construções metálicas serem medidas em milímetros e não centímetros como no concreto, essas construções possuem maior precisão, facilitando instalações de ar condicionado, fixação de janelas, etc.;
- Segundo Inaba [21], além das vantagens estética e qualidade que são geradas pela utilização de sistemas construtivos em aço, a grande redução de tempo e custo da obra e aumento de produtividade são fatores primordiais em qualquer empreendimento. Porém, para Hendrickson [22], se não houver um planejamento e controle de obras bem feitos, não é possível o sucesso em diminuir prazos e custos de uma obra.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para elaboração da pesquisa foi produzido um fluxograma para fins de especificação das etapas necessárias para a obtenção, análise e discussão dos dados. A figura 15 ilustra a metodologia que será utilizada.

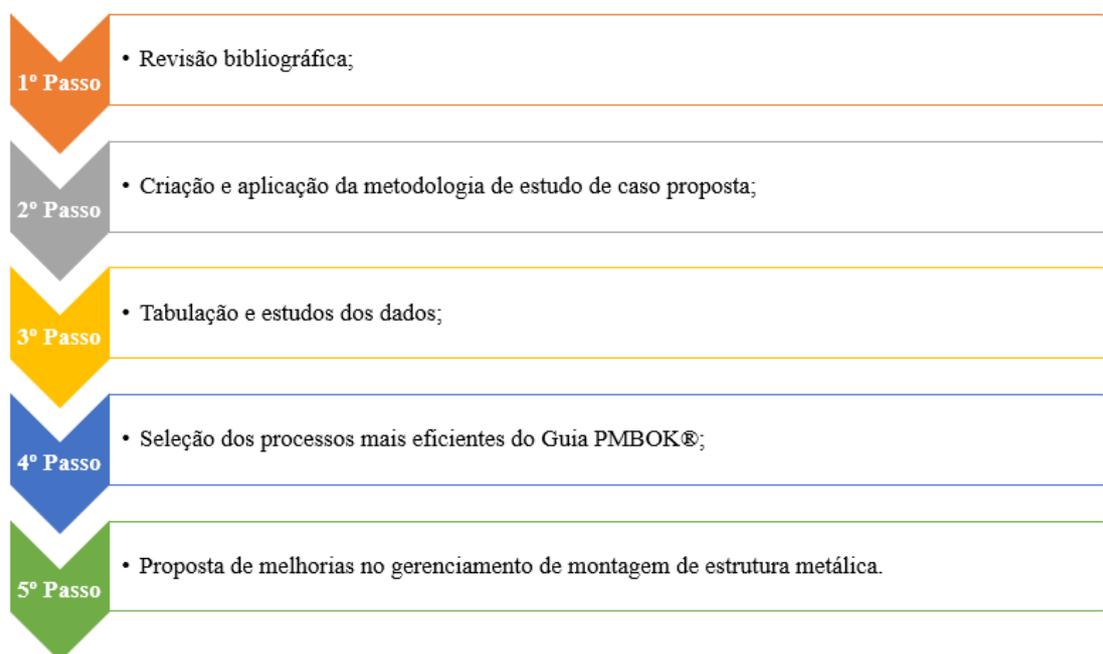


Figura 4 - Representação da metodologia a ser utilizada

2.1 Variáveis e indicadores

Para este projeto, foram definidos como indicadores os 42 processos indicados no Guia PMBOK® [3] e como variáveis tem-se o gerenciamento de projetos, conforme figura 16.

Variáveis	Indicadores	
Gerenciamento de Projetos	Desenvolver o termo de abertura do projeto	Planejar as aquisições
	Identificar as partes interessadas	Orientar e gerenciar a execução do projeto
	Desenvolver o plano de gerenciamento do projeto	Realizar a garantia de qualidade
	Coletar os requisitos	Mobilizar a equipe do projeto
	Definir o escopo	Desenvolver a equipe de projeto
	Criar a EAP	Gerenciar a equipe do projeto
	Definir as atividades	Distribuir as informações
	Sequenciar as atividades	Gerenciar as expectativas das partes interessadas
	Estimar os recursos das atividades	Conduzir as aquisições
	Estimar as durações das atividades	Monitorar e controlar o trabalho do projeto
	Desenvolver o cronograma	Realizar o controle integrado de mudanças
	Estimar os custos	Verificar o escopo
	Determinar o orçamento	Controlar o escopo
	Planejar a qualidade	Controlar o cronograma
	Desenvolver o plano de recursos humanos	Controlar os custos
	Planejar as comunicações	Realizar o controle da qualidade
	Planejar o gerenciamento dos riscos	Reportar o desempenho
	Identificar os riscos	Monitorar e controlar os riscos
	Realizar a análise qualitativa dos riscos	Administrar as aquisições
	Realizar a análise quantitativa dos riscos	Encerrar o projeto ou fase
	Planejar as respostas aos riscos	Encerrar as aquisições

Figura 16 - Apresentação de variáveis e indicadores

2.2 Coleta de dados

A coleta de dados será realizada por meio de entrevistas em empresas do setor de montagem de estrutura metálica e aplicação de questionários para estudos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Setor de Implantação de Projetos de uma empresa de extração de minério de ferro – O Caso

O setor de estudo deste trabalho, é o de Implantação de Projetos Correntes de uma empresa de extração de minério de ferro. O setor caracteriza-se por implantar melhorias e adequações na planta de beneficiamento, através de montagem de novos equipamentos como bombas, motores, britadores, células pneumáticas, além de linhas de tubulação e adequação de equipamentos já instalados. Estes novos equipamentos de beneficiamento mineral são responsáveis por aumentar a capacidade produtiva da planta, e são de grande relevância para a empresa, fazendo com que estes projetos sejam planejados e executados de forma rigorosa e correta. Para estudo, o foco é a montagem de estrutura metálica de duas obras da empresa, totalizando 447 (quatrocentos e quarenta e sete) toneladas de vigas, colunas, contraventamentos, dentre outros elementos.

Após a caracterização da empresa estudada neste trabalho, têm-se como foco de análise as visões e ideias dos funcionários do setor de implantação de projetos de uma empresa de

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

extração de minério de ferro. No questionário são abordados os 42 (quarenta e dois) processos indicados no Guia PMBOK® [3].

A partir deste ponto foram levantadas entre os funcionários, quais as principais ferramentas (softwares) mais utilizadas por eles durante a gestão do projeto, sendo estes o MS Project e Pacote Office.

Em relação às ferramentas, foram questionados aos entrevistados, quais destes receberam treinamento para estes softwares, os resultados são apresentados na figura 17.

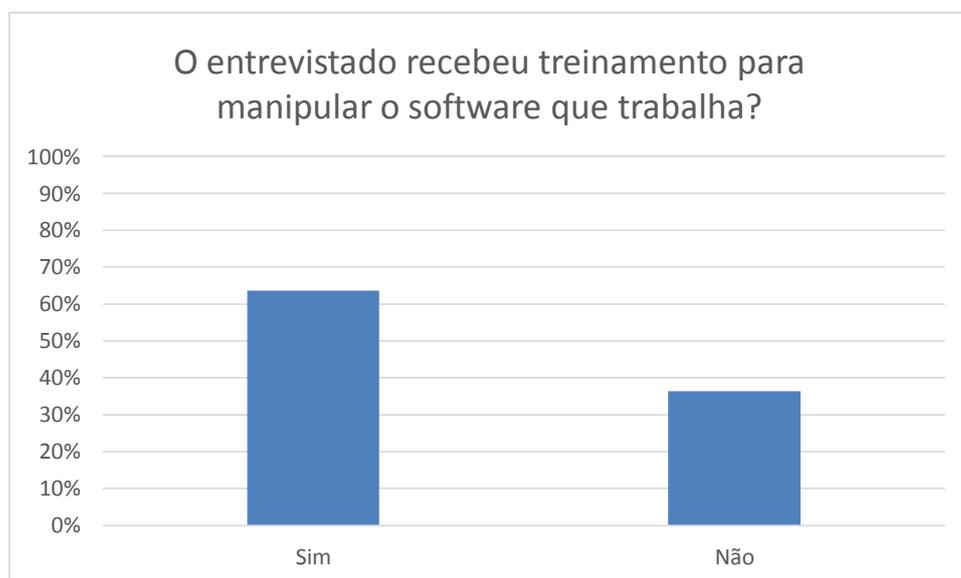


Figura 17 - Realização de treinamento para manipulação de software de gerenciamento de projetos

Observa-se na figura 17, que 64% dos entrevistados informaram que receberam algum tipo de treinamento, seja presencial ou online e que mesmo sendo ferramentas de uso comum no gerenciamento, o treinamento, parte essencial para execução do trabalho, não tem ocorrido de maneira previa para todo o pessoal. Este fato impacta no andamento e gerenciamento de um projeto.

Após verificar entre os funcionários as ferramentas utilizadas no gerenciamento, e a forma como foram treinados, foi realizado um levantamento a fim de saber se houve algum treinamento específico de gestão de projetos, estes dados são apresentados na figura 18.

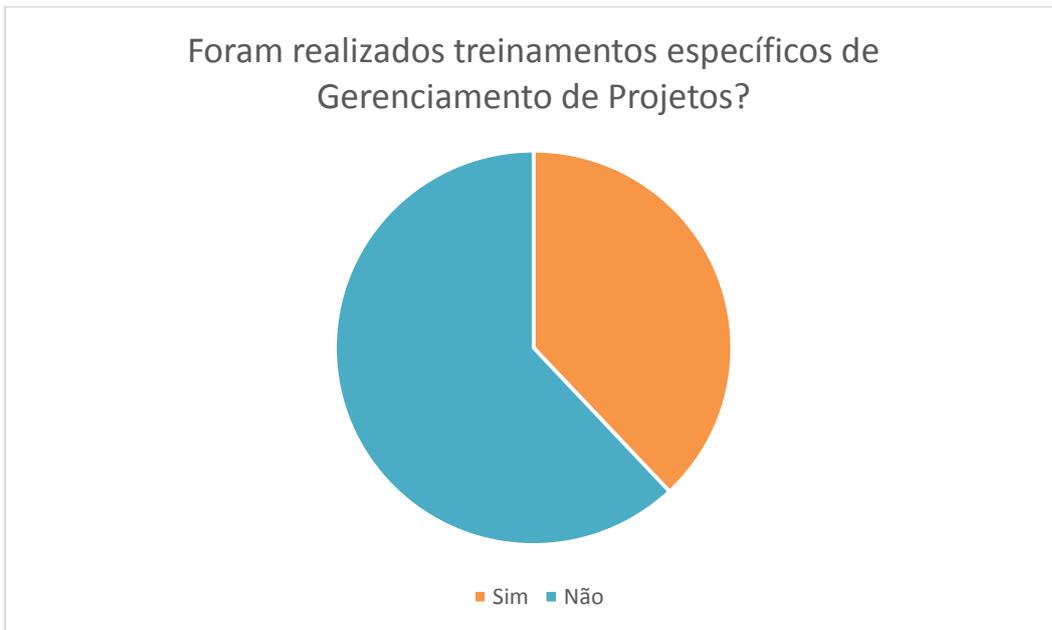


Figura 18 - Realização de treinamentos de gerenciamento de projetos

Assim sendo, após evidenciar a necessidade de implantação de um novo projeto, o mesmo tem o investimento aprovado e está pronto para ser iniciado. Para o processo de iniciação do PMBOK, selecionando-se somente os processos de iniciação indicados no Guia PMBOK® [3], foi questionado entre os entrevistados qual o grau de relevância destes no gerenciamento da montagem de estrutura metálica realizado pelo setor, como indica a figura 19.

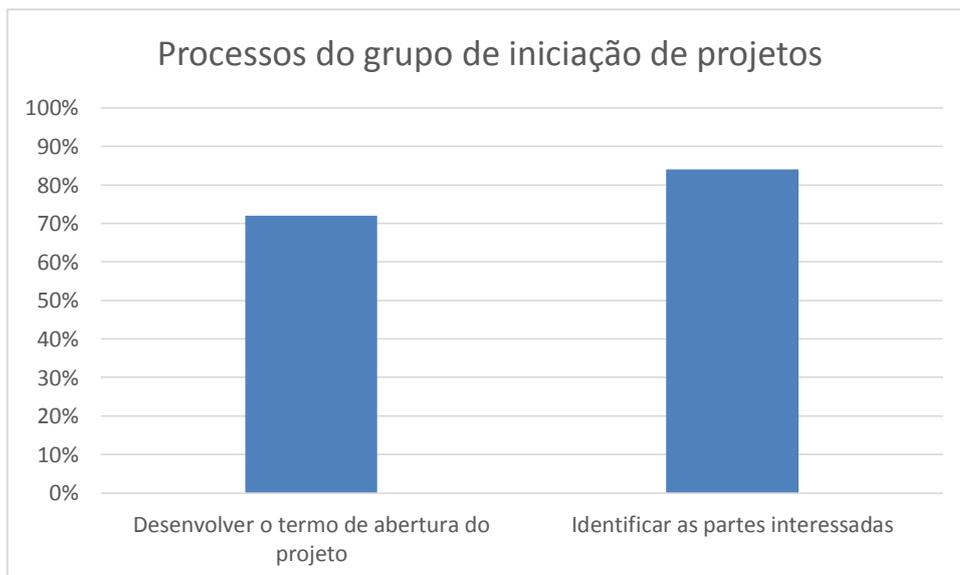


Figura 19 - Realização de treinamentos de gerenciamento de projetos

A figura 19 mostra que o processo de identificar as partes interessadas se destaca, uma vez que definir os interesses e expectativa do cliente, são de suma importância para o andamento do projeto.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Para um melhor entendimento sobre os processos de gerenciamento de projetos, foi questionado quais documentos elaborados durante a gestão do projeto seriam mais relevantes, sendo eles: RDO (Relatório diário de obra), EAP (Estrutura analítica do projeto), RASO (Resumo semanal de atividades de obras) onde neste são inseridos o andamento da obra, curvas de avanço físico e pendências.

Após esta análise, foi questionado quais processos do grupo de planejamento do PMBOK [3], são de maior relevância para o setor, de acordo com as necessidades do dia a dia, sendo indicados na figura 20.

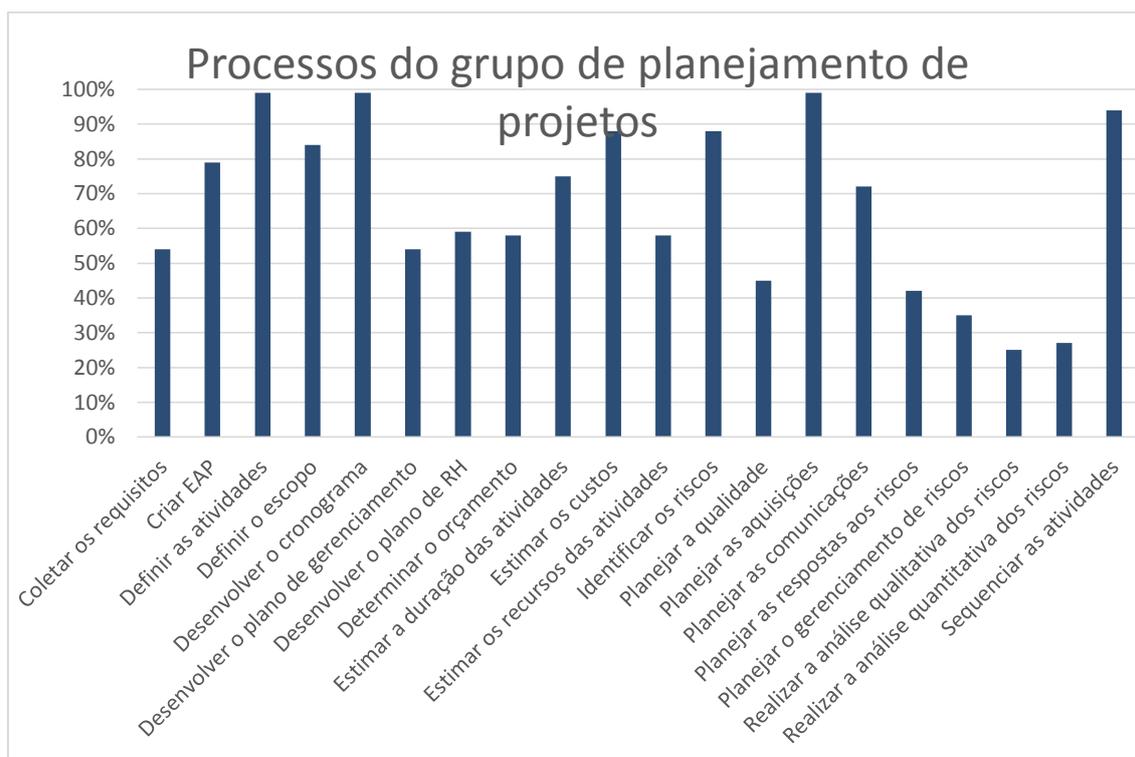


Figura 20 - Processos de planejamento necessários para projetos de montagem de estrutura metálica

A figura 20 indica 8 (oito) dos processos indicados no Guia PMBOK® [3] como sendo essenciais para o gerenciamento de projetos de estrutura metálica, sendo eles:

- Definir as atividades;
- Definir o escopo;
- Desenvolver o cronograma;
- Estimar a duração das atividades;
- Estimar os custos;
- Identificar os custos;
- Identificar os riscos;
- Planejar as aquisições;
- Sequenciar as atividades.

Estes processos indicados apresentaram média superior a 80% e notou-se uma grande interação com os documentos que foram indicados como os mais importantes para o setor,

sendo a maior parte destes processos de planejamento diretamente relacionados a esta escolha.

Após analisar os processos de planejamentos, partiu-se ao estudo do grupo de execução, sendo apresentado na figura 21.

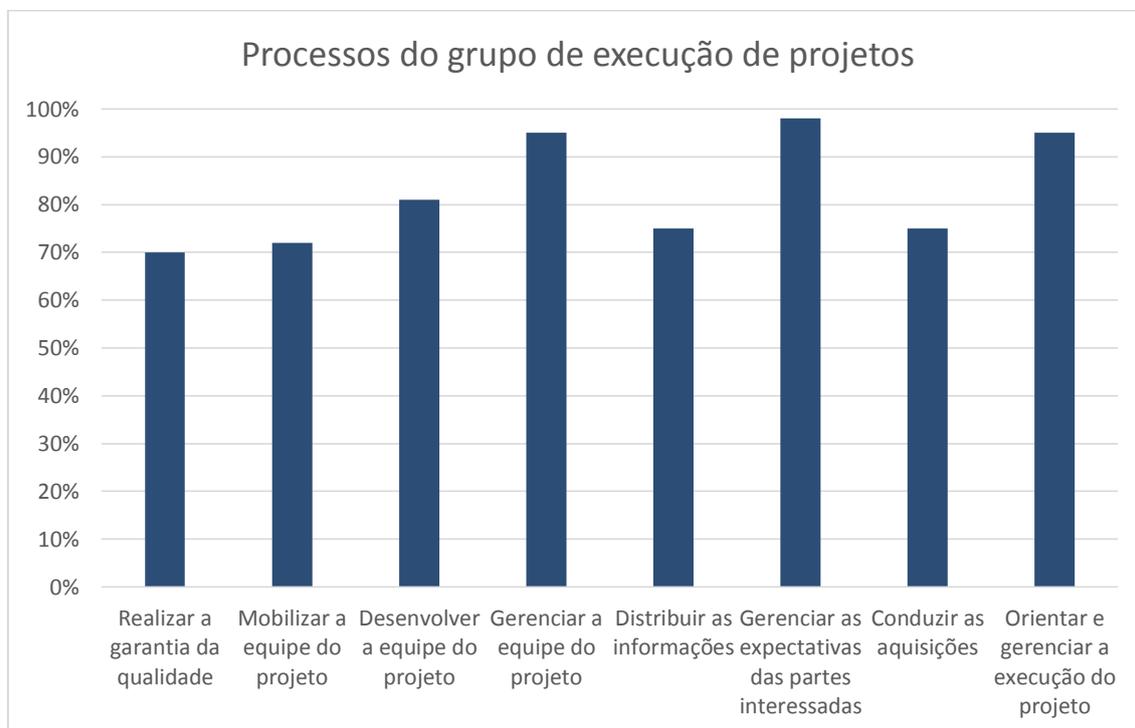


Figura 21 - Processos de execução necessários para projetos de montagem de estrutura metálica

Analisando-se a figura 21, destacam-se os processos com mais de 80% de indicação:

- Desenvolver a equipe do projeto;
- Gerenciar a equipe do projeto;
- Gerenciar as expectativas das partes interessadas;
- Orientar e gerenciar a execução do projeto.

Continuando a pesquisa, porém agora abordando o grupo de monitoramento e controle do Guia PMBOK® [3], abordou-se quais na visão dos entrevistados eram os fundamentais para o setor que eles trabalham e pode-se ver o resultado na figura 22.

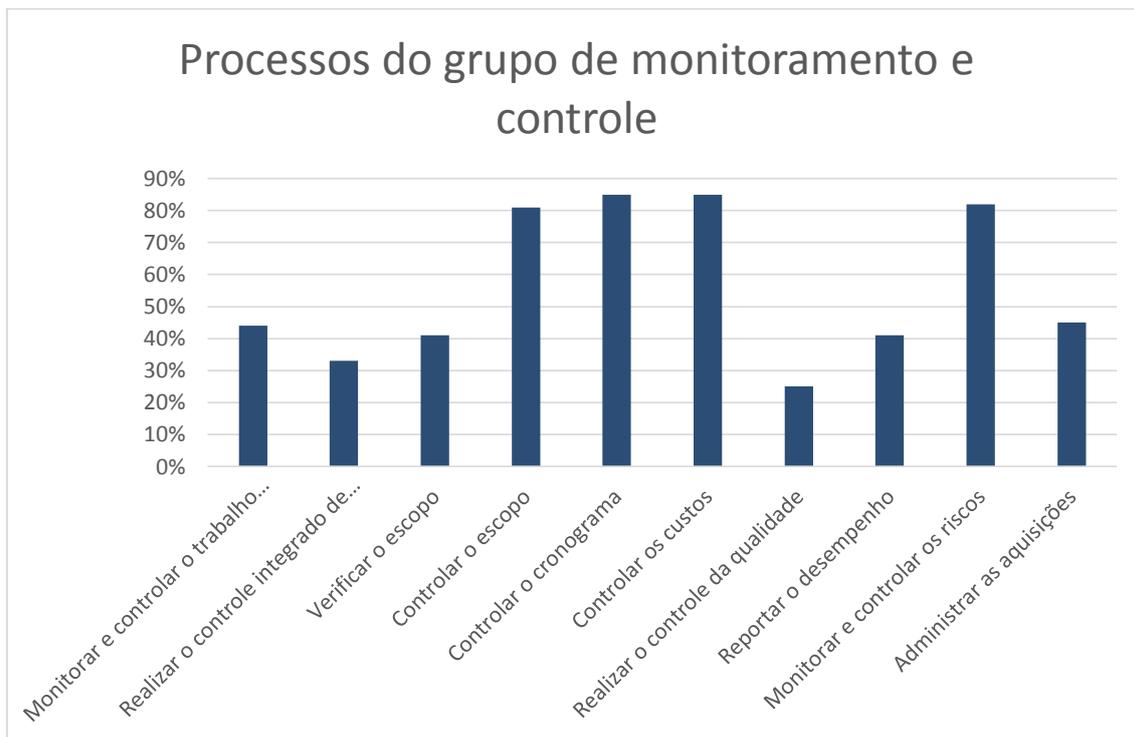


Figura 22 - Processos de monitoramento e controle necessários para projetos de montagem de estrutura metálica

De acordo com a figura 22, para os processos da área de conhecimento de monitoramento e controle destacam-se com mais de 80% de indicação os processos:

- Controlar o escopo;
- Controlar o cronograma;
- Controlar os custos;
- Monitorar e controlar os riscos.

Levando-se em conta as etapas de execução e monitoramento, foram questionados aos entrevistados se são feitas avaliações para identificar e aplicar melhorias no projeto, e foram observados que neste setor não existe uma equipe específica para a atividade, e que as melhorias são demandadas pelo cliente que receberá o projeto no final da obra. A falta de uma equipe de melhoria impacta no controle de custos do projeto, pois sem uma equipe específica não há controle destas atividades e nem atuação da equipe do projeto para classificar essas demandas de melhoria.

Finalizando a pesquisa sobre os processos do Guia PMBOK, abordou-se os entrevistados sobre a área de conhecimento de encerramento de projetos, o resultado encontra-se na figura 23.

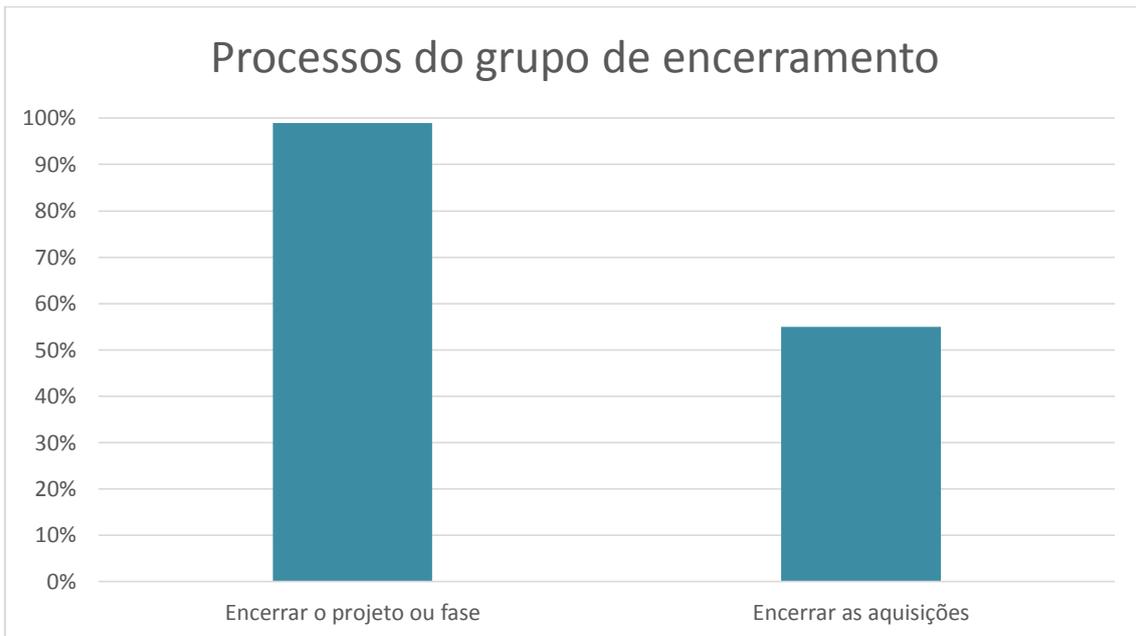


Figura 23 - Processos de encerramento necessários para projetos de montagem de estrutura metálica

A figura 23 mostra que o processo de encerrar o projeto ou fase do mesmo, é o mais importante para os entrevistados possivelmente devido a pressão por entrega do projeto que existe no setor.

3.2 Proposta de melhoria

Um bom gerenciamento de projeto tem-se tornado cada dia mais importante, a fim de reduzir prazos e custos de projeto, e além disso garantir a satisfação do cliente que solicita o projeto. A partir dos resultados encontrados na coleta de dados no setor de Implantação de Projetos da mineradora estudada, constatou-se pontos críticos no gerenciamento de projetos.

Para garantir um gerenciamento de projeto eficaz, o primeiro passo é ter uma equipe capacitada para as atividades. A ansiedade por ter o projeto pronto não pode fazer com que etapas como treinamento de pessoal sejam negligenciadas. Um profissional com conhecimento é capaz de tomar decisões por si só, o que gerará maior eficiência e agilidade para resolução de problemas. Sendo assim, o ideal é mesclar funcionários com vasta experiência com funcionários novos, assim mantendo a empresa mais competitiva no mercado por mais tempo, uma vez que formar funcionários é mais barato que contratar funcionários altamente capacitados, além de incentivar a inclusão de novas pessoas no mercado de trabalho.

Para o setor, leva-se em consideração a proposta de padronização dos processos, seguindo o Guia PMBOK®. Esta padronização irá resultar em um melhor funcionamento no setor, pois tornar atividades padronizadas faz com que os erros sejam minimizados e o trabalho seja realizado com mais agilidade. Para atingir esse objetivo é proposto reuniões e treinamentos internos com toda equipe, não somente as áreas de planejamento. Nestas reuniões devem ser mostrados dados que evidenciam melhora com a utilização do Guia PMBOK®.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A partir da então capacitação de funcionários que estão ligados a atividade de montagem de estrutura metálica, torna-se também necessário um fluxo padronizado de processos segundo o Guia PMBOK®.

De acordo com os resultados obtidos, obteve-se 15 processos dos grupos de iniciação, planejamento, monitoramento, execução e encerramento, considerados fundamentais para o gerenciamento de projetos do setor e representados no fluxo de processo da figura 24.

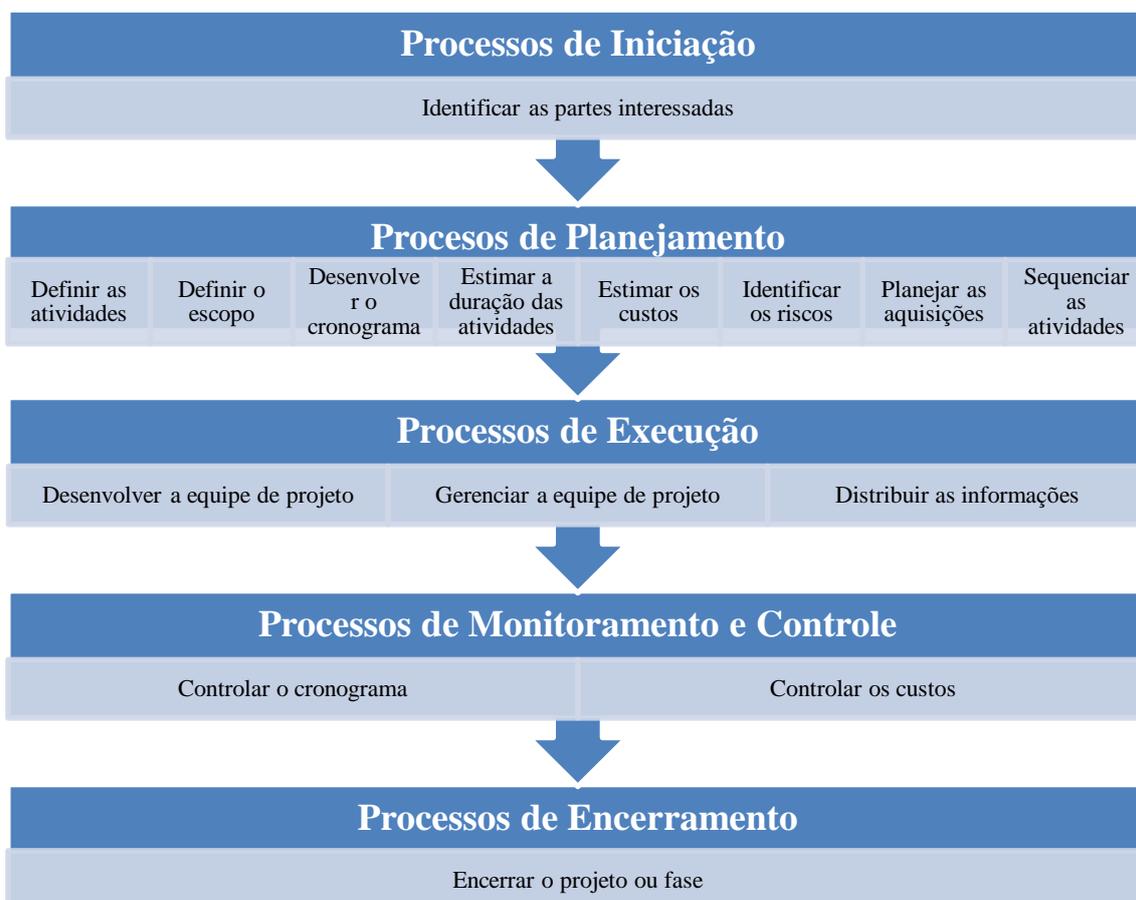


Figura 24 - Processos indicados para o setor de Implantação de Projetos de uma empresa de mineração

Conforme a figura 14, os 15 processos indicados e suas características são:

- Identificar as partes interessadas: Processo de identificar todas pessoas ou organizações que estão inseridas no projeto e da documentação das informações relevantes aos seus interessados, envolvimento e impacto no sucesso do projeto;
- Definir as atividades: O processo de identificação das ações específicas a serem realizadas para produzir as entregas do projeto.
- Definir o escopo: O processo de desenvolvimento de uma descrição detalhada do projeto e do produto;
- Desenvolver o cronograma: O processo de análise das sequências das atividades, suas durações, recursos necessários e restrições do cronograma visando criar o cronograma do projeto;

- Estimar as durações das atividades: O processo de estimativa dos tipos e quantidades de material, pessoas, equipamentos ou suprimentos que serão necessários para realizar cada atividade;
- Estimar os custos: processo de desenvolvimento de uma estimativa de custos dos recursos monetários necessários para terminar as atividades do projeto;
- Identificar os riscos: O processo de determinação dos riscos que podem afetar o projeto e de documentação de suas características;
- Planejar as aquisições: O processo de documentação das decisões de compras do projeto, especificando a abordagem e identificando fornecedores em potencial;
- Sequenciar as atividades: O processo de identificação e documentação dos relacionamentos entre as atividades do projeto;
- Desenvolver a equipe de projeto: é o processo de melhoria de habilidades, interação e ambiente global da equipe para melhorar o projeto;
- Gerenciar a equipe do projeto: Processo de acompanhar o andamento e desempenho do projeto, fornecendo feedback, resolver questões e gerenciar mudanças para otimização do projeto;
- Distribuir as informações: O processo de colocar as informações necessárias à disposição das partes interessadas no projeto, conforme planejado;
- Controlar o cronograma: O processo de monitoramento do andamento do projeto para atualização do seu progresso e gerenciamento das mudanças feitas na linha de base do cronograma;
- Controlar os custos: O processo de monitoramento do andamento do projeto para atualização do seu orçamento e gerenciamento das mudanças feitas na linha de base dos custos;
- Encerrar o projeto ou fase: O processo de finalização de todas as atividades, de todos os grupos de processos de gerenciamento do projeto, para encerrar formalmente o projeto ou a fase.

Os processos indicados estão detalhados nas Tabelas 3 a 11. Nestas tabelas são apresentados os documentos de entradas e saídas em detalhes. Para o sucesso do gerenciamento estes passos devem ser seguidos.

Outro ponto de melhoria indicado, é a realização de reuniões e apresentações para toda equipe de projeto. Dessa maneira abrindo oportunidade para que todos os funcionários possam opinar e dar ideia, não ficando esse ponto somente na mão da engenharia do projeto. Boas ideias podem vir de qualquer setor, principalmente dos funcionários que tem maior contato com as eventualidades, pois estes conhecem o dia a dia das atividades de montagem. A aplicação dos processos selecionados pode contribuir agilizando o planejamento de compra de material, selecionando por prioridades de compra as peças mais importantes, dentre outras contribuições para o setor. Estes são alguns exemplos de como o fluxo de processos padronizados podem contribuir para o setor.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo avaliar os processos indicados no Guia PMBOK® no gerenciamento de projetos de montagem de estrutura metálica no setor de Implantação de Projetos de uma mineradora de minério de ferro. Para chegar ao objetivo foi realizado um questionário com base no Guia PMBOK®, assim sendo possível conhecer melhor o processo de

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

gerenciamento de projetos no setor e quais dos processos indicados seriam melhor aplicáveis para implantação de montagem do prédio metálico e tubulações.

A partir da metodologia apresentada, foi possível responder à questão principal deste trabalho: Com base nos 42 processos indicados pelo Guia PMBOK® [3], quais deles seriam fundamentais, na montagem de estrutura metálica, avaliando no projeto os prazos estabelecidos, o nível de serviço exigido e os custos operacionais?

Assim sendo, constatou-se que entre os 42 processos apresentados pelo Guia PMBOK® [3], em uma visão geral para os tipos de projetos implantados pelo setor, 15 deles são fundamentais para o setor estudado, além de apresentar uma padronização de documentação de gerenciamento de projetos.

Desenvolver uma padronização dos documentos de gerenciamento de projetos, sequenciando o padrão para o mesmo possibilitará ter maior eficiência e rapidez além de garantir com que o objetivo final do projeto seja alcançado de maneira mais satisfatória (menos gastos e menos tempo para implantar), além disso, permitirá uma maior interação entre os funcionários, independentemente do nível hierárquico dos mesmos, assim gerando ganhos satisfatórios no setor. Dessa maneira proporcionará que os funcionários trabalhem mais motivados, executando assim atividades de maior responsabilidade no setor.

Agradecimentos

Ao Centro Brasileiro de Construção em Aço – CBCA, pela concessão da bolsa de iniciação científica ao autor¹.

REFERÊNCIAS

- 1 Bandeira, A. Análise do uso de Estruturas de Aço em edificações habitacionais de interesse social. UFMG. Belo Horizonte, 2008.
- 2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Gestão da Qualidade – Diretrizes para a Qualidade em Gerenciamento de Projetos. NBR ISO 10006. Rio de Janeiro, 2000.
- 3 Project Management Institute, PMI. Um Guia do Conjunto de Conhecimentos em Gerenciamentos de Projetos: Guia PMBOK. 4. Ed. Pennsylvania: Newton Square, 2008.
- 4 Meleiro, L. Atuação das gerenciadoras em obras de construção civil em usinas de açúcar e álcool. Botucatu, 2014.
- 5 Sotille, M. Gerenciamento de Projetos na Engenharia de Software. PMTECH Capacitação em Projetos. Porto Alegre, 2009. Disponível em: http://www.pmtech.com.br/artigos/Fluxo_PMBOK_4aEd_Mauro_Sotille_icone_A4.pdf.
- 6 Sotille, M. et al, Gerenciamento do escopo em projetos. 1 ed. Rio de Janeiro: Editora FGV, 2007.
- 7 Sales, U. Mapeamento de problemas na construção industrializada em aço. REM – Revista da Escola de Minas, vol.54 no.4 Ouro Preto, 2001.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 8 Leidentz, R. A Importância das Pessoas na Atuação do Gerenciamento dos Projetos. 2011. Disponível em: <http://www.administradores.com.br/artigos/carreira/a-importancia-das-pessoas-na-atuacao-do-gerenciamento-dos-projetos/56569/>.
- 9 Arantes, E. Gerenciamento de Projetos. Gerenciamento de Projetos. Promon S.A. 2008.
- 10 Dismore, P.C. Como se tornar um profissional em gerenciamento de projetos: livro base de "Preparação para Certificação PMP – Project Management Professional". Rio de Janeiro: Qualitymark, 2003.
- 11 Milosevic, D. Z. Project Management ToolBox, Tools and Techniques for the Practicing Project Manager, New Jersey: John Wiley & Sons, Hoboken, 2003. 584p.
- 12 Martins, J. C. C. Gerenciando Projetos de Desenvolvimento de Software com PMI, RUP e UML. Rio de Janeiro. Brasport, 2004.
- 13 Vargas, R. V. Gerenciamento de Projetos - Estabelecendo Diferenciais Competitivos. Rio de Janeiro. Brasport, 2002.
- 14 Kerzner, H. Project Management – A Systems Approach to Planning, Scheduling, and Controlling. New Jersey: Jonh Wiley & Sons, Inc: 2006.
- 15 Braga, A. R. Gerência de Projetos: Preparação para a Certificação PMP. 2003.
- 16 Macêdo, M. Aplicação do PMBOK no gerenciamento de Projetos Correntes na área de Fertilizantes. Universidade Federal de Ouro Preto, 2013.
- 17 Heldman, K. PMP® Project Managment Professional Exam. Quarta edição. Wiley Publishing, Inc. 2007.
- 18 Project Management Institute, PMI. Um Guia do Conjunto de Conhecimentos em Gerenciamentos de Projetos: Guia PMBOK. 3. Ed. Pennsylvania: Newton Square, 2004.
- 19 Teixeira, , R. B. Contribuição ao estudo do processo de projeto de edifícios em construções metálicas: Contratação e Definições. Belo Horizonte, 2008.
- 20 Calmon , J. L., MORAES, F. R. de. Diagnóstico da construção metálica de edifícios. Análise preliminar à luz dos princípios da Lean Construction. In: ENTAC, 8. Anais... Salvador: ANTAC, 2000a v.1 p. 453-460.
- 21 Inaba, R. Construções Metálicas: O uso do Aço na Construção Civil. (2009). Disponível em <<http://www.metallica.com.br/construcoes-metallicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil>>.
- 22 Hendrickson, C. Project Management for Construction: Fundamental Concepts for Owners, Engineers, Architects and Builders. Department of Civil and Environmental Engineering, Carnegie Mellon University, Pittsburgh, PA 15213. First Edition originally printed by Prentice Hall, ISBN 0-13-731266-0, 1989 with co-author Tung Au. Second Edition prepared for world

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



wide web publication in 2000. Version 2.2 prepared Summer, 2008. Disponível em <
<http://pmbook.ce.cmu.edu/>>.

PATOLOGIAS

Tema: Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto

INVESTIGAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE AÇO DO PARQUE DO POVO*

Bruna Anacleto dos Santos¹

Cesar Fabiano Fioriti²

Nayra Yumi Tsutsumoto³

Resumo

Atualmente tem-se observado um grande número de edificações e equipamentos públicos relativamente jovens apresentando problemas patológicos de toda sorte. Assim, este trabalho teve como objetivo detectar visualmente as manifestações patológicas presentes e as mais frequentes nas edificações com as estruturas de aço, situadas no Parque do Povo de Presidente Prudente. Os objetos do estudo se referem a uma quadra coberta poliesportiva, um palco para shows e vários pergolados. Como parte desta proposta incluiu-se o levantamento de campo com registro fotográfico das manifestações patológicas e apresentação dos aspectos gerais e causas prováveis das anomalias detectadas. Em seguida, uma análise sobre os resultados obtidos, onde se observou a predominância da corrosão, apresentando-se em diferentes níveis de gravidade. Logo, os problemas como um todo se incorporaram ao cenário patológico das corrosões, ligações soldadas, falha de projeto, assim como falha no sistema de montagem. Além disso, são apresentadas ações para o aumento da qualidade nas edificações com estruturas de aço. Desta forma, buscou-se contribuir para a melhoria da qualidade das construções metálicas, através da exposição de problemas encontrados no ambiente construtivo.

Palavras-chave: Estruturas em aço; Anomalias; Degradação; Edificação pública.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

RESEARCH OF PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS IN STEEL STRUCTURES OF THE PARK OF THE PEOPLE

Abstract

Currently it has seen a large number of buildings and relatively young public facilities presenting pathological problems of all sorts. This work aimed to visually detect the pathological manifestations present and frequently in buildings with steel structures, located in Presidente Prudente People's Park. The study objects refer to a multi-purpose indoor court, a stage for concerts and various pergolas. As part of this proposal was included in the field survey with photographic record of pathological manifestations and presentation of the general aspects and probable causes of deficiencies. Then an analysis of the results, where there was a predominance of corrosion, performing at different levels of severity. Therefore, the problems as a whole is incorporated to the pathological stage of corrosion, welded connections, project failure, and failure in mounting system. Also, they are presented actions to increase the quality in buildings with steel structures. Thus, we sought to contribute to improving the quality of metal constructions, by exposing problems encountered in the construction environment.

Keywords: Steel structures; Anomalies; Degradation; Public building.

¹ Graduanda em Arquitetura e Urbanismo, Bolsista FAPESP de Iniciação Científica, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.

² Engenheiro Civil, Professor Assistente Doutor, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.

³ Arquiteta e Urbanista, Professora Mestre, Instituto Federal de Minas Gerais – IFMG, Santa Luzia, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil tem passado por grandes evoluções e inovações no que se refere à rapidez de execução e novas tecnologias. Porém, essas inovações necessitam de atenção e cuidados para que sejam corretamente realizadas em todas as etapas construtivas, desde a fase de projeto até a fase de finalização de uma obra, pois, caso contrário, muitos serão os problemas que poderão surgir, sendo que um deles, e de grande interferência no correto funcionamento de uma estrutura, é o surgimento de manifestações patológicas (CASTRO [1]).

A palavra patologia, etimologicamente falando, procede das raízes gregas *pathos* e *logos*, que se poderia definir, em termos gerais, como um estudo das enfermidades. A patologia construtiva de uma edificação é a ciência que estuda os problemas construtivos que aparecem em um edifício ou em alguma de suas unidades sendo posterior a sua execução (BROTO [2]).

Segundo Souza e Ripper [3], a patologia pode ser vista como a deterioração dos materiais que compõe o sistema estrutural e cada material reage, de forma particular, aos agentes externos e internos, sendo a velocidade de deterioração diferente um do outro.

Pode-se constatar que grande parte das manifestações patológicas construtivas e dos problemas executivos deve-se a deficiências de projeto e de planejamento do processo de produção (SILVA [4]). Na construção metálica, a exatidão e a compatibilização dos vários projetos são necessárias para se aproveitarem as vantagens que o aço e a industrialização podem oferecer (SALES [5]).

A causa das patologias, de acordo com Helene [6], está relacionada a vários fenômenos que influenciam no surgimento das anomalias nas estruturas, como agentes atmosféricos, variações térmicas, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, variação de umidade, cargas excessivas entre outros fatores.

Os maiores problemas são provenientes de deficiências no processo de projeto no que se refere às ligações entre os elementos e a estrutura metálica – sistema estrutural e o de fechamento – e essas, quando não detalhadas adequadamente são problemáticas e podem comprometer a montagem no canteiro de obra, diminuindo a agilidade da construção e conseqüentemente, aumentando o custo da estrutura devido aos retrabalhos (TEIXEIRA [7]; SALMON e JOHNSON [8]).

As estruturas metálicas devem apresentar segurança, funcionalidade e durabilidade, sendo que essas características podem ser prejudicadas mediante ao surgimento de falhas que acarretarão em manifestações patológicas. Segundo Dal’Bó e Sartorti [9], as principais causas das falhas que afetam as estruturas metálicas podem ser:

- Falhas de projeto e de detalhamento;
- Falhas nos processos e detalhes construtivos;
- Falhas de manutenção ou ausência de manutenção preventiva;
- Utilização indevida da estrutura.

Decorrente dessas falhas, as manifestações patológicas tendem a surgir e como consequência prejudicam o correto funcionamento da estrutura.

Diante disto, este trabalho teve como objetivo detectar, visualmente, as principais manifestações patológicas presentes e as mais frequentes nas edificações com as estruturas de aço, situadas no Parque do Povo de Presidente Prudente. Os objetos do estudo de caso se referem a uma quadra coberta poliesportiva, um palco para shows e vários pergolados. Por meio de inspeção visual são apresentados os aspectos gerais e as causas prováveis das anomalias identificadas nos sistemas estruturais das edificações. Salienta-se, contudo, que não

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

fez parte do objetivo entrar no mérito da qualificação e da atuação dos profissionais, assim como das empresas que participaram dos projetos e execução destas edificações, sendo o único foco a identificação das manifestações patológicas vistas sob a ótica da sintomatologia.

2 METODOLOGIA

Na apresentação de qualquer assunto do conhecimento humano, o método do estudo de caso é altamente rico sob o ponto de vista didático. Dessa forma, o estudo de caso foi a alternativa expositiva escolhida neste trabalho para apresentar o equacionamento das soluções dos conflitos que o envolvem. Serão relatados os procedimentos metodológicos utilizados para o desenvolvimento do trabalho de campo e seus desdobramentos. A metodologia foi constituída basicamente de 4 etapas, onde são apresentadas, esquematicamente, na Figura 1.



Figura 1: Esquema das etapas executadas no desenvolvimento do trabalho.

Conforme as etapas utilizadas no desenvolvimento deste trabalho, foi possível percorrer um caminho curto e simplificado, visto que não foram utilizadas etapas de exames adicionais e de execução das terapias, mesmo porque não fez parte do objetivo deste trabalho realizar exames laboratoriais sobre as propriedades físicas e químicas dos materiais constituintes dos estudos de caso.

Assim:

- 1ª Etapa: Essa trajetória foi iniciada com a vistoria dos locais das edificações. A vistoria consistiu na verificação dos efeitos das anomalias existentes utilizando os sentidos da visão, do olfato, da audição e do tato. Realização de visitas in loco nas edificações, com o objetivo de identificar e fotografar as manifestações patológicas existentes nos sistemas estruturais de aço;
- 2ª Etapa: Descrição dos aspectos gerais das manifestações patológicas encontradas nos sistemas estruturais das edificações objetos de estudo de caso;
- 3ª Etapa: Formulação das hipóteses de diagnósticos das causas prováveis das anomalias durante a etapa de vistoria do local dos estudos de caso. As formulações das hipóteses foram baseadas na semelhança dos casos encontrados com aqueles citados pelos autores referenciados neste trabalho;
- 4ª Etapa: Com o diagnóstico mais provável definido, foram formuladas a análise e conclusões do trabalho.

Algumas limitações foram encontradas no desenvolvimento desse trabalho, merecendo destaque as informações incompletas referentes as etapas de execução das edificações e a impossibilidade de obtenção de amostras através de processo destrutivo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Escolha das Edificações do Parque do Povo

O critério de escolha dos objetos de estudo partiu do quesito estrutural, ou seja, a definição do aço como material constituinte do sistema estrutural, pois nestas condições seria possível identificar e analisar, a partir das visitas a campo e fotografias digitais, as eventuais manifestações patológicas, bem como evidenciar as mais frequentes. As seguintes edificações foram analisadas: uma quadra coberta poliesportiva, um palco para shows e vários pergolados.

3.2 Breve Histórico do Parque do Povo

O Parque do Povo, destacado na Figura 2 pela cor verde, trata-se de uma área de lazer com mais de 6 km de extensão que percorre uma área nobre da cidade, desde a Avenida Manoel Goulart, próximo ao Prudenshopping, até a Avenida Brasil.

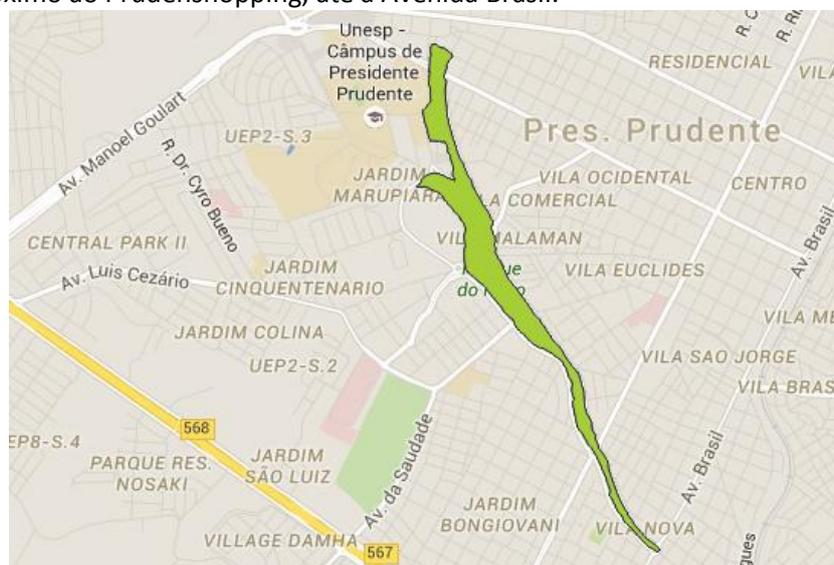


Figura 2: Localização do Parque do Povo. Fonte: Google Maps, 2016 – editado.

Anteriormente a construção do Parque do Povo, o Córrego do Veado onde o parque está localizado, era uma região de difícil acesso e extremamente desvalorizada. Devido a expansão urbana aumentou-se a necessidade de acesso e circulação na região. Foi então que surgiu o programa denominado “Fundo de Vale” em 1976, por iniciativa da Prefeitura Municipal, que tinha como objetivo canalizar um trecho do Córrego do Veado e por meio de um processo de urbanização valorizar o local. No entanto, quando o parque foi inaugurado em 1982, não foi executado o projeto inicial completo, apenas parte dele. Mas já foi o suficiente para provocar grandes mudanças no local e valorizar a região (FRAZILI *et al.* [10]).

Atualmente, o parque consiste em uma extensa área de lazer verde localizada num fundo de vale. Possui equipamentos urbanos de lazer, como pista de skate, quadra poliesportiva, ciclovias, pistas de cooper, campo de futebol, quiosques, playground, academia de idosos, concha acústica entre outros, como mostra a Figura 3.



Figura 3: Parque do Povo, com detalhe do palco para shows, fonte com a concha acústica ao fundo, além da pista de skate.

O parque é utilizado pelos cidadãos tanto durante a semana quanto aos finais de semana e feriados, para diversas atividades. Esse uso constante traz mais segurança ao local e comprova a qualidade do espaço urbano em questão. Essa qualidade influencia não somente no parque mas também nas áreas próximas, tanto é que houve uma forte valorização de toda área localizada no entorno do parque e, principalmente, em seu perímetro – houve instalação de vários estabelecimentos comerciais, como academias, bares, restaurantes, lojas, edifícios etc. Recentemente o parque passou por algumas pequenas reformas, alguns mobiliários como bancos, academia de idosos e algumas edificações como os banheiros foram substituídos ou mesmo reformados.

3.3 Manifestações Patológicas no Sistema Estrutural das Edificações do Parque do Povo

As Tabelas 1 a 8 apresentam-se o registro das anomalias visualizadas, onde se pode relacionar o levantamento dos aspectos gerais, as causas prováveis e o diagnóstico provável, a partir dos dados de campo e do registro fotográfico realizado.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 1: Corrosão nas bases de pilares dos pergolados.

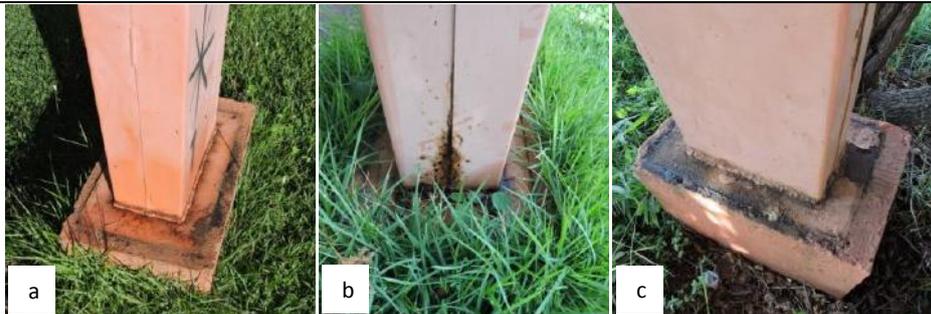
Base de pilares distintos	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> •Corrosão nos cordões de solda entre as chapas de topo e pilares; •Perda de parte do acabamento (pintura); •Manchas marrom-avermelhadas devido ao processo existente de corrosão nas chapas de topo; •Redução da massa das chapas de topo; •Redução da massa dos perfis “U” (Fig. b); •Mancha marrom-avermelhada devido ao processo de corrosão na ligação entre os perfis “U” (Fig. b).
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> •Falta de manutenção preventiva; •Excesso de umidade; •Ação química da água de chuva que fica acumulada nas chapas de topo; •Elementos em contato com águas residuais.
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> •Ação química da água de chuva que propicia a corrosão tanto nas chapas de topo como nos perfis “U”.

Tabela 2: Corrosão em pilares dos pergolados.

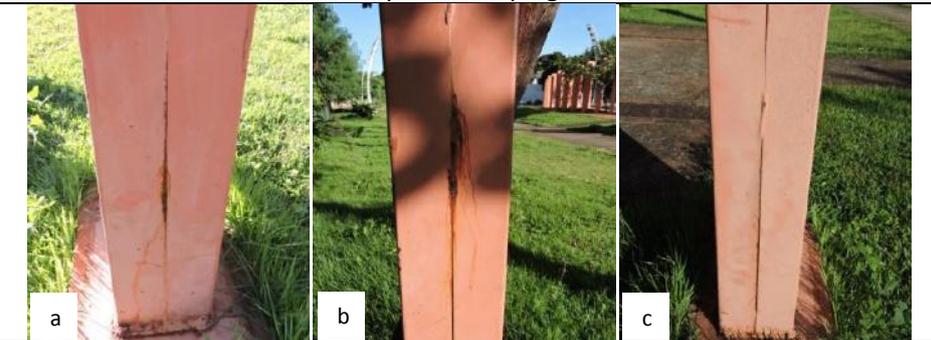
Pilares distintos	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> •Perda de parte do acabamento (pintura) nos pontos de solda dos perfis “U”; •Manchas marrom-avermelhada devido ao processo existente de corrosão na ligação dos perfis “U”; •Redução de massa dos perfis “U”; •Prejudica a estética da edificação.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> •Falta de manutenção preventiva; •Excesso de umidade; •Ação química da água de chuva que penetra nos perfis “U” dos pilares pela parte superior; •Acumulo de impurezas.
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> •Ação química da água de chuva que penetra nos perfis “U” dos pilares pela parte superior e escorre por todo o comprimento do pilar.

Tabela 3: Corrosão em vigas dos pergolados.

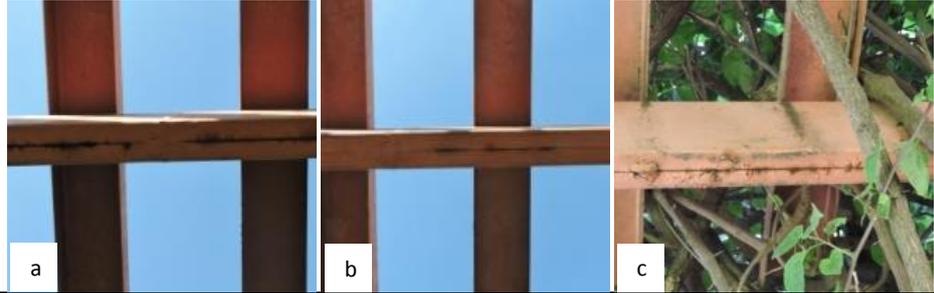
Vigas distintas	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> • Falta de acabamento (pintura) nos pontos de solda dos perfis “U”; • Coloração marrom-avermelhada na solda dos perfis “U” das vigas devido ao processo de corrosão; • Redução da massa dos perfis “U”; • Prejudica a estética da edificação.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> • Falta de manutenção preventiva; • Retenção e acúmulo de impurezas; • Excesso de umidade; • Ação química da água de chuva devido à infiltração nos perfis “U” das vigas.
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> • Ação química da água de chuva devido à infiltração nos perfis “U” das vigas pelas soldas da parte superior que não são contínuas.

Tabela 4: Corrosão em base de pilar no palco para shows.

Pilar	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> • Base do pilar no mesmo nível do piso; • Corrosão no cordão de solda entre a chapa de topo e pilar; • Perda de parte do acabamento (pintura); • Manchas marrom-avermelhadas devido ao processo existente de corrosão na chapa de topo.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> • Base do pilar no mesmo nível do piso, o que facilita o acúmulo da ação química da água de chuva; • Falha de projeto e/ou de detalhamento; • Falha de execução; • Falta de manutenção preventiva; • Excesso de umidade; • Acúmulo de impurezas.
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> • Base do pilar no mesmo nível do piso, o que facilita o acúmulo da ação química da água de chuva, pois essa estrutura se encontra sem telhamento na cobertura.

Tabela 5: Corrosão em treliças e vergas da cobertura do palco para shows.

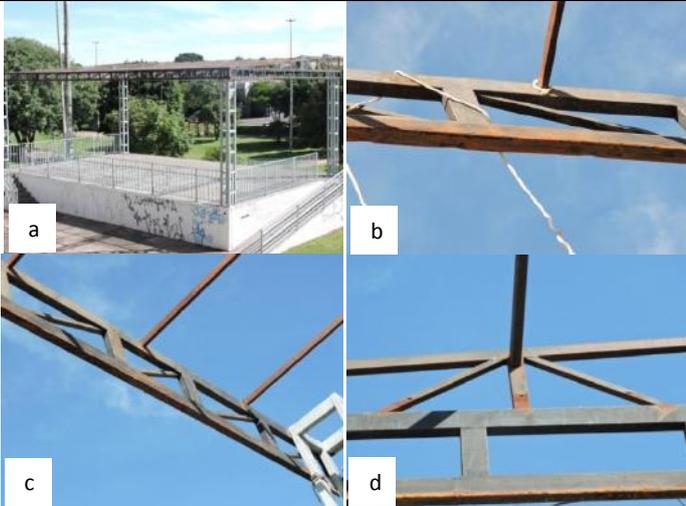
<p>Treliças distintas</p>	
<p>Aspectos gerais</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Falta de acabamento (pintura) em toda a estrutura de cobertura; • Coloração marrom-avermelhada nas treliças e terças devido ao processo de corrosão; • Perda de massa dos perfis que compõem a estrutura de cobertura; • Falta de telhamento na estrutura de cobertura; • Prejudica a estética da edificação.
<p>Causas prováveis</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ação química da água de chuva na estrutura de cobertura (externamente e internamente por meio de infiltração nos perfis); • Falta de manutenção preventiva; • Excesso de umidade; • Retenção e acúmulo de impurezas.
<p>Diagnóstico provável</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ação química da água de chuva em função da retirada do telhamento que existia na estrutura de cobertura.

Tabela 6: Ligação deficiente em terça da cobertura do palco para shows.

Terça	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> •Terça constituída por perfil tubular retangular ligada a treliça por meio de duas chapas soldadas; •Parte superior e inferior do perfil tubular retangular da terça não apresenta nenhum componente na ligação; •Coloração marrom-avermelhada tanto na terça como na treliça devido ao processo de corrosão; •Atrapalha as questões estéticas da estrutura.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> •Falha de projeto e/ou de detalhamento; •Ação química da água de chuva em função da retirada do telhamento que existia na estrutura de cobertura (corrosão). •Falha de execução na ligação: corte da terça com comprimento inadequado (inferior ao necessário).
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> •Falha de execução na ligação: corte da terça com comprimento inadequado (inferior ao necessário), porém o aproveitamento desta peça fez com que fosse executado um prolongamento da peça, neste caso com duas chapas soldadas apenas em dois dos quatro lados de perfil tubular retangular.

Tabela 7: Corrosão em pilares distintos na quadra poliesportiva.

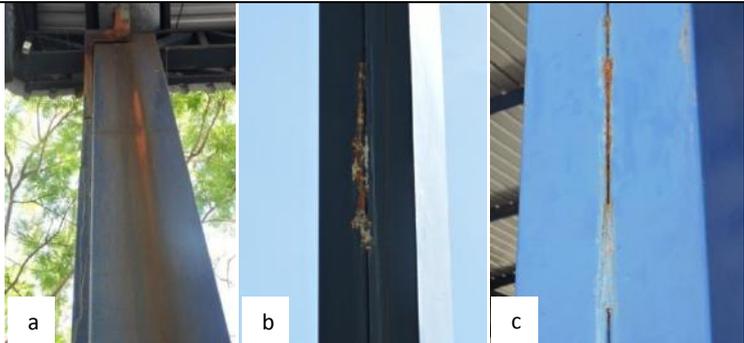
Pilares distintos	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> • Perda de parte do acabamento (pintura) nos pontos com e sem solda dos perfis “U”; • Mancha marrom-avermelhada pontual devido ao processo existente de corrosão na ligação dos perfis “U” (Fig. b, c); • Mancha marrom-avermelhada por todo o comprimento do pilar devido ao processo existente de corrosão nos perfis “U” (Fig. a); • Redução de massa dos perfis “U”; • Prejudica a estética da edificação.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> • Falha de projeto e/ou de detalhamento (Fig a); • Falta de manutenção preventiva; • Excesso de umidade (Fig. b, c); • Ação química da água pluvial (Fig a); • Acúmulo de impurezas (Fig b, c); • Perda do material de recobrimento e proteção (tinta) (Fig. b, c).
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> • Ação química da água pluvial em que o bocal da calha apresenta problema na ligação com o condutor fazendo com que a água escorra por todo o comprimento do pilar (Fig. a); • Excesso de umidade (Fig. b, c) no local, pois a quadra não apresenta nenhum tipo de fechamento lateral.

Tabela 8: Corrosão em base de pilares distintos na quadra poliesportiva.

Base de pilares distintos	
Aspectos gerais	<ul style="list-style-type: none"> • Perda de parte do acabamento (pintura) das bases; • Manchas marrom-avermelhadas devido ao processo existente de corrosão nas bases; • Presença de dutos de água pluvial com saída direta nas chapas de topo dos pilares.
Causas prováveis	<ul style="list-style-type: none"> • Falha de projeto e/ou de detalhamento que favorece a ação química da água pluvial; • Falha de execução; • Excesso de umidade na região dos dutos; • Elementos em contato com águas residuais e impurezas.
Diagnóstico provável	<ul style="list-style-type: none"> • Falha de projeto e/ou de detalhamento, pois o bocal curto do condutor favorece a ação química da água pluvial, fazendo que a mesma fique acumulada na chapa de topo devido às nervuras de rigidez.

3.4 Análise

A análise foi conduzida no sentido de identificar e examinar as eventuais manifestações patológicas presentes nas edificações e pergolados do Parque do Povo. As falhas localizadas ou globais, tanto das edificações quanto dos pergolados, podem levar a perda da peça ou ao colapso ao atingir alguns dos estados limites de resistência, ou ainda, estado limite de utilização, provocando perdas econômicas importantes.

A partir do levantamento de campo realizado, pode-se perceber que a manifestação patológica que predominou nas edificações e pergolados com estruturas de aço foi a corrosão. Presente em partes dos pergolados e da quadra poliesportiva, e em toda a estrutura da cobertura do palco para shows, bem como associada a outras anomalias, os danos causados pela corrosão podem conduzir ao mau desempenho dos sistemas estruturais em questão. As vistorias realizadas constataram que não se executa nenhum tipo de manutenção preventiva das estruturas de aço dos objetos de estudo de caso.

Evidentemente, a exposição do aço ao ambiente (intempéries) é agente acelerador da corrosão nas estruturas analisadas. Além disso, a visível disposição inadequada dos perfis possibilitando o acúmulo de água e resíduos sólidos – exemplo da poeira – e a falta de cuidados que visam à proteção da superfície tratada compromete, constantemente, a vida útil destes elementos, colocando em risco a utilização do sistema, não atendendo ao fim o qual se destina. Os aspectos patológicos observados, como o aparecimento de manchas de cor marrom-avermelhada, a perda de massa e a diminuição da seção transversal dos perfis provocada pela corrosão, foram os mais evidentes na inspeção visual. Segundo Gonçalves et al. [11], a diminuição da seção transversal dos elementos estruturais é o principal problema causado pela corrosão.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A corrosão uniforme se encontra em ambas as edificações e pergolados, porém não foi observada a ocorrência de corrosão por pontos, sendo esta a mais grave entre as corrosões levando a perfuração da peça. Conforme Silva [4], a corrosão por pontos é também conhecida como corrosão puntiforme, e leva a cavidades em áreas determinadas produzindo furos, sendo este tipo de corrosão altamente destrutiva. Como soluções de reparo se propõem que realizem a limpeza dos elementos corroídos com jatos de areia, aplicando posteriormente à limpeza um *primer* e uma pintura inibidora e preventiva de novos processos corrosivos, sendo que, em casos mais severos onde a corrosão já danificou a peça estruturalmente, indica-se que esta seja substituída parcial ou totalmente.

Temos em seguida a manifestação patológica relacionada à ligação deficiente em terço da cobertura do palco para shows, que contribui com a falta de fusão das partes adjacentes da peça. Essa anomalia apontada compromete o desempenho da peça por ela afetada, além de também afetar sua estética, porém há a possibilidade de empregar um plano de reparo e/ou reforço para que esse problema possa ser minimizado.

A partir do levantamento de campo foi possível observar que os problemas patológicos se manifestaram em menor quantidade na quadra poliesportiva, não prejudicando seu desempenho até o momento. Porém, ao que tudo indica, caso não haja medida de prevenção aos problemas já detectados, os mesmos irão se agravar com o passar do tempo. Além da possibilidade de surgir novas manifestações, prejudicando o funcionamento estrutural e acarretando um custo maior de manutenção posterior.

Entretanto, o palco para shows e os pergolados apresentam pontos críticos de ações patológicas por toda a estrutura, principalmente por não apresentarem telhamento em suas respectivas coberturas, comprometendo seu desempenho estrutural e funcional como um todo.

3.5 Ações para o aumento de qualidade nas edificações com estruturas de aço

São apresentados alguns cuidados que visam evitar ou minimizar a ocorrência das manifestações patológicas constatadas:

- I) avaliar se a proposta do projeto contempla as normas vigentes, se o escritório tem conhecimento técnico no porte da obra e se já executou projetos anteriores, se cumpre prazos e se pode arcar com falhas e atrasos possíveis na entrega do projeto, e não se fixar somente no preço;
- II) analisar previamente a habilidade tecnológica do fornecedor, capacidade de equipamentos, organização e adequação pessoal;
- III) para escolha do fornecedor, não se fixar apenas no preço e sim na qualidade e importância das obras anteriores realizadas (também é prudente inspecionar suas instalações industriais);
- IV) cuidar da orientação e eficiência da manutenção, verificando se contemplam garantias pós-entrega dos serviços;
- e) observar os testes de proteção superficial e das soldas;
- V) certificar-se da existência e presença do engenheiro e acompanhamento da produção e montagem.

Além das ações apresentadas, temos outros tipos de verificações de caráter geral. Aqui entra a necessidade de se conhecer também as restrições impostas pela ABNT NBR 8800 [12], que estabelece no anexo C valores máximos recomendados para deformações horizontais e verticais das edificações. A necessidade de se fazer esta verificação se deve ao fato de evitar a transmissão de esforços oriundos da estrutura para os demais componentes construtivos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Esforços estes que quando absorvidos por tais elementos provocam a sua degradação por não estarem preparados para tal condição de trabalho.

Também a ABNT NBR 6118 [13] estabelece limites para deformações de elementos submetidos à flexão em edifícios. Este estudo é importante porque lajes, escadas e reservatórios são muitas vezes executados em concreto armado, e assim como nos edifícios de aço, a ocorrência destas deformações podem causar trincas prejudiciais ao desempenho do edifício.

Não há regras nem métodos sistemáticos que permitam determinar as causas das manifestações patológicas. Cada caso é um problema particular e deve ser objeto de um diagnóstico particular. A própria experiência e intuição do projetista servem como referência. Problemas patológicos ocorridos em outras edificações podem ser facilmente evitados, mesmo que não exista nenhuma referência sobre determinado assunto.

O sucesso de uma obra em estrutura de aço inicia-se na sua concepção e no desenvolver de seu projeto. Em cada etapa de uma obra, pode-se verificar a existência de ocorrências de falhas, porém a etapa de projeto ainda é a maior fonte delas. Em geral, as falhas no projeto (cálculo, detalhamento, plantas executivas e construtivas, e as plantas de montagem) são as principais responsáveis pelos danos localizados e pela degradação precoce de uma estrutura. Assim, ações de gerenciamento das etapas de projeto são fundamentais para o aumento de qualidade nas edificações com estruturas de aço.

4 CONCLUSÃO

A partir da análise de campo e das fotografias digitais, observa-se que as estruturas das edificações e pergolados objetos de estudo de caso se encontram prejudicadas, apresentando pontos críticos ao longo das mesmas que podem vir, com o passar dos anos, a comprometer seu bom desempenho estrutural.

Nas análises dos casos, observou-se a predominância da corrosão, podendo vir a motivar os mesmos problemas funcionais. Tal anomalia esta associada a causas, como o não cuidado das peças diante das intempéries e concomitantemente, a ausência de manutenção e prevenção das peças já em fase de corrosão.

Dos grupos patológicos identificados nas análises, quase todos estão presente nas edificações estudadas, porém, cada um se manifesta de maneira diferente, atingindo diferentes peças, conseqüentemente ocasionando problemas variáveis. Logo, os problemas como um todo se incorporam ao cenário patológico das corrosões, assim como na ligação deficiente (terça).

Dessa forma, constatou-se que nem todas as anomalias se manifestam igualmente nas edificações e pergolados, por mais que elas sejam compostas pelo mesmo material estrutural, no caso o aço. Sua ocorrência depende de fatores internos, como o de produção, fabricação e montagem, aliados a fatores externos, chuva, sol e poeira. Conseqüentemente, as condições em que foram executadas e o tipo de material metálico que esta sendo utilizado, contribui para a manifestação desses problemas patológicos.

O fator que mais contribuiu com os problemas no palco para shows e pergolados foram a falta de prevenção, manutenção e reparo das anomalias detectadas. A falta de cuidado com a estrutura de aço pode vir a provocar outras tantas manifestações que associadas, causarão com o tempo graves problemas.

Também são apresentados alguns cuidados que visam evitar ou mesmo minimizar a ocorrência das manifestações patológicas constatadas no trabalho. Diante disso, o estudo sobre as edificações e pergolados com estruturas de aço buscou contribuir para a melhoria da

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

qualidade das construções metálicas, através da exposição de anomalias, procurando respostas a partir da identificação dos aspectos gerais e das causas dos problemas patológicos.

Agradecimentos

A Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP, pela concessão da bolsa de iniciação científica a autora¹.

REFERÊNCIAS

- 1 Castro, E. M. C. de. Patologia dos edifícios em estrutura metálica. 202f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, 1999.
- 2 BROTO, C. Enciclopedia broto patologías de la construcción. Barcelona: Links Internacional, 2005. 1396 p. Disponível em: <http://higieneysseguridadlaboralcv.s.files.wordpress.com/2012/07/enciclopedia_broto_de_patologias_de_la_construccion.pdf>. Acesso em: 11 de Setembro de 2015.
- 3 Souza, V. C. M. de; Ripper, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Ed. Pini, 1998.
- 4 Silva, P. F. da. Introdução à corrosão e proteção das superfícies metálicas. Belo Horizonte: [s.n.], p. 293-326, 1981.
- 5 Sales, U. C. Mapeamento dos problemas gerados na associação entre sistemas de vedação e estrutura metálica e caracterização acústica e vibratória de painéis de vedação. 249p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, 2001.
- 6 Helene, P. R. L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. 231p. Tese de Livre Docência. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, 1993.
- 7 Teixeira, R. B. Análise da gestão do processo de projeto estrutural de construções metálicas. 267p. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 2007.
- 8 Salmon, C. G.; Johnson, J. E. Steel structures – design and behaviour – emphasizing load and resistance factor design. 3. ed. Madison: Harperrcollinspublisher inc, 1990.
- 9 Dal’Bó T. C. M.; Sartorti, A. L. Falhas e patologias nas estruturas metálicas. In: Congresso Latinoamericano da Construção Metálica – CONSTRUMETAL, 2012. Disponível em: <http://www.abcem.org.br/construmetal/2012/arquivos/Cont-tecnicas/apresentacoes/31_FALHAS-E-PATOLOGIAS-NAS-ESTRUTURAS-METALICAS.pdf>. Acesso em 21 de setembro de 2015.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

10 Frazili, L. G. R.; Alves, S. L.; Albano, M. P.; Yeda, R. M. Análise do parque do povo como agente da reurbanização do fundo de vale, e desenvolvimento da cidade de Presidente Prudente-SP. *Colloquium Humanarum*, v. 10, n. Especial, jul–dez, p. 239-247, 2013.

11 Golçalves, R. M.; Sáles, J. J.; Nimir, W. A. Alguns aspectos da deterioração e inspeção de pontes metálicas. In: *Seminário Uso do Aço na Construção*, 4, São Paulo. Anais... São Paulo: EPUSP, p. 199-212, 1989.

12 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

13 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.



PROJETOS

Tema: Aspectos Arquitetônicos das Construções de Aço

APLICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS: ESTUDO DE CASO*

Nayra Yumi Tsutsumoto¹
Bruna Anacleto dos Santos²
Cesar Fabiano Fioriti³

Resumo

O trabalho teve como objetivo formalizar diretrizes para a concepção de projetos de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos em Presidente Prudente-SP, utilizando as estruturas em aço. Para isso foram selecionados dois edifícios construídos com as estruturas em concreto armado e verificada a possibilidade dos mesmos serem executados com as estruturas em aço. Diante do exposto, com o lançamento da estrutura em aço ocorreu uma melhor padronização dos vãos, das dimensões das seções das vigas e dos pilares. Foi possível, ainda, em função da elevada resistência do aço, vencer vãos maiores e reduzir o número de vigas e pilares, bem como as dimensões de suas seções deixando a estrutura dos edifícios mais esbelta. Na cidade de Presidente Prudente, assim como ocorre em grande parte no interior do estado, os projetos possuem variedade formal, de cores e elementos compositivos, sendo essencial que a concepção com as estruturas em aço consigam, também, abranger essas características. Somente assim ela conseguirá ganhar maior espaço no mercado imobiliário e, principalmente, maior aceitação por parte dos profissionais da área (arquitetos, engenheiros, construtores e corretores) e dos moradores.

Palavras-chave: Diretrizes; Projeto; Edifícios residenciais; Estruturas em aço.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

APPLICATION OF METALLIC STRUCTURES IN BUILDINGS WITH MULTIPLE FLOORS: CASE STUDY

Abstract

The study aimed to formalize guidelines for the design of residential projects with multiple floors in Presidente Prudente, state of São Paulo, using the steel structures. For this we selected two buildings built with the structures in reinforced concrete and verified the possibility of the same run with steel structures. Given the above, with the launch of the steel structure was a better standardization of the openings, the dimensions of the sections of beams and pillars. It was still possible, due to the high strength of steel, larger spans beat and reduce the number of beams and pillars, as well as the dimensions of its sections leaving the structure of the slender buildings. In the city of Presidente Prudente, as occurs largely within the state, projects have formal variety, colors and compositional elements, it is essential that the design with steel structures able to also cover these features. Only then she will gain more space in the housing market, and especially greater acceptance by professionals (architects, engineers, builders and brokers) and residents.

Keywords: Guidelines; Project; Residential buildings; Steel structures.

¹ Arquiteta e Urbanista, Professora Mestre, Instituto Federal de Minas Gerais – IFMG, Santa Luzia, Minas Gerais, Brasil.

² Graduanda em Arquitetura e Urbanismo, Bolsista FAPESP de Iniciação Científica, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.

³ Engenheiro Civil, Professor Assistente Doutor, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

No processo de criação do projeto arquitetônico, as ideias iniciais e os principais balizadores das decisões tomadas surgem a partir dos anseios do cliente, do local (terreno/lugar/entorno/município) onde a edificação será implantada, do programa de necessidades, da legislação vigente, da disposição de investimentos, etc.

As soluções técnicas, principalmente a estrutura, devem surgir simultaneamente nesse processo inicial como instrumento viabilizador da obra. A concepção formal e a estrutural possuem uma relação intrínseca. O arquiteto, como definidor da forma e da concepção estrutural, deve, ainda no processo de criação do projeto arquitetônico, determinar o tipo de estrutura que será utilizada.

Não se pode afirmar que a estrutura de aço é “melhor” ou “pior” que a estrutura em concreto armado. Cada método construtivo tem suas características e particularidades que são viáveis ou não, dependendo de cada caso particular. Além disso, não pode ser feita uma comparação direta de custos apenas em relação às estruturas; é preciso levar em consideração a influência que um tipo de estrutura terá sobre todo o andamento do projeto e da obra (BANDEIRA [1]).

A estrutura de aço possui particularidades que devem ser conhecidas desde a concepção formal do projeto. Podem-se citar algumas características que influenciam a escolha desse processo construtivo (REBELLO [2]):

- possibilidade de vencer grandes vãos, com peças mais leves, portanto, mais esbeltas;
- dimensões menores de vigas e pilares (a resistência é obtida através da variação de espessura das chapas), acarretando um maior aproveitamento dos espaços;
- alívio das cargas nas fundações, ideais para determinados tipos de terrenos;
- construção por montagem, industrializada, o que exige uma maior precisão no projeto e maior rapidez e racionalização da execução.

Como seu processo executivo passa pela industrialização da construção, o projeto deve ser pensado de uma forma diferente do processo “artesanal”. O projeto arquitetônico pode condicionar o uso da estrutura de aço de dois meios diferentes, que, também, podem-se interpor. O primeiro é basicamente criado para atender às necessidades específicas do projeto, cujos espaços propostos possuem uma repetição dimensional e a estrutura passa a ser um instrumento para agilizar a construção. O segundo está ligado ao estilo, a uma forma de expressão diferenciada a partir da estrutura. Além de espaços com dimensões padronizados, o projeto possui espaços com formas diferenciadas cuja estrutura é executada com elementos especiais (BANDEIRA [1]; CASTRO e MICHALKA [3]).

A coordenação modular e o uso, conseqüentemente, do módulo base são os principais instrumentos para a estruturação, organização e inter-relação entre as medidas do projeto, a execução e a logística da obra, que permitirão a implementação da proposta na prática.

Um projeto concebido a partir desses conceitos e dentro da lógica da produção industrializada, ao ser executado, ou seja, fabricado e montado, minimiza perdas de materiais e mão de obra, obtendo viabilidade econômico-financeira.

No caso da estrutura de aço, os produtos produzidos, como chapas e perfis, possuem dimensões relacionadas com a medida de 600mm. O comprimento padrão das chapas é de 12000mm, pois possibilita vários divisores inteiros (2000mm, 3000mm, 4000mm, 6000mm, etc.), e facilita o transporte urbano e rodoviário das peças. Geralmente os projetos são desenvolvidos sobre malhas orientadoras de 3000mm x 3000mm (SILVA e SANTOS [4]).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Diante do exposto, a partir de algumas iniciativas de profissionais arquitetos e engenheiros, o aço vai surgindo na paisagem das principais cidades brasileiras, mostrando inúmeras possibilidades formais para a concepção arquitetônica. Conciliando os materiais à forma, o arquiteto consegue criar obras de excelência, tanto do ponto de vista técnico como do artístico. Desta maneira, unem-se as duas vertentes da arquitetura, a arte e a técnica (CASTRO e MICHALKA [3]).

Desse modo, o presente trabalho apresentará diretrizes para a concepção de projetos de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos em Presidente Prudente, utilizando estruturas em aço, e mostrando as possibilidades permitidas por esse material.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O método escolhido para a formulação do trabalho foi o estudo de caso, visto que este método é considerado altamente rico sob o ponto de vista didático. Dessa forma, o estudo de caso foi a alternativa expositiva escolhida para apresentar o equacionamento das soluções dos conflitos que o envolvem.

Foram necessárias quatro etapas para a realização do trabalho, as quais são apresentadas de forma esquemática na Figura 1.

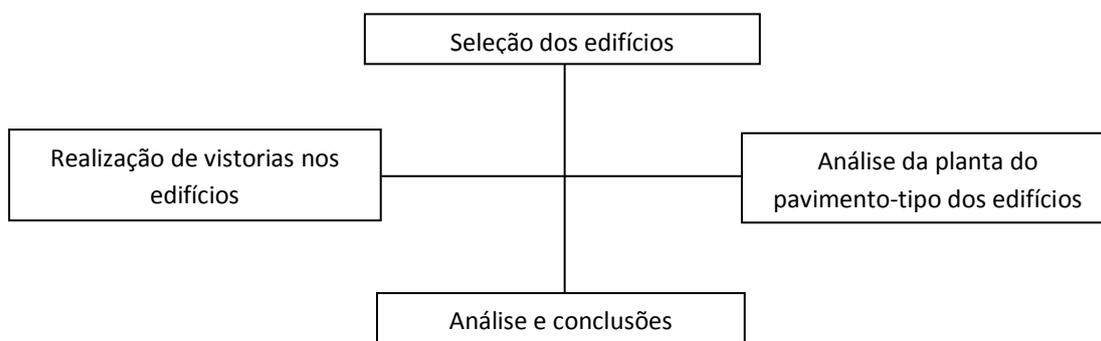


Figura 1: Esquema das etapas executadas no desenvolvimento do trabalho.

Assim:

I) Etapa: Seleção de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos, executados com as estruturas em concreto armado. O requisito para a escolha dos edifícios, além de terem múltiplos pavimentos, é que os mesmos estivessem localizados no perímetro urbano do município de Presidente Prudente;

II) Etapa: Realização de vistorias in loco para registrar, através de fotos, suas principais características. Nesta etapa também foi observado o entorno no qual esses edifícios residenciais estão inseridos, além de suas edificações adjacentes;

III) Etapa: Análise da planta do pavimento-tipo dos edifícios residenciais escolhidos. Nesta etapa foram verificadas as estruturas em concreto, para que a partir daí, pudesse ser proposta a estrutura em aço. Diante disso, foi possível estabelecer se os edifícios com as estruturas em concreto armado seriam capazes de ser construídos com as estruturas em aço. Foram estudados os tamanhos dos vãos, as dimensões de vigas, e as dimensões de pilares;

IV) Etapa: Análise dos resultados encontrados, o que proporcionou identificar as particularidades das estruturas em aço e ter parâmetros de comparação, podendo assim elaborar algumas diretrizes de projetos com as estruturas em aço.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Residencial Navarro

O edifício Navarro (Figura 2) possui 20 pavimentos e está inserido em uma área de ZCS1 – Zona de Comércio e Serviço Central, de ocupação vertical segundo o Plano Diretor da Prefeitura Municipal de Presidente Prudente – PMPP [5], ver detalhe na Figura 3. Na ZCS1 o tamanho mínimo do lote é de 500m², com uma frente mínima de 19m, o coeficiente de aproveitamento é 4, numa escala de 0 a 6, e com taxa de ocupação de 80%, com gabarito de altura máxima livre. O edifício está em um lote com aproximadamente 30m de fachada e 1500m². Na ZCS1 são permitidos vários tipos de uso, desde o uso residencial unifamiliar, multifamiliar, horizontal e vertical, além do uso comercial.



Figura 2: Residencial Navarro: a) Entrada do edifício; b) Fachada do edifício.



Figura 3: Recorte do mapa de zoneamento, mostrando a área em estudo.
(Fonte: PMPP [4]).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1.1 Estrutura em Concreto Armado

Após as vistorias *in loco* foi elaborada digitalmente a planta do pavimento-tipo, do edifício Navarro (Figura 4).

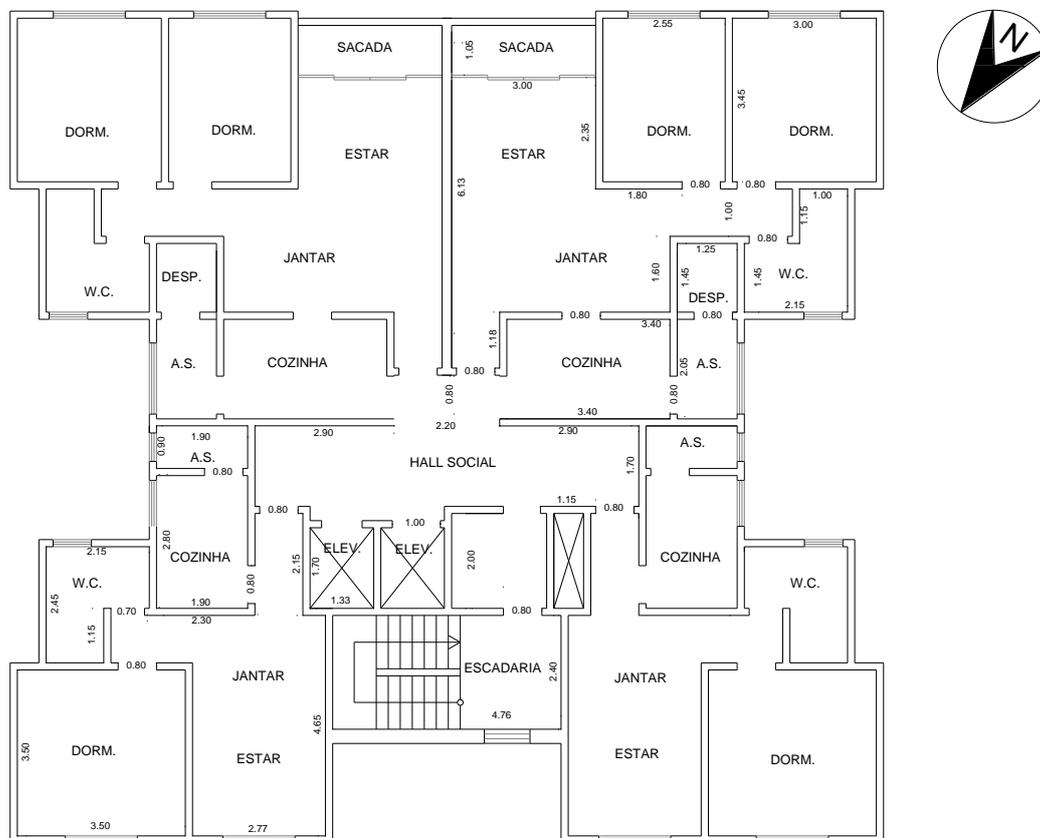


Figura 4: Planta do pavimento-tipo – Residencial Navarro.

A planta de localização dos pilares e das vigas do edifício Navarro, em concreto armado, será apresentada na Figura 5. Foram verificadas as posições dos pilares, que em sua maioria, apresentam-se localizados nos cantos onde geralmente se dá o encontro de paredes. As dimensões das seções dos pilares foram obtidas diretamente com o auxílio de uma trena. As posições das vigas e dimensões foram obtidas seguindo o posicionamento dos pilares e a intuição, já que as mesmas se encontravam embutidas nas alvenarias.

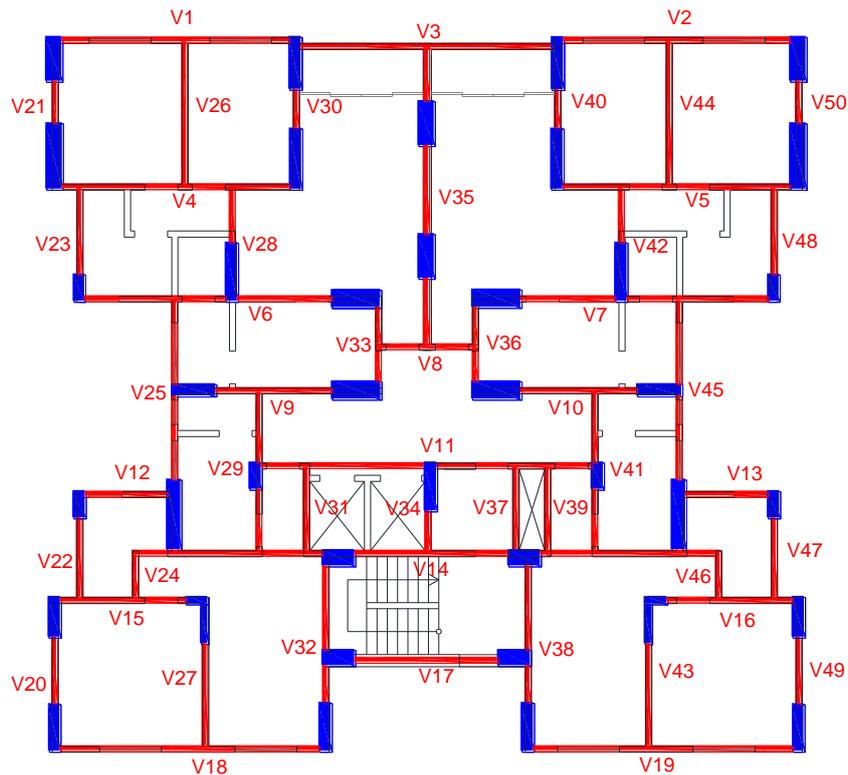


Figura 5: Localização das vigas – Residencial Navarro.

A partir das posições das vigas e dos pilares verificaram-se os vãos, cujo vão máximo obtido foi de 6,60m, o vão mínimo foi em torno de 2,0m e uma média de vãos em torno de 2,50m. Com relação aos pilares os mesmos apresentaram seção média de 120cm x 30cm, com seção máxima de 163cm x 140cm e seção mínima de 67cm x 30cm, além de dois pilares em “L” de dimensões 116cm x 55cm x 18cm. Já no caso das vigas, essas apresentaram seção transversal média de 16cm x 40cm, com seção transversal máxima de 16cm x 70cm e seção transversal mínima de 16cm x 30cm.

3.1.2 Lançamento da Estrutura em Aço

O lançamento da estrutura em aço foi desenvolvido levando-se em consideração a disposição dos cômodos do apartamento e visando a redução no número de pilares e vigas (Figura 6). Para compor a estrutura em aço foi proposta a utilização do perfil “I” soldado.

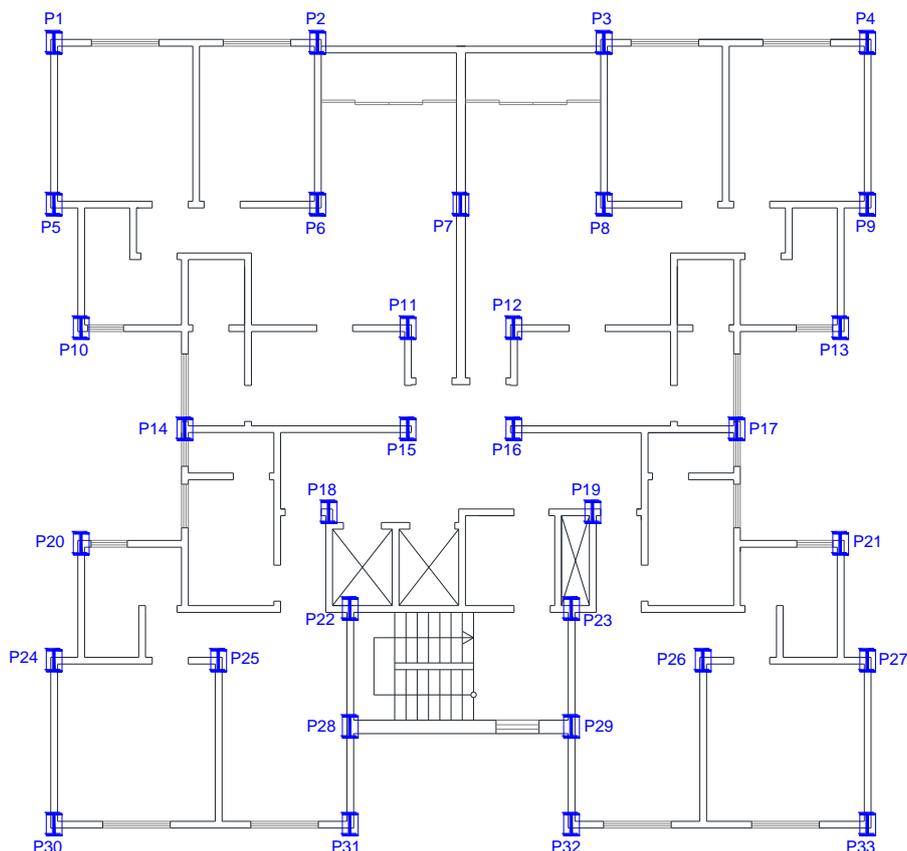


Figura 6: Localização dos pilares de aço em planta – Residencial Navarro.

3.1.3 Pré-dimensionamento da Estrutura em Aço

Foi realizado o pré-dimensionamento dos pilares, onde através do uso de uma fórmula empírica (Equação 1) e do processo da área de influência foi possível estabelecer a carga atuante nos pilares.

$$P = (A_{\text{influência}} \times Q_{\text{piso}}) \times N + (A_{\text{influência}} \times Q_{\text{cobertura}}) \quad (1)$$

Em que:

P = carga atuante no pilar em kgf;

$A_{\text{influência}}$ = área de influência do pilar em m^2 ;

N = número de pavimentos;

Q_{piso} = 700 kgf/ m^2 ;

$Q_{\text{cobertura}}$ = 400 kgf/ m^2 .

A obtenção do perfil estrutural se deu pela utilização da fórmula empírica (Equação 2):

$$A = \frac{P}{700} \quad (2)$$

Em que:

A = área necessária para a seção do pilar de aço em cm^2 ;

P = carga atuante no pilar em kgf.

Foi adotado para os pilares em aço, o perfil “I” soldado CVS de dimensões 50cm x 35cm.

As vigas foram pré-dimensionadas utilizando-se a fórmula empírica apresentada na Equação 3:

$$h = 4,5\% \text{ (do maior vão)} \quad (3)$$

Em que:

h = altura da viga de aço em cm.

Em função da altura obtida, foi determinado o tipo de perfil estrutural da viga através de consultas feitas em tabelas comerciais de perfil “I” soldado VS.

Devido os resultados obtidos, foi adotado para as vigas o perfil “I” soldado VS de dimensões 35cm x 16cm, levando-se em consideração que a estrutura em aço do edifício fique totalmente aparente.

Na sequência, a Figura 7 apresenta o posicionamento dos pilares e vigas em aço, conforme lançamento e pré-dimensionamento executados.

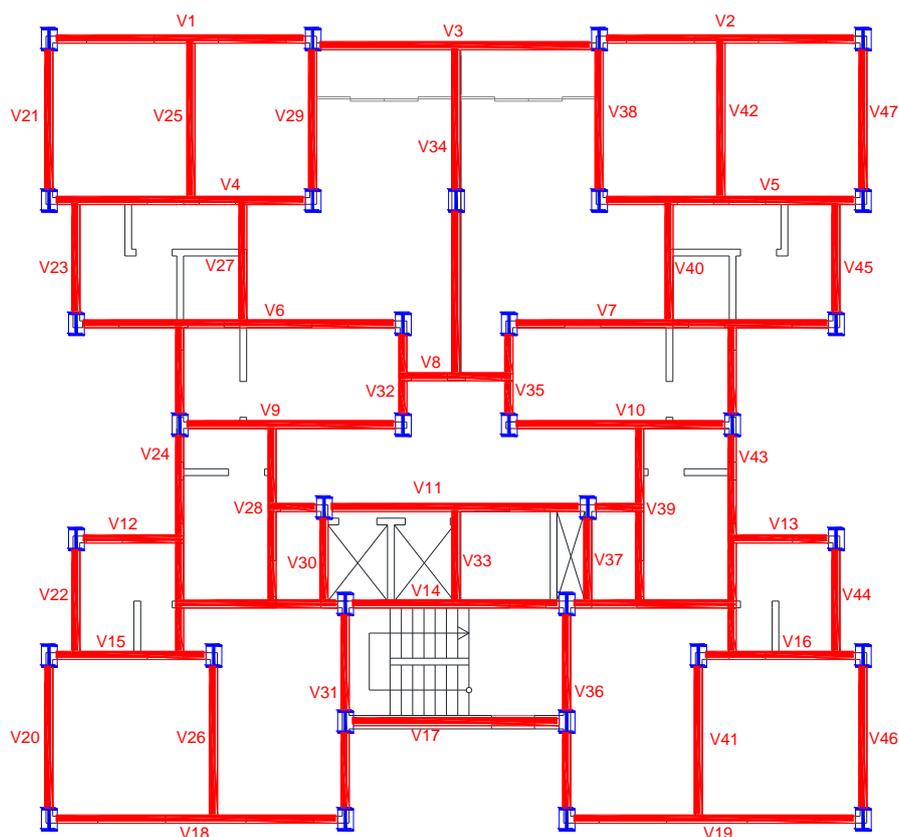


Figura 7: Localização dos pilares em aço numerados – Residencial Navarro.

3.2 Edifício San Marcos

O Residencial San Marcos é um dos mais luxuosos de Presidente Prudente. Possui 17 pavimentos que são dotados de 2 apartamentos por andar (Figura 8). O edifício está inserido em uma ZR2 – Zona Residencial de Média Densidade Populacional, de ocupação horizontal de acordo com o Plano Diretor da PMPP [5], ver detalhe na Figura 9. Com o tamanho mínimo do lote, de 250m², frente mínima de 12m, coeficiente de aproveitamento máximo de 2, numa escala de 0 a 6, e taxa de ocupação máxima de 70%.



Figura 8: Edifício San Marcos: a) Parte da entrada; b) Fachada principal do edifício.

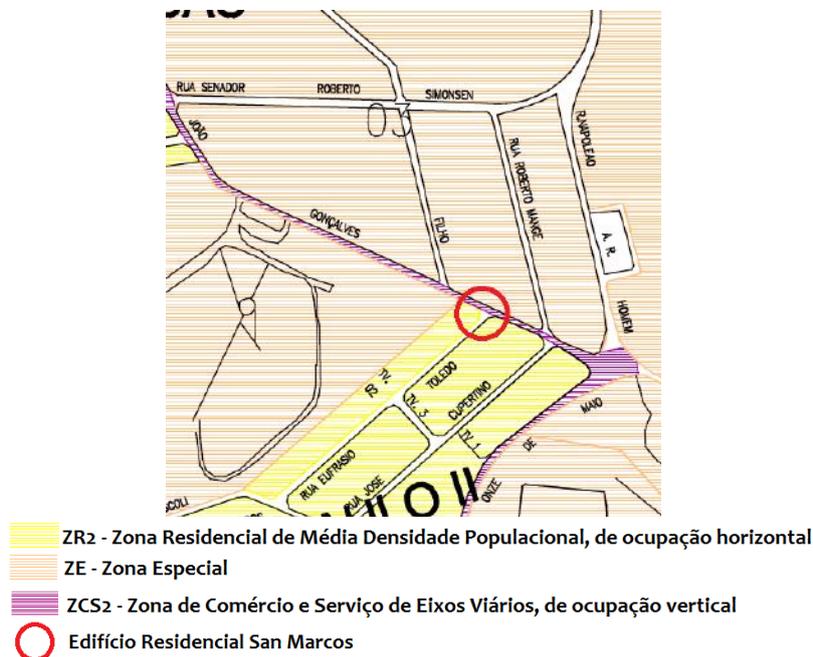


Figura 9: Recorte do mapa de zoneamento, mostrando a área em estudo.
(Fonte: PMPP [4]).

O residencial localiza-se próximo a importantes pontos do município, como a UNESP, colégios e o Parque do Povo, parque de importância regional.

3.2.1 Estrutura em Concreto Armado

Após as vistorias *in loco*, foram representadas mediante os dados obtidos, a planta do pavimento-tipo (Figura 10) e a planta de localização dos pilares do edifício San Marcos (Figura 11), em concreto armado. Foram verificadas as posições dos pilares, bem como as dimensões de suas seções, que foram obtidas com o auxílio de uma trena. O posicionamento das vigas foi

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

representado usando a intuição e em função dos pilares encontrados *in loco* e foram pré-dimensionadas por meio do uso de fórmula empírica.

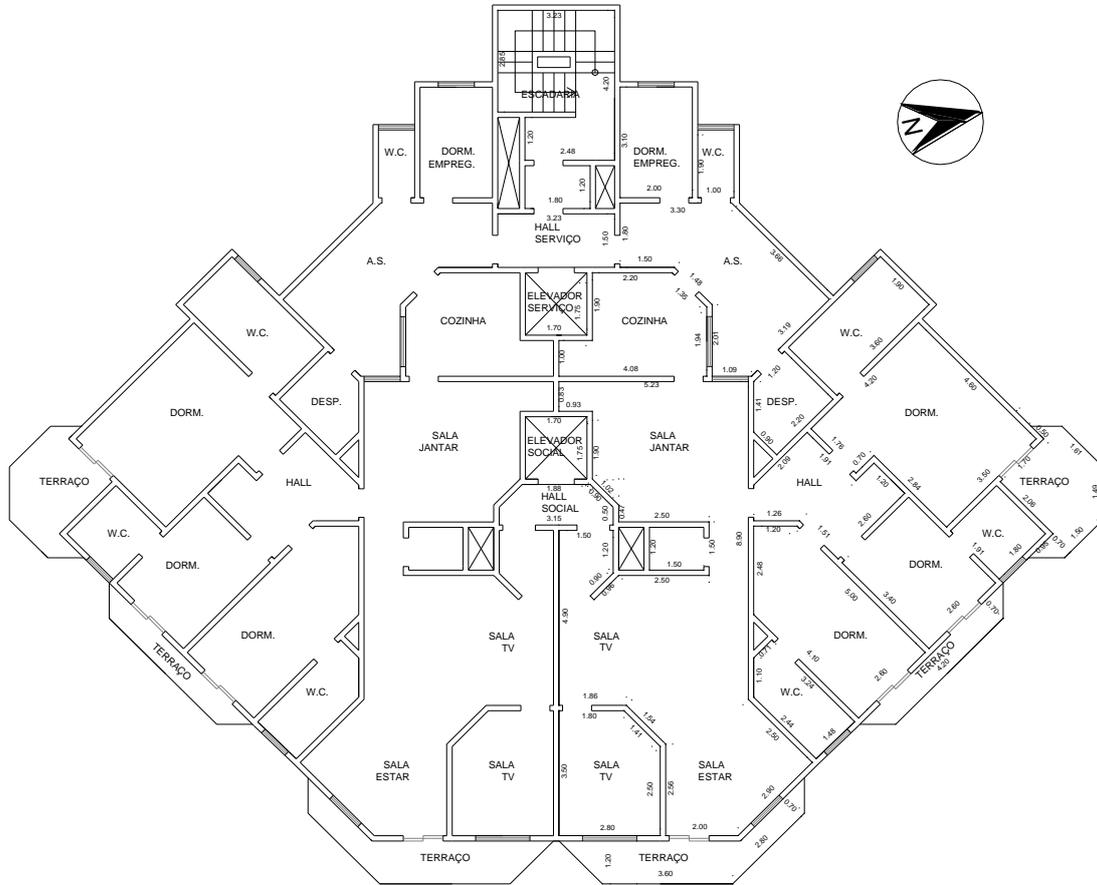


Figura 10: Planta do pavimento-tipo – Residencial San Marcos.

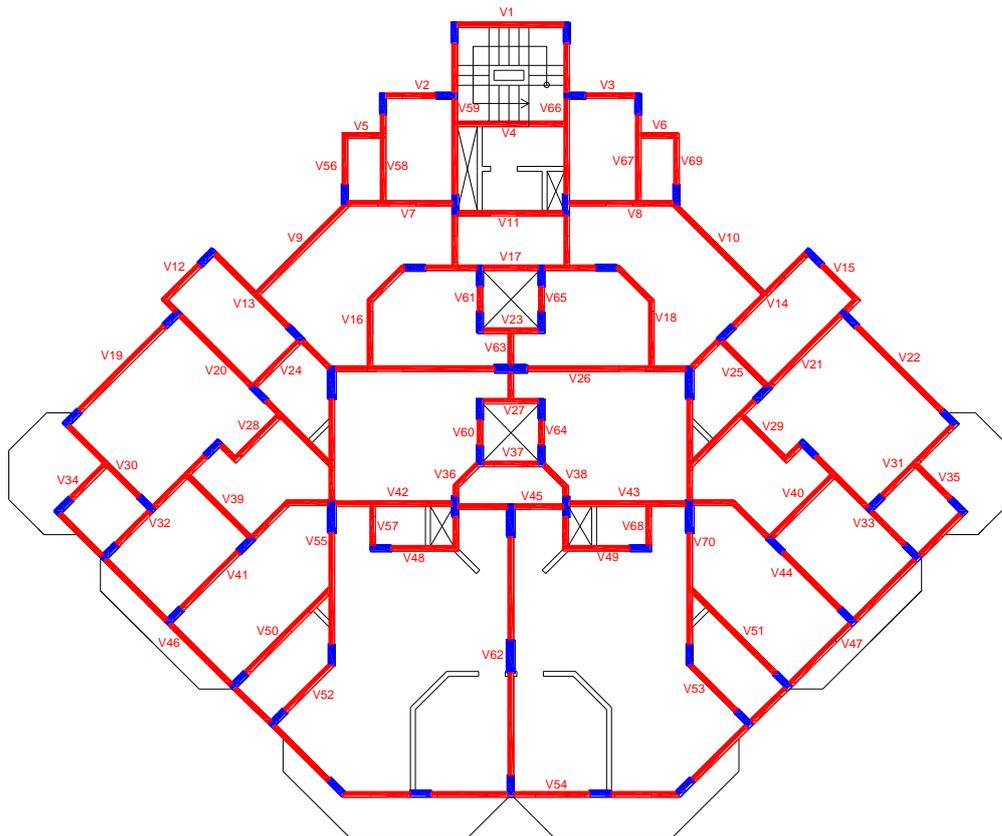


Figura 11: Localização das vigas – Residencial San Marcos.

A partir das posições das vigas e dos pilares verificaram-se os vãos, cujo vão máximo obtido foi de 5,38m, o vão mínimo foi em torno de 1,15m e uma média de vãos em torno de 3,05m. Com relação aos pilares, os mesmos apresentaram dois tipos de seções, uma seção máxima de 100cm x 25cm e outra seção mínima de 65cm x 20cm. Já no caso das vigas, essas apresentaram seção transversal média de 16cm x 40cm, com seção transversal máxima de 16cm x 55cm e seção transversal mínima de 16cm x 30cm. Constatou-se ainda, por meio de visitas *in loco*, que o edifício San Marcos apresenta maiores vãos na sala. A planta do edifício mostra uma parede de vedação que pode ser retirada pelos moradores com o intuito de ampliar sua sala de estar, deixando o ambiente mais ventilado para um melhor conforto do ambiente. Ressaltando que essa parede não possui nenhum elemento estrutural que comprometa a estrutura do edifício.

3.2.2 Lançamento da Estrutura em Aço

O lançamento da estrutura em aço, como já mencionado anteriormente, foi desenvolvido levando-se em consideração a disposição dos cômodos do apartamento e visando a redução no número de pilares e vigas (Figura 12). Para a estrutura em aço foi proposta a utilização do perfil "I" soldado e a utilização de lajes alveolares pré-moldadas de concreto.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

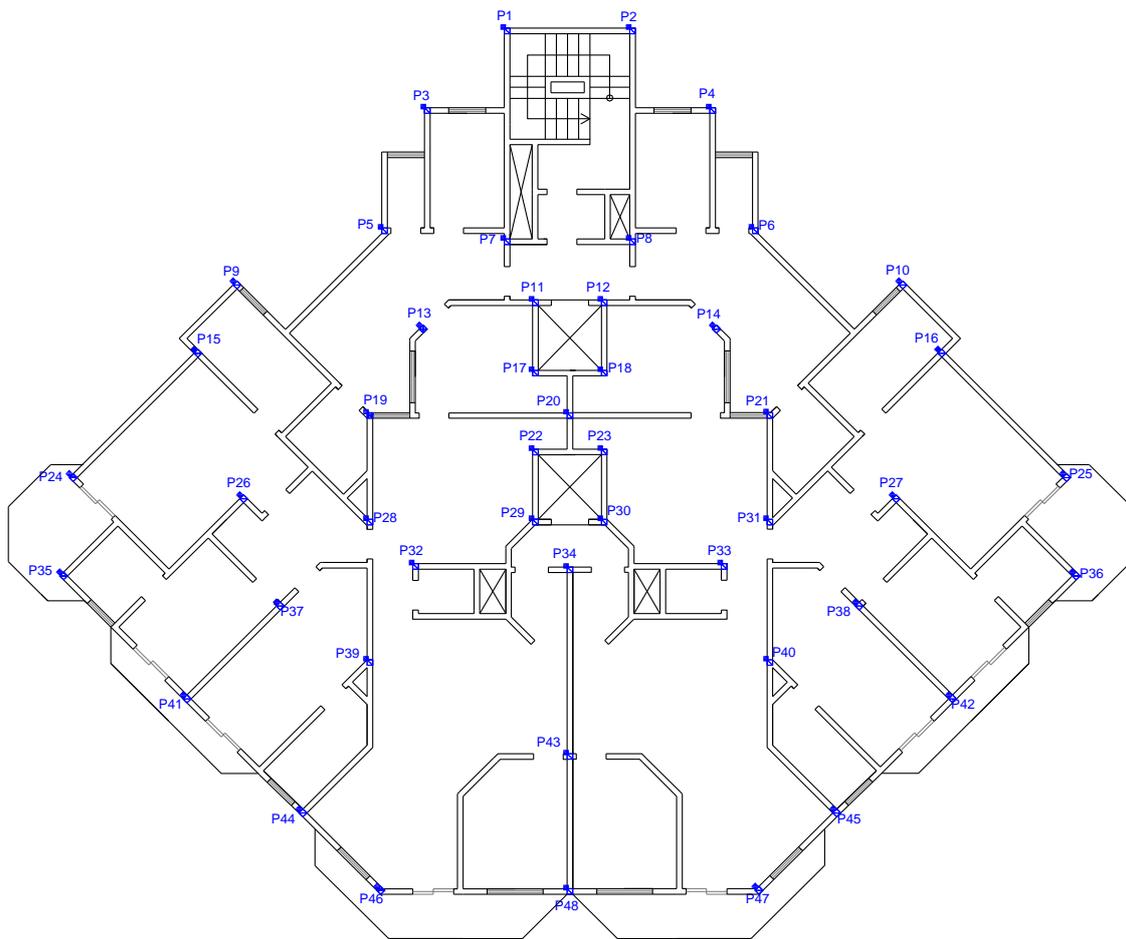


Figura 12 – Localização dos pilares em aço numerados – Residencial San Marcos.

3.2.3 Pré-dimensionamento da Estrutura em Aço

O pré-dimensionamento dos pilares e das vigas seguiu a mesma metodologia de execução apresentada no objeto de estudo anterior. Dessa maneira, os pilares e vigas ficaram dispostos como apresentam as Figuras 13 e 14.

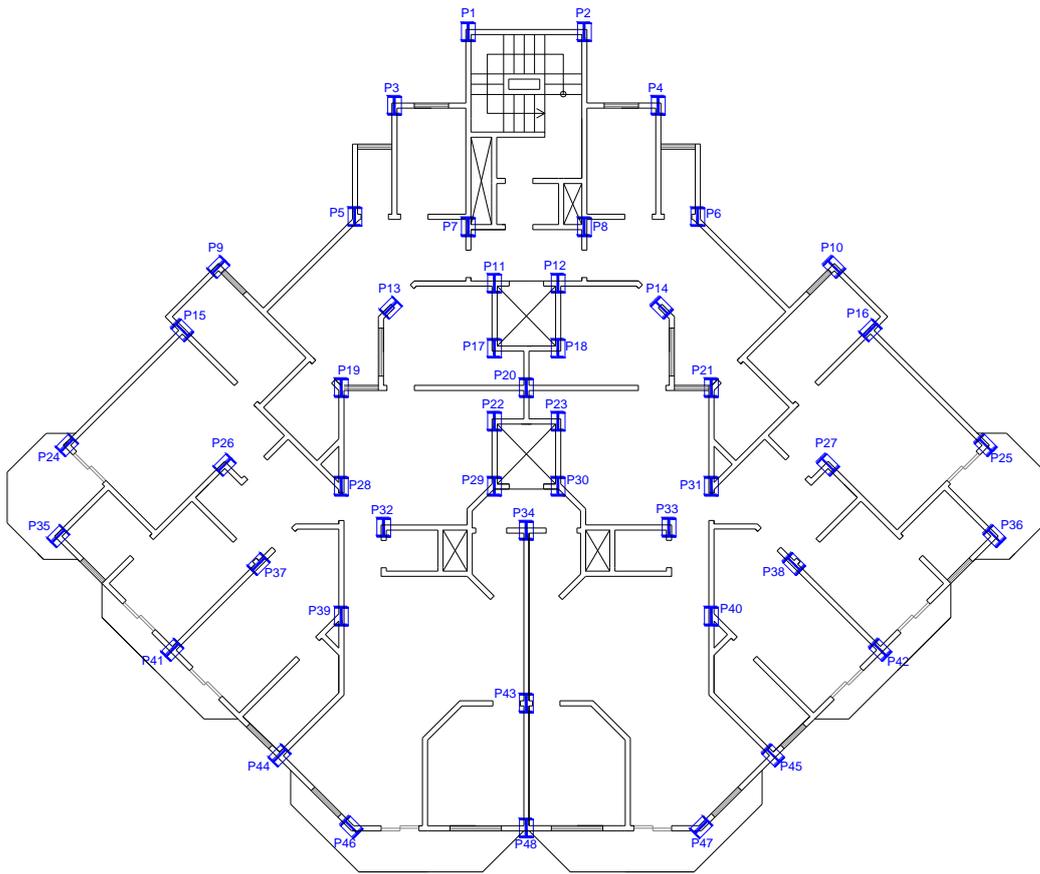


Figura 13: Localização dos pilares de aço em planta – Residencial San Marcos.

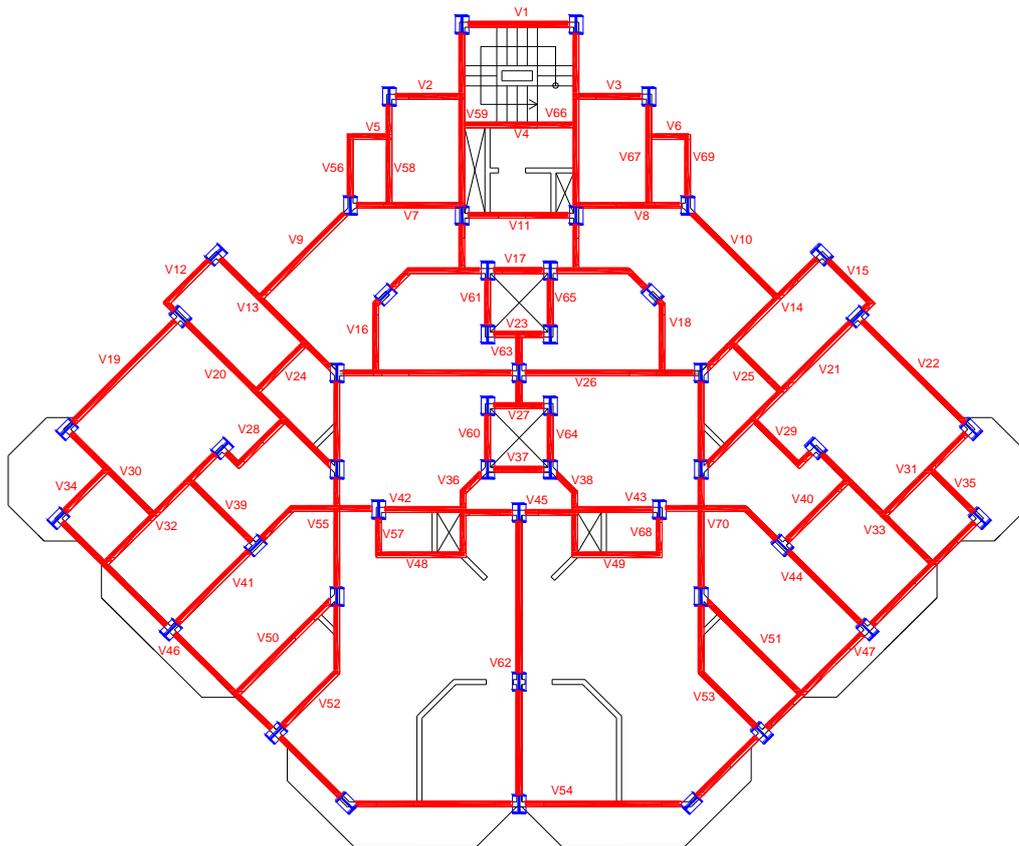


Figura 14: Localização das vigas em aço – Residencial San Marcos.

Neste edifício foi adotado para os pilares em aço, o perfil “I” soldado CVS de dimensões 55cm x 40cm.

E para as vigas, foi adotado o perfil “I” soldado VS de dimensões 30cm x 16cm, levando-se em consideração que a estrutura em aço do edifício fique aparente.

3.3 Análise

A partir dos resultados obtidos, verificou-se que o edifício Navarro, em concreto armado, apresentou um vão máximo em torno de 6,60m, pilares com seção máxima de 163cm x 140cm e seção mínima de 67cm x 30cm. As vigas apresentaram seção máxima de 16cm x 70cm e seção mínima de 16cm x 30cm. No que diz respeito à estrutura em aço do edifício, foi obtido um vão máximo de 7,25m, os pilares apresentaram seção máxima de 50cm x 35cm e seção mínima de 30cm x 20cm adotando-se para todo o edifício a seção “I” soldada CVS de 50cm x 35cm. No caso das vigas, essas obtiveram seção máxima de 35cm x 14cm e seção mínima de 20cm x 12cm. Sendo adotado para as vigas o perfil “I” soldado VS de dimensões 35cm x 16cm, considerando que a estrutura em aço fique aparente e que se utilize o sistema de lajes alveolares pré-moldadas de concreto, fazendo assim o fechamento da estrutura proposta. O edifício San Marcos, estruturado em concreto armado, apresentou a partir das posições das vigas e dos pilares um vão máximo de 5,38m. Os pilares apresentaram dois tipos de seções, sendo a máxima de 100cm x 25cm e a seção mínima de 65cm x 20cm. As vigas, por sua vez, apresentaram seção máxima de 16cm x 55cm e seção mínima de 16cm x 30cm. No que se

refere à estrutura em aço do edifício, o mesmo apresentou um vão máximo de 5,38m, pilares com seção máxima de 55cm x 40cm e seção mínima de 30cm x 20cm, adotando-se para todo o edifício a seção “I” soldada CVS de 55cm x 40cm. As vigas apresentaram seção máxima de 30cm x 12cm e seção mínima de 20cm x 12cm. Considerando que a estrutura em aço fique aparente, foi adotado para as vigas o perfil “I” soldado VS de dimensões 30cm x 16cm.

Assim, pode-se afirmar que em função da resistência do aço ser maior que a resistência do concreto, maiores vãos foram vencidos, utilizados menos pilares, menos vigas, e obtidas peças estruturais de aço com menores dimensões, deixando a estrutura dos dois edifícios estudados mais esbelta se comparada com a estrutura dos próprios edifícios em concreto armado. Ainda em relação à menor dimensão dos elementos estruturais em aço, vale ressaltar que ao se obter um menor peso próprio da estrutura, podem-se ter fundações bem mais econômicas ou mais adaptáveis a regiões em que o solo exija soluções mais complexas, uma vez que uma estrutura mais leve resulta em menor carga na fundação.

Vale ressaltar, que o número de vigas do edifício San Marcos em aço coincidiu com o número de vigas do mesmo edifício em concreto. Porém, na estrutura em aço do edifício, o número de pilares reduziu-se consideravelmente, bem como a dimensão das vigas e dos pilares, que se apresentaram menores e mais esbeltas. Os vãos, por sua vez, ficaram maiores quando comparados aos vãos originais da estrutura em concreto armado.

A solução estrutural com o material aço apresenta um resultado muito próximo entre o modelo teórico e o comportamento real. O aço obtido industrialmente com alto controle de qualidade, é um material mais confiável quanto as suas propriedades, diferente do concreto armado que em função da maneira com que é produzido não permite uma resposta precisa quanto às suas propriedades. Em virtude do sistema de industrialização, as dimensões das peças em uma estrutura de aço são muito precisas e podem ser expressas em milímetros, permitindo que as peças sejam perfeitamente alinhadas, niveladas e aprumadas. Desse modo, podemos obter uma construção limpa e um canteiro de obras bem organizado. E ainda, por meio da soldagem de chapas ou perfis, é possível reforçar os elementos estruturais de aço permitindo um aumento nas cargas ou vãos maiores e assim, possibilitam também que muitos edifícios tenham seu uso alterado pela facilidade de ampliação e reforma. Além disso, ao contrário da estrutura de concreto armado, a estrutura em aço não necessita de tempo de cura, permitindo que diversas atividades de construção possam ser executadas simultaneamente à fabricação da estrutura e até mesmo, montagem em horários especiais. Por fim, deve-se ressaltar que a estrutura em aço, por ser pré-fabricada com componentes industrializados, pode ser fabricada e montada muito rapidamente.

4 CONCLUSÃO

Constatou-se que os dois edifícios selecionados encontram-se de acordo com as legislações do município de Presidente Prudente. No que diz respeito ao entorno e a localização, o edifício Navarro encontra-se integrado aos demais prédios de sua vizinhança, enquanto que o edifício San Marcos se destaca na paisagem devido ao alto gabarito, além de dotar-se de uma fachada luxuosa; servindo muitas vezes de ponto de referência, pois está localizado próximo ao Parque do Povo e à UNESP.

Com relação à questão estrutural, depois de verificada e analisada a estrutura em concreto armado dos edifícios, conclui-se que, em geral, os vãos são bastante variáveis, assim como as seções transversais das vigas e dos pilares. Diante disso, verificou-se que com o lançamento da estrutura em aço ocorreu uma melhor padronização dos vãos, das dimensões das seções das

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

vigas e dos pilares. Foi possível, ainda, em função da elevada resistência do material aço, vencer vãos maiores e reduzir o número de vigas e de pilares, bem como as dimensões de suas seções transversais, deixando a estrutura dos edifícios mais esbelta.

De maneira geral, enfatiza-se que o edifício Navarro apresenta 39 pilares e 50 vigas em concreto armado, enquanto que o mesmo estruturado em aço tem apenas 33 pilares e 47 vigas. Há uma exceção dada ao número de vigas do edifício San Marcos, que com o lançamento da estrutura em aço manteve o mesmo número de vigas do projeto em concreto, para ambos os projetos foram verificadas 70 vigas, porém, o mesmo apresenta 74 pilares em concreto armado, ao passo que estruturado em aço apresentou 48 pilares.

Dessa maneira, o fato de propor o sistema estrutural em aço como alternativa, não significa que este sistema é melhor que o sistema estrutural em concreto armado. A grande questão é que vivemos em uma época que se requer cada vez mais rapidez e praticidade, e por isso as possibilidades existem para serem exploradas.

No Brasil ainda não temos a tradição de usar com grande intensidade as estruturas em aço nas edificações residenciais verticais, porém, percebemos claramente que o material poderia ser muito mais explorado, e assim extrairíamos dele soluções bastante interessantes.

Agradecimentos

À FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pela concessão do auxílio financeiro.

REFERÊNCIAS

- 1 Bandeira, A. A. C. Análise do uso de estruturas de aço em edificações habitacionais de interesse social. Monografia. Especialização em Construção Civil. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 122p., 2008.
- 2 Rebello, Y. C. P. Bases para projeto estrutural. São Paulo: Editora Zigurate, 286p., 2007.
- 3 Castro, A. A.; Michalka, C. A produção brasileira da arquitetura em aço. In: 59º Congresso Anual da Associação Brasileira de Metais – Internacional, São Paulo, 2004.
- 4 Silva, A. M. F. Santos, P. C. Arquitetura de edifícios em aço. Apostila. Especialização em Estruturas Metálicas. Belo Horizonte: Universidade Fundação Mineira de Educação e Cultura – FUMEC, 2004.
- 5 Prefeitura Municipal de Presidente Prudente – PMPP. Plano diretor de desenvolvimento urbano de Presidente Prudente. Presidente Prudente, 2008.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto.

UTILIZAÇÃO DE PILARES EXISTENTES PARA CRIAÇÃO DE PASSARELA EM SHOPPING DE BRASÍLIA

PANTOJA, João da Costa¹
SABINO, Mariana de Almeida²
NARVAEZ, Nathaly Sarasty³
MATOS, Rafael Carrijo⁴

Resumo

O objetivo deste artigo é apresentar as modificações estruturais necessárias para executar o projeto de uma passarela no Boulevard Shopping, em Brasília, utilizando pilares existentes como apoio para a estrutura. Trata-se de um edifício comercial de dois pavimentos com lojas em sua periferia e um vão central entre os corredores, vão este que deve ser vencido pela passarela metálica. Para a execução do projeto da passarela, foram utilizados os perfis metálicos existentes (utilizados como pilares) de apoio das escadas rolantes entre o primeiro e o segundo piso. Como solução para o projeto estrutural desta passarela foi realizado o reforço e prolongamento dos perfis metálicos, que eram utilizados inicialmente como apoio das escadas rolantes, modificando-os para estrutura mista. Foi dada atenção especial à necessidade de impedir a rotação da passarela uma vez que era apoiada apenas pelo centro do tabuleiro, para isso, foi utilizada uma estrutura de pórtico com dois perfis metálicos paralelos de forma a combater os esforços de torção. Também foi observado um aumento na capacidade resistente, em situações de incêndio, dos pilares mistos com relação ao projeto original.

Palavras-chave: passarela; estrutura; metálica.

THE USE OF EXISTING STEEL COLUMNS TO CREATE A FOOTBRIDGE IN A BRASÍLIA'S MALL.

Abstract

The main objective of this article is to present the structural modifications needed to execute the project of a footbridge in the Boulevard Shopping, in Brasilia, using the existing columns as support for the new structure. The edifice is a two-story commercial building, with stores in its periphery and a central empty space between two passageways, where the steel footbridge will be built. To execute the project of the footbridge, the existing steel profiles were utilized (as columns) to support the escalators between the first and the second floor. The steel profiles, which were firstly used as support for the escalators, were extended, modifying them to a mixed structure. A special attention was given to the requirement of stopping the rotation of the footbridge, since it was supported just by the center of the deck,

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



so two parallel steel profiles were used to prevent the torsion efforts from occurring. There was verified an increase in the endurance in fire situations of the mixed columns compared to the original project.

Keywords: footbridge; structure; steel.

¹ Engenharia Civil, DSc, Professor, Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília – UnB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

² Engenharia Civil, Bacharel, Faculdade De Tecnologia E Ciências Sociais Aplicadas – FATECS, Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

³ Engenharia Civil, MSc, Professora , Faculdade De Tecnologia E Ciências Sociais Aplicadas – FATECS, Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

⁴ Engenharia Civil, Bacharel, Faculdade De Tecnologia E Ciências Sociais Aplicadas – FATECS, Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Aços de maiores resistência passaram a ser utilizados no Brasil em maior escala a partir de 1950. As estruturas de grande porte e mais modernas, incorporaram aços de diversas categorias, colocando materiais mais resistentes nos pontos de maiores tensões. (PFEIL et al., 2011)

Reforma e reforço de estruturas são práticas cada dia mais comuns na engenharia, tanto pela necessidade de restabelecer a eficiência da estrutura original como para melhorar o desempenho da edificação atual, afim de que atenda novas demandas funcionais. As estruturas metálicas tem sido uma alternativa eficiente muito utilizada quando se trata de reforço estrutural, principalmente pela rapidez de execução e organização do canteiro de obras. +

Podemos citar algumas vantagens da utilização de estruturas metálicas: alta resistência em relação a outros materiais, material homogêneo e de produção controlada, estruturas produzidas em fábricas e por processos industrializados seriados, cuja produção em escala favorece menores prazos e menores custos, os elementos das estruturas podem ser desmontados e facilmente substituídos. Também se permitem reforçar quando necessário com menor prazo de execução em comparação com outros materiais. (BELLEI et al., 2004)

Também temos algumas desvantagens que foram levadas em consideração para decidir o melhor método construtivo no presente estudo de caso. Segundo Pinheiro (2001) devemos considerar a necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para fabricação e montagem, necessidade de tratamento superficial das peças contra oxidação devido ao contato com ar atmosférico e o transporte da fábrica até o local de sua montagem final.

No Boulevard Shopping foi identificada a necessidade de construção de uma passarela, ligando corredores, para facilitar o trânsito de consumidores dentro do empreendimento. Por se tratar de uma edificação existente e ativa, de acesso ao público, havia necessidade de rapidez e organização na execução do reforço, daí surgiu a necessidade de saber qual seria a estrutura mais adequada para atender às restrições do shopping, e foi feita opção pela utilização de estrutura metálica. Esse estudo procura mostrar uma solução de engenharia criativa para atender as particularidades desse projeto.

Para a execução do reforço metálico na passarela a ser construída, foi dada grande atenção para a amplificação dos esforços solicitantes nos perfis já existentes e o tipo de ligação que será realizado de forma a evitar que a estrutura fique demasiada flexível ou até mesmo instável.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

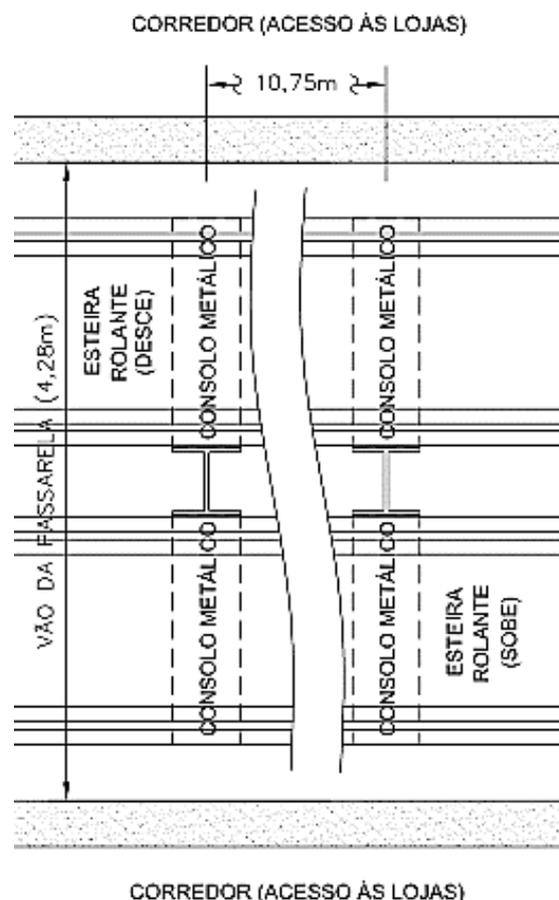
Apresenta-se neste tópico a sequência e metodologia para a execução do projeto estrutural da passarela interna do Boulevard Shopping.

Para facilitar a compreensão o processo de execução do projeto será dividido em apresentação da estrutura original, fundação, reforço e prolongamento dos pilares, execução dos apoios para tabuleiro da passarela e estrutura do tabuleiro.

2.1 Apresentação da estrutura original

A estrutura original é composta por dois pilares em perfil metálico CS 450x280 Kgf/m espaçados em 10,75 m e apoiados em fundação composta por um tubulão com diâmetro e profundidade aproximados de 70 cm e 10 m, respectivamente. As escadas rolantes estão apoiadas nestes pilares através de consolos metálicos criados nas duas direções. As localizações dos perfis e escadas rolantes estão apresentadas na Figura 1 a seguir.

Figura 1: Posicionamento dos elementos existentes

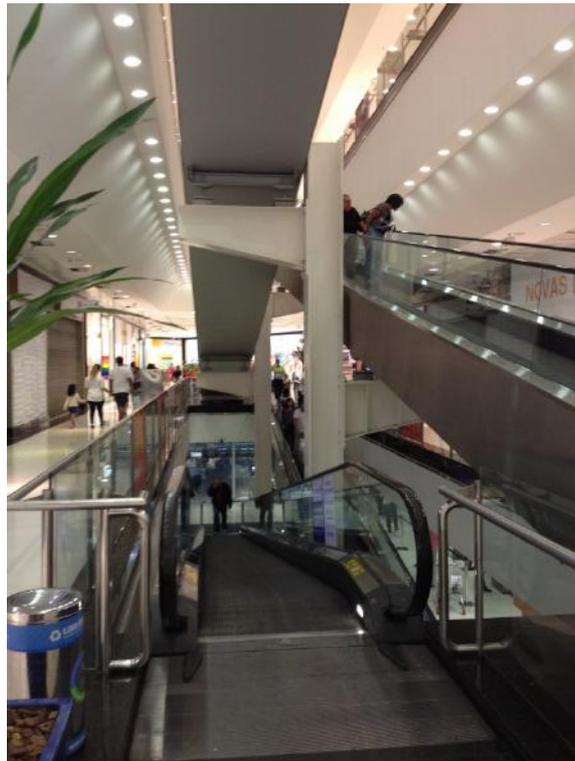


Fonte: Arquivo pessoal

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Os pilares apresentavam comprimento inicial de aproximadamente 10 m e se encontravam no meio do vão de 4,28 m que deveria ser vencido pela passarela. Podemos observar na Figura 2 a seguir uma foto dos pilares existentes.

Figura 2: Foto dos pilares existentes.



Fonte: Arquivo pessoal

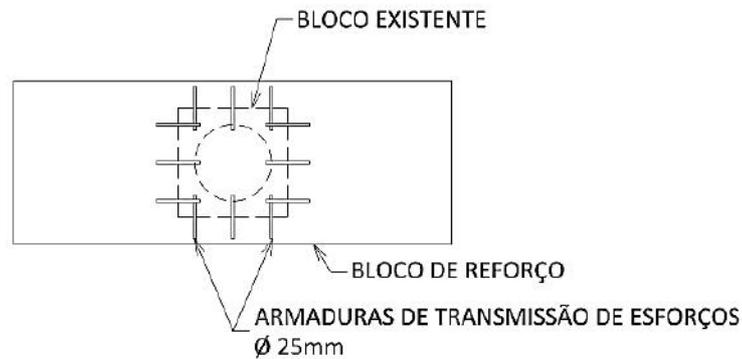
2.2 Reforço das estruturas existentes

Após a definição do sistema estrutural que seria utilizado foi realizado o levantamento da amplificação das cargas que atingiriam as fundações e, constatou-se a necessidade da realização de mais dois tubulões para estabilização dos carregamentos externos atuantes.

Tendo em vista a necessidade de realizar a transmissão de esforços do bloco antigo para o novo, foi realizada a instalação de barras com diâmetro de 25 mm na direção horizontal nas quatro faces do mesmo conforme a Figura 3. Estas barras possuem comprimento de 40 cm com 20 cm introduzidos no bloco existente.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

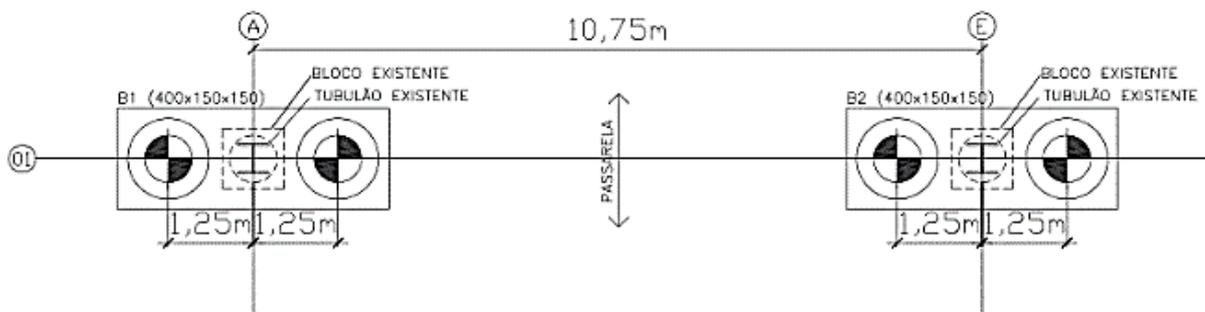
Figura 3: Esquema de reforço das fundações (vista superior)



Fonte: Arquivo pessoal

A execução do reforço do bloco de fundação foi realizada com um bloco de dois tubulões englobando o bloco existente, formando assim um bloco com três tubulões em linha conforme Figura 4.

Figura 4: Esquema de localização das fundações (vista superior)

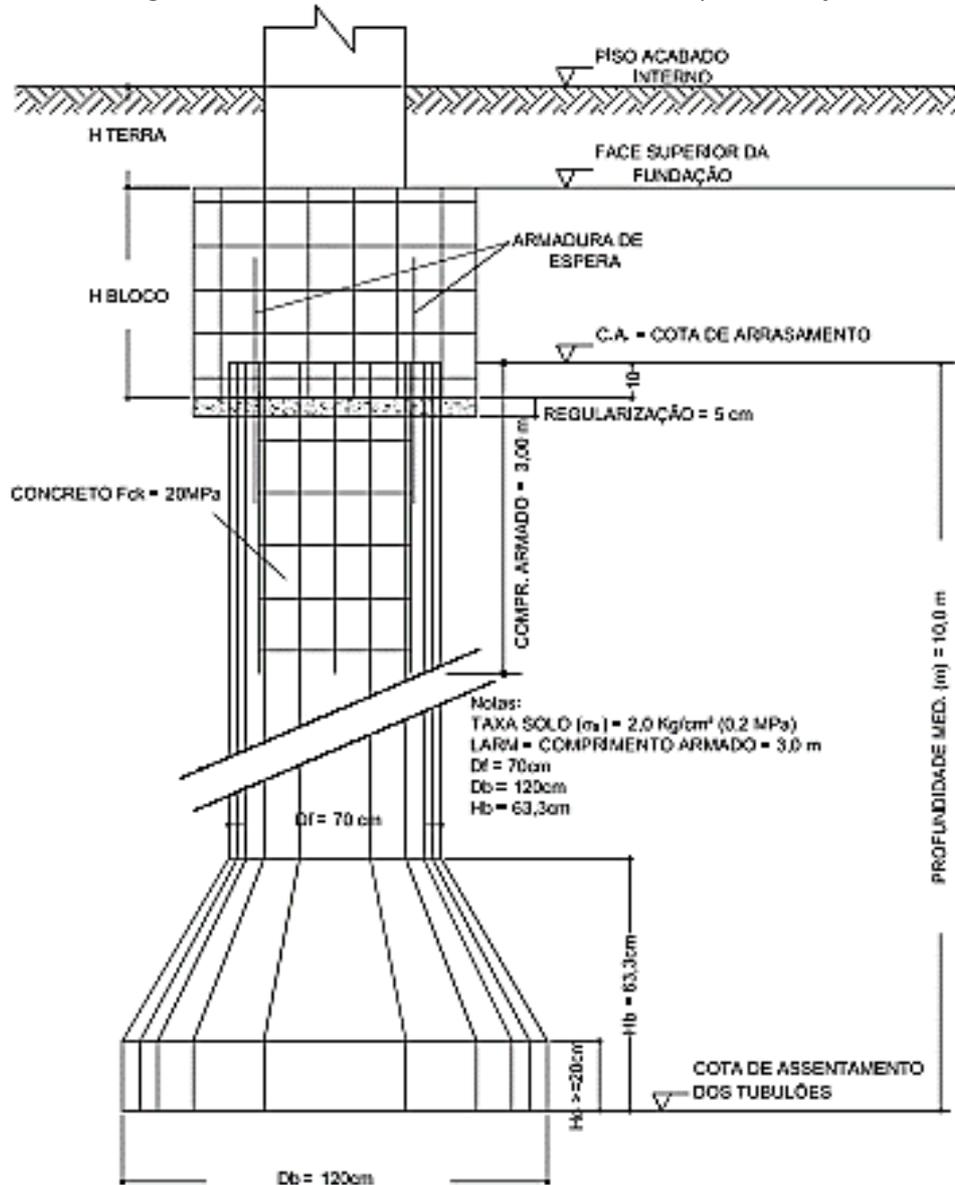


Fonte: Arquivo pessoal

As armações dos tubulões foram dimensionadas de forma a combater os momentos causados pela movimentação de pedestres na passarela. As bases dos tubulões com diâmetro de 120 cm foram dimensionadas para estarem apoiadas em solo com tensão admissível de 3 Kgf/cm², considerada uma taxa razoável e suficiente para receber os carregamentos da passarela segundo CAPUTO (1988).

Observa-se na Figura 5 a seguir, o detalhamento dos tubulões utilizados no reforço das fundações da passarela.

Figura 5: Detalhamento dos tubulões utilizados para reforço



Fonte: Arquivo pessoal

2.3 Reforço e prolongamento dos pilares

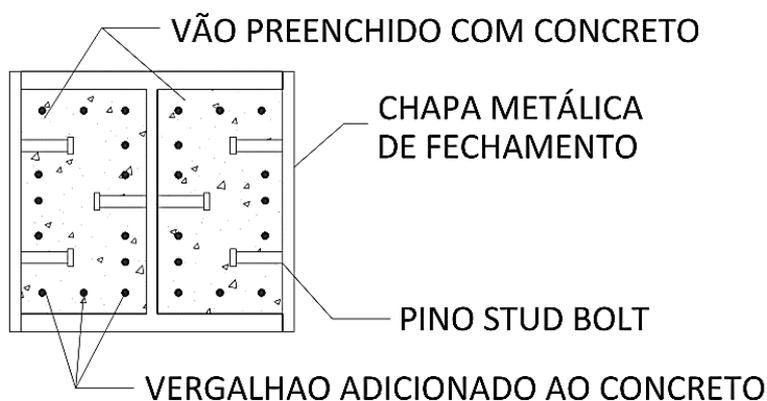
Optou-se por executar o reforço nos pilares de perfil CS 450x280 Kg/m, que serviam de sustentação para as escadas rolantes, amplificando a resistência e inércia do mesmo a fim de reduzir deslocamentos e deformações excessivas. Como tabuleiro da passarela, uma laje em estrutura mista foi utilizada, através da execução de ligações em solda de chapas metálicas nas laterais do pilar e foi realizada a concretagem dos espaços vazios utilizando pinos Stud Bolt para transferência de esforços entre concreto e elementos metálicos. Foram adicionadas armações com vergalhões ao concreto. Estas modificações podem ser melhor compreendidas observando a Figura 6.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Posteriormente, decidiu-se que o melhor a ser feito para prolongar os pilares metálicos seria utilizar o mesmo perfil existente de forma a homogeneizar a estrutura e facilitar o detalhamento para a execução.

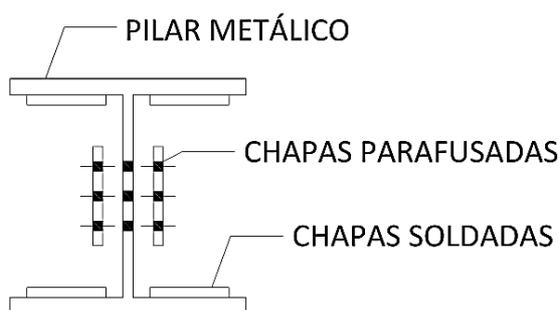
Foi realizado o prolongamento com perfil CS 450x280 Kgf/m² ligados por solda e chapas metálicas na alma e mesas do perfil, sendo as chapas da alma ligadas por dezoito parafusos com diâmetro de 19 mm e as chapas das mesas apenas soldadas evitando o aparecimento dos parafusos na área externa do perfil conforme a Figura 7.

Figura 6: Esquema de reforço dos pilares (seção transversal)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 7: União de perfis metálicos utilizados como pilar (seção transversal)



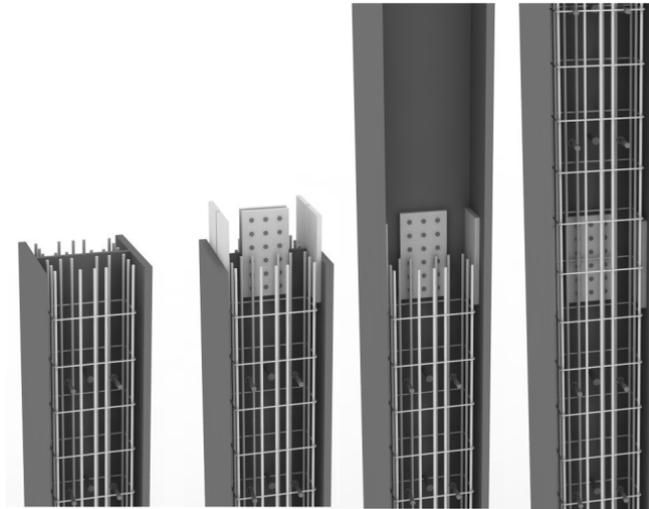
Fonte: Arquivo pessoal

Após prolongamento do pilar, foi executado o mesmo procedimento apresentado na Figura 6 de forma a manter o mesmo processo executivo e enrijecer o pilar em todo o seu comprimento.

Na Figura 8 podemos observar em 3 etapas como o prolongamento dos pilares deve ser realizado.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 8: Esquema em 3D do prolongamento dos pilares existentes.

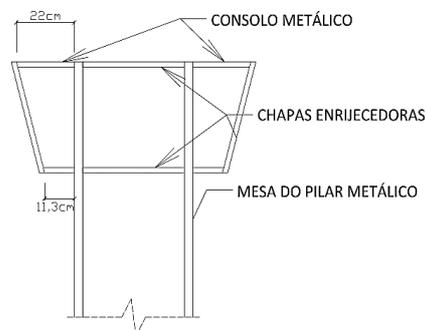


Fonte: Arquivo pessoal

Depois de decidido o reforço e o prolongamento dos pilares metálicos foi definido o apoio para as duas vigas paralelas que sustentariam o tabuleiro da passarela, então optou-se pela utilização de consolos metálicos no topo do pilar a fim aumentar a área disponível para a união das vigas metálicas com o pilar.

Os consolos metálicos foram realizados utilizando perfis CS 400x146 Kg/m cortados com comprimento de 22 cm e soldados nas mesas do pilar metálico, foram adicionadas chapas com a finalidade de enrijecer os elementos metálicos impedindo deformações localizadas. Estas chapas foram instaladas com filete de solda na alma e mesa do pilar bem como alma e mesa do perfil utilizado como consolo, conforme apresentado na Figura 9, para maiores detalhes da ligação ver Pfeil et al(2011).

Figura 9: Detalhe dos consolos para apoio das vigas (vista lateral)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 10: Estrutura em 3D dos consolos para apoio das vigas.



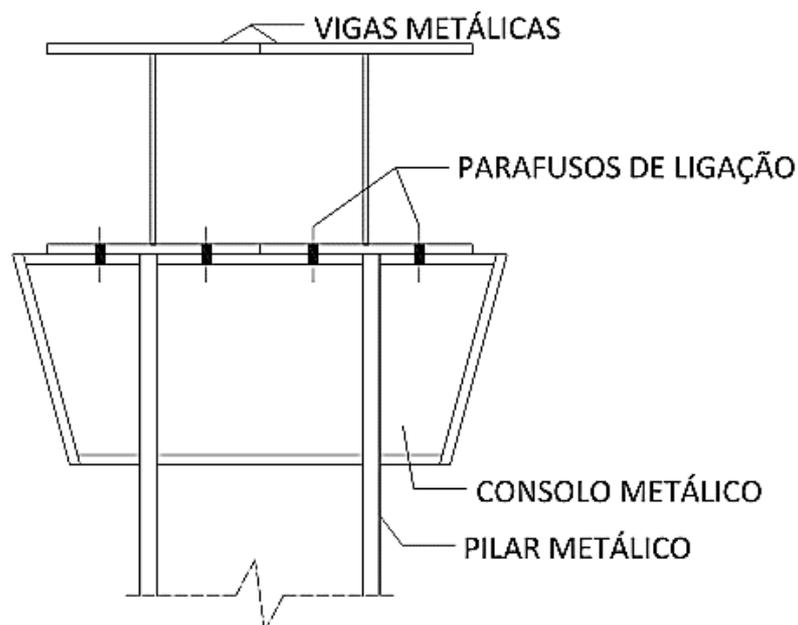
Fonte: Arquivo pessoal

2.4 Execução dos apoios para tabuleiro da passarela

Nessa etapa foi decidido que a melhor forma de apoiar o tabuleiro da passarela seria com dois perfis metálicos paralelos, de forma a impedir a tração de um perfil central, transformando este esforço em um binário de forças que seria absorvido pelas duas vigas.

Foram utilizados perfis CS 400x146 Kgf/m como vigas. Estas vigas ficaram apoiadas sobre os pilares e os consolos metálicos instalados. As vigas foram presas ao pilar metálico utilizando parafusos de diâmetro de 19 mm e soldas nas periferias de contato conforme Figura 11.

Figura 11: Detalhe dos consolos para apoio das vigas (vista lateral)



Fonte: Arquivo pessoal

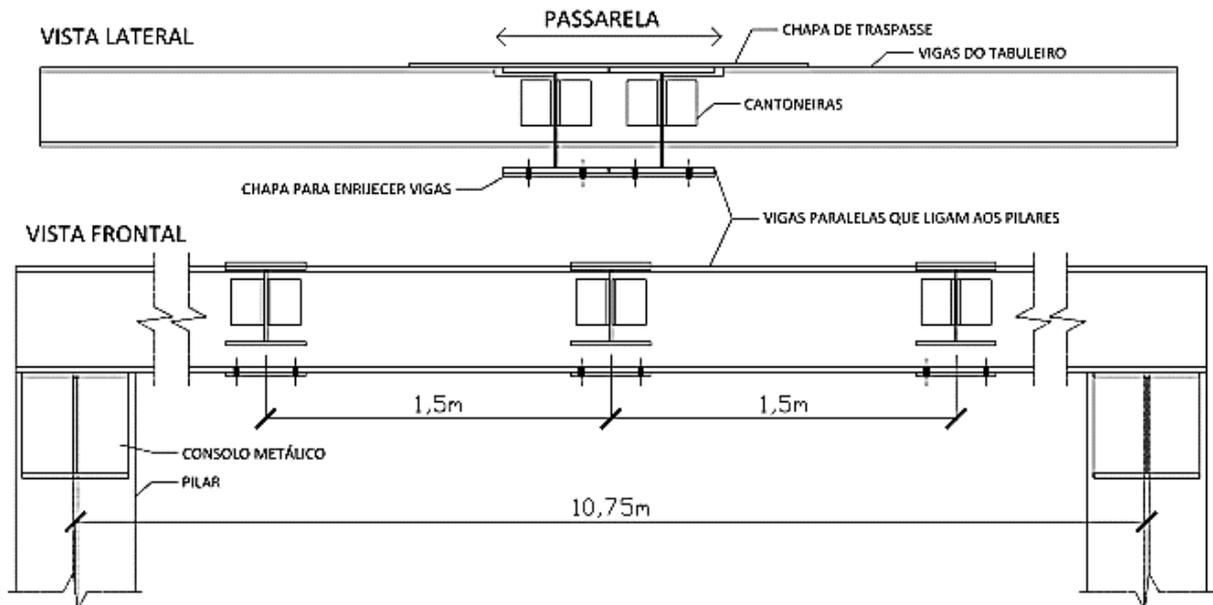
2.5. Estrutura do tabuleiro

Para a execução do tabuleiro da passarela foram utilizadas três vigas de 4,28 m engastadas nas duas vigas que são apoiadas nos pilares metálicos. Estas três vigas foram engastadas tendo como principal objetivo reduzir os deslocamentos dos balanços de 2,1 m existentes nos dois lados da viga de apoio.

Foi utilizado na execução do tabuleiro perfis CS 300x95 Kgf/m para suporte da laje em steel deck. Estes perfis foram instalados em três eixos verticais distanciados em 1,5 m cada (largura da passarela), o engastamento das vigas do tabuleiro foi realizado com a utilização de cantoneiras e chapas soldadas de forma a amplificar a rigidez da estrutura.

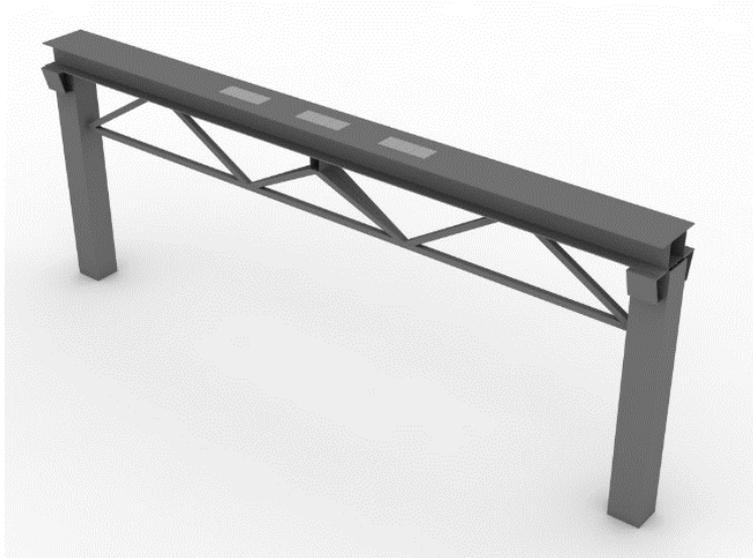
Foram utilizadas chapas de transpasse soldadas na parte superior do tabuleiro, cantoneiras ligando as almas das vigas e chapa metálica para enrijecer as vigas de apoio conforme a Figura 12.

Figura 12: Detalhe do tabuleiro da passarela



Fonte: Arquivo pessoal

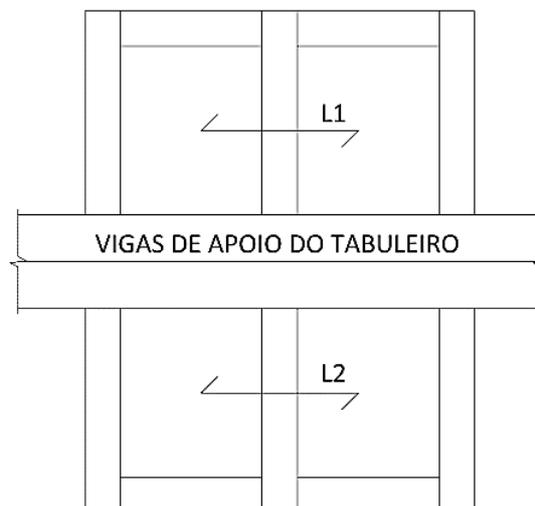
Figura 13: Estrutura em 3D da estrutura com os tabuleiros para recebimento da laje.



Fonte: Arquivo pessoal

Após a execução da estrutura do tabuleiro foi selecionada a laje steel deck que seria utilizada e optou-se por uma laje de 11 cm de altura descarregando nas três vigas do tabuleiro.

Figura 14: Vista superior do tabuleiro da passarela



Fonte: Arquivo pessoal

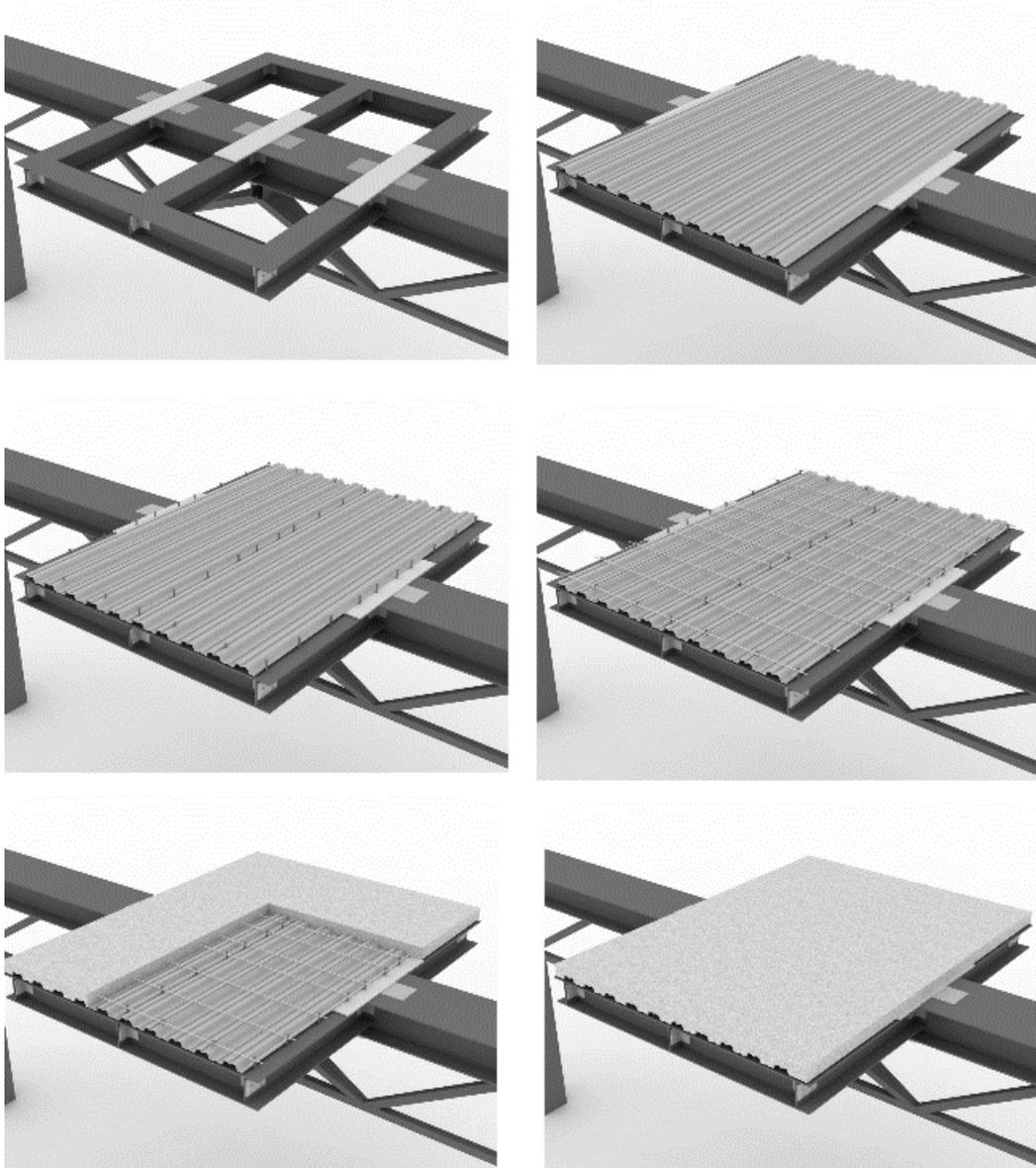
As lajes foram fixadas aos perfis metálicos com a utilização de pinos Stud Bolt em cada nervura do steel deck e foi aplicada malha eletrosoldada para evitar fissuras causadas por movimentação e dilatação, conforme PINHEIRO (2001), por fim foi adicionado o concreto à estrutura como podem ser observadas as etapas na Figura 15.

O dimensionamento da estrutura foi baseado nas NBR 6118/2004 e NBR 8800/2008, nos

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

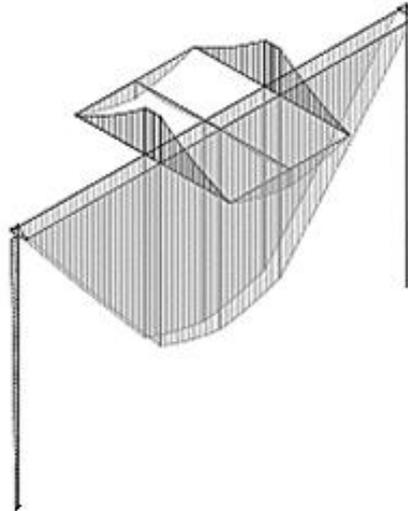
esforços de momento fletor, cortante e torção (ELU), bem como nos deslocamentos e vibrações da estrutura (ELS). Um exemplo pode ser visto em BELLEI (2004). As ligações da estrutura foram definidas como rígidas para as vigas do tabuleiro e semirrígidas para as vigas de apoio do tabuleiro conforme pode se observar na Figura 16.

Figura 15: Etapas em 3D da execução da laje em steel deck.



Fonte: Arquivo pessoal

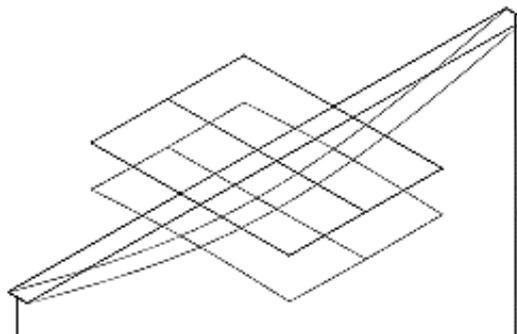
Figura 16: Esforços de momento fletor na estrutura da passarela.



Fonte: Arquivo pessoal

Foi observado um deslocamento mínimo das estruturas dos pilares metálicos e uma flecha máxima no valor de 9 mm no tabuleiro da passarela conforme apresentado na Figura 17.

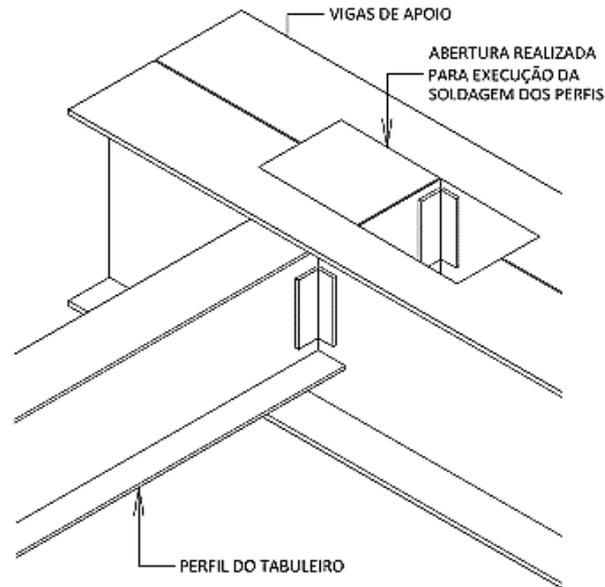
Figura 17: Deslocamentos encontrados na estrutura da passarela.



Fonte: Arquivo pessoal

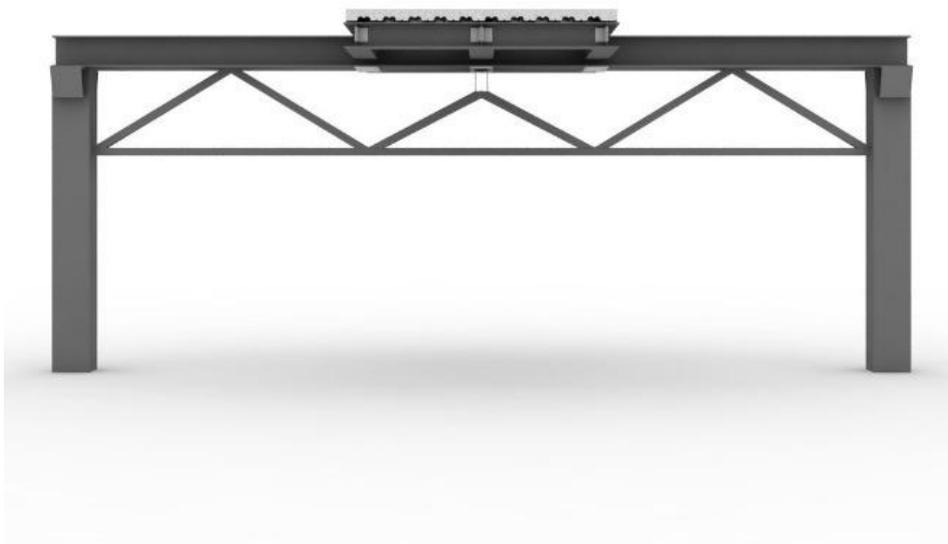
Para a realização do engastamento das vigas do tabuleiro da passarela foi sugerido um esquema de soldagem dos perfis afim de facilitar a execução, neste método recomenda-se a abertura de janelas na parte superior das vigas de apoio, estas aberturas são utilizadas para fornecer uma sequência executiva para a soldagem dos perfis CS 300x95 Kgf/m.

Figura 18: Detalhe do processo de soldagem dos perfis do tabuleiro.



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 19: Vista frontal da estrutura final.



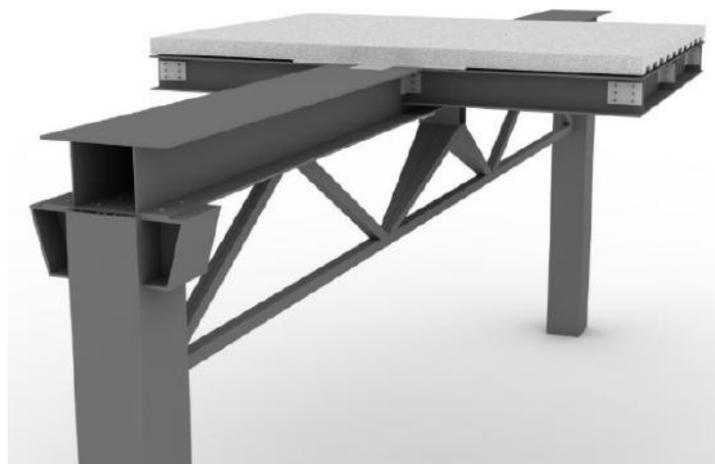
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 20: Vista lateral da estrutura final.



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 21: Perspectiva isométrica da estrutura final.



Fonte: Arquivo pessoal

3 CONCLUSÃO

Segundo Silva et al. (2010) as estruturas mistas tratam-se de uma solução teoricamente perfeita por se aproveitar das maiores qualidades de ambos materiais, tanto do concreto, quanto do aço, levando-se em consideração a viabilidade econômica. No caso do shopping, entendeu-se como a solução mais adequada.

Podemos concluir que o projeto foi pensado e estudado para atender necessidades específicas de um local de acesso ao público, que não poderia ser prejudicado no funcionamento, deveria ser rapidamente executada e causando o mínimo transtorno possível, principalmente em relação à organização e ocupação de espaço do canteiro de obras.

Esse projeto também tinha a particularidade de não poder apoiar a nova estrutura na estrutura existente, portanto, deveria suportar a própria carga.

Definidos todos os elementos estruturais e suas respectivas ligações o projeto da passarela chega ao fim com uma estrutura que se adequaria facilmente à arquitetura do Boulevard Shopping, e finalmente a nova estrutura pode facilitar o trânsito de consumidores dentro do shopping e acrescentar elementos visuais para sua arquitetura.

REFERÊNCIAS

- 1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto Armado e Protendido - Procedimentos. Rio de Janeiro.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro.
- 3 CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro: Academia do Saber, 1988.
- 4 BELLEI, Ildony H., PINHO, Fernando O. e PINHO, Mauro O.. Edifício de Múltiplos Andares em Aço. São Paulo: Pini, 2004.
- 5 PFEIL, Walter e PFEIL, Michèle. Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. 8ª ed.. Rio de Janeiro: LTC, 2011.
- 6 PINHEIRO, Antônio Carlos da F. Bragança. Estruturas Metálicas – Cálculos, detalhes, exercícios e projetos. São Paulo: Edgard Blucher LTDA, 2001.
- 7 SILVA, Valdir Pignatta e PANNONI, Fabio Domingos. Estruturas de Aço para Edifícios – Aspectos Tecnológicos e de Concepção. São Paulo: Blucher, 2010.



Tema: O Uso de Estruturas Metálicas Em Shoppings Centers

ESTUDO DE CASO: O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SHOPPINGS CENTERS

Domiciano, M. L.¹
Oliveira, R. A.²
Melo, L. L.³

Resumo

A viabilidade técnica e econômica do uso de estruturas metálicas em shopping centers, é analisada através de um estudo de caso de uma obra de ampliação de um shopping, em Goiânia. Fundamentada na importância econômica do aço e nas vantagens do seu uso, este estudo abordará a importância de um bom planejamento para garantir a qualidade da execução e assegurar as vantagens que o uso do aço pode oferecer para obras deste segmento, que são caracterizadas pela necessidade de rapidez, espaço restrito para canteiro de obras e localização em áreas de grande densidade populacional.

Palavras-chave: Viabilidade técnica e econômica; Estudo de caso; Planejamento.

CASE STUDY: THE USE OF STEEL STRUCTURES IN SHOPPINGS MALLS

Abstract

The Technical and Economic Viability of Using Steel Structures in shopping centers, is analyzed through the one Case Study a work of expansion of a shopping in Goiânia. Grounded in Economic importance Steel and the Benefits of its use, this study will address the importance of good planning to ensure the execution quality and ensuring the Advantages That the use of Steel can offer for this segmente works, which are Characterized by the need for speed, restricted space for construction site and Location in areas of high population density.

Keywords: Technical and economic viability; Case study; Planning.

¹ Superior Completo, Engenheira Civil, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás e Brasil.

² Superior Completo, Engenheira Civil, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás e Brasil.

³ Superior Completo, Msc. Arquiteta, Docente, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás e Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho de visa estudar a viabilidade do uso de estruturas de aço em obras comerciais – shoppings centers, analisando como este tipo de construção é caracterizada e apresentando as principais vantagens técnicas e econômicas que a estrutura em aço pode proporcionar para obras deste seguimento, objetivando a análise de uma ampliação de um shopping em Goiânia, Goiás.

Atualmente, a indústria da construção civil tem procurado sistemas eficientes de construção com a finalidade de majorar a produtividade, atenuar o desperdício e atender uma demanda crescente.

É apresentado um panorama do uso das estruturas metálicas no Brasil, sua importância econômica, as vantagens da sua utilização na construção civil e também as principais obras de shoppings centers em aço.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia aplicada foi dividida em etapas. Primeiramente, foram estudadas as vantagens do uso de estruturas metálicas, através de revisão bibliográfica. Posteriormente, foi desenvolvido um estudo de caso de uma ampliação em um shopping Center, a fim verificar os benefícios do uso da estrutura metálica em obras deste seguimento.

Para esse estudo, de acordo com os objetivos, trata-se de uma pesquisa de caráter exploratório e explicativa a cerca da temática escolhida, com procedimentos bem definidos através de pesquisas bibliográficas e um estudo de caso, analisando a viabilidade do uso de estruturas em aço em shoppings centers.

Sendo assim, a metodologia aplicada se conforma em uma pesquisa Quantitativa por se tratar de uma análise de dados práticos coletados in loco, entrevistas com engenheiros especialistas e análise de documentos, e de certa forma, recebe um perfil de Qualitativa quando se propõe a fazer uma reflexão sobre os benefícios do uso da estrutura metálica em reformas e ampliações de shoppings centers, onde o prazo de execução é muito restrito.

2.1 Apresentação da Obra

A edificação estudada, que foi finalizada no ano de 2014, está situada à Av. Nero Macedo com Rua Itauçu, quadra 49 e quadra 53, lotes 1/13 e 16/26 - Setor Cidade Jardim - Goiânia - GO. A obra em estudo trata-se de uma ampliação do Shopping Cidade Jardim, visando à construção de novas lojas e a instalação de três salas de cinema, conforme Figura 1.

Projeto Arquitetura: ENAC

Área Construída: 27.514,07 m²

Aço Empregado: ASTM 572 GRAU 50 e ASTM A36 para chapas

Peso da Estrutura: 219.134 kg

Projeto de Estrutura: Eng. Marco Antônio de Oliveira

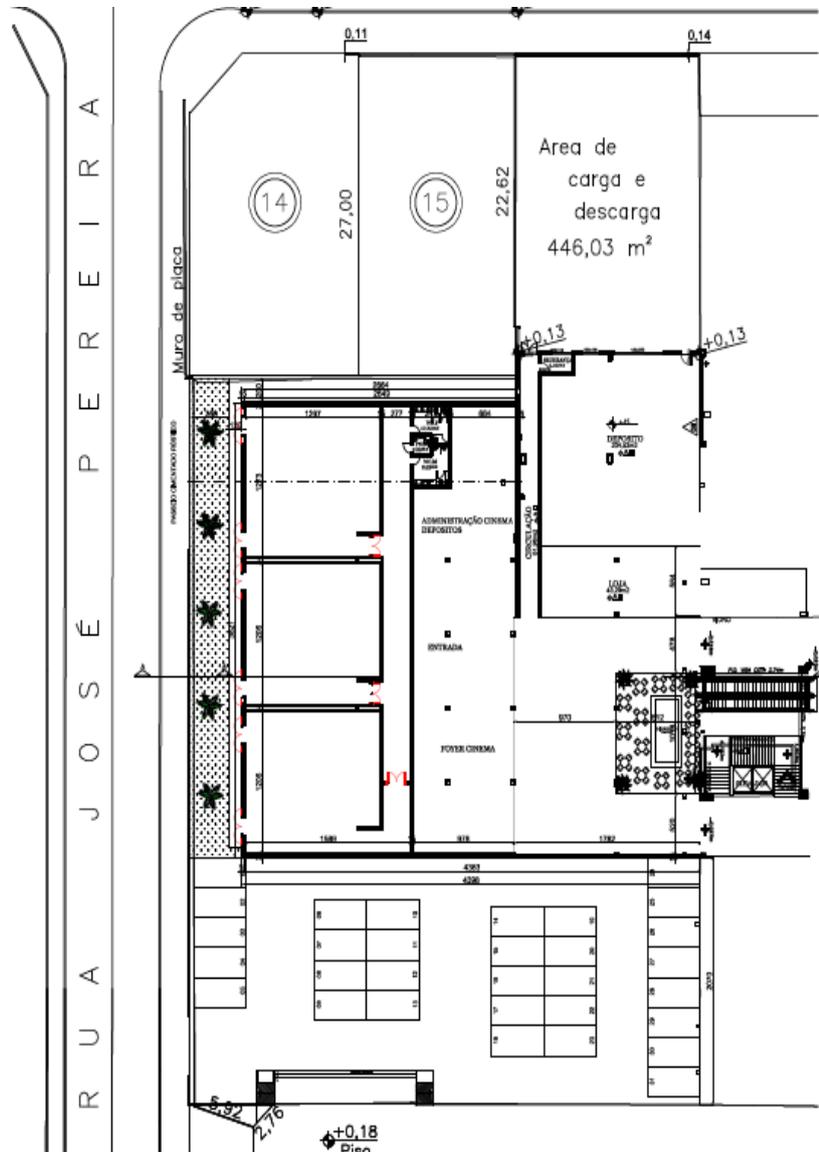
Fabricação e Montagem da Estrutura em Aço: Ferroart Estruturas Metálicas Ltda

Data de Projeto: 12/2013

Data do início da Construção da Estrutura: 01/2014

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 1 – Projeto de Ampliação do Shopping
Fonte: Shopping (2014)



3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Histórico

Segundo Bellei (1998, p.11) as primeiras obras em estruturas de aço no mundo, iniciaram-se por volta de 1750 (momento em que o aço começou a ser produzido industrialmente), sua

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



utilização para edifícios aconteceu em 1780 e o início da utilização no Brasil, aconteceu em torno de 1810.

As primeiras obras em estruturas metálicas no Brasil originaram-se a partir das estradas de ferro. Inicialmente, o emprego do aço estava restrito a pontes e estruturas mais simples, uma vez que os perfis metálicos eram construídos com peças importadas da Europa. Contudo, com o marco da Revolução Industrial no Brasil e a criação da Companhia Siderúrgica Nacional, iniciou-se uma “explosão” do uso do aço.

O processo de soldagem de estruturas no Brasil era ineficaz e lento, o que não permitia a utilização do aço na construção civil. Porém, a solda foi sendo aperfeiçoada e se tornando cada vez mais eficiente, o que provocou a redução da mão de obra e permitiu a construção de novos tipos de estruturas metálicas.

Bellei (1998, p.11) afirma que “[...] O Brasil, que até a década de 70 ainda era um importador de aço, passou hoje a exportador [...]”, pois na década de 60, o país começou a produzir chapas metálicas, o que provocou grandes expansões no setor siderúrgico.

3.1 Importância Econômica

Segundo o Instituto do Aço, os dados de mercado referentes ao último ano (2013), demonstra a importância do aço no contexto econômico nacional.

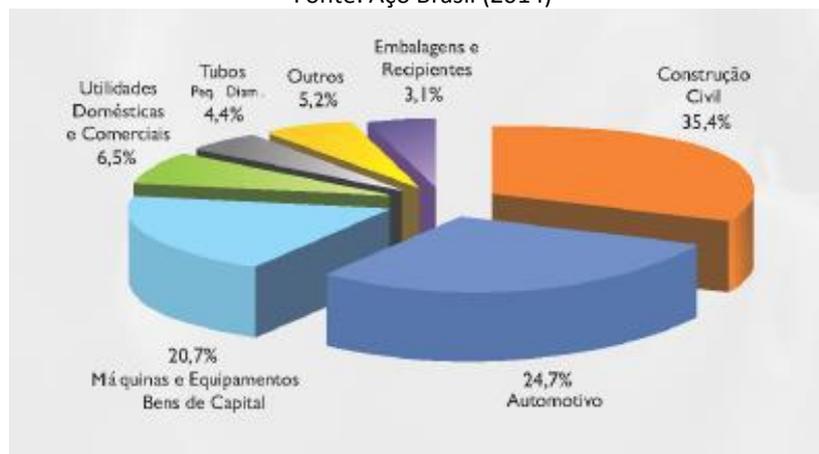
O parque produtor de aço em 2013 no Brasil foi composto por 29 usinas, sendo elas administradas por 11 grupos empresariais.

A capacidade instalada foi de 48,4 milhões de toneladas/ano de aço bruto. Além disso, a produção de aço bruto foi de 34,2 milhões de toneladas e de produtos siderúrgicos, 33 milhões de toneladas. O consumo aparente foi de 26,4 milhões de toneladas e o número de colaboradores foi de 124.059 pessoas, resultando em um saldo comercial de US\$ 1,3 bilhões.

Em 2013, o Brasil foi o 17º maior exportador mundial de aço (exportações diretas) e o 6º maior exportador líquido de aço, totalizando 4,4 milhões de toneladas exportadas para mais de 100 países. No Brasil, o consumo per capita de aço foi de 131 quilos de produto siderúrgico/habitantes, sendo o principal setor consumidor de aço a Construção Civil, conforme Figura 2.

Figura 2 - Distribuição Setorial do Aço

Fonte: Aço Brasil (2014)



* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



3.1 Vantagens

Com o avanço da indústria e análises de novos materiais, verificou-se que o aço (composto basicamente de ferro e carbono) proporcionava vantagem quando utilizado na construção civil. Enquanto o concreto é moldado através de formas, o aço estrutural é aplicado com exatidão na obra através de peças pré-fabricadas. Algumas das vantagens proporcionadas pelo uso do aço na construção civil, segundo Pinho, Fernando O. (2014, p.01) são:

Tabela 1 - Vantagens da estrutura metálica
Fonte: Equipe (2015)

Fundações	Estruturas leves, menores cargas nas bases e sistemas mais econômicos
Tempo de Construção	Reduzido em até 40% quando comparado com estruturas convencionais
Arquitetura	Grande liberdade no projeto de arquitetura
Área útil	Aumento da área útil
Flexibilidade	Indicada em locais onde existe possibilidade de adaptações e reformas
Racionalização de Materiais	Redução do índice de desperdícios
Garantia da Qualidade	Estrutura fabricada executada com qualidade
Precisão	Detalhada em milímetros, garantindo melhor nível e aprumada
Reciclabilidade	Baixo índice de desperdício e 100% reciclável
Manutenção e Reparo	Patologias facilmente identificadas, e menor custo de reparo
Durabilidade	Grande vida útil
Organização do canteiro	Melhor organização do canteiro de obras
Incômodo em áreas próximas	Reduz os impactos em áreas vizinhas (menos ruído e menos lixo)

3.4 Obras Comerciais – Shopping Center

O Shopping Center é uma criação norte-americana que chegou ao Brasil na segunda metade do século XX (Arquitetura & Aço, nº 4, p.03, 2005). Primeiramente, os shoppings eram limitados às metrópoles, porém, atualmente estão se expandindo pelo país, abordando diversas cidades. Os pontos fundamentais para qualificar os shoppings como locais essenciais à vida moderna são: bem-estar, comodidade e segurança.

A fábrica de Shopping Center cresce consideravelmente no Brasil, devido à melhoria de renda da população, e por consequência, a ampliação no consumo. De acordo com a pesquisa feita em 2013 pela Revista Fator Brasil, neste ano atingiu-se recorde de crescimento comparado aos demais anos, e conforme gráfico – Figura 3, o crescimento em 2014 seria maior tanto em relação aos shoppings em operação, quanto ao crescimento em quantidade de shoppings. Este total incorporado às ampliações e reformas que ocorrem em diversos shoppings, colabora para a ampliação do setor.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 3 - Crescimento dos Shoppings Centers
Fonte: Revista Fator Brasil (2014)



Os Shoppings Centers são obras de amplo impacto urbano e econômico, exigindo um bom planejamento financeiro, urbano, arquitetônico e construtivo. Assim, uma construção de tamanho porte deve ser projetada com um sistema construtivo industrializado. De acordo com a revista Arquitetura & Aço:

[...] O uso do aço na estrutura vem ganhando a preferência dos arquitetos e engenheiros envolvidos em projetos e construção dos shoppings centers. Esta preferência pode se dar por razões técnico-construtivas, no caso de prazos exíguos ou na inviabilidade de canteiros de obras em regiões urbanas densamente ocupadas, como também pelo lado estético da obra, quando se tira partido da expressividade do aço, associado a um espaço interno diferenciado, visando oferecer ao usuário um ambiente aprazível e propício às suas atividades de consumo e lazer. Afinal de contas, este é o objetivo de qualquer empreendimento comercial. (Arquitetura & Aço, nº 4, p.03, 2005)

Geralmente, as dificuldades de ampliação e reforma em obras comerciais como paralização da obra, produção de entulhos e tempo de execução, são menores quando se utiliza estruturas em aço. A construção é considerada um trabalho preciso de montagem das estruturas, proporcionando redução de insumos e racionalização do processo construtivo.

A construção em aço possui diversas vantagens, sendo a rapidez na execução de obras um dos seus principais benefícios. De acordo com a revista Construção Metálica (edição 83, p.04, 2007), a diminuição no tempo de construção é de aproximadamente 30%, podendo chegar a 50% em alguns casos.

Além da redução do tempo, outras características como racionalidade, diminuição e limpeza dos canteiros de obras e flexibilidade arquitetônica (que permite a construção de amplos vãos e melhor aplicação da área construída) são pontos consideráveis para execução em estruturas metálicas. A diminuição do peso da construção proporciona fundações mais leves e todas

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

essas melhorias fazem com que a construção em aço seja um recurso competitivo em relação a outros sistemas.

De acordo com o Portal Metálica, “o aço ocupa um menor espaço em relação à convencional e em geral, implica em uma redução do número de pilares necessários e tem-se maior área líquida para comercialização”. A estrutura em aço proporciona liberdade de formas, execução de grandes vãos livres, redução do número de trabalhadores na obra, diminuição da quantidade de madeira (geralmente usada em formas e escoramento), e, permite a ampliação dos shoppings sem prejudicar o departamento que se encontra em funcionamento.

3.5 Principais Obras

As construções de shoppings centers em estruturas metálicas estão crescendo consideravelmente no país. Frei Caneca Shopping (Figura 4), em São Paulo é considerado a maior obra da América Latina construída em aço, sendo 60 mil metros quadrados de área construída (BORIN, 2015).

No Shopping Porto Itaguá (Figura 5), em Ubatuba, o uso de aço objetivou valorizar aos ambientes coletivos: praça de alimentação, circulações e acessos, utilizando estruturas metálicas e manta impermeabilizante.

Em Goiânia, o Flamboyant Shopping Center (Figura 6) passou por diversas ampliações como: área de alimentação, cinemas, Parck Decking e novas lojas, utilizando ao todo 2400 toneladas de aço (BORIN, 2015).

Figura 4 - Frei Caneca Shopping - São Paulo
Fonte: (PORTALMETALICA, 2015)



Figura 5 - Shopping Porto Itaguá – Uberaba
Fonte: (PORTALMETALICA, 2015)



Figura 6 - Shopping Flamboyant – Goiânia
Fonte: (PORTALMETALICA, 2015)



3.6 Necessidades da Obra: custo, prazo e logística

Segundo o Engenheiro responsável pela análise da viabilidade obra, a ampliação do Shopping exigia um sistema de construção que atendesse tanto as necessidades de prazo quanto de custo, além da logística de construção que esse tipo de obra exige.

Inicialmente, analisando a necessidade de prazo e logística, a adoção do sistema convencional em estrutura de concreto armado foi descartada. Situada em uma região densamente ocupada, frente uma Avenida de duplo sentido, a entrada a obra coincidia à entrada de um Condomínio Residencial.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



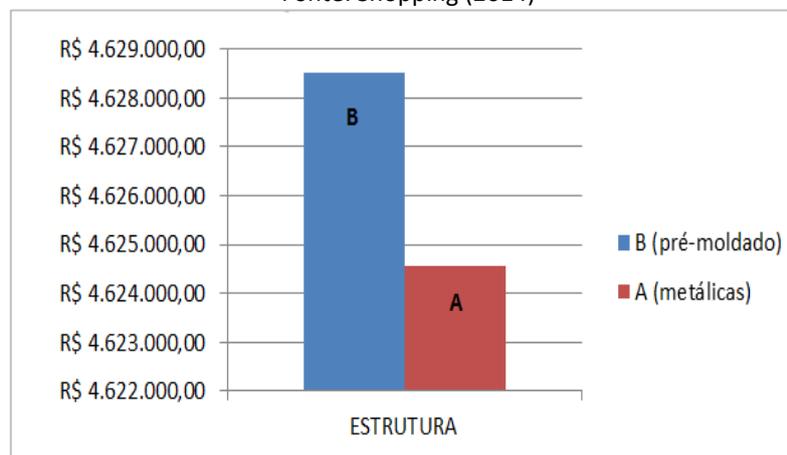
A adoção de estrutura de concreto armado acarretaria em severas dificuldades para os moradores da região, uma vez que o recebimento de caminhões betoneiras prejudicaria um sentido da Avenida.

Além disso, obras em estrutura convencional, exige um grande espaço para canteiro de obras, uma vez que se faz necessária área para depósito de materiais e grandes estoques, além da mobilização de uma maior quantidade de trabalhadores, gerando a necessidade de maiores espaços de vivência (refeitório, banheiros).

Para atender a necessidade de prazo, optou-se por buscar soluções em concreto pré-moldado ou estrutura metálica, ambos com rapidez construtiva, uma vez que, no caso de shoppings centers, a decisão por uma solução mais rápida garante rápido retorno, fator preponderante para viabilização da obra.

Em relação ao custo de execução da estrutura, foi elaborada pelo Engenheiro responsável pela análise de viabilidade, uma pesquisa de preço entre dois sistemas construtivos: Estruturas Metálicas e Concreto Pré-Moldado, onde as empresas A (Estrutura Metálica) e B (Pré-moldado) forneceram os preços para execução da estrutura.

Figura 7 - Pré-moldado x Metálica
Fonte: Shopping (2014)



A comparação entre o valor da estrutura, o custo para solução em concreto pré-moldado (Empresa B), representou uma pequena diferença a maior quando comparado com a solução em estrutura metálica pela empresa A.

Assim, a decisão pelo uso de estrutura metálica se deu por uma combinação entre baixo custo e rapidez na construção, aliada a logística que esse tipo de obra necessita.

3.7 Solução Estrutural

A solução estrutural (projeto) pode ser concebida em uma natureza repetitiva, onde adota-se um caráter de repetição de atividades, ou seja, parte das peças que compõem a estrutura repetem-se diversas vezes.

No projeto em estrutura metálica foi adotada uma solução estrutural onde se padronizou tanto os perfis usados nos pilares e vigas, quanto a maior parte de seus detalhes, buscando modular a estrutura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Em todos os pilares usou-se o perfil W 310x125, onde seus eixos em sua maioria coincidiavam. Em toda a área havia apenas 17 eixos na horizontal e 11 eixos na vertical, conforme Figura 8, o que facilitou a locação.

Figura 8 – Eixos
Fonte: Shopping (2014)

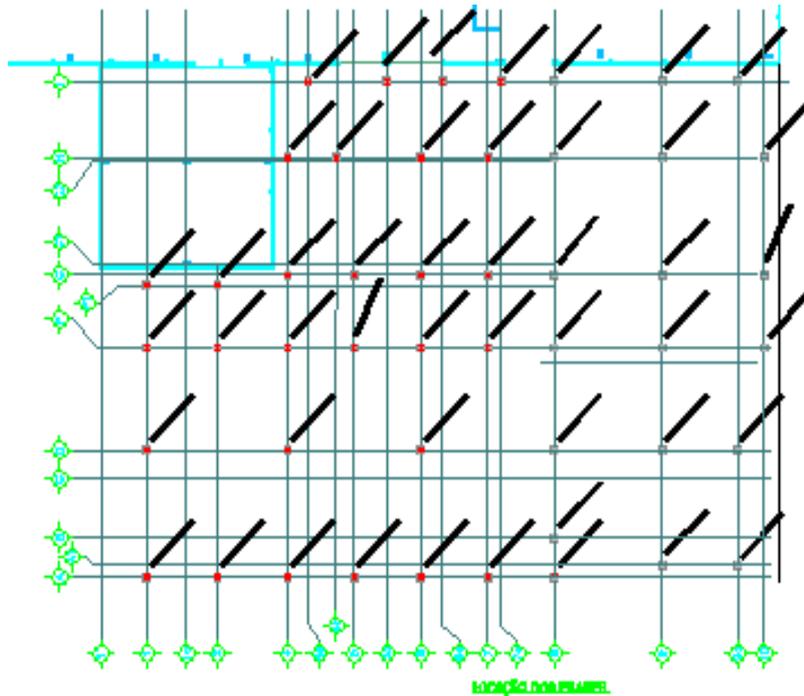


Figura 9 – Montagem dos pilares W 310x125
Fonte: Shopping (2014)





As vigas variaram em perfis W 610x125, W 360x32,9, W 460x60 e W 110x140. E os contraventamentos da estrutura, perfil U 200x75 #6,35.

Na cobertura, adotou-se para as terças perfil U 300x85x45 #4,25mm, tirantes L 45x45 #2,25, mão francesas U 100x50 #3,75 e contraventos FR 12,7 SAE 1020.

Segundo o engenheiro responsável pelo projeto estrutural, as maiores vantagens da padronização estão na economia: consegue-se comprar as peças em fardo e reduz consideravelmente o tempo de trabalho na montagem das peças (menor variação).

3.8 Execução da Obra

3.8.1 Canteiro de Obras

Atualmente é comum a construção em centros urbanos densamente ocupados, principalmente reformas e ampliações de obras comerciais. Os shoppings centers vivenciam essa condição, e, geralmente se encontram em áreas com grande densidade populacional. Assim, a utilização de grandes canteiros de obras torna-se inviável.

A estrutura metálica por ser pré-fabricada permite que o canteiro de obras seja menor e mais organizado, uma vez que não são necessários grandes depósitos para areia, cimento, brita, ferragens e madeiras. O ambiente apresenta-se limpo e ocorre menor produção de entulho, oferecendo melhores condições de segurança ao funcionário e colaborando para a diminuição de acidentes na obra.

Na obra em estudo, devido ao espaço limitado e por estar em uma região urbana com grande densidade populacional, o canteiro de obras limitou-se a uma área de aproximadamente 15 m², compostos por três divisões: almoxarifado, sala do mestre de obras e refeitório.

A falta de espaço para depósito de peças da estrutura fez-se necessário um planejamento para montagem da estrutura onde as peças foram montadas logo após seu recebimento.

3.8.2 Parte Civil x Montagem da Estrutura

A estrutura em aço é composta por elementos estruturais especificados e dimensionados em projeto, com a finalidade de auxiliar na fabricação e na montagem. Os elementos dimensionados são fundamentais ao suporte das cargas que fazem parte do conjunto da estrutura.

Segundo o Manual de Construções em aço Transporte e Montagem (2005), caso existam erros grandes, situados fora da faixa de tolerância, a montagem pode ser até inviabilizada. Podendo, em alguns casos, exigir a montagem de novos blocos e até mesmo novas estacas ou, ainda, pode ser necessário fabricar novas peças.

Para uma correta locação, são utilizados chumbadores para a fixação da estrutura na base. Além dos chumbadores utilizam-se ganchos de ancoragem e outros itens que devem ser posicionados, nivelados e alinhados corretamente, conforme os desenhos aprovados pelo projetista. Os desvios de locação destes componentes devem atender as tolerâncias descritas em norma (NBR 8800).

Assim, um dos grandes fatores responsáveis para um bom desenvolvimento de obras em estrutura metálica é a correta da locação dos chumbadores durante a execução da fundação, para que, quando se iniciar a montagem, não haja desvios fora da tolerância permitida em norma, ou que prejudiquem a montagem das peças já fabricadas.

* Contribuição científica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Em todas as bases, não houve problemas com a locação dos chumbadores. Segundo o engenheiro responsável pela obra, houve um grande cuidado para que a parte civil não acarretasse atrasos na montagem da estrutura. Para garantir precisão, foi locado além dos eixo das bases, todas as cabeças dos parafusos, conforme figuras 10 e 11, garantindo maior precisão.

Figura 10 – Ligações: parafusos A325, 19mm
Fonte: Shopping (2014)

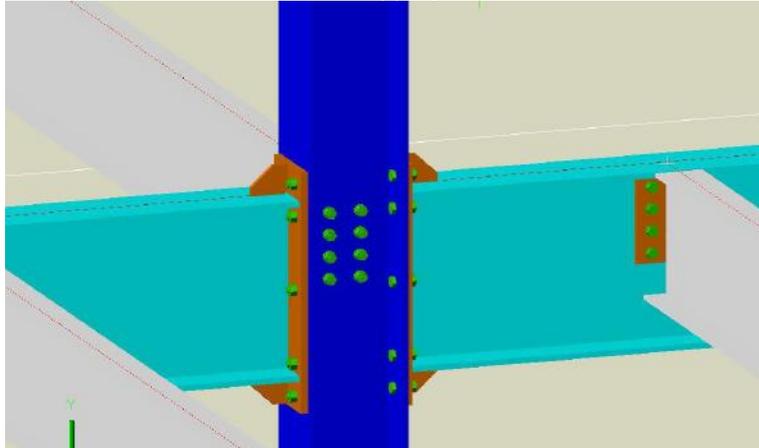
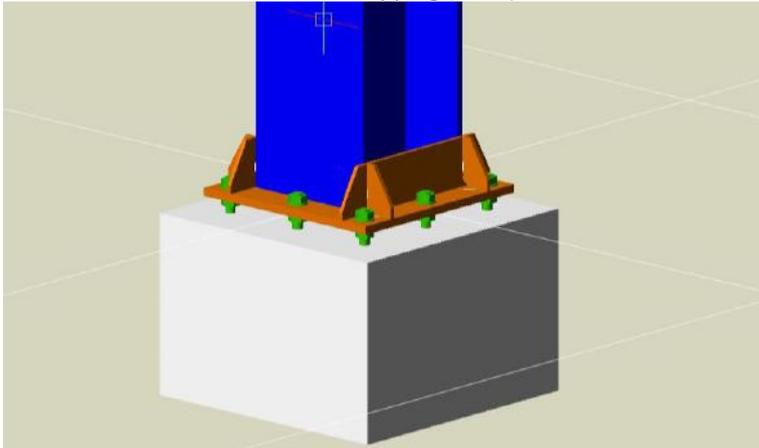


Figura 11 – Ligações: parafusos A325, 19mm
Fonte: Shopping (2014)



3.8.2.1 Montagem da Estrutura

Devido à falta de espaço para armazenagem das peças, foi necessário um desenvolvimento de um plano de montagem que garantisse que as peças fossem montadas conforme seu recebimento.

Além disso, na montagem de uma estrutura metálica, segundo o Manual de Construções em aço Transporte e Montagem (2005, pg. 85), algumas recomendações devem ser seguidas, a fim de garantir a segurança:

- A montagem da estrutura deve ser iniciada pelo núcleo de contraventamento;

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Caso o início da estrutura não possa ser iniciado pelo núcleo contraventado, deve-se criar contraventamentos provisórios na primeira parte da estrutura a ser montada;
- Após a montagem dos pilares, deve-se iniciar a montagem nas vigas que ligam o pilar aos demais pilares, de forma a formar pórticos estáveis e reduzir o comprimento de flambagem das peças.
- A jornada de trabalho de montagem das estruturas só deve ser finalizada quando os pilares estiverem estabilizados.

A sequência de montagem das peças da estrutura foi definida de forma que as peças montadas não atrapalhassem o acesso das seguintes peças, tanto no que diz respeito ao guindaste que irá içar as peças, quanto ao impedimento entre o solo e a posição da peça, garantindo assim, agilidade na execução da obra.

Como a obra requeria um ritmo acelerado para garantir o cronograma desejado, a previsão e programação de recebimento das peças fez com que não houvesse manuseio adicional com o empilhamento devido à falta de espaço para estoque.

Além disso, a montagem da estrutura foi realizada em período chuvoso, assim, a execução da estrutura foi iniciada pela montagem de todos os pilares, seguido pelos elementos de cobertura, conforme Figura 12.

Figura 12 – Montagem dos Elementos de Cobertura

Fonte: Shopping (2014)



Segundo o engenheiro da obra, a montagem dos elementos de cobertura permitiu que já se instalasse as telhas e o trabalho não fosse prejudicado com as fortes chuvas.

Em relação à montagem da estrutura com o funcionamento do shopping, buscou-se minimizar os impactos aos frequentadores do local.

As peças foram recebidas em horários flexíveis, com menos movimento de clientes do shopping. Além disso, a logística da montagem permitiu a execução simultânea das demais atividades da obra, como a infraestrutura (fundação) e acabamento, otimizando o cronograma de conclusão da ampliação.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 13 – Recebimento e içamento das peças
Fonte: Shopping (2014)



Por ser uma construção limpa, a produção e depósito de lixo na região não prejudicou o conforto dos clientes e dos moradores da vizinhança.

Assim, segundo os administradores do shopping, a opção pela solução estrutural em estrutura metálica garantiu um impacto mínimo no funcionamento do shopping.

4 CONCLUSÃO

O uso de estrutura metálica evidencia o avanço da indústria de pré-fabricados e se torna uma alternativa fundamental na construção civil, uma vez que o mercado exige obras rápidas, duráveis, precisas, flexíveis, com facilidade de manutenção e reparo, com pouca geração de entulhos e que garanta uma viabilidade técnica e econômica para a construção.

Em relação à comparação de valor da estrutura entre concreto pré-moldado e estrutura metálica, o custo de pré-moldado foi praticamente equivalente com aquele apresentado pela estrutura metálica, assim, os critérios para escolha foram baseados nas vantagens que cada tipo de estrutura poderia oferecer.

A construção civil exige um bom planejamento financeiro, urbano, arquitetônico e construtivo. Atualmente, a redução do tempo tornou-se um fator decisivo, principalmente para obras comerciais, como shoppings centers, nos quais o tempo de execução é um fator determinante e influencia diretamente no retorno financeiro do local.

A opção por padronizar a estrutura garantiu a otimização do preço de fabricação das peças, uma vez que grande parte da estrutura foi comprada em fardos, devido à modulação adotada pelo projeto estrutural.

Na obra analisada, além da grande necessidade de atender prazo e custo, o espaço era bem limitado, e por estar em uma região urbana com grande densidade populacional, a estrutura metálica permitiu que o canteiro fosse menor e mais organizado, garantindo conforto à vizinhança e aos clientes do shopping.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Um dos grandes diferenciais da obra foi a relação entre a parte civil e a execução da estrutura, uma vez que houve uma grande preocupação com a locação precisa das bases dos pilares para que não gerasse erros de alinhamentos das placas de base. Os erros de alinhamento poderiam resultar um grande atraso na obra e até mesmo gerar esforços que podem prejudicar a segurança da estrutura.

O planejamento da montagem foi eficaz para a rápida execução da estrutura, onde permitiu que as peças fossem rapidamente utilizadas, sem geração de estoque. A montagem da cobertura antes dos elementos intermediários permitiu que a obra não fosse paralisada com as condições climáticas desfavoráveis da época.

Assim, as vantagens do uso de aço para a obra analisada atenderam as necessidades propostas na adoção deste sistema estrutural, através de um grande planejamento e controle durante a execução, além da adoção de sistema modulado.

Agradecimentos

Agradecemos aos nossos professores Marco Antônio de Oliveira e Laura Melo pelo auxílio e apoio na execução desse trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABNT - **NBR 8800/2006** - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.
- ABCEN - Associação Brasileira da Construção Metálica. **Execução de Estruturas de Aço - Práticas recomendadas**. Dezembro 2010.
- ARCA (2000). **Diretrizes para o Planejamento da Região Metropolitana de Goiânia**. Disponível em: <www.arca.org.br>. Acesso em 30 Mar. 2001, Goiânia - GO.
- BELLEI, Ildony H. **Edifícios Industriais em Aço** - Projeto e Cálculo. São Paulo: Pini, 1998.
- GUIA BRASIL DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - Centro Brasileiro da Construção em Aço. Editora: Roma, 2012.
- INSTITUTO DO AÇO. Portfólio - **Catálogo Aço Brasil**, 2012.
- MANUAL DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - **Transporte e Montagem**. Instituto Brasileiro de Siderurgia – Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro 2005.
- MODELSKI, Edson; BORIN, Márcio André. **Shoppings em estrutura de aço**. Universidade de Passo Fundo - CBCA. Disponível em <<http://www.metallica.com.br/artigos-tecnicos/estruturas-metalicas-emshopping-centers>>. Acesso em 04 de abril de 2015.
- PINHO, Fernando O. Artigo: **Quando Construir em aço?** - Gerdau Açominas, 2014.
- Brasil deve ganhar mais 103 shoppings. Cadastro de Shopping 2014. Disponível em <http://www.revistafatorbrasil.com.br/ver_noticia.php?not=264894>. Acesso em 04 de abril de 2015.
- SILVA, Mauro César de B. **Edifícios de Andares Múltiplos em aço**. Apostila, PUC-GO, 2010.



Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

**PROPOSTA DE EDIFÍCIO GARAGEM MODULAR DE MÚLTIPLOS ANDARES EM
ESTRUTURA METÁLICA PARA A UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL***

Simone Stefani¹

Sérgio Paulo da Silva Pacheco²

Resumo

Um projeto estrutural deve seguir as especificações das normas relacionadas e vigentes, suportando as cargas às quais a estrutura está sujeita. Propõe-se, neste trabalho, um edifício garagem modular em estrutura metálica, com elementos pré-fabricados em sua composição, para atender a demanda não atendida de estacionamentos na Universidade de Caxias do Sul, executando de forma mais rápida que os processos construtivos usuais, possibilitando ainda a reprodução deste projeto em outros locais da Universidade. Para tanto, elaborou-se o projeto arquitetônico básico com os elementos necessários para o lançamento estrutural, pré-dimensionamento e dimensionamento, respeitando as características e as restrições municipais referentes ao local escolhido para a implantação do edifício; efetuou-se o lançamento estrutural através de pré-dimensionamento; analisou-se cada elemento estrutural no software *Ftool* com suas ações e cargas específicas, com o intuito de obter as suas reações; foram dimensionadas e verificadas todas as peças estruturais do referido projeto através de planilhas eletrônicas, com exceção das ligações, respeitando todos os requisitos mínimos da NBR 8800:2008, por ser a norma específica para esta tipologia estrutural. Por meio deste trabalho, foi possível ampliar conhecimentos na área de estruturas metálicas, partindo de um conhecimento preliminar e mínimo.

Palavras-chave: Edifício garagem; Estruturas metálicas; NBR 8800:2008; Projeto; planilhas eletrônicas.

**PROPOSAL OF A MODULAR GARAGE BUILDING OF MULTIPLE FLOORS IN METALIC
STRUCTURE FOR THE UNIVERSITY OF CAXIAS DO SUL**

Abstract

A structural project must follow the specifications from the related and actual standards, supporting the bulk that is being made on the structure. This paper suggests a modular garage building in metallic structure, with prefabricated elements in its composition, in order to meet the not answered demand of the University of Caxias do Sul parking lot, as it is a faster way to do it than the usual constructive processes, still making possible the reproduction of this project in other places of the University. Therefore: an architectonic project was elaborated containing the necessary elements to the structural release, pre-scaling and scaling, respecting the characteristics and civic restrictions related to the chosen location for the building implantation. The structural release was made by pre-scaling; each structural element was analyzed by *Ftool* software with its actions and specific charges, with the intention of obtaining its reactions; all the structural parts of the project were sized and verified by electronic sheets, with an exception of the bonds, attending all the NBR 8800:2008 minimal requisites, since this is the specific standard for this structural typology. Through this project, it was possible to enlarge the knowledge in the metallic structures field, starting from a minimum and previous knowledge.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Keywords: Garage building, metallic structures, NBR 8800:2008, project, electronic sheets.

¹ Engenharia Civil, Engenheira Civil, Estudante, Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, Brasil.

² Engenharia Civil, Engenheiro Civil, Especialista, Professor, Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

Como em qualquer projeto, inicialmente devem ser levados em consideração não só a importância, mas também o serviço que influenciará a implantação do empreendimento, como é o caso desta pesquisa, na qual se definiu a construção de um edifício garagem em estrutura metálica para o campus central da Universidade de Caxias do Sul, com base no problema enfrentado pelos estudantes: número de vagas de estacionamento insuficiente.

Iniciou-se pela definição da localização do empreendimento, o que influenciará nas características principais do projeto arquitetônico, conforme os regimentos municipais e nacionais, bem como os limites e as características específicas dos edifícios garagem. Em seguida, foi lançado o projeto estrutural, que será verificado através dos requisitos expostos pela NBR 8800:2008 [1] e outras normas que se fizerem necessárias.

O trabalho busca mostrar a viabilidade técnica estrutural para o edifício proposto, segundo a NBR 8800:2008 [1], respeitando os seus requisitos, mas ainda se enquadrando como um trabalho acadêmico. Para tanto, buscou-se compreender se é viável, tecnicamente, a construção de um edifício garagem modular em estrutura metálica, observando os requisitos estabelecidos pelas normas específicas. Neste contexto, foi definido um objetivo geral, que é realizar o projeto estrutural de um edifício garagem com estrutura metálica com módulos internos de aproximadamente 7,5 x 10m, e três objetivos específicos, sendo eles: elaborar o projeto arquitetônico compatível com a demanda do edifício garagem; realizar o lançamento estrutural para o referido projeto arquitetônico; avaliar a estrutura proposta e seus resultados, a partir da NBR 8800:2008, indicando alterações, caso sejam necessárias.

Neste contexto, as delimitações apresentadas são: as normas brasileiras 8800:2008, 6123:1988, 6120:1980 e 9077:2001, que serão utilizadas para os dimensionamentos e avaliações da estrutura metálica proposta.

1.1 Projeto

A escolha de um edifício garagem em estrutura metálica como proposta para a Universidade deve-se às vantagens oferecidas por este tipo de construção em relação a uma construção em concreto armado. As principais vantagens, segundo Bellei, Pinho F. e Pinho M. [2], ArcelorMittal S.A. [3] e Aço Minas Gerais S/A [4], são: alta resistência do aço, material homogêneo, pré-fabricação, substituição de peças com facilidade, execução rápida, devido à pré-fabricação, vida útil de 50 anos ou mais, possibilidade de mudanças internas com efeitos mínimos nos custos, possibilidade de reaproveitamento total dos materiais, possibilidade de redução de 25 a 50% do peso total da estrutura, fabricação controlada e fora do local de trabalho, teorias de cálculo bem desenvolvidas, materiais totalmente industrializados, utilização em quase qualquer tipo de construção, melhor aproveitamento da área útil, compatibilidade com outros materiais, utilização racional da mão-de-obra, maior organização do canteiro de obras, maior controle de qualidade por ser um material isotrópico e previsão do consumo de materiais com exatidão.

Estabelecido o tipo de estrutura que será utilizada, Bellei, Pinho F. e Pinho M. [2] afirmam que existem duas filosofias de projeto metálico: o projeto pelos estados limites últimos, e o

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

projeto por peças de resistências admissíveis. Como este trabalho seguirá as prescrições da NBR 8800:2008 [1], a filosofia adotada será a do projeto pelos estados limites últimos.

Definida a filosofia, Bellei, Pinho F. e Pinho M. [2] ainda apresentam os passos essenciais para o desenvolvimento interativo do projeto, sendo eles: o estabelecimento das funções, a configuração estrutural preliminar, o levantamento de todas as cargas, o pré-dimensionamento, a análise estrutural, a avaliação dos resultados, os ajustes necessários e a decisão final.

1.1.1 Particularidades de projeto dos edifícios garagens

A classificação de um projeto depende de sua função, em relação às normas que se fizerem necessárias, como é o caso da NBR 9077:2001 [5], que interfere nas características arquitetônicas e, posteriormente, na configuração estrutural. Além desta norma, é preciso consultar o PDU Caxias do Sul [6], devido aos índices expostos nestes documentos, que também influenciam nas dimensões dos projetos. Segundo o PDU Caxias do Sul [6], a área escolhida para a construção é classificada como 'Setor Especial – Cidade Universitária', onde os índices construtivos não estão expostos. Segundo orientações, recebidas pessoalmente da Coordenadoria de Planejamento de Caxias do Sul (COPLAN), devem ser adotados os índices construtivos do zoneamento mais próximo e crítico ao local de implantação do edifício, sendo o Zoneamento ZR2, fora do 2º Anel Viário. Este local tem como índices construtivos os seguintes valores: IA para demais atividades, não habitacional = 1,2; TO para estacionamento = 80%; TP = 20%; H máxima permitida = 10 m e AL min 3,5 m.

Para complementar este projeto, o Código de Obras de Caxias do Sul [7] também traz algumas definições importantes, como pé-direito mínimo, largura das circulações de veículos e pedestres, dimensões da área de ventilação, largura e inclinação das rampas de acesso de veículos, dimensões mínimas das vagas de estacionamentos e número mínimo de vagas para portadores de necessidades especiais (PNE), entre outras. Quanto às inclinações de rampas, segundo este documento, a inclinação máxima é 20%, informação que prevalece no território nacional. Porém, segundo ArcelorMittal S.A. [8], a inclinação máxima adotada é de 15%, e a ideal é de 12%, característica de edifícios-garagem de outros países.

1.2 Material

Para Kienert [9], as edificações com estrutura metálica são hoje produzidas com peças de aço, constituídas principalmente de ferro, mas combinadas com outros não-metais, como o carbono, o enxofre e o silício, além de outros metais, como o cobre, o cromo, o zinco e o níquel. Principalmente, segundo Pfeil W. e Pfeil M. [11], o que diferencia o aço do ferro, é a concentração de 0,008% a 2,11% de carbono na composição. Independentemente do aço ou perfil escolhido, segundo Bellei, Pinho F. e Pinho M. [2], os valores das propriedades mecânicas dos aços que podem ser utilizados nos cálculos não se diferenciam, sendo eles:

- Módulo de Elasticidade do aço (E): 200.000 MPa;
- Módulo de Elasticidade transversal do aço (G): 77.200 MPa;
- Coeficiente de Poisson (ν_a): 0,3;
- Coeficiente de dilatação térmica (β_a): 12×10^{-6} por $^{\circ}\text{C}^{-1}$;
- Massa específica (γ_a): 77 kN/m³ ou 7850 kg/m³.

Segundo Pfeil W. e Pfeil M. [11], os aços-carbono, onde o aumento da resistência e a diminuição da ductibilidade são produzidos pela presença de carbono e manganês, são os mais utilizados em estrutura metálicas. Dentre os tipos de aços-carbono, o mais utilizado para estruturas metálicas no Brasil é o ASTM A36 (MR 250). Este tipo apresenta as seguintes características, segundo a NBR 8800:2008 [1]:

- Teor de carbono: 0,25 – 0,29 %;
- Limite de escoamento (f_y): 250 MPa;
- Resistência à ruptura (f_u): 400 – 550 MPa.

Além do limite de escoamento, que é a característica que, segundo Dias [12], não pode ser atingida nas seções transversais, a propriedade de elasticidade indica que este material pode atingir tensões altas e, ainda, não ultrapassar sua fase elástica.

Após a fase elástica, o aço passa pela fase plástica, na qual, por ser um material dúctil, o material tem a capacidade de se deformar sem romper. Dias [12] salienta que esta propriedade possibilita a redistribuição das elevadas tensões locais, permitindo grandes deformações das seções, servindo como um aviso de que há tensões elevadas aplicadas.

Apesar das características que só valorizam as estruturas metálicas, há propriedades que as desfavorecem, como é o caso do efeito de temperaturas elevadas, fadiga e corrosão, ainda de acordo com Pfeil W. e Pfeil M. [11]. Temperaturas maiores que 100°C tendem a reduzir o limite de escoamento (f_y), o limite de ruptura (f_u) do aço e o módulo de elasticidade (E), levando as peças de aço à fluência em temperaturas acima de 250 °C, que é a deformação plástica, e posterior estricção (redução da seção transversal).

Quando estas peças estão sujeitas a esforços repetitivos em grande número, como efeitos cíclicos, pode ocorrer a fadiga, resultando na ruptura do material. De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. [11], os pontos de contato entre a solda e o aço diminuem significativamente a resistência à fadiga.

Por fim, um ponto que deve ser priorizado é a proteção das peças metálicas quanto à corrosão, que consiste em reações com resultados parecidos com o minério de ferro e, conseqüentemente, a perda de seção das peças. Por ser um material que normalmente fica totalmente exposto ao ambiente, sua proteção é executada por pintura ou galvanização. Existem também aços patináveis, os quais não necessitam destes tipos de proteção, devido às pequenas adições de elementos de liga, os quais formam uma pátina de proteção.

1.3 Perfis metálicos

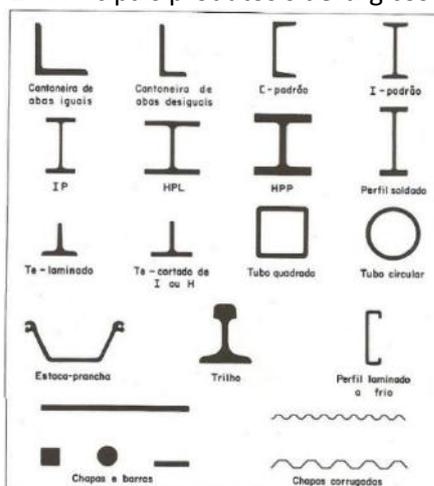
Para este projeto definiu-se a utilização dos perfis laminados, nos formatos I e H, denominados perfis W (*wide flange*), ou seja, seções de abas paralelas e espessura constante. Segundo Dias [12], este tipo de perfis não possui tensões residuais, devido à inexistência de soldagens. No entanto, Galambos (1988) apud Almeida e Lavall [13], relata que esta condição depende de diversos fatores, como a temperatura de laminação e as condições de resfriamento, o que representa a possibilidade destas tensões uma vez que, no processo de laminação, o aço é aquecido e, posteriormente, resfriado lentamente, ocorrendo uma desigualdade de temperaturas entre o núcleo e a superfície da peça. Estes perfis podem possuir abas que meçam entre 150 e 610 mm, com nomenclatura começando pela letra W, altura total e massa do perfil em kg/m.

1.4 Seções metálicas

Em um projeto estrutural, são diversos os tipos de seções que o constituem. Segundo a Aço Minas Gerais S/A [4] e a Figura 1, os principais produtos são:

- Cantoneiras de abas iguais e desiguais;
- Perfis T, I, IP de faces paralelas, HPL, HPM, HPP, U;
- Barras chatas, quadradas, redondas;
- E chapas.
-

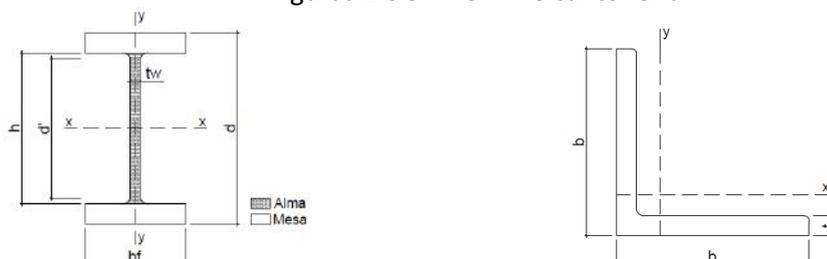
Figura 1 - Principais produtos siderúrgicos



Fonte: Aço Minas Gerais S/A [4]

Os perfis laminados e soldados são os mais utilizados para estruturas metálicas, principalmente nas seções I e H, tendo propriedades geométricas bem diferentes se comparados. Como auxílio aos cálculos, os perfis ofertados pelo mercado de estruturas metálicas estão listados em tabelas, disponíveis virtualmente, e nos livros de dimensionamento, além da NBR 5884:2013 [14]. Os perfis I e H são divididos em duas áreas: a alma e as mesas. Nas Figuras 2 e 3 a seguir estão representados dois tipos de perfis e a seguir as nomenclaturas de cada pedaço das peças:

Figuras 2 e 3 – Perfil I e cantoneira



Fonte: Software AutoCad do Autor (2015)

 d = altura do perfil

 b_f = largura da mesa

 b = largura aba

 t_f = espessura da mesa

 m = massa nominal do perfil

Eixo X-X – linha paralela à mesa, passando pelo centro de gravidade.

Eixo Y-Y – linha paralela à alma, passando pelo centro de gravidade.

 t = espessura aba

 h = altura da alma

 t_w = espessura da alma

 A = área da seção transversal do perfil

1.5 Ligações

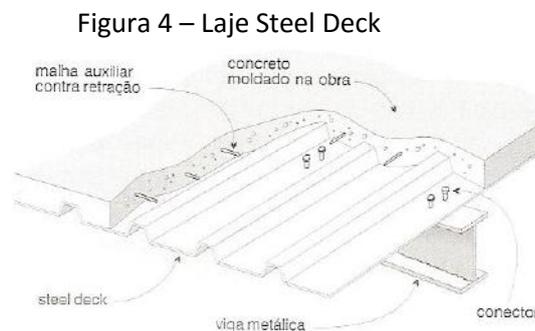
As peças metálicas utilizadas, que são padronizadas, para a estrutura do projeto necessitam ser conectadas entre elas, o que ocorre por meio de outras peças, denominadas ligações. Dias [12] afirma que as ligações podem ser executadas por soldagem ou parafusamento, dependendo de diversos fatores, como: comportamento da conexão (rígida ou flexível, por contato ou por atrito, etc.), limitações construtivas e montagem (acesso para parafusamento, suportes provisórios, simplicidade, repetição, etc.).

Nesta pesquisa, a parte referente às ligações entre as peças estruturais não foi possível realizar até o momento da entrega. Devido a exiguidade do tempo, optou-se por fazer o dimensionamento dos elementos estruturais, pois a rotina de cálculo de ligações parafusadas e soldadas já é consolidada, e causa menor impacto sobre as dimensões das peças estruturais.

1.6 Lajes com formas metálicas incorporadas

Lajes são os elementos responsáveis por direcionar as cargas verticais até as vigas e, posteriormente, aos elementos verticais que suportarão as solicitações. O mesmo processo ocorre para as cargas horizontais que, segundo Dias [12], são direcionadas para as colunas e contraventamentos, caso existam. O autor ainda destaca que as lajes necessitam estar bem ligadas à estrutura de aço, quando trabalharem como contraventamento horizontal, a fim de executarem o papel de diafragma rígido.

Para este projeto, o tipo de laje Steel Deck será o escolhido para execução, o qual, segundo a Aço Minas Gerais S/A [4], “trata-se de uma laje mista de chapa laminada à frio, galvanizada, funcionando como forma e como ferragem, necessitando normalmente só de uma armação transversal adicional” (AÇO MINAS GERAIS S/A 1979, p. 73), preenchida por concreto, como exemplificado na Figura 4. Dias [12] explica que a armadura transversal, quadrada e eletro-soldada, é necessária para evitar o aparecimento de fissuras devido à retração e à variação térmica do concreto, que é colocado sobre as formas metálicas. Explica também, que são necessários conectores de cisalhamento nas vigas de apoio das lajes, ligando estes elementos à estrutura.

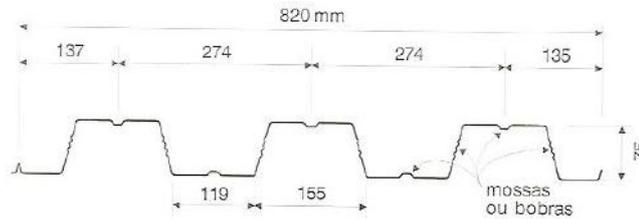


Fonte: Dias [12]

Segundo o catálogo da Metform [15], as lajes Steel Deck, na sua maioria, seguem as seguintes descrições de materiais: “aço galvanizado, (ZAR 280) ASTM A 653 Grau 40 tensão de escoamento $f_y = 280 \text{ MPa}$ ” (MetForm [15], p. 4, grifo do autor), e concreto com resistência à compressão maior ou igual a 20 MPa. A NBR 8800:2008 descreve todos os passos para o dimensionamento destes elementos, caso sejam necessários no projeto. Neste trabalho não serão dimensionados estes elementos, será utilizado apenas o catálogo disponibilizado pela METFORM - lajes Steel Deck, na tipologia MF-75.

Dias [12] salienta que os vãos mais econômicos para este tipo de vigas estão entre 2,0 e 4,0 m, devido ao fato de que vãos maiores necessitarão de armaduras superiores, as quais necessitam de cálculo. Indica também que, em média, a largura útil destas lajes está entre 820 e 840 mm, com espessuras de 0,80, 0,95 e 1,20 mm, alturas entre 59 e 75 mm, com comprimento de até 12 m, como mostrado na Figura 5.

Figura 5 – Seção transversal de laje Steel Deck



Fonte: Dias [12]

1.7 Ações e solicitações

Uma análise estrutural visa, principalmente, propor uma estrutura que resista à todas as cargas e ações atuantes, suportando as combinações destas ações, mantendo as deformações dentro dos limites impostos, inclusive os níveis de vibrações. Cargas são “todas as ações impostas pela gravidade (peso próprio), meio ambiente (vento, etc.) e as devidas ao uso da estrutura (sobrecargas ou acidentais)” (BELLEI, PINHO F. e PINHO M., 2008, p. 50).

Segundo a NBR 8800:2008 [1], devem ser levadas em consideração em uma análise estrutural todas as ações cujos efeitos sejam significativos sobre a estrutura, classificadas como: permanentes, variáveis e excepcionais.

1.7.1 Cargas permanentes

Consideram-se cargas permanentes o peso próprio da estrutura e o peso de todos os materiais utilizados na construção, bem como as instalações permanentes, segundo a NBR 6120:1980 [16]. Configuram-se como carga permanente também os deslocamentos de apoios e as imperfeições geométricas, segundo a NBR 8800:2008 [1].

Além dos valores encontrados na NBR 6120:1980, existem também os valores típicos de materiais bastante utilizados, encontrados nos catálogos de fabricantes, porém não na norma:

- Forro fixo de gesso..... 0,3 kN/m²
- Paredes de divisão interna de gesso..... 0,6 kN/m²
- Telhas trapezoidais de aço (altura 40 x 0,65 mm)..... 0,07 kN/m²
- Steel Deck (altura 75 x 0,8 mm)..... 2,74 kN/m²
- Blocos leves de alvenaria para vedação..... 5,0 kN/m²

Para a representação deste tipo de ação, segundo a NBR 8800:2008, será denominada de F_{gk} , ou seja, valores característicos das ações permanentes.

1.7.2 Cargas Variáveis

Cargas variáveis são definidas a partir do uso e da ocupação do projeto em questão. Para a NBR 8800:2008 [1], as cargas variáveis também decorrem das sobrecargas, como utensílios, veículos e móveis, denominadas de F_{qk} segundo a referida norma.

Na Tabela 2 da NBR 6120:1980 [16], para o uso específico de garagens e estacionamentos, o valor mínimo que se deve adotar, quando se tratar de veículos de passageiros ou semelhantes, com carga máxima de 25kN por veículo, é de 3 kN/m². A norma estabelece ainda o coeficiente de majoração das cargas acidentais (ϕ , onde deve-se considerar que: l = vão da viga ou o menor vão da laje; l_0 = 3 m quando se tratar de lajes, e l_0 = 5 m no caso das vigas. Adotando estas nomenclaturas, a norma estabelece os seguintes limites (Equações 1 e 2):

$$\phi = 1,00 \text{ quando } l \geq l_0 \quad (1)$$

$$\phi = \frac{l_0}{l} \leq 1,43 \text{ quando } l \leq l_0 \quad (2)$$

1.7.3 Cargas devidas ao vento

As ações devidas ao vento também se configuram como cargas variáveis ou acidentais, segundo a NBR 8800:2008 [1], mas por se tratar de um tipo de ação com efeitos realmente significativos, será explicada separadamente neste capítulo. Conforme Kienert [10], quanto maior a altura do edifício, maior será a influência do vento sobre a estrutura, necessitando de reforços, também chamados de contraventamentos.

A fim de analisar a influência do vento sobre a estrutura, Bellei, Pinho F. e Pinho M. [2] expõem os três parâmetros que regem esta análise, sendo eles:

1. *Pressão dinâmica (pressão de obstrução) q*: Este parâmetro depende da velocidade básica do vento V_0 , do fator topográfico S_1 , fator de rugosidade S_2 e fator estatístico S_3 , conforme as seguintes equações e descrições (Equações 3 e 4):

$$q = \frac{V_k^2}{1,63} \quad \text{pressão dinâmica do vento [N/m}^2\text{]} \quad (3)$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{velocidade característica do vento [m/s]} \quad (4)$$

Fator topográfico S_1 : depende das condições do relevo do terreno onde a edificação se localizará. Este fator, segundo a NBR 6123:1988 [17], tem valor entre 0,9 para vales protegidos do vento de todas as direções, e 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados.

Fator de rugosidade S_2 : fator dependente da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou da área considerada no estudo, inclusive sua altura acima do terreno. Considerando a influência da rugosidade do terreno. A NBR 6123:1988 [17] divide-o em cinco categorias (do terreno com poucos obstáculos ao terreno cercado por obstáculos de grandes dimensões), e quanto às dimensões da edificação, a norma classifica de A a C (menores que 20 m até superiores a 50 m).

Para o item altura sobre o terreno, a norma estabelece uma equação e a Tabela 2 para classificação da edificação e conseqüentemente S_2 .

Fator estatístico S_3 : fator que associa a probabilidade de 63% da velocidade do vento ser excedida e a vida útil para a edificação, considerada 50 anos. Os valores mínimos são expostos pela NBR 6123:1988 [17].

Para a determinação da velocidade básica do vento, a NBR 6123:1988 [17] dispõe o mapa das isopleias de velocidade do vento sobre o território brasileiro, segundo os dados coletados.

2. *Coefficientes de Força*: Com o cálculo da pressão dinâmica do vento, é possível determinar a Força de Arrasto, que é a ação do vento em função do coeficiente de arrasto, que incide perpendicularmente à uma determinada superfície. Este coeficiente é determinado segundo gráficos de comparação expostos na NBR 6123:1988 [17], e aplicando os dados na Equação 5. A seleção do gráfico na norma depende da turbulência considerada, que neste projeto foi a baixa turbulência. A incógnita denominada A_e refere-se à área frontal efetiva que é afetada, e h a altura efetiva da edificação. A norma explica também que, se a edificação possuir seus extremos abertos, permitindo a passagem direta do vento, a incógnita h deverá ser considerada a metade do comprimento da edificação, como é o caso deste projeto.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{- força de arrasto} \quad (5)$$

3. *Coefficiente de Pressão C_{pe} e de Forma C_e externos, e de Pressão Interna C_{pi}* : Os valores para os coeficientes de pressão e de forma externos são apresentados também em tabelas na NBR 6123:1988 [17], bem como o coeficiente de pressão interna, que possui um roteiro de cálculo específico. Tanto os coeficientes externos quanto o interno, para este projeto em específico, não serão calculados, considerando-se que a estrutura possui fachadas com passagem direta de vento e carga elevada sobre a cobertura, impedindo a ocorrência dessas pressões.

1.7.4 Cargas Excepcionais

Configuram-se como excepcionais as ações com duração muito curta e pequena probabilidade de ocorrência na vida da construção. A NBR 8800:2008 [1] cita como exemplo explosões, choques de veículos, incêndios e sismos excepcionais. Para o caso de incêndio, as estruturas necessitam de proteção, pois, “as estruturas metálicas tem sua resistência reduzida em aproximadamente 50% a partir da temperatura média de 550 °C” (BELLEI, PINHO F. e PINHO M., 2008, p. 199). Temperaturas próximas deste limite serão atingidas em ambientes que não possuem ventilação constante, diferente do caso específico deste projeto, onde todas as fachadas possuirão grande parte da sua área aberta para o ambiente externo.

Outra carga excepcional que tem relevância é a variação térmica da estrutura, sendo recomendada a aplicação de uma junta de dilatação a cada 60 ou 70 m de comprimento, segundo o Portal Met@lica [18]. Para complementar, Futureng [19] explica que estruturas metálicas podem ter uma expansão linear de aproximadamente 0,13 mm a cada 1°C que se acrescenta na temperatura, o que possibilita juntas de dilatação mais distanciadas em relação às construções em concreto, onde seriam aplicadas a cada 30 ou 40 m.

1.8 Pré-dimensionamento

No caso das vigas de alma cheia, pode-se adotar para a altura das vigas principais, com vãos entre 8 e 30m, a relação de 1/14 a 1/20 do vão; e para vigas secundárias, com vãos de 4,5 a 18m, a relação de 1/20 a 1/25 do vão, segundo Dias [20]. Já se as vigas forem do tipo treliça, os valores de referência para o pré-dimensionamento podem ser adotados entre 1/10 e 1/25, para vão de 12 a 35m.

Para os pilares, Dias [20] sugere como pré-dimensionamento, a multiplicação da área de influência para este elemento por 8 kN/m², vezes o coeficiente de 1,4 e o número de pavimentos, dividindo o resultado por uma tensão de 15 kN/cm². O que se obtém com este cálculo é a área da seção transversal necessária para este pilar, com a qual, através das tabelas de dimensionamento de perfis CVS ou CS, define-se o melhor perfil inicial, podendo então dar início à análise, conforme o caso.

1.9 Dimensionamento

A NBR 8800:2008 [1] disciplina a análise de estruturas em relação aos materiais e aos deslocamentos, sendo este segundo dividido em análise linear (estrutura indeformada) e não-linear (estrutura deformada). A norma classifica as estruturas perante a sensibilidade aos deslocamentos laterais, através da relação entre o deslocamento lateral do andar em questão com a base do edifício na análise de segunda ordem com a análise de primeira ordem. A análise de primeira ordem é realizada com a estrutura sem deformações, e a de segunda ordem quando já existem as primeiras deformações. Se esta relação resultar em um valor inferior a 1,1, a estrutura se configura como de pequena deslocabilidade; caso o valor se encontre no intervalo de 1,1 e 1,4, a estrutura será de média deslocabilidade; e será considerada uma estrutura de grande deslocabilidade se o valor obtido for superior que 1,4.

A partir desta classificação, a norma estabelece algumas considerações que deverão ser utilizadas na análise, como a consideração das imperfeições geométricas logo no início dos cálculos, reduções de rigidez e majoração dos esforços solicitantes. Estas considerações estão descritas na seção 4.9.7 da NBR 8800:2008 [1]. É importante salientar que a norma impõe que todos os pilares devem ser travados através de contenções horizontais em duas direções, pelo menos, em cada nível suportado pelo pilar. Estas contenções devem suportar esforços de tração de no mínimo 75 kN ou 1% da força solicitante, adotando o maior valor.

Inicia-se pelo análise dos Estados Limites últimos, tendo como critério de segurança a Equação 6, onde S_d representa os valores de cálculo das solicitações, e R_d os valores correspondentes aos esforços resistentes de cálculo desta estrutura.

$$R_d \geq S_d \text{ critério de segurança (6)}$$

Como já explicado, temos diferentes tipos de cargas, as quais podem ser combinadas entre si e, dependendo da classificação, a análise terá diferentes coeficientes. As combinações se dividem em normais, especiais e excepcionais, onde as duas últimas tratam-se de ações transitórias e que tenham probabilidades altas de ocorrerem ainda durante a construção, como ações variáveis da natureza. Neste projeto, a análise será com as combinações normais.

A norma estabelece na sua Tabela 1 os valores dos coeficientes de ponderação de cada combinação para que os valores de cálculo das ações sejam obtidos, denominado γ_i , e depois é multiplicado pelo valor característico da ação. A Equação 7 é utilizada para cada combinação de ações que for verificada, onde $F_{Gi,k}$ representa os valores das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é a ação variável considerada principal para a combinação, e $F_{Qj,k}$ representa os valores das ações variáveis que podem agir junto com a ação variável principal.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

Para as combinações de ações de serviço, a norma possibilita a utilização de coeficientes de redução para ações variáveis, denominado ψ_0 , com valores segundo indicados na Tabela 2.

Estabelecidos os valores das ações, deve-se estabelecer também os valores de cálculo das resistências que esta estrutura apresenta, com seus coeficientes de ponderação γ_{a1} e γ_{a2} , no caso de estruturas metálicas, conforme a Tabela 3 da NBR 8800:2008 [1], onde o primeiro refere-se ao escoamento, a flambagem e a instabilidade, e o segundo à ruptura.

1.9.1 Elementos sujeitos à compressão

Inicialmente, a NBR 8800:2008 [1] define a classificação das seções transversais, em relação à flambagem local, em AA, para elementos com duas bordas longitudinais vinculadas, e em AL, para elementos com apenas uma borda longitudinal vinculada. Para cada classificação, posteriormente serão analisadas, de formas diferenciadas, estas seções transversais quanto à compressão, segundo o parâmetro de Esbeltez do elemento, que é definido pela relação entre a largura e a espessura (b/t) e, para cada tipo de elemento, há um parâmetro de Esbeltez limite, conforme a Tabela F.1 da norma.

Assim como ocorre nas ações variáveis, é possível aplicar um fator de redução para os elementos axialmente comprimidos, o qual é denominado Q (flambagem localizada). Este fator de redução será igual a 1,0 quando os elementos não ultrapassarem o valor de b/t_{lim} . Caso contrário, dependendo do tipo de seção transversal (AL ou AA), o fator de redução será a multiplicação dos fatores para cada seção, denominados respectivamente Q_s e Q_a , dependendo do grupo, também conforme a Tabela F.1.

Para cada grupo de elementos AL, Q_s terá uma equação diferente, descrita no Anexo F da NBR 8800:2008 [1]. Já para os elementos AA, Q_a é regido pelas seguintes equações (Equações 8, 9 e 10), onde A_g é a área bruta da seção, b a largura, t a espessura, b_{ef} a largura efetiva do elemento comprimido, C_a é um coeficiente com valor de 0,38 para mesas ou almas com seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos, e σ é a tensão que pode atuar no elemento com valor, conservador, igual a f_y .

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (8)$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) \quad (9)$$

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (10)$$

Até o momento, foram explicadas as considerações para a análise de elementos de barras axialmente comprimidas referentes à flambagem local, o que é diferente da análise da barra inteira, sujeita a força axial de compressão. Quando se tratar da barra inteira, a NBR 8800:2008 [1] coloca como condição a Equação 11, onde $N_{c,Sd}$ representa a força de compressão solicitante, e $N_{c,Rd}$ a força de compressão resistente de cálculo. A força resistente de cálculo tem seu valor definido segundo a Equação 12, onde Q é o fator de redução total associado à flambagem local, conforme as explicações já expostas, e A_g representa a área bruta da seção transversal da barra. O fator de redução associado à resistência à compressão χ (flambagem global) depende do índice de Esbeltez reduzido λ_0 que, dependendo do valor, terá a classificação exposta a seguir, com a Equação 13 para o valor de λ_0 . A norma estabelece ainda que, caso λ_0 não ultrapasse o valor de 3,0, pode-se utilizar o gráfico e a tabela disponibilizada pela norma.

- a) para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658\lambda_0^2$
b) para $\lambda_0 \geq 1,5$: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad \text{condição de segurança à compressão} \quad (11)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{at}} \quad \text{força axial de compressão resistente de cálculo} \quad (12)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad \text{índice de esbeltez reduzido} \quad (13)$$

O índice de Esbeltez aqui exposto (λ) é diferente do índice de Esbeltez do elemento, pois este é o produto entre o comprimento destravado da barra (L) pelo coeficiente de flambagem a flexão nas duas direções (K), divididos pelo raio de giração (r). Para os valores de K , deve-se consultar a Tabela E.1 da norma. O índice de Esbeltez não poderá ultrapassar 200.

1.9.2 Elementos sujeitos a tração

A NBR 8800:2008 [1] inicia com a condição geral da Equação 14, na qual $N_{t,Rd}$ é a força solicitante de cálculo e $N_{t,Rd}$ é o esforço resistente de cálculo. Os esforços resistentes têm seus valores calculados segundo as Equações 15 e 16, adotando o menor dos valores dependendo do rompimento, onde A_g é a área bruta da seção transversal, A_e é a área líquida efetiva da seção, f_y é a resistência de escoamento do aço e f_u é a resistência à ruptura do aço.

$$N_{t,Rd} \leq N_{t,Sd} \quad \text{condição de segurança à tração} \quad (14)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{az}} \quad \text{esforço resistente de cálculo para escoamento da seção bruta} \quad (15)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{az}} \quad \text{esforço resistente de cálculo para ruptura da seção líquida} \quad (16)$$

Para o cálculo da área líquida efetiva (A_e), devemos considerar a multiplicação da área líquida da barra (A_n), pelo coeficiente de redução da área líquida (C_t). A norma estabelece, na sua seção 5.2.4 as regras para calcular a área líquida de elementos com furos, o que depende principalmente da largura dos furos, e na seção 5.2.5 as regras para o cálculo do coeficiente de redução da área líquida, que depende principalmente do tipo de ligação. A norma conclui que, caso não haja furos na região analisada, a área líquida é igual à área bruta da seção transversal.

Para os esforços de tração, a norma estabelece ainda, em relação ao índice de Esbeltez, que o mesmo não deverá ultrapassar o valor de 300.

1.9.3 Elementos sujeitos a momento fletor e esforço cortante

A NBR 8800:2008 [1] começa com algumas condições, como exemplo que as seções I e H devem ser fletidas em relação a um dos seus dois eixos de simetria. Para estes esforços, são estabelecidas as condições de segurança conforme as equações 17 e 18. Nestas equações, M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo e V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo.

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \text{ condição de segurança para momento fletor (17)}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \text{ condição de segurança para esforço cortante (18)}$$

Tratando apenas do esforço momento fletor, a norma divide o dimensionamento segundo a Esbeltez da alma da seção transversal. Neste projeto, tem-se a restrição da utilização de apenas perfis não-esbeltos, direcionando a análise para o anexo G da norma. A análise se divide em três tipos, conforme o caso, sendo eles: flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Deve-se considerar também que o momento fletor resistente de cálculo não pode ser maior que $1,50W f_y / \gamma_{a1}$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão.

A norma demonstra que, no caso da análise FLT, pode ser necessário o cálculo do fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), relacionado ao comprimento destravado analisado (L_b). Dependendo da situação em que se encontram as contenções do elemento analisado, a norma apresenta as equações para o cálculo de C_b .

Também é necessário o cálculo do índice de Esbeltez, onde para cada tipo de análise (FLT, FLM ou FLA) haverá um cálculo diferente. Estes índices, nesta etapa do dimensionamento, são divididos em: índice de Esbeltez (λ), parâmetro de Esbeltez correspondente à plastificação (λ_p) e correspondente ao início do escoamento (λ_r). Na Tabela G.1 estão as equações de cada parâmetro, segundo o tipo de análise. A norma ainda separa o cálculo do momento fletor resistente do cálculo para a análise FLT e para as análises FLA e FLM, nos intervalos dos parâmetros de Esbeltez, conforme equações expostas no Anexo G da norma.

Para o cálculo da força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) são utilizados os estados-limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento, com condições específicas para cada grupo de perfis. Abaixo estão relacionadas as equações (Equações 19 a 26) empregadas para o grupo de seções mais utilizadas, sendo as seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma, onde a alma é o elemento que resiste ao esforço cortante. Nestas equações, V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento e a é a distância entre dois enrijecedores transversais adjacentes. A incógnita k_v depende da existência ou não de enrijecedores, com valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores, ou $5 + [5/(a/h)^2]$ para almas com enrijecedores.

a) para $\lambda \leq \lambda_p$: $V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$ 1ª condição (19)

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $V_{Rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}}$ 2ª condição (20)

c) para $\lambda > \lambda_r$: $V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$ 3ª condição (21)

$$\tilde{\lambda} = \frac{h}{t_w} \quad (22)$$

$$\tilde{\lambda}_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (23)$$

$$\tilde{\lambda}_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (24)$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (25)$$

$$A_w = d \cdot t_w \text{ área da alma (26)}$$

1.9.4 Combinação de momentos fletores e força axial

Quando ocorrer momento fletor e esforço axial em um mesmo elemento estrutural, denominada Flexão Composta, segundo a NBR 8800:2008 [1], precisa ser verificada, tendo por base as fórmulas a seguir (Equações 27 e 28):

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \text{ Condição flexão composta (27)}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \text{ Condição flexão composta (28)}$$

1.9.5 Contraventamentos

Para garantir a estabilidade da estrutura na sua vida útil, são necessários alguns elementos que resistam às ações externas, como a torção e a ação do vento, levando as forças longitudinais até as fundações. Estes elementos são denominados contraventamentos e podem estar sujeitos a esforços de tração e/ou compressão. Com a aplicação de contraventamentos, além da melhor distribuição das cargas horizontais, obtém-se também a redução dos momentos na base das colunas e dos deslocamentos.

Segundo Bellei [21], devem ser considerados os limites de Esbeltez para contraventamentos à tração em no máximo 300, e para compressão, no máximo 200, os mesmo limites da NBR 8800:2008 [1] para barras prismáticas sujeitas à tração e à compressão. O cálculo destes elementos segue o roteiro de cálculo de treliças, por se tratar de barras sujeitas apenas a esforços axiais.

1.10 Deformações

A NBR 8800:2008 [1] estabelece limites para os deslocamentos verticais e horizontais para todos os seus elementos, conforme a Tabela C.1 e Figura C.1 da norma, onde δ_0 é o valor da contraflecha da viga, δ_2 é o deslocamento devido às ações permanentes, δ_2 são os efeitos de longa duração das ações permanentes, δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis e δ_{max} é o deslocamento máximo da viga. Nesta etapa do projeto, cabe ao profissional analisar cada caso, verificando se os deslocamentos são estados-limites reversíveis ou não, assim como quais combinações devem ser utilizadas, conforme o elemento estrutural considerado. Para as considerações desta etapa, a norma expõe as especificações na sua seção 4.9.8 e Anexo C.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Com a finalidade de verificar a viabilidade técnica de um edifício garagem modular em estrutura metálica, o método escolhido para este trabalho é o Estudo de Caso.

A ideia inicial compreendeu as seguintes características: implantação de módulos internos com dimensões de aproximadamente 7,5 x 10 m, onde seja possível instalar 6 vagas de veículos de passeio, com dimensões externas do edifício de aproximadamente 30 x 50 x 10 m (l x c x a), com pé-direito livre mínimo de 2,5 m, rampas com inclinação máxima de 20%, instalação de um ou dois núcleos rígidos com paredes de concreto, lajes em steel deck, cobertura com a aplicação de telhado verde para maior retenção de água, fechamento das fachadas em placas cimentícias, elevadores, escadas e acessos segundo os requisitos da NBR 9077:2002 e o Código de Obras do município de Caxias do Sul, instalações hidráulicas e elétricas para os sanitários do edifício, e reserva hidráulica para sinistro de incêndio.

A metodologia aplicada possibilitou a realização do projeto, conforme os itens expostos a seguir.

- **DEFINIÇÃO DA LOCALIZAÇÃO E DO PROJETO ARQUITETÔNICO:** Levados em consideração os acessos e a localização da maior aglomeração de estudantes, para que o edifício atenda a demanda excedente de alunos para o maior número de blocos de aulas.

Definida a localização, consultou-se o Plano Diretor para definição dos índices construtivos, seguida da consulta à NBR 9077:2001 [5] e Código de Obras de Caxias do Sul [7] para adequação das áreas internas. O projeto arquitetônico, não sendo o foco do trabalho em questão, apresenta os itens mínimos para o entendimento do projeto como um todo e para possibilitar o lançamento estrutural e seu dimensionamento.

- **LANÇAMENTO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO:** Inicia-se pelo primeiro lançamento estrutural, localizando os pilares, vigas e lajes, indicando seus comprimentos iniciais, e onde se localizam as ligações entre elementos estruturais. Em seguida realizou-se o pré-dimensionamento exposto na revisão bibliográfica e indicado possíveis perfis a partir da comparação dos resultados com a NBR 5884:2013 [14].

- **AÇÕES E SOLICITAÇÕES:** O próximo passo foi a determinação dos valores das ações que agirão sobre a estrutura, como o vento e as reações das lajes, seguido da realização de um diagrama de corpo livre para cada elemento a fim de aplicar as equações de equilíbrio de forças, com os valores das ações aplicados, a fim de obter as solicitações, de acordo com as combinações normais. Os referidos diagramas foram realizados no software Ftool, onde foi possível analisar todas as ações e solicitações existentes neste projeto.

- **DIMENSIONAMENTO:** Realizou-se a verificação dos elementos estruturais através das equações e limites expostos pela NBR 8800:2008 [1], indicando a necessidade ou não de alterações, como alteração do tipo do perfil ou até mesmo do seu comprimento e direção dos eixos longitudinais.

Todas as verificações foram realizadas a partir de planilhas eletrônicas, que foram elaboradas com as equações da NBR 8800:2008 [1], respeitando as indicações e recomendações que se apliquem a este projeto. Por se tratar de um projeto estrutural, com foco na estrutura metálica, o núcleo rígido e as fundações não foram dimensionados, disponibilizando apenas as reações a que estes elementos foram submetidos.

- **DETALHAMENTO:** Tendo os elementos estruturais e não estruturais definidos, calculados e verificados, foram desenvolvidas as plantas de montagem básicas com a identificação dos perfis metálicos utilizados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Definição da localização e do projeto arquitetônico

O local escolhido para a implantação do projeto é próximo à Vila Olímpica da Universidade de Caxias do Sul, indicado na Figura 6, por seu acesso já estar adequado com uma rótula para distribuição do fluxo, pela possibilidade de caminhos que atingem o estacionamento, pela topografia do terreno ser plana, pela não interferência da implantação do edifício no caráter visual da instituição e pela razoável proximidade de diversos blocos da universidade.

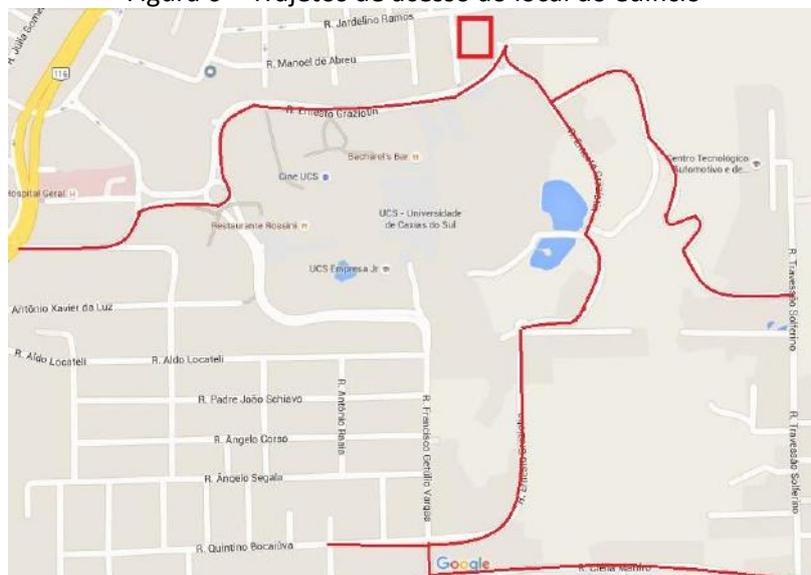
Salienta-se que, para este estudo de caso, foi escolhido este local. Porém a proposta do edifício modular foi definida de forma que ele possa ser implantado onde for necessário, inclusive em outro Campus da Universidade de Caxias do Sul, levando em consideração as variações de terreno e das forças devidas ao vento.

A partir dos índices construtivos definidos para este projeto, verificou-se a restrição de três pavimentos até a parte inferior da laje do último pavimento, e que as dimensões estabelecidas poderiam ser mantidas. Em seguida, consultando o Código de Obras de Caxias do Sul [7], limitações foram atribuídas no projeto, como: dimensões mínimas das vagas (2,40 x 5,00m), número mínimo de vagas para PNE, áreas mínimas de ventilação (1/20 da área do piso) e iluminação (1/7 da área do piso), altura mínima de peitoril (1,10 m), largura e altura dos corredores e acessos ($l = 1,20$ m e $a = 2,10$ m), pé-direito mínima na área das vagas (2,20 m), largura mínima das rampas (3,00 m para cada sentido), inclinação mínima das rampas de veículos (20%), largura mínima dos corredores de circulação de veículos (5,00 m), e outras mais.

Posteriormente consultou-se a NBR 9077:2001 [5], e classificou-se o edifício da seguinte forma: Tabela 1= G-2: Serviços automotivos; Tabela 2= M: edificação de média altura; Tabela 3= área pavimentos ≥ 750 m²: edificação grande sem subsolos; Tabela 4= Y: edificação de média resistência ao fogo; Tabela 5= 1 pessoa a cada 40 vagas de veículos: 1 porta de 0,80 m para acesso, mas para saídas no mínimo 1,10 m, optando por 1,60 para a porta principal; Tabela 6= distância máxima a ser percorrida para fuga: 30 m, sem sprinklers; Tabela 7= pelo menos 2 saídas e escadas não enclausuradas; Tabela 8= sem a exigência de alarme. A limitação de rota de fuga de 30 m foi o ponto que influenciou a implantação de dois núcleos rígidos.

Ao optar por colocar o elevador no edifício, foi preciso dimensioná-lo, pensando na área que seria necessária. Tanto a NBR 13994:2000 [22] quanto o manual de transporte vertical da empresa Atlas Schindler [23] foram consultados e, por meio deles, foi seguido um roteiro de cálculo para o dimensionamento. Através dos cálculos, estipulou-se uma cabine com capacidade para 10 pessoas, com velocidade de 1,25 m/s, carga máxima de 750 kg e portas de 0,80 x 2,10m, com abertura lateral. Tendo estas características, segundo Atlas Schindler [23], seria necessária uma área de cabine entre 1,73 e 1,90 m², ficando então com 1,35 x 1,35 m. A área do poço seria de 1,75 x 2,05 m, sendo seu comprimento maior devido ao contrapeso localizado nos fundos da caixa do elevador. O manual também apresenta a necessidade de altura mínima para a casa de máquinas de 2,00 m, com laje que suporte, no mínimo, 1000 N para a máquina de tração e altura para a última parada de 4,65 m, para os equipamentos e para o vão de segurança do elevador.

Figura 6 – Trajetos de acesso ao local do edifício



Fonte: adaptado Google Maps (2015)

Em relação aos elevadores, o Código de Obras de Caxias do Sul [7] indica ser necessário ter espaço livre perpendicularmente aos elevadores de 2,30 m, com área de 4 vezes a área do poço do elevador no térreo, e 1,5 nos demais andares.

No que tange a este edifício, foram previstas instalações hidrossanitárias de uso comum no pavimento térreo, próximas às entradas do edifício. Para o dimensionamento do abastecimento estabeleceu-se um consumo de 25 l/dia por veículo, o que resulta na necessidade de 7000l. Com o intuito de aproveitar o vão das escadas, foram dimensionados 2 reservatórios superiores, de diâmetro superior de 2,11 m e altura mínima de 1,38 m, com capacidade de 3500l cada.

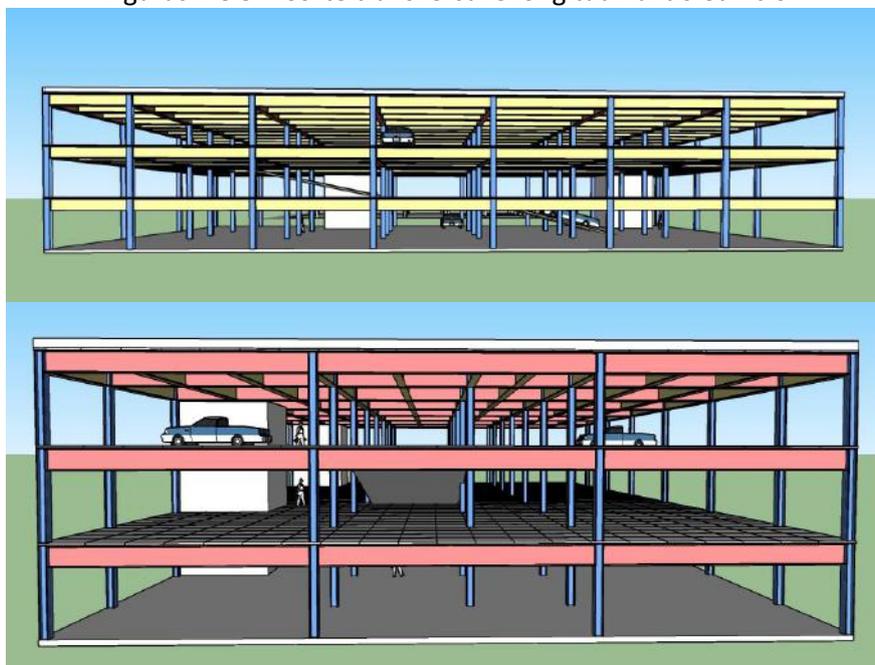
Foi consultada também a Lei Complementar nº 14.376 [24], que aborda a Proteção Contra Incêndios, em cuja classificação o edifício proposto se configura com baixo risco para incêndio. Porém, ainda se faz necessária a proteção das peças estruturais, de forma que foram acrescentados perfis de gesso acartonado em torno destes elementos. Na referida lei, estão dispostos outros itens necessários, como é o caso da abertura de 1,30 m em todas as faces do edifício no pavimento térreo.

Tendo estas limitações expostas, mais algumas características foram definidas: espessura de laje de 0,15 m, contrapiso de 0,02 m, altura da viga de 0,70 m e pé-direito de piso a piso de 3,30 m, além da alteração das dimensões principais do edifício para 31,90 x 50,30 x 10 m devido a melhor locação das vagas de estacionamento e das demais áreas e elementos.

3.2 Lançamento estrutural e pré-dimensionamento

As Figuras 7 e 8 apresentam o projeto arquitetônico finalizado, sem considerar os perfis exatos dos elementos estruturais, pois os mesmos estão indicados nas plantas de montagem.

Figuras 7 e 8 – Corte transversal e longitudinal do edifício



Fonte: software SketchUp, do Autor (2015)

Para o lançamento deste edifício, buscou-se conseguir uma modulação dos elementos, ou seja, grupos de elementos iguais ou muito parecidos, dentro das possibilidades. Obteve-se vãos entre 10 e 11,15 m na direção longitudinal e entre 5 e 7,50 m na direção transversal.

Vigas ligadas diretamente aos pilares foram classificadas como primárias, e as vigas com seu descarregamento em outra viga, por sua vez, foram denominadas secundárias.

Além dos elementos dispostos em módulos, foi preciso adicionar alguns pilares e algumas vigas em torno da rampa para sua sustentação. Com a adição destes pilares, algumas vigas tiveram seu comprimento dividido em duas partes, o que possibilitou a alteração do perfil das vigas para um perfil menor. No Apêndice A estão apresentadas as plantas de montagem obtidas após todas as verificações.

Por meio do pré-dimensionamento, a seguir estão dispostas as especificações iniciais para os perfis, segundo a NBR 5884:2013 [14]:

- Pilares: CS 350x182
- Vigas principais: VS 400x32, VS 550x64, VS 750x108 e VS 800x111
- Vigas secundárias: VS 250x24 e VS 400x32

3.3 Ações e solicitações

Adotou-se como carga permanente a contribuição dos seguintes materiais, com suas respectivas cargas retiradas da Metform [15], NBR 6120:1980 [16] e Brasilit [25]:

- Contrapiso / regularização: $0,02 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
- Gesso em placas: $0,3 \text{ kN/m}^2$
- Peitoril de 02 placas cimentícias de espessura 10 mm + montantes: $0,205 \text{ kN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} \times 2 + 0,05 \text{ kN/m} = 0,5 \text{ kN/m}$
- Camada de solo argiloso 30 cm: $0,3 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3 = 5,1 \text{ kN/m}^2$
- Camada de areia 20 cm: $0,2 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3 = 3,4 \text{ kN/m}^2$
- Contrapiso da cobertura verde: $0,05 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

O projeto possui carga permanente de revestimentos e de demais materiais para os dois primeiros pavimentos, com um total de $0,72 \text{ kN/m}^2$ e, para a cobertura composta pelo telhado verde, um total de $9,55 \text{ kN/m}^2$. O carregamento dos peitoris de placa cimentícias foi aplicado diretamente sobre as vigas que o suportam, pois trata-se de um carregamento linear, juntamente com o peso próprio das vigas, conforme seu perfil.

Para as lajes Steel Deck, o valor para o carregamento variável, segundo a NBR 6120:1980 [16], é de 3 kN/m^2 , com um coeficiente de majoração de valor entre 1,00 e 1,43, por ter a ocupação de veículos. Para a cobertura que não possui acesso de pessoas, a norma indica utilizar uma carga variável de $0,5 \text{ kN/m}^2$. No entanto, prevendo o saturamento do solo da cobertura com a respectiva camada de água excedente pelo processo de entupimento do escoamento, o que resultaria numa carga variável de, no mínimo, 1 kN/m^2 .

Após as considerações realizadas, obteve-se uma carga total sobre as lajes com valor de $3,72 \text{ kN/m}^2$ e $10,55 \text{ kN/m}^2$ sobre a cobertura. Com base em uma consulta à obra de Metform [15], optando-se por um tipo de laje com altura de 15 cm, escolheu-se a laje com espessura de chapa de 1,25 mm e peso próprio de $2,79 \text{ kN/m}^2$, uma vez que este tipo de laje possui a capacidade de suportar o carregamento dimensionado em vãos de até 4,00 m, sem a necessidade de escoramento. A partir desta informação, foi possível verificar os vãos das estruturas e dividi-los, a fim de lançar as lajes, respeitando o vão máximo.

Para as lajes da cobertura, por se tratar de um carregamento superior às demais lajes, seus vãos máximos para a execução das lajes, sem a necessidade de escoramento, ficaram menores, sendo limite o valor de 2,80 m.

As vigas foram lançadas de forma isostática e biapoiada pois, assim, existe a possibilidade de que, quando os carregamentos das vigas forem colocados nos pórticos, independente da forma de ligação entre os elementos, a situação no pórtico não seria desfavorável se

comparada à situação isostática, o que foi possível comprovar nas análises dos pórticos. Posteriormente, os resultados de esforço cortante e momento fletor foram passados para as planilhas.

Para a análise dos efeitos do vento começa-se pela determinação da pressão dinâmica sobre esta estrutura, com os valores adotados a seguir: fator $S_1 = 1,00$, pois o edifício se localiza em um terreno plano, protegido da influência de grandes morros ou taludes; fator $S_2 =$ pelas classificações disponíveis na NBR 6123:1988 [17], o edifício possui Categoria IV, pois possui obstáculos numerosos em seu entorno. Além disso, pode ser considerado como Classe C, pois possui dimensão superior ou igual a 50m. Para cada faixa de altura do edifício, obteve-se um valor de S_2 , ficando entre 0,73 e 0,84, conforme a tabela disponível na norma; fator $S_3 =$ edificação classificada no Grupo 2, por ter fator de ocupação, obtendo o valor para S_3 de 1,00; velocidade básica do vento (V_o) = consultando as isopletras de velocidade disponível na norma obteve-se a velocidade de 45 m/s. Cada altura do edifício ficou com um valor para a velocidade característica do vento como a Figura 9 demonstra.

Para a determinação do segundo parâmetro, a força de arrasto, é preciso determinar o coeficiente de arrasto (através de ábacos da norma onde relacionada os comprimentos das fachadas com o percurso percorrido pelo vento) e a área de influência desta força. Este edifício possui todas as suas fachadas abertas, então o percurso do vento se estende ao longo do seu comprimento e da sua largura, dividido por 2, segundo a norma. Através do ábaco, obteve-se um coeficiente de arrasto (C_a) para a direção do comprimento do edifício igual a 1,00 e para a direção da largura igual a 1,20.

Figura 9 – Velocidades características do vento e força de arrasto

Ação do Vento				
$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2$				
$S_1 =$	1.0			
$S_2 =$	Categoria IV - Classe C			
	$Z \leq 5$ 0.73			
	$5 < Z \leq 10$ 0.80			
	$10 < Z < 15$ 0.84			
$S_3 =$	1.0			
$V_o =$	45.0			

$Z \leq 5$	$5 < Z \leq 10$	$10 < Z < 15$
Vk (m/s)	Vk (m/s)	Vk (m/s)
31.2075	34.2	35.91

q vento p/ $Z \leq 5$ (KN/m ²)	q vento p/ $5 < Z \leq 10$ (KN/m ²)	$10 < Z < 15$
0.597	0.717	0.791122

FAC Leste/Oeste		Pórtico 2		Pórtico 3/4/5/6/7		Pórtico 8	
Pórtico 1 P1/P2/P3/P4		F4	14,27	F4	17,41	F4	9,10
F4	6,38	F3	20,37	F3	24,84	F3	12,98
F3	9,11	F2	16,96	F2	20,69	F2	10,81
F2	7,58	F1	11,05	F1	13,12	F1	7,10
F1	4,94						

FAC Norte/Sul		Pórtico 10		Pórtico 11		Pórtico 12	
Pórtico 9		F4	29,99	F4	29,44	F4	14,43
F4	14,98	F3	42,81	F3	42,02	F3	20,59
F3	21,39	F2	35,65	F2	34,98	F2	17,14
F2	17,81	F1	23,22	F1	22,79	F1	11,17
F1	11,60						

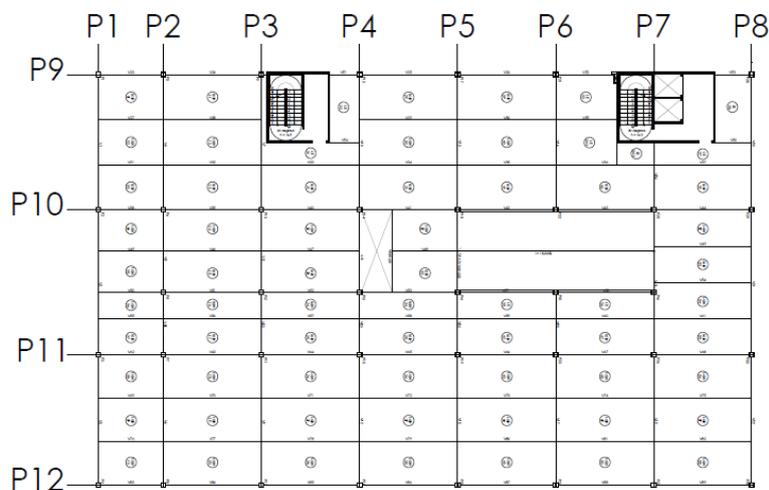
Fonte: do Autor (2015)

No momento de levantamento das áreas frontais efetivas, foi preciso determinar a divisão do edifício em pórticos, bem como em pontos de aplicação da força, como indicado na Figura 10. A área de influência da força do vento se configura como metade da área que influencia dois pórticos ou dois pontos de aplicação entre os pavimentos.

Após a determinação de cada área de influência, multiplica-se o coeficiente de arrasto, a pressão dinâmica e a área de influência correspondente para cada altura, com o intuito de obter a Força de Arrasto para cada ponto de aplicação da força, como indicado na Figura 9.

Em relação às parcelas de pressão externa e interna, neste projeto, por haver a situação onde as fachadas são totalmente abertas e a cobertura possui um carregamento elevado, torna-se desnecessária a aplicação dos coeficientes de pressão externa e interna. Outro ponto a ser analisado é a questão das fachadas com grandes vãos abertos, o que resulta na porcentagem mínima de ocorrência de grandes temperaturas internas que, por exemplo, pode decorrer de um incêndio. Neste contexto, as combinações de esforços excepcionais não foram consideradas.

Figura 10 – Disposição dos pórticos



Fonte: do Autor (2015)

3.4 Dimensionamento

3.4.1 Análise estrutural

Pelas orientações da NBR 8800:2008 [1], este projeto possui uma análise estrutural, referente aos materiais, de forma global elástica, que é permitida em todos os casos estruturais. Ainda segundo a norma, para a análise estrutural referente aos deslocamentos, os esforços internos serão determinados linearmente. No que tange a este edifício, será realizada a primeira análise, uma vez que a segunda se refere à situação da estrutura já deformada, devendo ser utilizada quando os deslocamentos possuírem interferências significativas sobre os esforços internos. Mesmo assim, foi verificada a resistência a deslocabilidade lateral deste edifício, por método simplificado, a fim de classificar a estrutura em pequena, média e grande deslocabilidade, segundo a NBR 8800:2008 [1]. A norma ainda indica que é possível classificar a estrutura apenas uma vez, desde que seja considerada a combinação de ações que resultar os maiores valores de resultante gravitacional.

Para esta classificação, é necessário aplicar esforços horizontais mínimos, chamados de esforços nocionais, de 0,3% do carregamento gravitacional do pavimento, em cada nó da estrutura, na mesma direção dos deslocamentos laterais que já se apresentaram, ou aplicar um desnível entre pavimentos igual a $h/333$, sendo h a altura do pavimento. Sem a aplicação destas condições tem-se a análise de 1ª ordem da estrutura. Já com a aplicação de uma das situações tem-se a análise de 2ª ordem. Com o resultado obtido na divisão entre os

deslocamentos de 2ª ordem pelo de 1ª ordem, classifica-se a estrutura, conforme seção 1.9 desta pesquisa.

Neste trabalho foi optado pela aplicação do esforço nocional, lembrando que esta força foi aplicada sobre os pórticos originais, onde estavam sendo considerados os esforços solicitantes da estrutura. Observou-se resultados de valores extremos, muito afastados dos limites expostos pela NBR 8800:2008, então se realizou a média das deslocabilidades, atingindo a classificação de grande deslocabilidade, porém existem alguns fatores que devem ser observados, como os seguintes:

- O software Ftool retorna valores de deformação conforme o local escolhido pelo profissional, não tendo precisão no ponto selecionado, bem como arredondamentos. Devido a este fato, a diferença entre os deslocamentos de 1ª e 2ª ordem pode ser grande, resultando na classificação de grande deslocabilidade;

- Nesta etapa, os núcleos rígidos não contribuíram para a rigidez da estrutura, devido a aplicação de ligações rotuladas em seu entorno, porém, a rampa localizada no centro da estrutura acabou proporcionando rigidez devido aos pilares e vigas que necessitaram ser instaladas;

- Na análise de 1ª ordem obtiveram-se deslocamentos com valores baixos. Com a aplicação das forças nocionais, os deslocamentos atingiram alguns valores muito superiores aos de 1ª ordem, elevando consideravelmente a relação entre 2ª e 1ª ordem, o que facilita a classificação em grande deslocabilidade.

Salienta-se que para a etapa de análise da deslocabilidade da estrutura, a fim de se ter o real comportamento da estrutura, o uso de software espacial específico é muito importante, conforme salienta Chamberlain, Ficanha e Fabeane [26], pois, cada pórtico se configura como uma subestrutura, a qual influencia nas demais, necessitando ser analisada inserida na estrutura. Quando se analisa as subestruturas separadamente, não se analisa a interação entre as mesmas, bem como a influência da aplicação de contraventamentos, o que resulta em redução de rigidez da estrutura e aumento dos deslocamentos. Por não haver software desta categoria na universidade, este trabalho teve a análise básica de deslocabilidade realizada nas planilhas eletrônicas e no software Ftool.

A norma estabelece ainda a nomenclatura de escoras horizontais para as vigas que auxiliam no travamento da estrutura através das ligações das mesmas aos pilares. Estas vigas devem suportar no mínimo uma ação de tração de, no mínimo, 1% da força solicitante dos pilares ou 75 kN, optando pelo maior valor. Verificou-se, na etapa de dimensionamento dos pilares, que 1% de todas as solicitações axiais dos pilares não ultrapassaram 30 kN, direcionando a escolha da força de 75 kN. Esta força foi aplicada não só às vigas, mas também aos pilares, resultando em diferenças mínimas, dispensando de alterações.

3.4.2 Combinações e verificações

A identificação de todas as características (físicas, geométricas, carregamentos e esforços solicitantes), bem como as verificações, estão representadas no Apêndice B

Os coeficientes de ponderação utilizados nas combinações normais dos esforços solicitantes foram os coeficientes explicados a seguir, segundo a Tabela 1 da NBR 8800:2008 [1]:

- $\gamma_g = 1,25$ para as estruturas metálicas, inclusive para as lajes steel deck, $\gamma_g = 1,40$ para a capa de concreto das lajes e $\gamma_g = 1,50$ para os demais itens construtivos. Porém, verificando a pequena significância que representava em relação aos carregamentos permanentes, a estrutura metálica e os demais itens construtivos, e também para facilitar a execução dos

cálculos, optou-se pela utilização de $\gamma_g = 1,40$ para todos os carregamentos permanentes, seguindo a favor da segurança.

- Para as ações variáveis, utiliza-se o coeficiente γ_q , para o qual, neste projeto, foi atribuído o valor de 1,40 para os esforços do vento e 1,50 para os esforços decorrentes do uso e da ocupação. Os coeficientes de ponderação não foram atribuídos nos diagramas de corpo livre, mas sim nas planilhas, conforme o Apêndice C, pois assim seria possível realizar modificações nas combinações, incluindo a verificação das combinações nos estados limites de serviço, onde são averiguadas as deformações.

Os estados limites de serviço, segundo a NBR 8800:2008 [1], têm relação com a utilização da edificação, e devem ser verificados dependendo da permanência das ações sobre a estrutura, podendo ser: quase permanentes, frequentes e raras. Nas combinações dos estados limites de serviço, os coeficientes de ponderação não são aplicados. Porém, a norma indica utilizar fatores de redução, que no caso deste projeto, possuiriam valores de 0,7 para ações variáveis de uso e ocupação principal e 0,6 para as demais ações variáveis.

Observou-se que não houve grandes mudanças com a verificação dos estados limites de serviço nas vigas da cobertura, uma vez que os coeficientes de redução são aplicados sobre as cargas acidentais, que não são as cargas predominantes nestas vigas. Sentiu-se a necessidade então de alterar os perfis metálicos de algumas vigas, a fim de atender ao limite de deformações máximas da norma, obtendo êxito ainda nas combinações normais, não necessitando da verificação das combinações de serviço, onde os esforços seriam reduzidos.

Da mesma maneira, existem coeficientes sobre as ações resistentes que, neste projeto, para a verificação de escoamento, flambagem e instabilidade, atribuiu-se o valor para γ_{a1} de 1,10 e para a situação de ruptura, γ_{a2} de 1,35, aplicados nas combinações normais.

O passo seguinte foi a verificação ao momento fletor e ao esforço cortante para as vigas, bem como da compressão, da flexão composta e do esforço cortante para os pilares. Os cálculos para a verificação da flambagem lateral com torção não foram realizados neste projeto, pois os elementos estruturais foram considerados como contidos lateralmente, devido ao fato de serem travados pelo uso de conectores, permitindo a solidarização entre as vigas e as lajes de steel deck, além do uso de stud bolts para a solidarização entre a laje steel deck e o concreto.

Nos cálculos de flexão composta para os pilares, analisando cada um, na situação mais desfavorável sendo no térreo, foram utilizados os maiores esforços internos encontrados na estrutura, estando o maior esforço normal presente na base do térreo e o maior momento fletor no nível da cobertura. Desta forma, alguns pilares não passaram nesta verificação e, então, foram alterados os perfis inseguros de CS 350x182 para CS 350x216. Com isso, ainda ficaram alguns perfis com insegurança menor que 1%, porém, considerando os reais esforços de cada andar, não do pilar inteiro, esta insegurança não se manifestava novamente, demonstrando não ser necessário nova alteração. Caso fosse necessário, se optaria por perfis CVS 350, os quais são perfis retangulares, sendo boa alternativa para situações de maior esforço em apenas um eixo e a necessidade de pequenas alterações de largura no outro eixo.

Algumas vigas da cobertura não passaram nas verificações de esforço cortante, devido a sua grande altura, necessitando de uma solução que, nestes casos, foi a aplicação de enrijecedores a cada 1,40 e 2,00 m, uma vez que aumentar ainda mais a sua altura influenciaria na altura total do edifício e, conseqüentemente, passaria do limite imposto pelo Plano Diretor da região. Os enrijecedores devem respeitar alguns limites impostos pela NBR 8800:2008 [1], como é o caso da espessura maior que a metade da espessura da mesa e maior que a largura da mesa dividido por 15, da largura maior que a largura da mesa dividido por três

e altura maior ou igual que a metade da altura da alma. Isto teve por resultado enrijecedores com espessura de 27 mm, largura de 135 mm e altura variável entre 760 e 915 mm, dependendo do perfil da viga. No que tange aos pilares, todos os elementos tiveram êxito nesta verificação.

Para os testes aos esforços de momento fletor, a alteração feita nas vigas inseguras foi a escolha de perfis com espessuras de mesa maiores e/ou aumento da altura do perfil.

A verificação dos pilares ocorreu após todas as análises das vigas estarem concluídas, pois as ações das vigas foram adicionadas aos pórticos, já com as combinações normais estabelecidas, resultando nos esforços completos, segundo Apêndice D. Nos diagramas de corpo livre dos pórticos, além dos esforços das vigas, foram aplicados os esforços do vento, com o seu coeficiente de ponderação já adicionado.

Após completar a configuração dos pórticos, ocorreram análises dos mesmos, principalmente no que tange às ligações entre a viga e o pilar, pois, neste momento, sentiu-se a necessidade de inverter os perfis dos pilares para que os maiores esforços de flexão ocorressem em torno do eixo x da seção, onde o momento de inércia é maior, tornando-os mais resistentes. Com a hipótese de não utilização do núcleo rígido em concreto, optou-se por engastar os pilares externos com as vigas, originando pórticos para a estabilização da estrutura.

Na questão de contraventamentos para esta estrutura, executou-se esta verificação nos pórticos 9 e 12, devido ao comprimento dos mesmos, a fim de possibilitar a aplicação das ligações rotuladas sem instabilizar a estrutura.

Durante as análises dos pórticos, percebeu-se que os esforços de tração possuíam valores baixos, comprovado pela execução dos cálculos de verificação da tração com os elementos de valores mais extremos. Nas verificações foi utilizada a situação mais desfavorável apresentada pela NBR 8800:2008 [1], com a diminuição da área de resistência e coeficiente de redução mais desfavorável. Em todos os elementos, o esforço axial solicitante não atingiu 20% do esforço resistente, inclusive para os elementos de contraventamentos.

4 CONCLUSÃO

O principal objetivo do estudo de caso é obter o dimensionamento exclusivo da estrutura metálica de um edifício garagem. Perante todas as análises realizadas, os resultados foram obtidos, apresentados e discutidos. Porém, algumas observações gerais devem ser salientadas.

Primeiramente, é preciso explicar que o estudo em questão buscou elaborar um projeto com o maior número de elementos estruturais padronizados e igualmente espaçados, buscando uma estrutura simétrica, o que auxilia na realização dos cálculos e na estabilidade do projeto. Ressalta-se também que a escolha por uma construção em estrutura metálica teve como um dos motivos principais a possibilidade de haver grandes vãos entre os elementos estruturais, fato que beneficia muito o uso deste projeto por se tratar de um edifício garagem. Juntamente a estas escolhas, optou-se por vigas de concreto no travamento das sapatas, no nível das mesmas, a fim de aproveitar a etapa de execução destes elementos.

Porém, por mais eficiente que tenha sido a implantação da estrutura, foi preciso realizar alguns ajustes, o que é aceitável, uma vez que se trata de um projeto, o que significa que sempre ocorrerão alterações, com o intuito de obter a melhor estrutura possível. Neste estudo em específico, cujos cálculos foram realizados através de planilhas eletrônicas, caso ocorressem alterações, como por exemplo o caso de nova localização dos elementos estruturais ou do aumento da altura do pavimento, o que geraria grandes modificações nos demais elementos, torna-se mais difícil executá-las, uma vez que trata-se de planilhas sem a interface direta com os outros softwares utilizados, como o AutoCad e o Ftool, somente via

preenchimento manual. Este fato engessa um pouco as alterações, o que demonstra o grande benefício do desenvolvimento de softwares de dimensionamento de estruturas. Porém, é extremamente importante que o profissional que os utilize saiba realizar as considerações necessárias e avaliar os resultados obtidos.

Outra consideração realizada neste estudo foi buscar uma alternativa de estabilização da estrutura sem a necessidade da resistência oferecida pelo núcleo rígido de concreto, a fim de maximizar o uso do aço como elemento estrutural e possibilitar o uso de pré-moldados mais leves no núcleo, como placas cimentícias com preenchimento de lã de rocha. Esta consideração foi alcançada devido à consideração do engastamento dos pilares externos com as vigas formando pórticos, e à rotulação das vigas em contato com o núcleo rígido. Lembrando que a rampa centralizada contribuiu para a estabilidade da estrutura.

Também é preciso esclarecer que se optou por utilizar uma cobertura em telhado verde, devido à sensação térmica favorável oferecida por este elemento, pelo benefício em questão de tempo de retenção de água da chuva oferecido ao sistema de drenagem pública local, e a estabilidade da estrutura perante as pressões internas e externas aplicadas pelas ações do vento, considerando a sua maior carga, em comparação com um telhado em telhas metálicas, por exemplo. No entanto, a aplicação deste tipo de cobertura acarreta maiores cargas à estrutura, necessitando de perfis metálicos maiores e, conseqüentemente, gera mais custo para a execução desta construção, desfavorecendo o empreendedor.

Durante a realização deste estudo, na fase de pré-dimensionamento, observou-se que os parâmetros propostos por Dias [20], não foram suficientes no caso das vigas secundárias, tornando-se necessária a alteração de diversos perfis quando às deformações que se apresentaram. Salienta-se que as vigas em questão possuem vãos entre os limites expostos pelo autor, porém muito próximos do limite inferior, que seria de 4,5m. No pavimento da cobertura também foram encontradas vigas insuficientes nesta questão, incluindo vigas primárias. Porém, entende-se que esta ocorrência tem por motivo os carregamentos elevados. Fica claro que este pré-dimensionamento propõe como resultado apenas uma medida de altura para o perfil da viga, deixando a cargo do profissional projetista selecionar o perfil adequado dentre as diferentes opções no grupo de mesma altura.

Cabe indicar nestas considerações que este dimensionamento teve início na verificação das deformações das vigas e, conseqüentemente, nas respectivas alterações de perfis. Porém, posteriormente, durante as outras verificações, os perfis foram alterados novamente, o que resultou em trabalho realizado desnecessariamente. Dessa forma, indica-se que sejam verificados os comportamentos da estrutura perante os esforços de momento fletor, etapa em que foram necessárias diversas alterações de perfis e, posteriormente, dos demais esforços e deformações, ficando mais coerente as análises.

Neste contexto, dentre todas as etapas realizadas neste estudo, percebeu-se que a interação entre os profissionais responsáveis pela realização dos projetos arquitetônicos e dos dimensionamentos estruturais, em especial, deve ser muito organizada e esclarecida, uma vez que durante a realização, que ficou por conta apenas do autor, já se tornou difícil controlar todas as alterações que foram realizadas. Porém, mesmo assim, pode-se concluir que é possível realizar um projeto sem a utilização de software específico, desde que se tenha um alto controle e atenção nas etapas realizadas e nos elementos que elas influenciam.

Dessa forma, por meio da análise do material estudado, percebe-se que o objetivo geral do trabalho, que era realizar o projeto estrutural de um edifício garagem com estrutura metálica com módulos internos de aproximadamente, 7,5 x 10m, foi atingido conforme o pré-dimensionamento, seguindo orientações de Dias [20]. Os objetivos específicos, por sua vez, também foram alcançados, tendo sido possível elaborar um projeto arquitetônico compatível

com a demanda do edifício garagem, bem como realizar o lançamento estrutural do projeto arquitetônico e avaliar a estrutura proposta com seus resultados, seguindo a NBR 8800:2008 [1], tendo realizado algumas alterações no decorrer dos cálculos.

Por fim, percebeu-se que o questionamento em relação à viabilidade técnica da construção de um edifício garagem modular em estrutura metálica, observando os requisitos estabelecidos pelas normas específicas foi respondido positivamente, uma vez que o projeto atendeu a todas as restrições expostas pela NBR 8800:2008 [1], bem como aos demais normativos referentes às condições arquitetônicas. Porém, embora os perfis metálicos tenham sido analisados e todos os cálculos tenham sido realizados com sucesso, para a real análise da rigidez da estrutura quanto aos deslocamentos horizontais é necessária a utilização de softwares de análise espacial, onde a interação entre as subestruturas seria considerada, senão a análise torna-se insuficiente pela análise em duas dimensões. Mesmo não tendo a classificação correta, realizou-se a diminuição da rigidez dos elementos estruturais para realização de todos os cálculos novamente, obtendo sucesso nesta etapa, o que indica que a estrutura é estável mesmo na pior classificação.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer imensamente ao Professor Eng.º Sérgio Paulo da Silva Pacheco, por toda orientação e apoio fornecido. Também ao CBCA pela concessão da Bolsa de Iniciação Científica, através de seleção, o que possibilitou o melhor desenvolvimento deste estudo. Sem esquecer de Deus, que possibilitou que tudo isso acontecesse.

REFERÊNCIAS

- 1 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- 2 Bellei I, Pinho F, Pinho M. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço. São Paulo: Pini, 2008.
- 3 ArcelorMittal S.A. Featuring Steel: Economical Sustainable Safe. Luxemburgo: ArcelorMittal, 2009.
- 4 Aço Minas Gerais S/A. Edifícios de andares múltiplos. Belo Horizonte: AÇOMINAS, 1979.
- 5 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 9077: Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- 6 Caxias do Sul. Prefeitura Municipal de Caxias do Sul. Plano diretor de Caxias do Sul. Lei nº 6810, de 20 de dezembro de 2007. Disciplina o parcelamento do solo para fins urbanos, a regularização fundiária sustentável e dá outras providências. Caxias do Sul: Prefeitura de Caxias do Sul. 2007.
- 7 Caxias do Sul (Rio Grande do Sul). Código de Obras de Caxias do Sul. Lei Complementar nº 144, de 29 de junho de 2001. Institui o código de obras do município e dá outras providências. Caxias do Sul: Prefeitura de Caxias do Sul. 2001.
- 8 ARCELORMITTAL S.A. Car parks in steel. Luxemburgo: ArcelorMittal, 1996.
- 9 Kienert G. Construcciones metalicas: remachadas y soldadas. Bilbao, ES: Urmo, 1966;1.
- 10 Kienert G. Construcciones metalicas: remachadas y soldadas. Bilbao, ES: Urmo, 1966;2.
- 11 Pfeil W, Pfeil MS. Estruturas de aço: dimensionamento prático. 8.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013.



- 12 Dias LAM. Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem. 9.ed. São Paulo: Zigate, 1997.
- 13 Almeida ACB, Lavall ACC. Influência das tensões residuais na resistência de pilares de aço considerando a análise avançada com plasticidade distribuída. Revista Escola de Minas, 2007 [acesso em 20 abr. 2015];60. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672007000200021.
- 14 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- 15 Metform. A solução definitiva em lajes. Betim: METFORM, 2014. [acesso em 10 mai, 2015]. Disponível em: <http://www.metform.com.br/telha-forma-catalogo-tecnico.php>.
- 16 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.
- 17 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- 18 Portal Met@lica. A flexibilidade do aço. [local desconhecido]: Portal Met@lica, [data desconhecida]. Disponível em: <http://wwwo.metlica.com.br/a-flexibilidade-do-aco>.
- 19 Futureng. Dilatação Térmica. São João da Talha, Lisboa, PT: Futureng, c2003-2015. [acesso em 12 mai. 2015]. Disponível em: <http://www.futureng.pt/dilatacao>.
- 20 Dias LAM. Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem. 4.ed. São Paulo: Zigate, 2002.
- 21 Bellei IH. Edifícios Industriais em Aço: projeto e cálculo. ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2010.
- 22 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 13994: Elevadores de passageiros – Elevadores para transporte de pessoa portadora de deficiência. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.
- 23 Atlas Schindler. Manual de Transporte Vertical em Edifícios. São Paulo: Elevadores Atlas Schindler, 2015. [acesso em 06 jun. 2015]. Disponível em: http://www.fau.usp.br/cursos/graduacao/arq_urbanismo/disciplinas/aut0190/Elevadores/Manual_transportevertical__elevadores.pdf.
- 24 Gabinete da Consultoria Legislativa (Rio Grande do Sul). Lei Complementar nº 14.376, de 26 de dezembro de 2013. Estabelece as normas sobre Segurança, Prevenção e Proteção contra Incêndio, para edificações e áreas de risco de incêndio. Rio Grande do Sul: Assembleia Legislativa. 2013.
- 25 Brasilit. Guia de Sistemas para produtos planos. [local desconhecido]: Brasilit, 2011 [acesso em 15 jun. 2015]. Disponível em: http://www.brasilit.com.br/sites/default/files/catalogos_folhetos/guia-de-sistemas-mercado-plano_0.pdf.
- 26 Chamberlain Z, Ficanha R, Fabeane R. Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício Industrial Detalhado. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

Nota do Organizador:

Este artigo contém um anexo com o desenvolvimento do projeto e do memorial de cálculo, que está disponível para download no artigo individual que está na grade da Sessão Poster, no site do Construmetal 2016. <www.construmetal.com.br>

PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

Sobre a estabilidade de estruturas de aço em situação de incêndio

Társis Rafael Silva Travassos Oliveira¹

Valdir Pignatta Silva²

¹ Mestrado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Sócio Diretor da Grifa Engenharia Associados LTDA, Professor da Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, Brasil - tarsis@grifaengenharia.com.br

² Professor Doutor Sênior da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. valpigss@usp.br

Resumo

A estabilidade de estruturas de aço em situação de incêndio está diretamente relacionada à rigidez à flexão dos elementos, que depende da variação do módulo de elasticidade com a temperatura e aos efeitos das imperfeições geométricas. Lamentavelmente, o tema: “segurança contra incêndios”, só recebe a devida atenção após grandes desastres. Ainda nos dias atuais, há carência de profissionais e trabalhos nessa área. O objetivo deste trabalho é contribuir com a segurança das estruturas em situação de incêndio e apresentar os mais recentes trabalhos, em nível nacional e internacional, sobre análise não linear geométrica em situação de incêndio, levando em conta os efeitos global e local. Entre as várias referências bibliográficas, se apresentará o ponto de vista das normas europeia e norte-americana sobre o assunto. Como resultado deste trabalho, vai-se apresentar o estado da arte sobre a estabilidade de estruturas de aço em situação de incêndio, de maneira que em um próximo trabalho possa-se analisar, em situação de incêndio, os coeficientes B_1 e B_2 utilizado para amplificação dos esforços solicitantes na ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Palavras-chave: Estruturas de aço; incêndio; não linearidade; estabilidade.

Stability of steel structures in fire

Abstract

The stability of steel structures in fire is directly related to the elements stiffness, which depends on the elasticity modulus change with the temperature and the effects of geometric imperfections. Unfortunately the theme “fire safety” only receives the adequate attention after major disasters. Even today, there is a lack of professionals and works in this area. The objective of this work is to contribute to structures fire safety and present the more recent works at national and international level on geometric nonlinear analysis, taking into account the global and local effects. Among the many references, we will present the point of view of Eurocode 3 and AISC about the matter. As a result of this work is presented the state of art on the stability of steel structures in fire in order to allow a future work to analyze, in case of fire, the B_1 and B_2 coefficients used for amplification of the internal forces in ABNT NBR 8800:2008 – Design of steel and composite structures for buildings.

Keywords: Steel structures; Fire; Nonlinearity; Stability

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Nas estruturas de aço, por melhor que seja a sua execução e a qualidade da fabricação do material, existem sempre imperfeições do material e da construção, tais como: tensões residuais, excentricidades nas ligações e nas forças aplicadas, falta de verticalidade das peças, entre outras. Essas imperfeições introduzem esforços adicionais que devem ser considerados na análise e dimensionamento das estruturas e desconsiderá-las podem levar a erros significativos contra a segurança da edificação.

A determinação de esforços e deslocamentos de uma estrutura depende, pois, da análise da estabilidade global e local dos seus elementos, considerando-se as imperfeições geométricas e do material. Registra-se que, neste artigo, o termo global está relacionado aos deslocamentos dos nós da estrutura, enquanto que o termo local refere-se a não retilinearidade dos eixos das barras. O termo localizada se referirá a instabilidades que ocorrem na seção transversal.

Em situação de incêndio, o fenômeno da estabilidade das estruturas tem sido bastante estudado, mas ainda há muito que avançar. Considerando-se, por um lado, a redução do módulo de elasticidade com a elevação da temperatura e, por outro, que o valor de cálculo das forças decorrentes da ação do vento pode ser considerado nulo, torna-se importante estudar esse assunto e encontrar um procedimento adequado para dimensionamento. A norma brasileira apresenta uma recomendação de como se considerar a estabilidade em função da deslocabilidade das estruturas, sem, no entanto, ter uma base científica muito sólida.

Lamentavelmente, o tema “segurança contra incêndios” só recebe a devida atenção após grandes desastres, como por exemplo, o incêndio na boate Kiss, uma tragédia que matou 243 pessoas e feriu outras 680 na cidade de Santa Maria, no estado brasileiro do Rio Grande do Sul, esse incêndio ocorreu no dia 27 de janeiro de 2013. O que fundamenta a segurança contra incêndio de uma edificação é minimizar o risco à vida dos ocupantes, proteger o patrimônio da vizinhança, do meio ambiente e reduzir a perda patrimonial da edificação sinistrada. O objetivo deste trabalho é contribuir com a segurança contra incêndio e apresentar os mais recentes trabalhos, em nível nacional e internacional, sobre análise não linear geométrica em situação de incêndio, levando em conta os efeitos global e local.

Preocupados com esse assunto, diversos pesquisadores do mundo inteiro têm desenvolvido nos últimos anos importantes pesquisas experimentais e numéricas sobre o comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio. Isso tem possibilitado avaliações da segurança estrutural cada vez mais aprimoradas sobre o “real” desempenho de edifícios de aço sob fogo. focando a pesquisa sobre a estabilidade de estruturas de aço em situação de incêndio apresenta-se neste trabalho o estado da arte sobre o tema.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.1 ESTADO DA ARTE

A capacidade resistente das estruturas de aço em situação de incêndio pode ser caracterizada em 4 (quatro) níveis:

- Comportamento do material sob temperaturas elevadas considerando os efeitos da não linearidade do material;
Comportamento da seção transversal considerando efeitos de instabilidade localizada, em particular, instabilidade localizada e distorcional;
- Comportamento das barras considerando os efeitos de instabilidade local, em particular, flexão, flexotorção e instabilidade lateral com torção;
- Comportamento global da estrutura considerando efeitos com base em grandes deformações, mudança do sistema estrutural ou caminho alternativo para as forças.

Os estudos sobre estabilidade e comportamento de barras em situação de incêndio, revelam a influência acentuada da relação não linear da tensão-deformação na resistência do elemento em aço sob temperaturas elevadas. (KNOBLOCH e FONTANA [1]).

CULVER [2] apresentou um dos mais antigos estudos analíticos sobre instabilidade de pilares de aço sob temperaturas elevadas. Nesse trabalho, pilares laminados do tipo mesas paralelas carregados axialmente foram submetidos a diferentes gradientes de temperatura longitudinais, variando-se também os tipos de apoio. As equações diferenciais que governam o problema foram solucionadas por meio de diferenças finitas para 16 pontos nodais ao longo das barras.

Ampliando o trabalho desenvolvido por CULVER [2], OSSENBRUGGEN et al., [3] incluiu efeitos decorrentes de tensões residuais para três tipos de perfis de aço: laminados, soldados e tubulares. Os resultados analíticos alcançados, supondo uma distribuição longitudinal e transversal constante de temperatura, culminaram em expressões aproximadas para o cálculo de tensões máximas para impedir a instabilidade de pilares de aço sob temperatura elevada.

Tanto CULVER [2] como OSSENBRUGGEN et al. [3], adotaram na determinação da rigidez a flexão curvas bilineares de tensão-deformação propostas por BROCKENBROUGH [4].

Dando continuidade à sua pesquisa, OSSENBRUGGEN et al. [5] deixa de considerar uma distribuição longitudinal e transversal constante de temperatura e passa a considerar efeitos de tensões térmicas induzidas pela expansão causada pelos gradientes de temperatura ao longo da seção transversal e comprimento das barras. Nesse estudo, a deformada da barra é obtida por meio de um procedimento numérico incremental-iterativo.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

DROTREPPE e FRANSEN [6] e FRANSEN [7] desenvolveram um modelo computacional com base no método dos elementos finitos para análise plana de pórticos mistos em situação de incêndio. Nesse estudo, a distribuição de temperaturas ao longo da seção transversal é obtida por meio de análise térmica. O desenvolvimento do programa CEFICOSS (*Computer Engineering of the Fire design of Composite and Steel Structures*) representou a primeira geração de programas de análise estrutural com consideração do efeito do incêndio desenvolvido na Universidade de Liège. Posteriormente, Franssen aprimorou e estendeu seu procedimento de análise para três dimensões resultando o programa SAFIR. (FRANSEN et al.[8]).

OLAWALE [9] implementou uma formulação de faixas finitas para análise de pilares perfeitos isolados em situação de incêndio, essa ferramenta numérica que leva em consideração tensões residuais, carregamentos excêntricos e instabilidade localizada foi utilizada por BURGESS et al. [10], [11], [12] na obtenção de soluções numéricas para diversos pilares perfeitos sob temperaturas elevadas.

EL-RIMAWI [13] estudou vigas de aço sob flexão pura em situação de incêndio por meio de procedimento numérico com base na rigidez secante dos elementos. Tal análise foi estendida por SAAB [14] para análise não linear de pórtico planos deslocáveis e não deslocáveis sob fogo.

FRANSEN; SCHLICH e CAJOT [15] utilizaram um modelo geral, isto é, um código de computador de análise não linear para determinar a força que provoca instabilidade de membros axialmente carregados de acordo com as hipóteses do EUROCODE 3 [16]. Instabilidade segundo dois eixos, seis temperaturas finais e 10 comprimentos diferentes foram consideradas para 339 perfis de aço seção H diferentes. Os resultados numéricos foram estatisticamente classificados e comparados aos modelos simples apresentados no EUROCODE 3 [16].

SILVA [17] propõem um método simplificado de dimensionamento de estruturas sob ação do fogo, levando-se em consideração a influência dos efeitos não lineares geométricos e do material. Posteriormente, SILVA [18] analisou o comportamento de pórticos submetidos a temperaturas elevadas, por meio do método dos elementos finitos (MEF). Os resultados alcançados foram comparados a recomendações previstas na revisão anterior da ABN NBR 14323:2013 [19], ou seja, a ABNT NBR 14323:1999.

TALAMONA et al.[20] apresenta o comportamento de pilares de aço submetidos a forças axiais de compressão em situação de incêndio, o estudo foi feito por meio de métodos numéricos, simulando pilares com carregamento centrado e excêntrico. Neste estudo uma proposta é feita para um coeficiente de flambagem em caso de carregamento centrado e, para o carregamento excêntrico, uma fórmula de interação, com base nas propriedades do material, aço, a temperaturas elevadas, tal como definidos no Eurocode de 1995. O trabalho sugere que

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

o coeficiente de flambagem proposto seja calibrado por meio de comparação a resultados experimentais, dessa maneira assegurando o nível adequado de segurança.

Dando continuidade ao trabalho de TALAMONA et al.[20], FRANSEN et al. [21] apresenta uma formulação analítica modificada para a situação de incêndio, com base na equação de Ayrton-Perry-Robertson que consta no Eurocode 3 parte 1-1(2005) [16], para a temperatura ambiente.

TOH et al. [22] apresenta uma equação simples e direta para determinar o esforço resistente de pilares de aço submetidas a elevadas temperaturas. Esse trabalho fundamenta-se na equação de Rankine e uma característica dessa formulação é que ela pode ser usada para forças com e sem excentricidades. Além disso, segundo os autores, a equação proposta não necessita de qualquer calibração com resultados experimentais.

KNOBLOCH; FONTANA e FRANGI [23] analisam a interação entre instabilidade local e localizada de perfis tubulares de aço em situação de incêndio. Uma série de estudos experimentais para analisar o comportamento de pilares de aço submetido a forças axiais em situação de incêndio são apresentados em YANG [24]. Esse trabalho experimental tem como objetivo analisar o efeito da relação largura-espessura das mesas do perfil, índice de esbeltez dos pilares e tensões residuais na resistência final de um pilar de aço a temperaturas elevadas.

KNOBLOCH et al. [25] apresenta um estudo comparativo considerando modelo analítico e ensaios experimentais para pilares esbeltos em aço, onde a formulação analítica desenvolvida mostrou-se eficiente na determinação da força crítica para pilares esbeltos em aço sob temperatura elevada, bem como na deformada do elemento.

SOMAINI et al. [26] apresenta um modelo analítico para pilares de aço esbeltos em situação de incêndio, com forças aplicadas no centroide e excêntricas. O modelo analítico apresentado é verificado com ensaios experimentais e, com base nesse resultado, apresenta-se uma formulação para instabilidade à flexão, formulação que já contempla a relação não linear do gráfico tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas, imperfeições geométricas e carregamentos excêntricos.

Uma abordagem sobre engenharia de segurança contra incêndio para projeto é discutida em MOORE e LENNON [27]. Esse trabalho foca no desempenho estrutural de edifícios completos em situação de incêndio e o desenvolvimento de modelos analíticos para previsão da resposta estrutural a temperatura elevada. A partir de observações de incêndios reais o trabalho afirma que a resistência ao fogo de estruturas completas é significativamente melhor do que a dos elementos individuais, a partir do qual a resistência ao fogo é geralmente avaliada.

Devido ao comportamento dúctil do aço, grandes deformações e rotações podem ocorrer mesmo sem uma perda significativa da capacidade de carga do elemento sob temperaturas elevadas. Com base em estudos experimentais e numéricos sobre a influência de uma falha

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

local no revestimento contra fogo sobre a resistência ao fogo de elementos estruturais de aço, KNOBLOCH et al [28], analisa a vulnerabilidade e robustez do revestimento contra fogo e suas consequências para edifícios altos. Para ações excepcionais, como terremoto, impacto de veículos ou explosão seguida de um incêndio posterior, a vulnerabilidade de proteção contra incêndios é importante para a segurança estrutural de edifícios altos e evitam o colapso progressivo. Nessa mesma linha de pesquisa LI; WANG e CHEN [29] realizam uma abordagem simples para modelagem de resistência ao fogo de pilares em aço com falhas locais no revestimento contra fogo. Ainda sobre o comportamento de elementos estruturais em situação de incêndio com revestimento contra fogo, o trabalho de WANG et al. [30] estuda a instabilidade *web-post* de vigas celulares em aço totalmente e parcialmente revestidas em situação de incêndio. Quando ele fala parcialmente protegida é que os furos da viga celular não receberão revestimento contra fogo, ou seja, a borda do furo fica desprotegida.

BAILEY et al. [31] afirma que simulações de incêndios reais, por meio de ensaios experimentais em edifícios em aço são caros, demorados e raros. Contudo, simulações computacionais podem permitir a aquisição de novos conhecimentos e verificar resultados empíricos com base em incêndios de construção reais.

Assim, simulações numéricas são frequentemente utilizadas como uma alternativa para verificações em incêndio. Estudos numéricos têm como objetivo analisar o comportamento estrutural, tendo em consideração: não linearidades geométricas e dos materiais, mudança de sistema estrutural, efeitos de instabilidades e os efeitos devido a ligações. Esses estudos são complexos e muitas vezes exigem programas de computador específicos. Seguindo essa linha de simulação numérica podem-se citar os trabalhos de ALASHKER; LI e TAWIL [32], KWASNIESKI [33], MASOERO et al. [34], FU [35], KIM [36], KHANDELWAL; TAWIL e SADEK [37].

Inevitavelmente, o ideal seria que todas as simulações numéricas fossem validadas por meio de ensaios experimentais, mas infelizmente isso nem sempre é possível conforme visto em BAILEY et al. [38], entretanto, FONTANA, KNOBLOCH e FRANGI [39] citam para reduzir o custo e o esforço de ensaiar experimentalmente estruturas inteiras, ensaiar apenas os elementos individuais ou partes de sistemas estruturais, enquanto as estruturas restantes são modeladas por meio de simulações numéricas. As interações dos elementos individuais e partes de estruturas, respectivamente, com estruturas inteiras são alcançados por meio de uma transferência de dados em tempo real.

ZHANG et al. [40] realiza simulações numéricas sobre o comportamento de pilares curtos em aço submetidos a incêndios localizados, a condição de aquecimento considerada foi não uniforme o que resultou em uma temperatura crítica mais elevada que a condição de temperatura uniforme. As simulações numéricas foram realizadas com o programa ANSYS e o trabalho afirma que as equações apresentadas no EUROCODE 3 [16] são conservadoras para pilares curtos em aço submetidos à incêndios localizados.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Simulações numéricas têm sido realizadas até mesmo em programas de computador que originalmente não possuíam o foco em incêndio, como é o caso do programa aberto desenvolvido na Universidade de Berkeley OpenSees. Essa ferramenta computacional concentra esforços na resposta não linear de estruturas submetidas a excitações sísmicas. O trabalho de JIANG e USMANI [41] desenvolve uma análise termomecânica de estruturas em situação de incêndio. Os resultados foram validados com soluções analíticas disponíveis na literatura, bem como com os resultados do programa ABAQUS.

Um modelo em elementos finitos não linear tridimensional foi desenvolvido por KODUR e NASER [42] para avaliar a resposta de vigas de aço expostas ao fogo submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento. Os resultados das análises demonstram que em determinados cenários de carregamento e tipos de seção transversal, a capacidade resistente ao cisalhamento em vigas de aço pode diminuir mais rapidamente do que a capacidade resistente do momento fletor. Além disso, os resultados das simulações numéricas demonstram que seções classificadas, com base na instabilidade local, como compactas à temperatura ambiente podem transformar-se em semi-compactas ou esbeltas quando expostas ao fogo. Isso pode induzir deformações localizadas e levar a seção ao colapso antes da ruptura por flexão ou cisalhamento. Dando continuidade às suas pesquisas NASER e KODUR [43] apresentam fatores críticos que influenciam o começo da instabilidade localizada em vigas de aço quando submetidas a situações de incêndio. O modelo tridimensional não linear em elementos finitos é aplicado para investigar o efeito da interação entre a laje de concreto e a viga de aço. Nessa linha da contribuição da laje de concreto no comportamento de vigas em aço, pode-se citar também o trabalho de PAKALA e KODUR [44]. As simulações numéricas de todos esses trabalhos foram realizadas com o programa ANSYS.

Uma simulação numérica realizada no programa ABAQUS é apresentada em LAIM e RODRIGUES [45], em que a resposta de vigas de aço de perfis formados a frio, com restrições de movimentos de translação axial e rotação foi analisada. Um modelo de elementos finitos adequado foi validado por meio de ensaios experimentais. Alguns parâmetros que poderiam ter influência sobre o comportamento dessas vigas foram avaliados, tal como a geometria da seção, a força inicial aplicada, esbeltez e influência das restrições de movimentos. Os resultados mostraram que a temperatura crítica de vigas axialmente restringidas pode subir significativamente e, além disso, ainda concluiu-se que o método estabelecido na norma europeia não é apropriado para o projeto em situação de incêndio das referidas vigas.

COUTO et al. [46] apresenta uma análise de estabilidade de pórticos planos de aço, tendo em conta o efeito da temperatura, a fim de avaliar os comprimentos de flambagem dos pilares em situação de incêndio. Os resultados obtidos para os comprimentos de flambagem são comparados aos sugeridos no EUROCODE 3 [16] para pilares em pórticos contraventados em situação de incêndio. O EUROCODE 3 [16] não fornece regras sobre os comprimentos de flambagem para pórticos não contraventados, de modo que esse estudo oferece uma proposta para os comprimentos de flambagem de pilares em estruturas de aço não

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

contraventadas. No entanto, deve notar-se que o uso de comprimentos de flambagem de uma análise à temperatura ambiente para estruturas em situação de incêndio pode levar a resultados conservadores. Nessa linha de pesquisa de comprimento de flambagem de pilares em situação de incêndio, pode-se citar também o trabalho de GOMES et al. [47], em que os autores propõem uma formulação alternativa ao EUROCODE 3 [16] para determinação de comprimento de flambagem de pilares em situação de incêndio.

Problemas elástico não linear para pórticos planos, feito de vigas retilíneas de aço submetidos a altas temperaturas, é apresentado em LUONGO e CONTENTO [48]. O elemento de base para o estudo é a viga de Euler-Bernoulli, cujo alongamento é uma função não linear dos deslocamentos.

O comportamento de pilares de aço restringidos axialmente submetidos a elevadas temperaturas é discutido com detalhe em SHEPHERD e BURGESS [49], onde o modelo desenvolvido foi validado por meio de uma análise em elementos finitos não linear utilizando o programa Vulcan.

McCANN et al. [50] analisa o comportamento sobre instabilidade localizada e esforço resistente da seção transversal de perfis tubulares elípticos na compressão. Os modelos numéricos foram primeiramente validados com modelos experimentais disponíveis na literatura, no entanto, para esse trabalho foi considerada uma temperatura uniforme.

THEOFANOUS et al. [51] estende o CSM (*continuous strength method*) para o projeto estrutural de seções transversais de aço em situação de incêndio. A validação do método é feita por meio dos resultados disponíveis na literatura. Observações semelhantes foram feitas anteriormente para projeto estrutural de aço inoxidável à temperatura ambiente e o CSM foi desenvolvido como um meio racional de explorar o encruamento do material à temperatura ambiente.

Na linha do aço inoxidável, LOPES et al. [52] apresenta uma avaliação da precisão e segurança das recomendações estabelecidas no EUROCODE 3 [16], para a resistência ao fogo de aço inoxidável de vigas-pilar, com e sem avaliações de instabilidade lateral com torção. Nesse estudo, as influências das tensões residuais, seções transversais, a forma dos diagramas de momento de flexão e o tipo de aço inoxidável são considerados.

HEIDARPOUR; AZIM e BRADFORD [53] aborda o comportamento termoelástico não linear de arcos de aço submetidos a forças uniformemente distribuídas sob temperaturas elevadas. A formulação apresentada nesse artigo leva em conta a redução da rigidez do arco de aço em função do aumento da temperatura. Mostra-se que o modelo proposto concorda bem com soluções independentes obtidas usando análises em elementos finitos por meio do programa ABAQUS. O modelo proposto tem um potencial significativo para utilização na análise de arcos de aço, tais como coberturas de grandes.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Um estudo numérico sobre o comportamento de pórticos de aço em perfis tubulares expostos ao fogo é apresentado em EL-HEWEITY [54]. Nesse trabalho, um modelo é desenvolvido incorporando não linearidade geométrica e do material para obter respostas tanto térmicas quanto estruturais. Para estabelecer o mecanismo de ruptura de um pórtico em situação de incêndio, um critério de ruptura é proposto e validado com dados experimentais disponíveis na literatura. A ferramenta computacional utilizada no trabalho foi o programa SAFIR.

LANDESMANN [55] apresenta uma ferramenta computacional fundamentada no modelo da rótula plástica, denominado Programa SAAFE, desenvolvido para fornecer uma análise elastoplástica não linear de aço e compósitos (aço-concreto) para pórticos planos. Com base nos resultados obtidos, é possível inferir sobre a eficiência e a robustez do modelo proposto para realizar análises elastoplásticas de elementos isolados e estruturas planas reticuladas, incorporando não linearidade geométrica e do material.

Uma abordagem baseada em desempenho é apresentada em DWAIKAT e KODUR [56]. A abordagem proposta fundamenta-se em equações de equilíbrio e de compatibilidade. Leva em consideração a influência de muitos fatores, incluindo cenário de incêndio, restrições nas extremidades, tipo de ligação, gradiente térmico, nível de carregamento, geometria da viga e critérios de ruptura. A validade da abordagem é estabelecida por meio da comparação a resultados obtidos a partir de análises rigorosas em elementos finitos realizada no programa ANSYS.

SEIF e McALLISTER [57] apresentam um estudo paramétrico empregando materiais e análises geometricamente não lineares em elementos finitos para modelar a resposta de seções de mesas paralelas de pilares em aço a temperaturas elevadas. O estudo paramétrico variou a força axial e a esbeltez da seção transversal dos pilares. Esses pilares foram uniformemente aquecidos até apresentarem instabilidade elástica ou elastoplástica.

Uma tese de doutorado apresentada em PAULI [58] estuda o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio com base no comportamento do material e na capacidade da seção transversal. Extensas investigações experimentais sobre o comportamento do aço a temperaturas elevadas por meio de ensaios em forno de pilares esbeltos servem como comprovação do trabalho. Esses ensaios são complementados com simulações em elementos finitos. Os resultados são comparados aos modelos recomendados nas normas europeias. A tese é dividida em três capítulos principais, o primeiro que analisa o comportamento do material, o segundo apresenta a resistência da seção transversal e, por fim, apresenta a estabilidade de pilares de aço a temperaturas elevadas.

No EUROCODE 3 [16], a temperatura que leva à instabilidade de pilares em aço pode ser calculado por meio de uma abordagem analítica ou utilizando uma equação de forma fechada simples, ZHANG; LI e WANG [59] investiga a precisão e limitações desses dois métodos de

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

cálculo. Os dados dos testes em pilares de aço submetidos a temperaturas elevadas relatados na literatura são utilizados para comparação.

2. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Buscou-se neste artigo compilar o estado da arte sobre a instabilidade de estruturas de aço em situação de incêndio e, como se viu resumidamente nos trabalhos descritos, não há trabalho em nível mundial que apresente uma formulação para a situação de incêndio dos fatores de amplificação dos esforços, B1 e B2, empregados nas normas brasileiras para a temperatura ambiente.

Os estudos sobre estabilidade e comportamento de barras em situação de incêndio, revelam as seguintes linhas de pesquisa: sobre o comportamento do material aço sob elevadas temperaturas; sobre o comportamento da seção transversal considerando efeitos de instabilidade localizada e distorcional; sobre o comportamento das barras considerando efeitos de instabilidade local, em particular, por flexão, flexotorção e instabilidade lateral com torção e, por fim, sobre o comportamento global da estrutura considerando efeitos com base em grandes deformações, mudança do sistema estrutural ou caminho alternativo para carregamentos. Lembrando que vários autores trabalham com o desenvolvimento de uma formulação analítica sendo validada por simulação computacional ou ensaios experimentais.

Os procedimentos para análise da não linearidade geométrica à temperatura ambiente das normas ABNT NBR 8800:2008 [60], AISC:2005 [61] e EUROCODE 3 [16] têm origens comuns, embora aplicadas de formas diferentes. Todas as normas estudadas apresentam procedimentos simplificados para análise da não linearidade geométrica, embora permitam o uso de análises mais refinadas, as Tabela 1 e Tabela 2 tentam sintetizar e o que as referidas normas recomendam sobre estabilidade de estruturas de aço à temperatura ambiente.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 1 – Classificação quanto a deslocabilidade e modelo de análise aplicável

Norma	Classificação quanto à deslocabilidade		
NBR 8800: 2008	Pequena Deslocabilidade	Média Deslocabilidade	Grande Deslocabilidade
$B_2 = \frac{\delta_{2a}}{\delta_{1a}}$ <p>Razão entre os deslocamentos com e sem não linearidade geométrica de cada pavimento</p>	$B_2 \leq 1,1$ <p>Em todos os pavimentos A não linearidade geométrica pode ser desconsiderada se as forças axiais de cálculo nas barras que participam do sistema de estabilidade lateral não superarem 50% da força axial de plastificação. Além disso, as imperfeições geométricas iniciais devem ser sempre incluídas na análise.</p>	$1,4 < B_2 \leq 1,1$ <p>Em pelo menos 1 pavimento Admite-se análise da não linearidade geométrica simplificada utilizando os parâmetros B1 e B2 que devem ser calculados com a rigidez da estrutura reduzida para considerar a não linearidade do material.</p>	$B_2 > 1,4$ <p>Em pelo menos 1 pavimento Deve ser feita análise rigorosa da não linearidade geométrica incluindo imperfeições geométricas e material.</p>
EC3: 2010	Indeslocável	Deslocável	
$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$ <p>Razão entre a força de instabilidade para o pórtico e à solicitação de cálculo.</p> $\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right)$	$\alpha_{cr} \geq 10$ <p>Admite-se análise sem não linearidade geométrica incluindo imperfeições geométricas iniciais</p>	$\alpha_{cr} < 10$ <p>Admite-se análise da não linearidade geométrica simplificada multiplicando as ações horizontais por:</p> $C_a = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$ <p>A consideração de imperfeições geométricas locais e globais deve ser avaliada.</p>	
AIS: 2005	Pouco Deslocável	Muito Deslocável	
$B_2 = \frac{\delta_{2a}}{\delta_{1a}}$ <p>Não estabelece uma classificação explícita mas, trata de maneira diferentes as estruturas em função do parâmetro B_2</p>	$B_2 \leq 1,5$ <p>Não linearidade geométrica simplificada sem imperfeições iniciais</p>	$B_2 > 1,5$ <p>Direct Analysis Method - análise da não linearidade geométrica que considera explicitamente as imperfeições geométricas e de material. Alternativamente utilizar o método da amplificação B_1-B_2 com rigidez reduzida e imperfeições geométricas.</p>	
	Admite análise sem a não linearidade geométrica se a solicitação normal de cálculo nos pilares que participam do contraventamento for inferior a 50% da força normal que provoca o escoamento da seção e considerando forças horizontais fictícias iguais a 0,42% das ações verticais em cada andar.		

Fonte: (SOUZA e PEREIRA [62]) Adaptado.

Tabela 2 – Imperfeições iniciais

Norma	Classificação quanto à deslocabilidade	Imperfeições Geométricas	Imperfeições de Material
NBR 8800: 2008	<i>Pequena Deslocabilidade</i> $B_2 \leq 1,1$	1. Modelar a estrutura considerando deslocamentos interpavimentos igual a $h/333$, sendo h a altura do pavimento	Não considera
	<i>Média Deslocabilidade</i> $1,1 < B_2 \leq 1,4$	2. Aplicação de forças horizontais fictícias (Fnoc) correspondentes a 0,3% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar. Não há necessidade de somar estas forças as ações laterais do vento.	Reduzir a rigidez a flexão e a compressão dos elementos para 0,8 EI e 0,8 EA, respectivamente.
	<i>Grande Deslocabilidade</i> $B_2 > 1,4$		
AISC:2005	<i>Pequena Deslocabilidade</i> $B_2 \leq 1,5$	Considerar Fnoc ao nível de cada pavimento somente se não atuar força do vento.	Não considera
	<i>Grande Deslocabilidade</i> $B_2 > 1,5$	Aplicação de Fnoc correspondentes a 0,3% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar	Reduzir a rigidez a flexão e a compressão dos elementos para 0,8 EI e 0,8 EA, respectivamente.
		Aplicação de Fnoc correspondentes a 0,2% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar	$EI = 0,8 \tau_b EI$ $\tau_b = 1$ se $\alpha \frac{P_r}{P_y} \leq 0,5$ $\tau_b = 4 \left[\alpha \frac{P_r}{P_y} \left(1 - \alpha \frac{P_r}{P_y} \right) \right]$ se $\alpha \frac{P_r}{P_y} >$ P_r : Força Normal de Cálculo P_y : Força Normal de Plastificação
EC3:2010	$H_{ED} \geq 0,15 V_{ED}$	Não considera	Não considera
	$H_{ED} < 0,15 V_{ED}$	1. Modelar a estrutura com uma inclinação: $\phi = \frac{1}{200} \frac{2}{\sqrt{h}} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$ onde : ϕ - ângulo de inclinação da estrutura h - altura total da estrutura em metros m - numero de pilares no sistema de contenção lateral 2. Aplicar forças horizontais fictícias em cada andar com valores iguais a $H_i = \phi \cdot Q_i$, onde Q_i corresponde as ações verticais no andar.	Não considera

Fonte: (SOUZA e PEREIRA [62]) Adaptado.

3. CONCLUSÃO

Em nenhum dos trabalhos executados na área de estabilidade das estruturas de aço em situação de incêndio notaram-se estudos sobre os processos de análise simplificada para não linearidade geométrica em situação de incêndio, conforme foi visto no estado da arte apresentado neste trabalho.

Dentro desse cenário, as próprias normas ABNT NBR 14323:2013 [19], AISC:2005 [61] e EUROCODE 3 [16] não apresentam os fatores de amplificações dos esforços solicitantes (B1 e B2) em situação de incêndio para análise simplificada dos efeitos de não linearidade geométrica local e global.

Essa situação evidencia a necessidade de se prosseguir com a pesquisa nesse tema. Pretende-se, em trabalhos futuros, contribuir com tais estudos visando encontrar métodos simplificados para a consideração dos efeitos das não linearidades no comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio.

Agradecimentos

Agradece-se à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

REFERÊNCIAS

1. KNOBLOCH, M.; FONTANA, M. **Stability of steel structures in fire - State-of-the-art, recent studies in Switzerland and future trends**. Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
2. CULVER, C. Steel Column Buckling under Thermal Gradients. **Journal of Structural Division - ASCE**, v. 98, p. 1853-1865, 1972.
3. OSSENBRUGGEN, P. J.; AGGARWAL, V.; CULVER, C. Steel Column Failure Under Thermal Gradients. **Journal of Structural Division**, v. 99, p. 727-739, 1973a.
4. BROCKENBROUGH, R. Theoretical Stresses and Strain From Heating Curving. **Journal of Structural Division**, v. 96, p. 1421-1444, 1970.
5. OSSENBRUGGEN, P. J.; AGGARWAL, V.; CULVER, C. Steel Column Failure Under Thermal Gradients. **Journal of Structural Division**, v. 99, p. 727-739, 1973b.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

6. DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J. M. The use of Numerical Models for the Fire Analysis of Reinforced Concrete and Composite Structures. **Engineering Analysis**, v. 2, p. 67-74, 1985.
7. FRANSSEN, J. M. Etude du Comportement au Feu des Structures Mistes AcierBéton. **Ph.D. Dissertation**, Université de Liège, Belgium, 1987.
8. FRANSSEN, J. M.; KODUR, V. K. R.; MASON, J. User's Manual for SAFIR- 2001: A computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire. **University of Liège, Department Structures du Génie Civil**, 2000.
9. OLAWALE, A. O. Collapse Behavior of Steel Columns in Fire. **Ph.D. Dissertation, University of Sheffield, Dept. Of Civil and Structural Engineering**, Sheffield, 1989.
10. BURGESS, I. W.; EL-RIMAWI, J. A.; PLANK, R. J. Analysis of Beams with Non-Uniform Temperature Profile due to Fire Exposure. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 169-192, 1990.
11. BURGESS, I. W.; OLAWALE, A. O.; PLANK, R. J. Failure of Steel Columns in Fire. **Fire Safety Journal**, v. 18, p. 183-201, 1991.
12. BURGESS, I.; EL-RIMAWI, J. A.; PLANK, R. J. Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 19, p. 285-312, 1992.
13. EL-RIMAWI, J. A. The Behaviour of Flexural Members Under Fire Conditions. **Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering**, Sheffield, 1989.
14. SAAB, H. A. Non-Linear Finite Element Analysis of Steel Frames in Fire Conditions. **Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Dept. of Civil and Structural Engineering**, Sheffield, 1991.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

15. FRANSSEN, J. M.; COOHE, G. M. E.; LATHAM, D. Numerical Simulation of a Full Scale Fire Test on a Loaded Steel Framework. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 35, p. 377-408, 1995.
16. EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES. **Part 1-2: General rules — Structural fire Design**. [S.l.]: The European Standard, 2005.

EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES. **Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting**. [S.l.]: The European Standard, 2006.
17. SILVA, V. P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. São Paulo: Tese Apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997.
18. SILVA, V. P. O Comportamento de Sistemas Estruturais Básicos de Aço em Situação de Incêndio. In: **XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, Montevideo, 2000.
19. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.
20. TALAMONA, D. et al. Stability of Steel Columns in Case of Fire : Numerical Modelling. **Journal of Structural Engineering**, Reston, v. 123, p. 713-720, junho 1997.
21. FRANSSEN, J. M. et al. Stability of Steel Columns in Case of Fire: Experimental Evaluation. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, p. 158-163., Fevereiro 1998.
22. TOH, W.; TAN, K.; FUNG, T. Compressive Resistance of Steel Columns in Fire: Rankine Approach. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, p. 398–405, 2000.
23. KNOBLOCH, M.; FONTANA, M.; FRANGI, A. On the interaction of global and local buckling of square hollow sections in fire. K. Rasmussen and T. Wilkinson (Eds.),

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- Coupled Instabilities in Metal Structures The University of Sydney: Sydney, p. 587–594, 2008.
24. YANG, K. C.; HSU, R. Structural behavior of centrally loaded steel columns at elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research* , p. 2062-2068, 2009
25. KNOBLOCH, M. et al. Stability of steel columns subjected to fire - Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, p. 465-472, December 2010.
26. SOMAINI, D. Biegeknicken und lokales Beulen von Stahlstützen im Brandfall. **IBK Report**, n. 344, 2012.
27. MOORE, D. B.; LENNON, T. Fire engineering design of steel structures. **Progress in Structural Engineering and Materials** 1, p. 4-9, 1997.
28. KNOBLOCH, M. et al.: Vulnerability of fire protection and structural safety of tall buildings. IABSE Symposium – Creating and Renewing Urban Structures: Tall Buildings, Bridges and Infrastructure, IABSE: Chicago, pp. 286–287 (full paper in CD-Rom), 2008.
29. LI, G.-Q.; WANG, W.-Y.; CHEN, S.-W. A simple approach for modeling fire-resistance of steel columns with locally damaged fire protection. **Engineering Structures**, 617-622 2009.
30. WANG, et al. Web-post buckling of fully and partially protected cellular steel beams at elevated temperatures in a fire. **Thin-Walled Structures**, p. 29-38, 2016.
31. BAILEY, C. et al. **The Behaviour of Multi-Storey Steel Framed Buildings in Fire**. Rotherham: British Steel, 1999.
32. ALASHKER, Y.; LI, H.; EL-TAWIL, S. Approximations in Progressive Collapse Modeling. **Journal of Structural Engineering**, p. 914–924, 2011.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

33. KWASNIEWSKI, L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building. **Engineering Structures**, p. 1223–1235, 2010.
34. MASOERO, E. et al. Progressive Collapse Mechanisms of Brittle and Ductile Framed Structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 136, p. 987-995, 2010.
35. FU, F. 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings — Parametric study. **Engineering Structures**, v. 32, p. 3974–3980, 2010.
36. KIM, J.; AN, D. Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, p. 455-465, 2009.
37. KHANDELWAL, K.; EL-TAWIL, S.; SADEK, F. Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 699–708, 2009.
38. BAILEY, C. et al. **The Behaviour of Multi-Storey Steel Framed Buildings in Fire**. Rotherham: British Steel, 1999.
39. FONTANA, M.; KNOBLOCH, M.; FRANGI, A. Global structural behavior in fire and consolidated testing of steel, n. The Fifth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Taylor & Francis: Cape Town, p. 687–688, 2013.
40. ZHANG, C. et al. Behavior of axially loaded steel short columns subjected to a localized fire. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 103-111, 2015.
41. JIANG, J.; USMANI, A. Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees. **Computers and Structures**, 90-99 2013.
42. KODUR, V. K. R.; NASER, M. Z. Effect of local instability on capacity of steel beams exposed to fire. **Journal of Constructional Steel Research**, USA, 2015.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

43. NASER, M. Z.; KODUR, V. K. R. Factors governing onset of local instabilities in fire exposed steel beams. **Thin-Walled Structures**, p. 48-57, 2016.
44. PAKALA, P.; KODUR, V. Effect of concrete slab on the behavior of fire exposed subframe assemblies with bolted double angle connections. **Engineering Structures**, 101-115 2016.
45. LAÍM, L.; RODRIGUES, J. C. Numerical analysis on axially-and-rotationally restrained cold-formed steel beams subjected to fire. **Thin-Walled Structures**, 1-16 2016.
46. COUTO, C. et al. Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire. **Engineering Structures**, p. 541-559, 2013.
47. GOMES, F. C. T. et al. Buckling length of a steel column for fire design. **Engineering Structures** **29**, v. nº 29, p. 2497–2502, 2007.
48. LUONGO, A.; CONTENTO, A. Nonlinear elastic analysis of steel planar frames under fire loads. **Computers and Structures**, 2015.
49. SHEPHERD, P. G.; BURGESS, I. W. On the buckling of axially restrained steel columns in fire. **Engineering Structures**, 2011.
50. MCCANN, F. et al. Local buckling and ultimate strength of slender elliptical hollow sections in compression. **Engineering Structures**, p. 104-118, 2016.
51. THEOFANOUS, M. et al. The continuous strength method for steel cross-section design at elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, p. 94-102, 2016.
52. LOPES, N. et al. Numerical analysis of stainless steel beam-columns in case of fire. **Fire Safety Journal**, p. 35-50, 2012.
53. HEIDARPOUR, A.; ABDULLAH, A. L.; BRADFORD, M. A. Non-linear thermo elastic analysis of steel arch members subjected to fire. **Fire Safety Journal**, 2010.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

54. EL-HEWEITY, M. M. Behavior of portal frames of steel hollow sections exposed to fire. **Alexandria Engineering Journal**, 2012.
55. LANDESMANN, A. **Journal of Constructional Steel Research**, v. nº66, p. 323 - 334, 2010.
56. DWAIKAT, M. M. S.; KODUR, V. K. R. A performance based methodology for fire design of restrained steel beams. **Journal of Constructional Steel Research**, 2010.
57. SEIF M., McALLISTER, TP. Stability of wide flange structural steel columns at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, 2013, p. 17-26.
58. PAULI, J. The Behaviour of Steel Columns in Fire. IBK Report, ETH ZurichC, 2012.
59. ZHANG, C.; LI, G. Q.; WANG, Y. C. Predictability of buckling temperature of axially loaded steel columns in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 75, p. 32-37, 2012. ISSN.
60. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
61. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings**. [S.l.]: AISC, 2005.
62. SOUZA, A. S. C. D.; PEREIRA, M. F. **Evolução das Técnicas de Análise e Códigos de Projeto em Análise de 2º Ordem de Estruturas Metálicas**. Passo Fundo: Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 2009.

Tema: Proteção das estruturas - corrosão e incêndio

AVALIAÇÃO DO USO DE REVESTIMENTO CONTRA FOGO NA FACE INFERIOR DE LAJES MISTAS COM FÔRMA DE AÇO INCORPORADA*

Larice Gomes Justino¹
José Carlos Lopes Ribeiro²
Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga³
Edivaldo da Silva Pinto¹

Resumo

Os elementos estruturais compostos por aço e concreto têm uma sensível degradação da resistência quando submetidos a altas temperaturas. Neste trabalho foi avaliado o uso de revestimento contra fogo na face inferior de lajes mistas em relação ao uso de armadura adicional nas nervuras, à luz das normas técnicas brasileiras e por meio de programa de computador via Método dos Elementos Finitos (MEF). A comparação dos resultados demonstra que o dimensionamento com base nas temperaturas obtidas via MEF conduz a uma maior resistência do que o dimensionamento pelos critérios da ABNT NBR 14323:2013. Ao final, foi feita uma análise econômica das soluções analisadas (TCPO), visando avaliar a viabilidade de cada solução.

Palavras-chave: Estruturas mistas; Laje mista; Steel deck; Incêndio.

AVALIATION OF FIRE PROTECTION MATERIAL USE UNDER COMPOSITE SLABS OF STEEL AND CONCRETE

Abstract

The structural elements, such as steel and concrete, have their resistance degraded when they are at high temperatures. In this work, it was assessed the use of fire protection material applied under composite slabs of steel and concrete in relation when using reinforcement bars in the ribs. It was considered the design methodology of Brazilian technical standards and the use of a computer program by Finite Element Method (FEM). Comparison of the results shows that the design based on temperatures obtained by FEM leads to a higher resistance than the design methodology of ABNT NBR 14323:2013. At the end, it was performed an economic analysis of the analyzed solutions to evaluate the viability of each solution.

Keywords: Composite structures; Composite slab; Steel deck, Fire simulation.

¹ Engenheiro(a) Civil, Mestrando(a) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil PPGEC/UFV**.

² Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Adjunto do DEC/UFV**

³ Doutora em Engenharia Civil - Estruturas, Professora Associada do DEC/UFV**.

** Depto de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 36570-000, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

Os incêndios, quando comparados a outros tipos de sinistros que podem afetar estruturas civis, podem ser considerados como eventos de baixa probabilidade de ocorrência. Porém, quando os mesmos ocorrem, normalmente causam grande destruição, colocando em risco a vida de pessoas e a estabilidade das edificações. Por isso, existe um interesse cada vez maior em entender como as altas temperaturas afetam as estruturas (RUSCHEL [1], 2011).

Os danos nas estruturas civis devido a um incêndio ocorrem porque os materiais estruturais, como o aço e o concreto, apesar de não serem consumidos pelo fogo, têm sua resistência e rigidez degradadas quando submetidos a altas temperaturas, o que pode levá-los à ruína ou a estados de deformações excessivos. Por isso, esses aspectos devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

A ABNT NBR 14323:2013 [2] auxilia no dimensionamento de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio, tratando-se, em especial, das lajes mistas de aço e concreto, também conhecidas como lajes com fôrma de aço incorporada. Essas lajes, em temperatura ambiente, têm a fôrma de aço como suporte na concretagem e como armadura positiva após a cura do concreto. Mas, em temperatura elevada, a fôrma perde resistência e, adicionalmente, devido à liberação de vapor, a fôrma pode não trabalhar mais solidária ao concreto da laje. Assim, em determinadas situações torna-se necessário a adição de uma barra de aço por nervura, o que auxilia na resistência da laje, mas pode ser prejudicial ao comportamento da mesma quando as barras estiverem em temperatura elevada, gerando um aquecimento acelerado do concreto (LIMA [3], 2005).

Dada a importância de se preservar a vida humana, a estrutura e o patrimônio, e considerando o uso cada vez mais expressivo de lajes com fôrma de aço incorporada, faz-se necessária uma análise do comportamento das mesmas em situação de incêndio, apresentando a melhor alternativa para um determinado tipo de empreendimento, segundo os aspectos técnicos e financeiros das soluções existentes.

1.2 Objetivos

Este trabalho teve como objetivo avaliar o uso de revestimento contra fogo na face inferior de lajes mistas dos pontos de vista estrutural e econômico, em contrapartida ao uso de armadura adicional nas nervuras.

Através de um estudo de caso, almejou-se avaliar a resistência de uma laje mista de aço e concreto em temperatura ambiente pela ABNT NBR 8800:2008 [4] e em situação de incêndio através do procedimento proposto pela ABNT NBR 14323:2013 [2], com e sem o uso de armadura adicional nas nervuras. Nesse mesmo estudo de caso avaliou-se a resistência da laje mista de aço e concreto em situação de incêndio considerando o uso de revestimento contra fogo na face inferior, como proposto por Ribeiro *et al.* [5] (2014).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.3 Revisão da literatura

1.3.1 Generalidades

Apesar de os incêndios serem incidentes relativamente raros, sua ocorrência pode ter como consequências perdas humanas e materiais significativas. No que tange às estruturas, a principal causa de danos em situação de incêndio deve-se ao fato de que, com a exposição ao calor, os elementos estruturais sofrem uma degradação da rigidez e da resistência, e ainda ocorre o aparecimento de esforços solicitantes adicionais devido às deformações térmicas.

Quanto às lajes mistas com fôrma de aço incorporada, Spíndola [6] (2002) afirma que, em situações de incêndio, a fôrma de aço pode desvincular-se do concreto, devido à liberação de vapor durante o incêndio. Assim, devido à essa possível perda do vínculo, recomenda-se que a capacidade ao momento fletor da laje mista seja calculada ignorando-se a contribuição da fôrma, apesar da mesma contribuir para manter a estanqueidade da laje.

Como alternativa, para que se garanta uma maior resistência da laje em situação de incêndio, adicionam-se barras de reforço nas nervuras ou utilizam-se revestimentos contra fogo.

1.3.2 Curva de incêndio

A forma de se caracterizar um incêndio para fins de análise estrutural é através da curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. Conforme a ABNT NBR 14432:2001 [7], deve-se utilizar a curva de incêndio-padrão para fins de análise e dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

em que: θ_0 é a temperatura do ambiente antes do incêndio, normalmente tomada como 20 °C;
 t é o tempo (em minutos);
 θ_g é a temperatura dos gases no ambiente em chamas, em graus Celsius, no tempo t .

Ressalta-se que essa curva não representa um incêndio real. O que ocorre na prática é o emprego da curva de incêndio-padrão com um tempo arbitrado por consenso no meio técnico para determinar a temperatura de dimensionamento, sendo esse, o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

Conforme os estudos de Ruschel [1] (2011), o TRRF é avaliado em função do risco de incêndio e das consequências que o mesmo pode vir a causar devido a uma falha estrutural. Este tempo está estabelecido em normas e códigos de acordo com a ocupação/uso a que se destina a edificação e a altura da mesma.

O TRRF não deve ser confundido com o tempo necessário para desocupação da edificação ou o tempo de combate ao fogo pela equipe de bombeiros, trata-se, na verdade, do tempo em que será atingida a máxima temperatura durante o incêndio, devendo todos os elementos estruturais manter suas capacidades de suporte às ações mecânicas.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.3.3 Dimensionamento de lajes mistas

O cálculo de lajes mistas envolve a análise do sistema tanto na fase de construção (inicial), que nesse caso significa a verificação da fôrma trabalhando isoladamente para sustentar o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção, quanto na fase final ou mista, após o concreto ter atingido 75% da resistência característica à compressão. O cálculo da fôrma de aço na fase de construção envolve basicamente o dimensionamento de seções de aço formadas a frio e deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 14762:2010 [8]. Usualmente, os fabricantes fornecem, sob a forma de tabelas, a capacidade de carga da fôrma para um dado vão ou, o que é mais comum, o vão máximo admissível da fôrma para um dado carregamento. Para o dimensionamento na fase final utiliza-se, quando em temperatura ambiente, a ABNT NBR 8800:2008 [4] e, para lajes mistas em situação de incêndio, a ABNT NBR 14323:2013 [2].

O dimensionamento proposto pela norma ABNT NBR 14323:2013 [2] leva em consideração que os materiais sofrem degradação na sua resistência e rigidez em função do aumento de temperatura a que são submetidos. No caso da laje mista, além do critério de resistência, devem ser atendidos os critérios de isolamento térmico e estanqueidade.

Entende-se por isolamento térmico a capacidade da laje de impedir a ocorrência, na face não exposta ao incêndio, de incremento médio de temperatura superior a 140 °C ou de incremento de temperatura superior a 180 °C em qualquer ponto da mesma. Por estanqueidade, entende-se a capacidade da laje de impedir a ocorrência de rachaduras ou aberturas, através das quais possam passar chamas e gases quentes capazes de inflamar um chumaço de algodão. Segundo a norma, a presença da fôrma de aço é suficiente para atender o critério de estanqueidade.

Não obstante, a ABNT NBR 14323:2013 [2] prescreve no item C.2.1.1.3 que a resistência de lajes mistas em situação de incêndio pode ser considerada de no mínimo 30 minutos, desde que seja verificado o isolamento térmico, apesar da consideração de Spíndola [6] (2002) da possibilidade de perda de vínculo entre a fôrma e o concreto em situação de incêndio.

Em caso de lajes com revestimento contra fogo, a espessura efetiva mínima necessária para se garantir o critério de isolamento térmico pode ser reduzida de uma espessura equivalente em concreto do material de revestimento contra fogo e, o critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 350 °C. No entanto, o cálculo da temperatura da fôrma, nesses casos, não é equacionado na ABNT NBR 14323:2013 [2]. Deve-se, em tais situações, utilizar métodos avançados de cálculo que considerem os princípios reconhecidos e hipóteses da teoria de transferência de calor.

1.3.4 Revestimento contra fogo

Para aumentar a resistência de um elemento estrutural de aço ao incêndio, é prática comum envolvê-lo com um material de revestimento contra fogo. A eficiência desse revestimento está diretamente relacionada às suas propriedades térmicas.

Consoante a Silva [9] (2001), os materiais mais utilizados no Brasil são as argamassas projetadas (formadas por aglomerantes e materiais inertes ou aglomerantes e fibras minerais), as tintas intumescentes, as mantas, as placas de gesso e as argamassas de vermiculita.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para se atingir os objetivos deste trabalho, primeiramente foi estabelecido um estudo de caso e definidos os parâmetros da laje mista de aço e concreto a ser dimensionada. Definiram-se as ações atuantes na laje e a combinação das mesmas e fez-se o dimensionamento dessa laje em temperatura ambiente, a partir das formulações propostas pela ABNT NBR 8800:2008 [4].

Posteriormente, fez-se a combinação das ações em situação de incêndio e dimensionou-se a laje mista para a distribuição de temperatura obtida conforme a ABNT NBR 14323:2013 [2] e para a distribuição de temperatura obtida via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Para a distribuição de temperatura via MEF, utilizou-se o software de análise térmica para estruturas em situação de incêndio *Thersys* (RIBEIRO [10], 2004), empregando-se uma malha de elementos finitos quadriláteros de 4 nós com integração completa, de acordo com as recomendações propostas pelo autor.

O método de cálculo utilizado nesse caso se baseia nos estudos de Albuquerque [11] (2012) e Moreira [12] (2013), em que a tensão de compressão no concreto ($\sigma_{c,\theta}$) é determinada utilizando-se o diagrama parábola-retângulo de tensão-deformação, definido pelas equações 2 e 3 e a tensão na armadura adicional e na fôrma devem ser obtidas a partir de suas deformações.

$$\sigma_{c,\theta} = \alpha k_{c,\theta} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2\text{‰}} \right)^2 \right], \text{ para } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2,0\text{‰} \quad (2)$$

$$\sigma_{c,\theta} = \alpha k_{c,\theta} f_{cd}, \text{ para } 2,0\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \quad (3)$$

em que: α é o coeficiente que leva em consideração o efeito das deformações a longo prazo, considerado igual a 1 em situação de incêndio (ABNT NBR 15200:2012 [13]);
 ε_c é a deformação de compressão do concreto;
 f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à temperatura ambiente;
 $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme a ABNT NBR 15200:2012 [13].

Assim, com as temperaturas obtidas nos nós da malha de elementos finitos, utilizando o programa *Thersys*, atribuiu-se a cada elemento, de concreto e de aço, o valor de temperatura correspondente à interpolação das temperaturas nodais. Segundo Figueiredo Júnior [14] (2002), a temperatura na armadura de aço corresponde à temperatura média do concreto em volta da mesma, portanto, à armadura adicional, atribuiu-se o valor da temperatura do elemento finito refinado coincidente com o centro geométrico da mesma.

Admitiu-se que o concreto tem deformação máxima de -3,5‰ na face superior da laje mista e que o aço, da armadura ou da fôrma, tem a deformação máxima de 10‰, em seu centro de gravidade. Assim é possível determinar a deformação nos demais elementos da malha.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



A partir das deformações, foram obtidas as tensões nos elementos de concreto com base nas Equações 2 e 3, atribuindo tensão nula aos elementos tracionados. As tensões nos elementos da fôrma e da armadura adicional também foram obtidas em função das suas deformações.

A força axial no concreto comprimido foi obtida multiplicando-se a área dos elementos de concreto por sua respectiva tensão, sendo o mesmo foi feito para a fôrma. Na armadura adicional, a força axial foi obtida multiplicando-se sua tensão pela metade da área da armadura, devido ao modelo simétrico utilizado.

Para que fosse verificado o equilíbrio de forças na seção analisada, fez-se necessário o ajuste das deformações pré-estabelecidas, visando obter a igualdade expressa na Equação 4:

$$F_{cd,fi} + F_{sd,fi} + F_{sFd,fi} = 0 \quad (4)$$

em que: $F_{cd,fi}$ é o esforço axial de cálculo resultante no bloco de concreto comprimido;

$F_{sd,fi}$ é o esforço axial de cálculo na armadura adicional;

$F_{sFd,fi}$ é o esforço axial de cálculo resultante na fôrma de aço incorporada.

O momento devido à compressão do concreto e os momentos devidos à tração do aço da fôrma e da armadura adicional foram obtidos multiplicando-se a força axial pelo braço de alavanca do elemento em relação à borda superior da laje. O momento resultante corresponde ao momento fletor resistente de cálculo ($M_{Rd,fi}$).

Os parâmetros citados podem ser observados na Figura 1, que corresponde ao caso analisado.

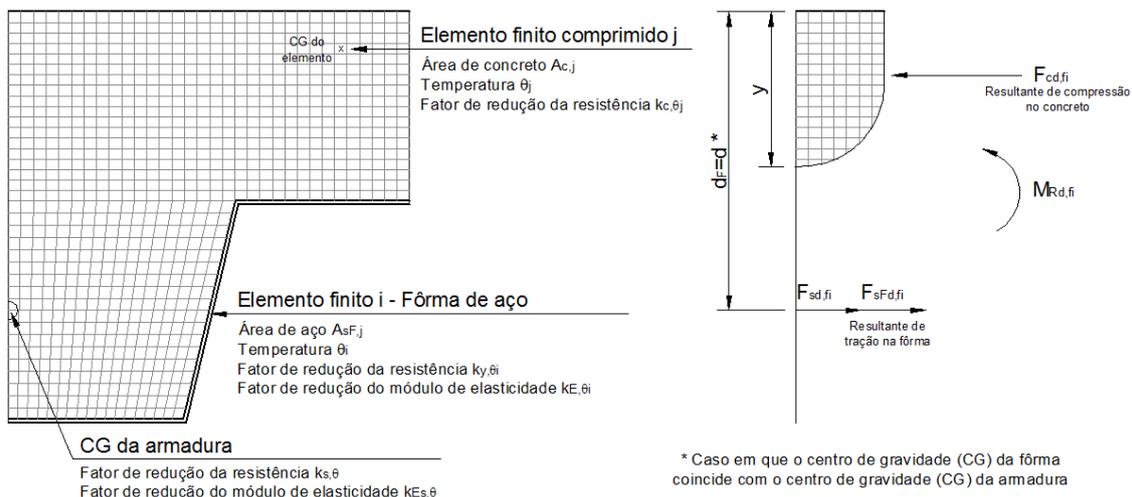


Figura 1 - Seção da laje mista discretizada com malha de elementos finitos

Como citado, uma alternativa é utilizar revestimento contra fogo de forma a garantir a resistência da laje em situação de incêndio. Para o dimensionamento do revestimento contra fogo, foi utilizado o software de análise térmica *Forno Thersys* (RIBEIRO *et al.* [5], 2014), baseado na plataforma do programa *Thersys*. Esse recurso computacional busca iterativamente a espessura do revestimento contra fogo necessária para que a fôrma não

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

atinga determinada temperatura máxima, nesse caso igual a 350 °C, conforme recomendação da ABNT NBR 14323:2013 [2]. Com esse software também foi possível obter a distribuição de temperatura nos elementos da malha de elementos finitos gerada pelo programa para diferentes TRRF's. Assim, foi possível reproduzir a sequência de cálculo utilizada na análise anterior e verificar a resistência da laje mista analisada com revestimento contra fogo.

Através de análise semelhante, buscou-se também a espessura mínima de revestimento contra fogo que garantisse a resistência da laje em situação de incêndio, sem que se verificasse a temperatura máxima de 350 °C na forma, e assim avaliar essa recomendação da norma ABNT NBR 14323:2013 [2].

Ao final, com base nos resultados obtidos, foi feito o orçamento dos materiais e serviços empregados em cada uma das soluções.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Geometria da laje mista analisada

Considerou-se, para esse estudo de caso, a laje mista do sistema de piso de um edifício de escritórios comerciais. Essa laje apresenta 140 mm de altura, comprimento de 2,75 m na direção da nervura e é composta por concreto com resistência característica de 20 MPa (mínimo recomendado para lajes mistas de aço e concreto), por armadura de retração em tela soldada de $\phi 3,8$ mm x $\phi 3,8$ mm e por fôrmas de aço MF-75, com espessura de 0,80 mm produzidas pela empresa Metform [15], cujas dimensões podem ser observadas na Figura 2.

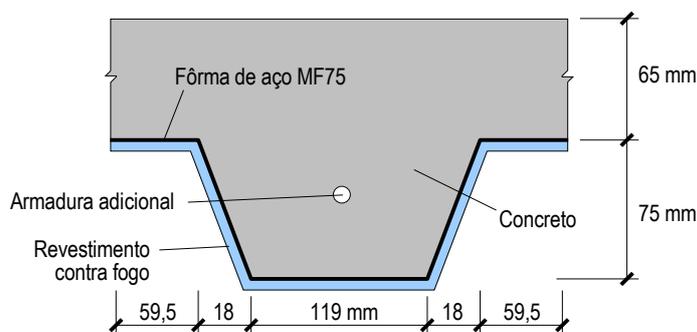


Figura 2 - Dimensões da laje MF-75

O Steel Deck é produzido com aço ASTM A 653 Grau 40 (ZAR- 280) cuja tensão de escoamento ($f_{y,Fk}$) é de 280 MPa.

3.2 Ações consideradas

Como ações permanentes, tem-se o carregamento devido ao peso próprio da laje, fornecido pela Metform [15], e devido ao revestimento e instalações elétricas afixadas na mesma. Quanto à sobrecarga de utilização, considerou-se o valor fornecido pela ABNT NBR 6120:1980 [16], correspondente ao uso de um escritório. Essas ações estão resumidas na Tabela 1.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 1 - Ações a serem consideradas no dimensionamento

Ação	Descrição	Valor (kN/m ²)
g_{pp}	Peso próprio da laje	2,50
g_{pav}	Contrapiso, piso e instalações elétricas	1,50
q	Sobrecarga de utilização	2,00

3.3 Dimensionamento em temperatura ambiente via ABNT NBR 8800:2008 [4]

3.3.1 Esforços solicitantes de cálculo

Para a combinação última normal, conforme a ABNT NBR 8800:2008 [4], tem-se $F_d = 8,75 \text{ kN/m}^2$. Considerando-se que a laje *steel deck* é armada em uma direção, na direção das nervuras, e em função de ser utilizada apenas armadura de retração, ou seja, de não se utilizar armadura negativa para resistir aos momentos negativos sobre os apoios, conclui-se que a laje trabalha como biapoiada. Para a largura de 1 m e comprimento de 2,75 m, tem-se os esforços solicitantes cortante e momento expressos nas Equações 5 e 6, respectivamente.

$$V_{sd} = \frac{q_d L}{2} = \frac{8,75 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2,75 \text{ m}}{2} = 12,03 \text{ kN} \quad (5)$$

$$M_{sd} = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{8,75 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2,75^2 \text{ m}^2}{8} = 8,27 \text{ kNm} \quad (6)$$

3.3.2 Verificação aos estados-limites últimos

Para a verificação da laje na fase inicial deve ser adotada a condição de vão duplo, na qual, conforme o catálogo da Metform [15] (2015), o vão máximo sem escoramento é de 3100 mm.

Na fase final, verificou-se ao momento fletor e à força cortante (maiores detalhes nos trabalhos de Fabrizzi [17] e Ferraz [18]). A área de aço da fôrma utilizada na determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo foi a área total de $1112 \text{ mm}^2/\text{m}$, fornecida pelo catálogo da Metform [15] (2015). Não foi descontada da área total a área relativa às mossas, pois ensaios experimentais conduzidos na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) demonstraram que as mossas não provocaram perda de área de aço efetiva, segundo o Prof. Dr. Armando César Campos Lavall. A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 2 - Esforços resistentes de cálculo em temperatura ambiente

Condição	Momento Fletor M_{Rd} (kN.m/m)	Cisalhamento (kN/m)	
		Longitudinal $V_{I,Rd}$	Vertical $V_{V,Rd}$
Sem armadura adicional	25,71	18,07	25,85
Com armadura adicional de $\phi 6,3 \text{ mm}$	29,53	18,07	27,11

Observa-se que os valores encontrados são muito superiores às solicitações de cálculo (item 3.3.1). Não foi feita a verificação quanto à flambagem local da fôrma, pois, segundo Fabrizzi [17] (2007), esta se faz necessária apenas quando a linha neutra está situada na fôrma de aço, o que não é o caso.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.3.3 Verificação ao estado-limite de serviço

Conforme os estudos de Ferraz [18] (1999), para o cálculo do deslocamento vertical pode ser feita a aproximação ao cálculo da flecha máxima de uma viga biapoiada (Equação 7):

$$f = \frac{5qL_F^4}{384E_{cs}I_{cd}} \quad (7)$$

onde: f é a flecha máxima, em mm;

q é a ação variável de 2,0 kN/m (para uma largura unitária de 1000 mm);

L_F é o comprimento da laje entre apoios, nesse caso é 2750 mm;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa, de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014 [19];

I_{cd} é o momento de inércia da seção mista, em mm⁴, calculado por (Equação 8):

$$I_{cd} = \frac{I_{uc} + I_{cc}}{2} \quad (8)$$

em que: I_{uc} é o momento de inércia da seção não-fissurada;

I_{cc} é o momento de inércia da seção fissurada.

Para a laje do estudo de caso em questão, foi obtido o valor de deslocamento de 0,56 mm, que é inferior ao deslocamento vertical máximo admitido (f_{adm}), dado por (Equação 9):

$$f_{adm} = \frac{L_F}{350} = \frac{2750 \text{ mm}}{350} = 7,86 \text{ mm} \quad (9)$$

Conclui-se então, que tanto a fôrma adotada quanto o concreto atendem com segurança à situação de carregamento, inclusive com uma folga expressiva. Observa-se que, de fato, a adição de uma barra por nervura leva ao aumento dos parâmetros de resistência da laje mista, embora tal resistência extra seja desnecessária à temperatura ambiente.

3.4 Dimensionamento em situação de incêndio usando armadura adicional

3.4.1 Esforços solicitantes de cálculo

Para a verificação em situação de incêndio, foi utilizada a combinação última excepcional, considerando nulos os esforços oriundos da deformação térmica dada a geometria do problema (laje biapoiada). Assim, $F_{fi,d} = 5,51 \text{ kN/m}^2$.

Para esse carregamento, correspondente a uma faixa de 1 m de laje, tem-se que, conforme a norma ABNT NBR 14323:2013 [2], o momento fletor solicitante de cálculo ($M_{fi,sd}$) igual a 5,21 kN.m/m.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.4.2 Dimensionamento considerando a distribuição de temperaturas conforme a norma ABNT NBR 14323:2013 [2]

Utilizando a formulação proposta pela ABNT NBR 14323:2013 [2], obteve-se o momento fletor resistente de cálculo para os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF's) de 60, 90 e 120 minutos, com e sem armadura adicional nas nervuras (Tabela 3). Não foram feitos os cálculos para TRRF de 30 minutos devido à limitação da norma para determinação dos parâmetros necessários ao cálculo da temperatura na armadura e na fôrma.

Tabela 3 – Momento fletor resistente de cálculo $M_{fi,Rd}$ (kN.m/m)

Condição	TRRF (min)		
	60	90	120
Sem armadura adicional, considerando a contribuição da fôrma	2,60	1,08	0,75
Com armadura de $\phi 6,3$ mm, desconsiderando a contribuição da fôrma	2,88	1,94	1,02
Com armadura de $\phi 6,3$ mm, considerando a contribuição da fôrma	5,39	3,00	1,76

Segundo a norma ABNT NBR 14323:2013 [2], a referida laje, por atender ao critério de isolamento térmico com a espessura efetiva (h_{ef}) de 102,5 mm para 90 minutos, também atende ao critério de resistência por pelo menos 30 minutos, com ou sem armadura adicional. Porém, não foi possível calcular o momento fletor resistente de cálculo para tal TRRF a fim de se verificar essa consideração da norma.

Para que a laje atenda ao momento fletor para um TRRF de 90 minutos, faz-se necessário uma barra adicional de $\phi 10$ mm por nervura, que resulta em um momento fletor resistente de cálculo igual a 5,84 kN.m/m, considerando a contribuição da fôrma de aço.

3.4.3 Dimensionamento considerando a distribuição de temperaturas obtida via Método dos Elementos Finitos

A distribuição de temperaturas via Método dos Elementos Finitos (MEF) foi obtida com auxílio do software de análise térmica *Thersys* (RIBEIRO [10], 2004).

Foram fornecidos ao software as propriedades dos materiais e as condições de contorno. A norma ABNT NBR 14323:2013 [2] recomenda que seja adotado um valor de emissividade (ε) de 0,7 e se considere o sombreamento, mas não oferece meios práticos para isso. Adotou-se então, na face inferior da laje, onde ocorre certo sombreamento, a recomendação da versão anterior dessa mesma norma: emissividade resultante igual a 0,5, abarcando assim o efeito de sombreamento nesta face. Na face superior da laje, como não há sombreamento por ser uma superfície plana, utilizou-se uma emissividade resultante de 0,7.

Quanto ao coeficiente de convecção, na face exposta ao incêndio considerou-se o valor recomendado pela norma de 25 W/m² °C e na face não exposta as recomendações de Ribeiro *et al.* [5], 2014. Na Figura 3 podem ser observados os resultados obtidos na análise térmica.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

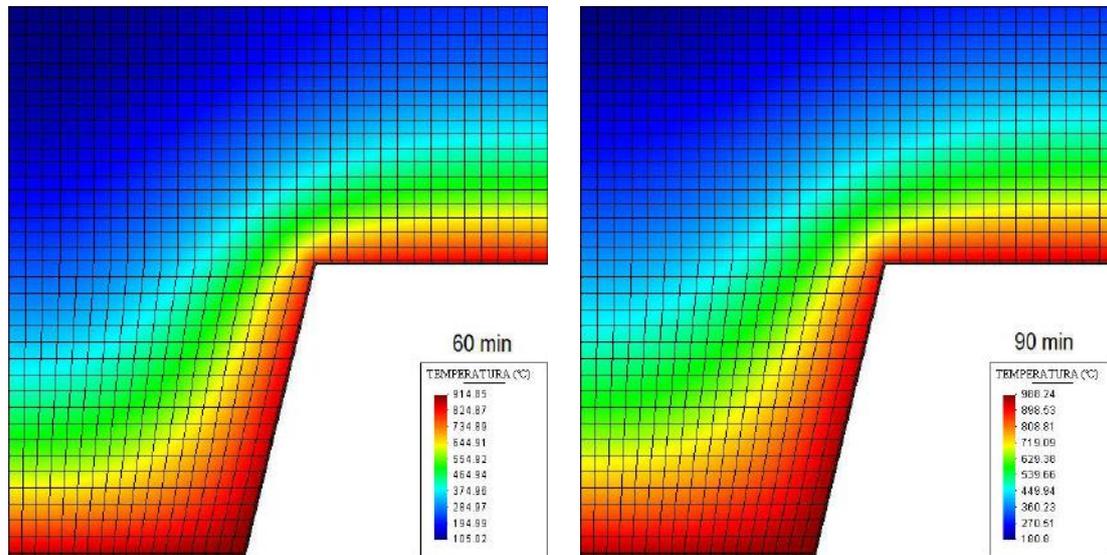


Figura 3 – Resultados da análise térmica para TRRF de 60 min e 90 min

A partir da temperatura em cada nó da malha de elementos finitos, seguiu-se a rotina de cálculo proposta por Albuquerque [11] (2012) e Moreira [12] (2013). Os valores de momento fletor resistente de cálculo obtidos encontram-se na Tabela 4. É válido ressaltar que não foi considerada a ruptura da aderência entre o concreto e a fôrma de aço.

Tabela 4 – Momento fletor resistente de cálculo $M_{fi,Rd}$ (kN.m/m)

Condição	TRRF (min)			
	30	60	90	120
Sem armadura adicional	8,29	2,35	1,52	1,18
Com armadura adicional $\phi 6,3$ mm	13,74	7,37	4,33	2,58

Observa-se que a laje não atende aos critérios de resistência quando TRRF é igual a 90 minutos, sendo necessária a utilização de uma barra de $\phi 8,0$ mm por nervura, que leva a um momento fletor resistente de cálculo igual a 6,03 kN.m/m.

Quanto ao critério de isolamento térmico, este não é atendido a partir do TRRF de 60 minutos, em que são encontrados incrementos de temperatura superiores a 180 °C nos nós da malha de elementos finitos que correspondem à face não exposta ao incêndio, bem como uma média de incremento de temperatura superior a 140 °C ao longo desses nós. Contrariando, assim, a Tabela C.1 da norma ABNT NBR 14323:2013 [2].

3.4.4 Análise comparativa

A Tabela 5 apresenta de forma resumida a comparação entre os resultados obtidos via Método dos Elementos Finitos (MEF) e os resultados obtidos com auxílio da norma ABNT NBR 14323:2013 [2].



Tabela 5 – Momento fletor resistente de cálculo ($M_{fi,Rd}$ em kN.m/m), considerando a contribuição da fôrma

TRRF (min)	Condição	Método da ABNT NBR 14323:2013	Método dos Elementos Finitos (MEF)	MEF / ABNT NBR 14323:2013
30	sem armadura	-	8,29	-
60	sem armadura	2,60	2,35	0,90
90	sem armadura	1,08	1,52	1,41
120	sem armadura	0,75	1,18	1,57
30	barra de $\phi 6,3$ mm por nervura	-	13,74	-
60	barra de $\phi 6,3$ mm por nervura	5,39	7,37	1,37
90	barra de $\phi 6,3$ mm por nervura	3,00	4,33	1,44
120	barra de $\phi 6,3$ mm por nervura	1,76	2,58	1,47
90	barra de $\phi 8,0$ mm por nervura	-	6,03	(*)
90	barra de $\phi 10,0$ mm por nervura	5,84	-	-

(*) O dimensionamento usando o MEF fornece 3,2% mais resistência, com economia de 36% na área de armadura em relação à solução obtida com auxílio da ABNT NBR 14323:2013 [2].

3.5 Dimensionamento em situação de incêndio utilizando revestimento contra fogo

3.5.1 Esforços solicitantes de cálculo

Os esforços solicitantes são os mesmos definidos no item 3.4.1 (situação de incêndio).

3.5.2 Dimensionamento considerando a distribuição de temperaturas obtida via MEF

Conforme a ABNT NBR 14323:2013 [2], em detrimento à armadura adicional nas nervuras pode ser utilizado um revestimento contra fogo que assegure que a temperatura na fôrma de aço quando em situação de incêndio seja, no máximo, 350 °C. Foi então analisado o uso de argamassa projetada, cujas propriedades encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 – Propriedades do material de revestimento contra fogo

Temperatura (°C)	Massa específica (kg/m ³)	Calor específico (J/kg/°C)	Condutividade térmica (W/m/°C)
≤ 200	600	565	0,146
400	600	865	0,140
600	600	959	0,168
≥ 800	600	1019	0,205

Fonte: Ribeiro *et al.* [5], 2014.

A espessura de revestimento contra fogo necessária para que não se utilize armadura adicional nas nervuras da laje mista de aço e concreto foi obtida com o auxílio do software de análise térmica *Forno Thersys* (RIBEIRO *et al.* [5], 2014). O resultado das iterações do software é apresentado na Figura 4. Como se pode observar, é necessário que o revestimento tenha espessura mínima de 21 mm para que a temperatura na fôrma não supere 350 °C para um TRRF de 90 minutos.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

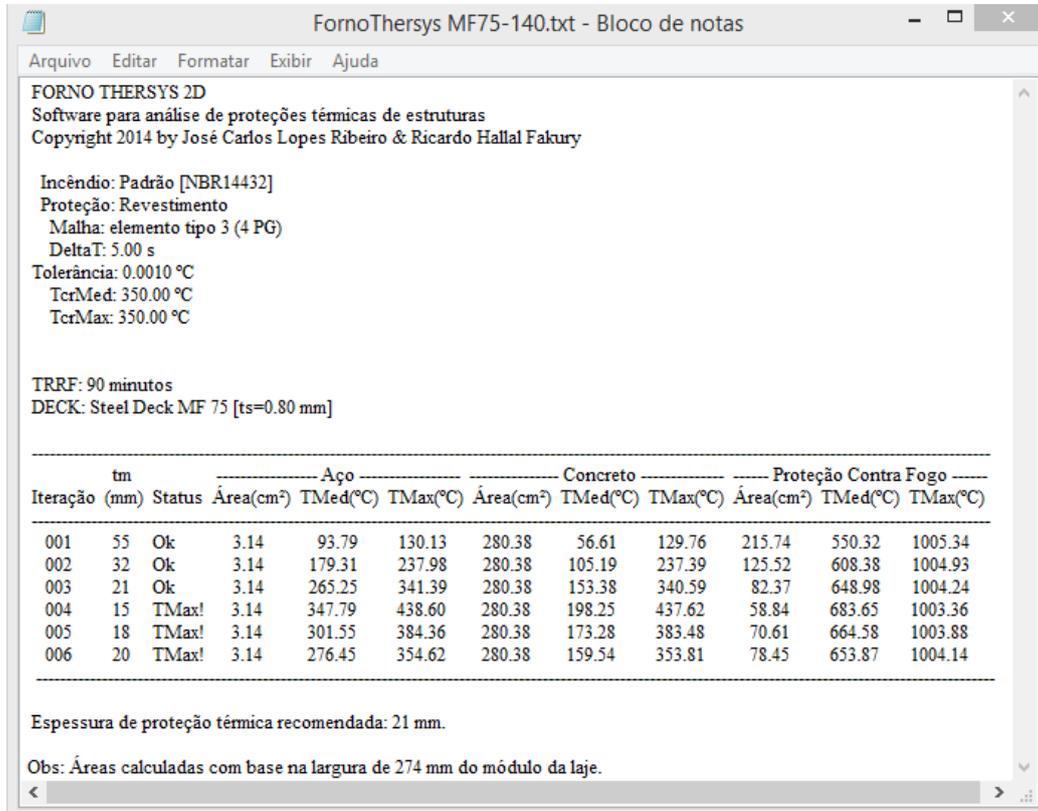


Figura 4 – Espessura de revestimento contra fogo calculada pelo software *Forno Thersys*

Os resultados da análise térmica para a laje mista com revestimento contra fogo de 21 mm para TRRF de 60 min e 90 min encontram-se na Figura 5 e os resultados da análise mecânica podem ser observados na Tabela 7.

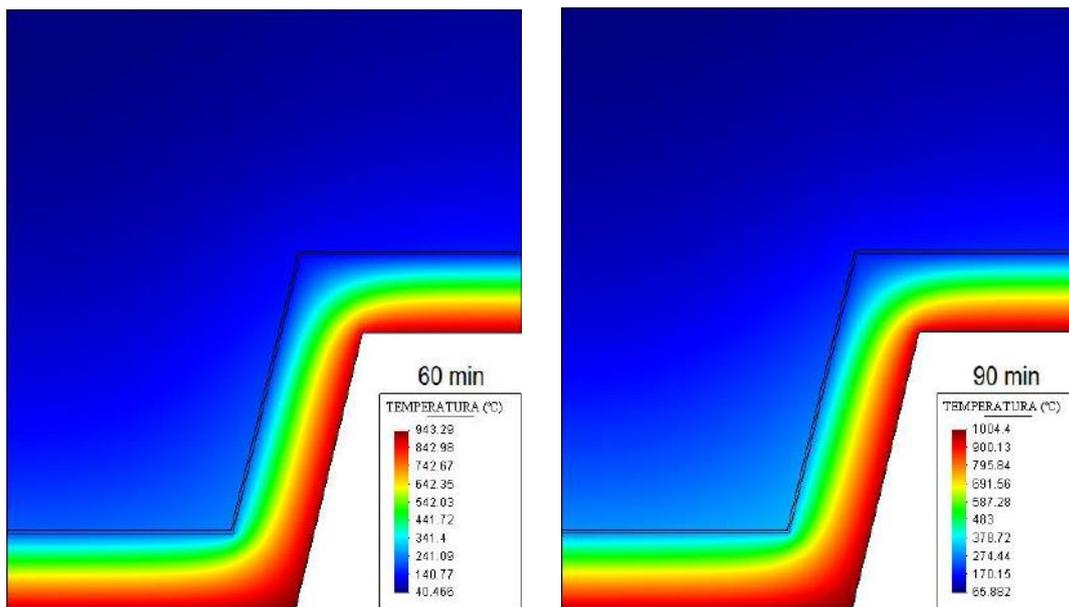


Figura 5 – Resultados da análise térmica para TRRF de 60 min e 90 min

Tabela 7 – Momento fletor resistente de cálculo ($M_{fi,Rd}$ em kN.m/m) considerando revestimento contra fogo de 21 mm

Condição	TRRF (min)			
	30	60	90	120
Revestimento contra fogo de 21 mm	29,33	29,33	29,33	29,32

Nota-se que o critério de resistência é atendido até mesmo para TRRF de 120 minutos e com expressiva folga. Nessa condição a temperatura na fôrma supera 350 °C e mesmo assim o critério de isolamento térmico é atendido, visto que o topo da laje não chega a atingir 100 °C. Conclui-se que a temperatura de 350 °C constante na norma para que não seja necessária a utilização de armadura adicional é relativamente conservadora.

Em face do exposto, resolveu-se analisar a redução da espessura do material de revestimento contra fogo, permitindo que a temperatura da fôrma seja superior a 350 °C e ainda assim seja atendido o critério de resistência mecânica. Para tal, fez-se o processo inverso: através da resistência mecânica foi obtida a espessura mínima de revestimento necessária, chegando-se ao valor de 4 mm. Porém, para que o critério de isolamento térmico fosse atendido, adotou-se a espessura de 5mm.

Assim, para 5 mm de revestimento contra fogo, obtém-se um momento fletor resistente de cálculo igual a 10,39 kN.m/m, sendo a temperatura máxima na fôrma de 757,7 °C para essa condição.

3.6 Análise de custos das soluções com armadura e com revestimento contra fogo

As composições de custos foram feitas de acordo com o TCPO [20] (2008) e com o ORSE [21] (CEHOP, 2015), e os preços foram baseados no SINAPI [22] (CEF; IBGE, 2015), no SCO-RIO [23] (FGV; SMO, 2015) e no ORSE [21] (CEHOP, 2015).

A seguir são apresentados tanto o custo do material quanto da mão-de-obra necessários à execução de 1 m² de área projetada da laje mista de aço e concreto analisada, considerando o TRRF de 90 minutos (Tabela 8 à Tabela 12).

Tabela 8 – Laje de 14 cm com fôrma de aço incorporada – por m² de área projetada da laje

Descrição	unid.	Consumo	Preço unit.	Preço total
Montador (com encargos complementares)	h	0,170	R\$ 20,95	R\$ 3,56
Pedreiro (com encargos complementares)	h	0,705	R\$ 16,74	R\$ 11,80
Servente (com encargos complementares)	h	0,850	R\$ 12,36	R\$ 10,51
Chapa metálica trapezoidal para laje MF-75 (espessura: 0,80 mm)	m ²	1,000	R\$ 60,90	R\$ 60,90
Tela de aço CA-60 soldada tipo Q75 (diâmetro do fio: 3,80 mm / dimensões da trama: 150 x 150 mm)	m ²	1,050	R\$ 5,62	R\$ 5,90
Concreto usinado bombeável, brita 0 e 1, slump 100 ± 20 mm (resistência: 20 MPa)	m ³	0,103	R\$ 253,50	R\$ 25,98
TOTAL:				R\$ 118,65

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 9 – Laje de 14 cm com fôrma de aço incorporada, com armadura adicional de $\phi 8,0$ mm por nervura – por m² de área projetada da laje

Descrição	unid.	Consumo	Preço unit.	Preço total
Laje pré fabricada Steel Deck (Tabela 8)	m ²	-	R\$ 118,65	R\$ 118,65
Ajudante de armador (com encargos complementares)	h	0,115	R\$ 13,44	R\$ 1,55
Armador (com encargos complementares)	h	0,115	R\$ 16,74	R\$ 1,93
Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	16,434	R\$ 0,11	R\$ 1,81
Barra de aço CA-50 5/16" (bitola: 8,00 mm / massa linear: 0,395 kg/m)	kg	1,586	R\$ 4,32	R\$ 6,85
Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 DWG)	kg	0,029	R\$ 6,24	R\$ 0,18
TOTAL:				R\$ 130,97

Tabela 10 – Laje de 14 cm com fôrma de aço incorporada, com armadura adicional de $\phi 10,0$ mm por nervura – por m² de área projetada da laje

Descrição	unid.	Consumo	Preço unit.	Preço total
Laje pré fabricada Steel Deck (Tabela 8)	m ²	-	R\$ 118,65	R\$ 118,65
Ajudante de armador (com encargos complementares)	h	0,187	R\$ 13,44	R\$ 2,51
Armador (com encargos complementares)	h	0,187	R\$ 16,74	R\$ 3,13
Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	25,671	R\$ 0,11	R\$ 2,82
Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	kg	2,477	R\$ 3,68	R\$ 9,12
Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 DWG)	kg	0,050	R\$ 6,24	R\$ 0,31
TOTAL:				R\$ 136,54

Tabela 11 – Laje de 14 cm com fôrma de aço incorporada, com revestimento contra fogo de 21 mm em argamassa projetada – por m² de área projetada da laje

Descrição	unid.	Consumo	Preço unit.	Preço total
Laje pré fabricada Steel Deck (Tabela 8)	m ²	-	R\$ 118,65	R\$ 118,65
Aditivo impermeabilizante de pega ultrarrápida	L	0,25	R\$ 8,52	R\$ 2,14
Jatista (com encargos complementares)	h	0,11	R\$ 11,45	R\$ 1,27
Servente (com encargos complementares)	h	0,89	R\$ 12,36	R\$ 10,97
Argamassa cimento e areia traço 1:3 - confecção mecânica e transporte	m ³	0,04	R\$ 297,95	R\$ 11,31
Bomba rebocável para projetar argamassa, elétrica, potência 5,4 HP (4 kW), capacidade 0,4 a 2,4 m ³ /h - vida útil 10.000 h	h prod.	0,11	R\$ 7,74	R\$ 0,86
TOTAL:				R\$ 145,20

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 12 – Laje de 14 cm com fôrma de aço incorporada, com revestimento contra fogo de 5 mm em argamassa projetada – por m² de área projetada da laje

Descrição	unid.	Consumo	Preço unit.	Preço total
Laje pré fabricada Steel Deck (Tabela 8)	m ²	-	R\$ 118,65	R\$ 118,65
Aditivo impermeabilizante de pega ultrarrápida	L	0,06	R\$ 8,52	R\$ 0,51
Jatista (com encargos complementares)	h	0,03	R\$ 11,45	R\$ 0,30
Servente (com encargos complementares)	h	0,21	R\$ 12,36	R\$ 2,61
Argamassa cimento e areia traço 1:3 - confecção mecânica e transporte	m ³	0,01	R\$ 297,95	R\$ 2,69
Bomba rebocável para projetar argamassa, elétrica, potência 5,4 HP (4 kW), capacidade 0,4 a 2,4 m ³ /h - vida útil 10.000 h	h prod.	0,03	R\$ 7,74	R\$ 0,20
TOTAL:				R\$ 124,97

Nota-se que o uso de 21 mm de revestimento contra fogo onera o preço da laje em 22,37%, o uso de armadura adicional de $\phi 10,0$ mm por nervura onera em 15,07%, o uso de armadura adicional de $\phi 8,0$ mm por nervura onera em 10,38% e o uso de 5 mm de revestimento contra fogo onera o preço da laje em 5,33%, sendo a última, a solução mais vantajosa quando analisada no aspecto econômico. Porém, faz-se necessário, através de ensaios experimentais, analisar como essa pequena espessura de argamassa se comporta em temperaturas elevadas.

4 CONCLUSÕES

Ao se determinar a resistência da laje mista de aço e concreto na fase final em temperatura ambiente, observou-se que a fôrma de aço resiste às solicitações com folga expressiva. Conclui-se então, que os valores estabelecidos pelo fabricante para altura da laje e vãos máximos contínuos da fôrma visa atender à situação mais crítica de carregamento, que ocorre quando a fôrma funciona como suporte para concretagem, e garantir a vantagem desse sistema construtivo, que é a dispensa do uso de escoramentos. Além disso, quando é utilizada armadura adicional nas nervuras, nota-se o aumento dos parâmetros de resistência da laje, embora, em temperatura ambiente tal resistência extra seja desnecessária.

No dimensionamento da laje mista em situação de incêndio seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 14323:2013 [2], notou-se que a norma assegura a resistência da laje pelo menos para um tempo requerido de resistência ao fogo de 30 minutos, por esta apresentar altura efetiva superior a 100 mm, atendendo também ao critério de isolamento térmico. Com os cálculos realizados para TRRF de 90 minutos, foi possível concluir que a laje, apesar de atender ao critério de isolamento térmico, não tem resistência suficiente nessa condição, sendo necessário o uso de uma barra de $\phi 10$ mm por nervura.

Ao se utilizar a distribuição de temperaturas obtida via Método dos Elementos Finitos, observou-se que a laje não atende ao critério de isolamento térmico para TRRF's a partir de 60 minutos e não apresenta resistência suficiente quando o TRRF é igual a 90 minutos, fazendo-se necessária a utilização de uma barra de $\phi 8,0$ mm por nervura.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

No dimensionamento do revestimento contra fogo notou-se que, se a fôrma estiver em temperatura superior a 350 °C (valor recomendado pela norma ABNT NBR 14323:2013 [2]), ela ainda atende aos critérios de isolamento térmico e de resistência mecânica. Deve-se então verificar se a essa temperatura a fôrma de aço deixa de trabalhar solidária ao concreto, reduzindo a resistência da laje, ou se, de fato, o valor citado na norma é conservador.

Quanto à análise econômica das soluções, observou-se que o uso de revestimento contra fogo sem levar em conta a recomendação de temperatura máxima na fôrma igual a 350 °C é o que resulta em menor custo e que a solução com uso de revestimento contra fogo de forma a atender a recomendação da norma é a que resulta em maior custo, porém, garante resistência significativamente superior às conferidas com o uso de armadura adicional, inclusive para TRRF superior a 90 minutos.

REFERÊNCIAS

- 1 Ruschel F. Avaliação da utilização de ferramentas de simulação computacional para reconstituição de incêndios em edificações de concreto armado: aplicação no caso Shopping Total em Porto Alegre-RS [dissertação]. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul; 2011.
- 2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013. 66 p.
- 3 Lima RCA. Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas [tese]. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul; 2005.
- 4 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- 5 Ribeiro JCL, Fakury RH, Veríssimo GS. Algoritmo computacional para determinação de espessura de material de revestimento contra fogo para lajes mistas em situação de incêndio. CILAMCE 2014. 2014; n. 35.
- 6 Spíndola CC. Dimensionamento de pisos mistos em situação de incêndio com proteção apenas das vigas principais [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2002.
- 7 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001. 14 p.
- 8 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87 p.
- 9 Silva VP. Estruturas de aço em situação de incêndio. São Paulo: Zigurate Editora; 2001.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 10 Ribeiro JCL. Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2004.
- 11 Albuquerque GBML. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio [dissertação]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2012.
- 12 Moreira AMM. Verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta em situação de incêndio [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2013.
- 13 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012. 48 p.
- 14 Figueiredo Júnior FP. Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas em caso de incêndio [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2002.
- 15 Metform. Steel Deck. [acesso em 2015 out]. Disponível em: <http://www.metform.com.br/telha-forma-catalogo-tecnico.php>.
- 16 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.
- 17 Fabrizio MA. Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto [dissertação]. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo; 2007.
- 18 Ferraz CB. Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 1999.
- 19 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- 20 TCPO. Tabelas de composição de preços para orçamentos. 13.ed. São Paulo: Pini; 2008.
- 21 Companhia Estadual De Habitação E Obras Públicas De Sergipe (CEHOP). Orçamento de obras de Sergipe (ORSE). [acesso em 2015 nov 17]. Disponível em: <http://www.cehop.se.gov.br/orse/>.
- 22 Caixa Econômica Federal; Instituto Brasileiro De Geografia E Estatística (IBGE). Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil (SINAPI). [acesso em 2015 nov 16]. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>.
- 23 Fundação Getúlio Vargas; Secretaria Municipal De Obras Da Prefeitura Do Rio De Janeiro (SMO). Sistema de custo de obras (SCO-RIO). [acesso em 2015 nov 17]. Disponível em: <http://www2.rio.rj.gov.br/sco/>.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E DA RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES METÁLICAS SUBMETIDAS A ESFORÇO CISALHANTE SOB TEMPERATURAS ELEVADAS*

Rafaela Matiazzi Peixoto¹

Prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior²

Resumo

Os parafusos utilizados em ligações metálicas são submetidos essencialmente a esforços de tração e cisalhamento, assim como à combinação dessas solicitações. As normas de dimensionamento de estruturas metálicas abordam a verificação da resistência dos parafusos quando solicitados em temperatura ambiente. No entanto, somente um método prescritivo, baseado em tabelas geradas a partir de ensaios laboratoriais, com detalhamentos conhecidos e padronizados, está disponível para verificar ligações metálicas solicitadas sob a ação de altas temperaturas. Neste artigo, apresenta-se um estudo experimental elaborado com a finalidade de auxiliar no desenvolvimento de uma metodologia não prescritiva de dimensionamento de ligações metálicas sob altas temperaturas. Desta forma, quinze parafusos ASTM A325 com diâmetro de 19 mm foram submetidos a esforço cisalhante e ensaiados segundo a metodologia denominada campo térmico estacionário; os ensaios foram conduzidos à temperatura ambiente, 200 °C, 400 °C, 500 °C e 600 °C. Com base nos resultados experimentais é possível concluir que a resistência ao cisalhamento dos parafusos permanece constante até 200 °C, apresentando uma queda acentuada em temperaturas superiores a essa; entretanto a deformação da ligação aumenta para qualquer incremento da temperatura. Também são apresentadas importantes observações sobre o dispositivo de carregamento desenvolvido para os ensaios.

Palavras-chave: Incêndio; ligação metálica; parafusos; cisalhamento.

BEHAVIOR AND STRENGTH OF STEEL CONNECTION UNDER HIGH TEMPERATURE AND SHEAR LOADING

Abstract

Steel bolts used in steel-building connections are essentially submitted to tension and shear forces, as well as a combination of both. Most steel design codes include a verification of the bolt resistance when loaded at room temperature. However, only a prescriptive method, based on tables created from laboratory testing with known and standardized detailing, is available to verify bolted-steel connections loaded under high temperatures. This paper presents an experimental study carried out to assist the development of a non-prescriptive method to design bolted-steel connections under high temperature. Thus, fifteen shear-loading steady-state tests were performed for 19 mm diameter bolts (ASTM A325) under: room temperature, 200 °C, 400 °C, 500 °C and 600 °C. From the experimental results, it's

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



possible to conclude that up to 200 °C, the shear strength of the bolts remains constant, but there is an increase in the connection deformation due to an increase in the testing temperature. As for temperatures above 200 °C, there is a clear decrease in strength, as well as an increase in the connection deformation at failure load. Herein, it is also presented important observations about the loading device developed to carry out the experiments.

Keywords: High-temperature; steel connection; steel bolts; shear.

¹ Engenheira Civil pela Escola de Engenharia de São Carlos/ Mestranda pela Universidade Estadual de Campinas.

² Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Johns Hopkins, Professor Assistente na Universidade Estadual de Campinas.



1 INTRODUÇÃO

No Brasil, é cada vez mais frequente a utilização do aço como matéria-prima na construção de edifícios de múltiplos andares. Porém, cuidados especiais devem ser tomados para garantir a integridade estrutural de um edifício metálico caso haja um incêndio. Enquanto diversas pesquisas estão focadas no estudo de elementos estruturais (vigas e colunas) sob elevada temperatura, as pesquisas sobre ligações metálicas também sob elevada temperatura ainda são incipientes e muitas delas levam a métodos prescritivos de dimensionamento, baseados em tabelas geradas a partir de ensaios laboratoriais, com detalhamentos conhecidos e padronizados.

Por outro lado, os parafusos disponíveis no mercado, assim como os elementos estruturais, têm se beneficiado das significativas pesquisas e desenvolvimentos no campo da metalurgia, ou seja, novas ligas metálicas e técnicas de tratamento térmico estão sendo utilizadas e estão sendo produzidos novos tipos de aço, com propriedades mecânicas aprimoradas.

Tendo em vista o advento de parafusos com diferentes ligas, a ampla utilização de parafusos em ligações de estruturas metálicas e sabendo-se que as ligações parafusadas são essencialmente submetidas a esforços de cisalhamento, este artigo apresenta um estudo experimental em que avaliam-se a resistência e o comportamento ao cisalhamento de parafusos submetidos a altas temperaturas. Pretende-se, desta forma, disponibilizar uma base de dados para estudos futuros e apresentar as técnicas de ensaio utilizadas e desenvolvidas para a pesquisa apresentada neste artigo.

Foram ensaiados quinze parafusos de denominação ASTM A325 com diâmetros de 19 mm (3/4"), submetidos a 4 temperaturas distintas (200 °C, 400 °C, 500 °C e 600 °C) além da temperatura ambiente. Os ensaios em elevadas temperaturas seguiram a metodologia denominada como campo térmico estacionário.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As propriedades térmicas e mecânicas do aço variam de acordo com a temperatura à qual o material está sujeito. Dessa forma, é necessária a avaliação dessas propriedades quando o elemento estrutural ou ligação está sujeito a diferentes temperaturas. Kodur (2012) analisou as mudanças nas propriedades térmicas e mecânicas dos aços A36, A325 e A490 sob elevada temperatura e as comparou aos dados existentes no ASCE (1992) e no Eurocode 3 parte 1.2 (EN 1993-1-2: 2005), Figura 1. Os modelos apresentados no ASCE (1992) e EN 1993-1-2: 2005 indicam que a resistência ao escoamento dos aços convencionais reduz quando solicitados em temperaturas acima de 100 °C. Entretanto, Kodur (2012) mostra que a resistência ao escoamento dos parafusos de alta resistência não é afetada até 400 °C, como no caso das previsões do EN 1993-1-2: 2005

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Kodur (2012) demonstra que, quando a temperatura é superior a 450 °C, aço de alta resistência exibem uma dramática redução de resistência se comparados ao aço convencional, Figura 1. A permanência (ou consolidação) da alta resistência dos parafusos ASTM A325 e A490, comparada com a do aço convencional, pode ser atribuída ao processo de fabricação e/ou composição química do aço utilizado nesses parafusos.

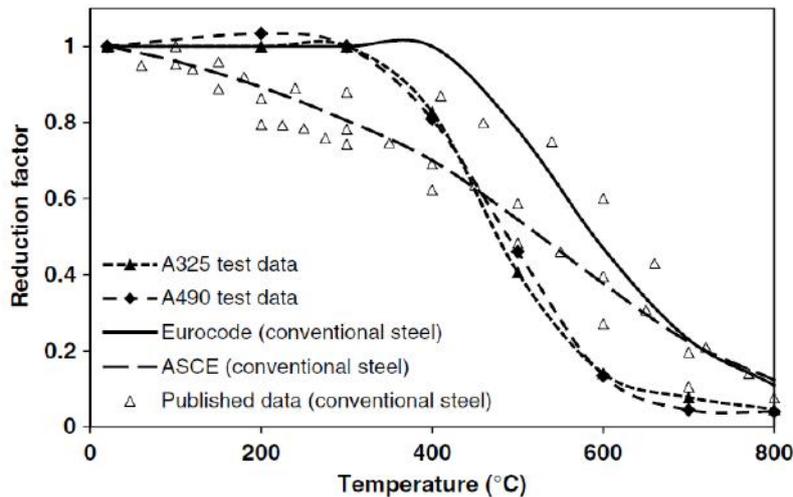


Figura 1 - Fator de redução dos parafusos e aço convencional. (Eixo x: Temperatura (°C), Eixo y: Fator de Redução). Fonte: Kodur (2012)

Liang Yu (2006) avaliou experimentalmente a resistência ao cisalhamento de parafusos de 22 mm e denominação ASTM A325 e A490, submetidos a altas temperaturas. Os ensaios foram realizados com dois planos de corte, desde a temperatura ambiente até 800 °C, em incrementos de 100 °C. O fator redução da resistência consiste na relação da resistência ao cisalhamento sob temperatura elevada pela resistência ao cisalhamento sob temperatura ambiente. Os valores encontrados por Liang Yu (2006) são reproduzidos na Tabela 1.

Tabela 1 – Fator de redução de resistência ao cisalhamento

A325		A490	
Temperatura (°C)	Fator Redução	Temperatura (°C)	Fator Redução
20	1,00	20	1,00
100	0,96	100	0,91
200	1,00	200	0,95
300	1,00	300	1,00
400	0,61	400	0,83
500	0,36	500	0,6
600	0,21	600	0,34
700	0,12	700	0,16
800	0,1	800	0,14

Fonte: Liang Yu (2006)



Liang Yu (2006) observou que parafusos precisam ser expostos a temperaturas maiores que a temperatura de têmpera para ter uma perda significativa de resistência. Os resultados mostram que uma exposição de 300 minutos (5,5 horas) a 600 °C resulta em uma redução adicional de 10% na resistência dos parafusos ASTM A325. Os ensaios também mostraram que o tempo de resfriamento não gerou nenhuma diferença significativa na resistência dos parafusos.

Segundo Liang Yu (2006), entre 300 °C e 600 °C, parafusos A490 mantêm de forma melhor sua capacidade resistente se comparados a parafusos ASTM A325. Nota-se que a quantidade de molibdênio utilizado na liga metálica do aço é identificada como o elemento responsável por aumentar a capacidade resistente e a rigidez dos parafusos quando submetidos a elevadas temperaturas.

Yang et al. (2011) avaliaram a resistência ao cisalhamento de parafusos sob elevadas temperaturas, assim como a influência da disposição dos parafusos na ligação. Yang et al. (2011) verificaram que o número de parafusos e o arranjo geométrico dos mesmos exercem pouco efeito na resistência dos parafusos em temperatura ambiente ou em temperaturas elevadas, Figura 2.

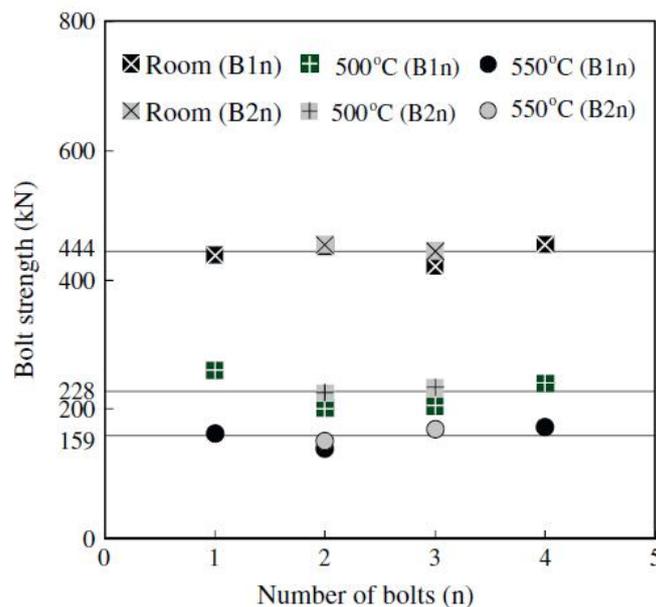


Figura 2 - Resistência média dos parafusos em temperatura ambiente, 500 °C e 550 °C e diferentes disposições da ligação. (Eixo x: Número de parafusos (n), Eixo y: Resistência dos parafusos (kN)). Fonte: Yang et al. (2011).



Yang et al. (2011) também compararam os resultados obtidos nos ensaios com as normas AIJ (Japão), BS5950 (Britânica) e EN 1993-1-2: 2005 (Europeia), conforme Figura 3. Na Figura 3, pode-se observar que os resultados mais próximos dos obtidos pelos testes são os previstos pelo EN 1993-1-2: 2005, já a norma britânica está a favor da segurança até 550 °C, porém acima de 550 °C, essa norma superestima a capacidade do parafuso.

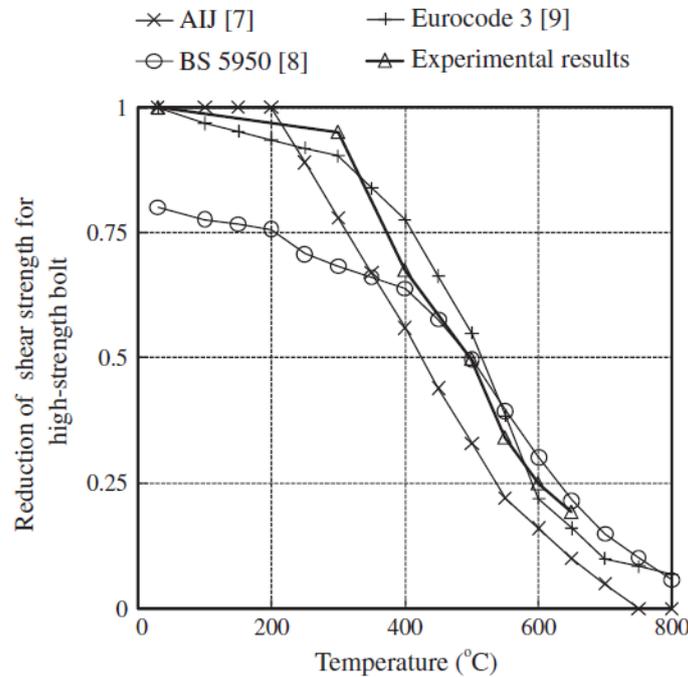


Figura 3 - Redução da resistência ao cisalhamento de parafusos de alta resistência com a temperatura. (Eixo x: Temperatura (°C), Eixo y: Redução da resistência ao cisalhamento de parafusos de alta resistência). Fonte: Yang et al. (2011).

Cabe também mencionar a norma EN 1993-1-2: 2005, que será comparada aos resultados experimentais no próximo item. A norma EN 1993-1-2: 2005 fornece uma equação para o cálculo de ligações sob influência de elevadas temperaturas.

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

Onde:

$k_{b,\theta}$ é o fator de redução, Tabela 2, o qual varia de acordo com a temperatura à que a ligação está sujeita.

$F_{v,Rd}$ representa a resistência ao cisalhamento do parafuso por plano de corte, calculada assumindo-se que o plano de corte atravessa a rosca do parafuso (Tabela 3.4 da norma EN 1993-1-8);

γ_{M2} é o coeficiente de ponderação utilizado para ligações solicitadas à temperatura ambiente;

$\gamma_{M,fi}$ é o coeficiente de ponderação utilizado para ligações solicitadas a altas temperaturas .

Tabela 2 – Fator de Redução dos parafusos

Temperatura θ_a .	Fator de Redução dos parafusos $k_{b,\theta}$ (Tração e cisalhamento)
20	1,000
100	0,968
150	0,952
200	0,935
300	0,903
400	0,775
500	0,550
600	0,220
700	0,100
800	0,067
900	0,033
1000	0,000

Fonte: EN 1993-1-2: 2005 – Adaptado

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram ensaiados quinze parafusos de diâmetro de 19 mm, especificação ASTM A325, com resistência ao escoamento de 635 MPa e resistência última de 825 MPa. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da UNICAMP (LabDES). Para os ensaios sob temperatura ambiente, para os quais não é necessário utilizar o forno, os parafusos foram ensaiados com seu comprimento total de 21 cm. Já para os ensaios sob temperaturas elevadas, os parafusos tiveram seu comprimento diminuído para 17 cm, em virtude das limitações impostas pelo tamanho do forno. O carregamento foi aplicado por meio da prensa universal de compressão Modelo EU100, com controle de força e capacidade de 100 toneladas. Foi utilizado o forno elétrico produzido pela empresa ForteLab, com a capacidade de atingir a temperatura de 1.200 °C. A taxa de elevação de temperatura utilizada nos ensaios foi de 20 °C/min. O deslocamento do pistão responsável pela aplicação do carregamento foi monitorado por meio de um transdutor de deslocamento da marca Micro-Measurements modelo HS100. Além do termopar integrado ao forno, outros três termopares foram justapostos a fim de garantir que o parafuso estivesse na temperatura definida para o ensaio.

Um aparato de ensaio foi desenvolvido especificadamente para este estudo. Seguindo as diretrizes da Norma Brasileira ABNT NBR 8800: 2008, o aparato de ensaio foi concebido de tal forma que: (i) possa ser reutilizado em ensaios subsequentes; (ii) tenha resistência muito superior à resistência ao cisalhamento do parafuso; (iii) apresente pequenas deformações; e (iv) caiba dentro do forno, Figura 5.b. O aço utilizado no aparato é de denominação A36, com resistência ao escoamento de 250 MPa e resistência última de 400 MPa.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

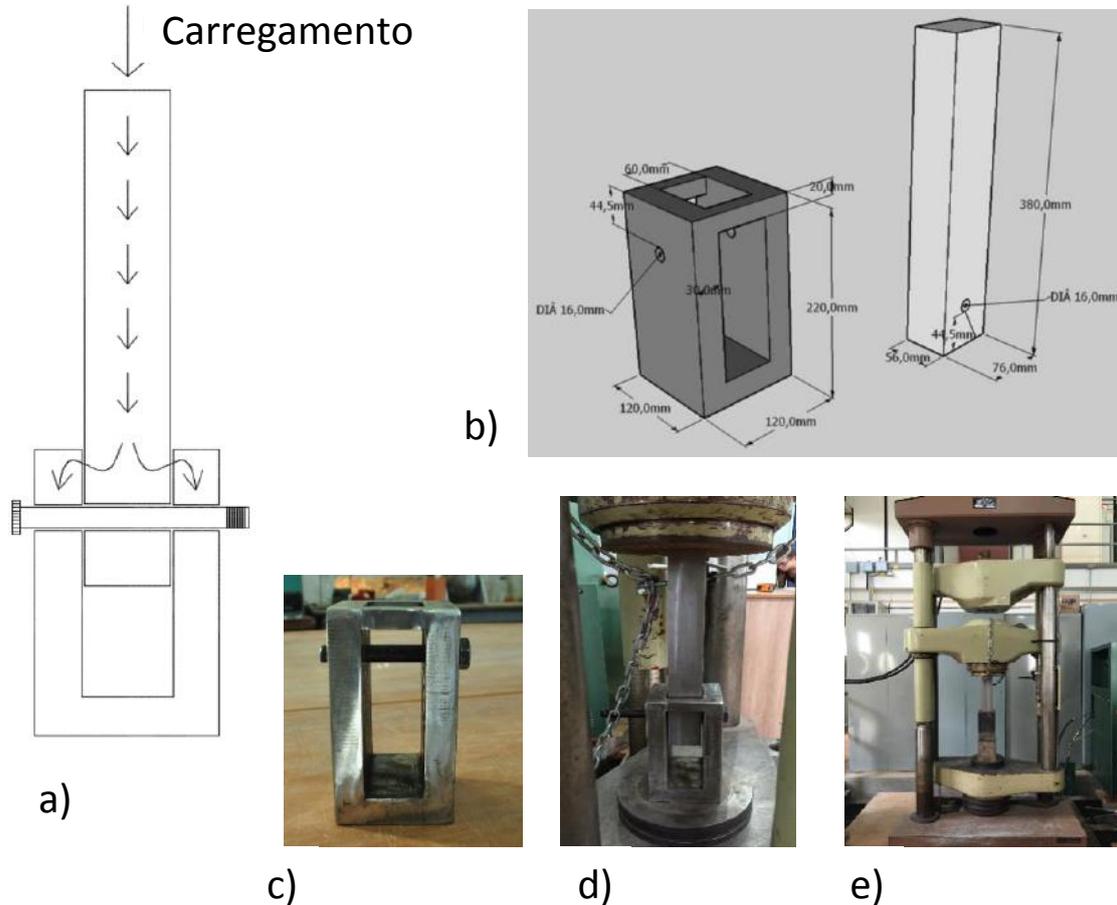


Figura 4 – Concepção do ensaio e aparato de aplicação do carregamento. (a) Distribuição do carregamento aplicado em dois planos de corte; (b) dimensões do aparato de ensaio; (c) parte inferior do aparato de ensaio; (d) e (e) aplicação do carregamento no aparato de ensaio e consequente cisalhamento do parafuso.

O ensaio consiste em aplicar um carregamento de compressão por meio de um paralelepípedo metálico (56 x 76 x 380 mm) de tal forma que o parafuso seja cisalhado em dois planos de corte, conforme Figura 4.a. O carregamento aplicado é transferido pelo parafuso para a parte inferior do aparato de ensaio. As dimensões do aparato desenvolvido para realizar o ensaio são apresentadas na Figura 4.b. Nas Figuras 4.c, 4.d e 4.e são apresentados fotos do aparato manufaturado e um ensaio de temperatura ambiente.

Durante o ensaio sob temperatura elevada, o aparato e o parafuso são envolvidos pelo forno, deixando apenas parte do aparelho de aplicação de carga e base do lado de fora, Figura 6. O conjunto (aparato de ensaio e parafuso) é então aquecido até a temperatura desejada, com uma taxa de aquecimento de 20 °C/min e, após a estabilização da temperatura em todos os termopares, a carga é aplicada (aproximadamente 60 kN/min) até a ruptura do parafuso.

Durante todo o ensaio, a temperatura, a força e o deslocamento são registrados, os quais são apresentados no próximo item.



Figura 5 – Ensaio em temperatura elevada

Cada parafuso ensaiado recebeu uma nomenclatura, que segue o padrão: 19A325TA-1, na qual os dois primeiros dígitos representam o diâmetro do parafuso (19 mm), os quatro dígitos seguintes representam a denominação ASTM (A325), seguidos da letra T e a temperatura em que foi ensaiado (TA = Temperatura Ambiente; T200 = 200 °C; T400 = 400 °C; T500 = 500 °C e T600 = 600 °C) e, por fim, o número do ensaio realizado na temperatura referida (1, 2, 3...).

4 RESULTADOS

A Figura 7 apresenta as curvas carregamento *versus* deslocamento para todos os ensaios realizados.

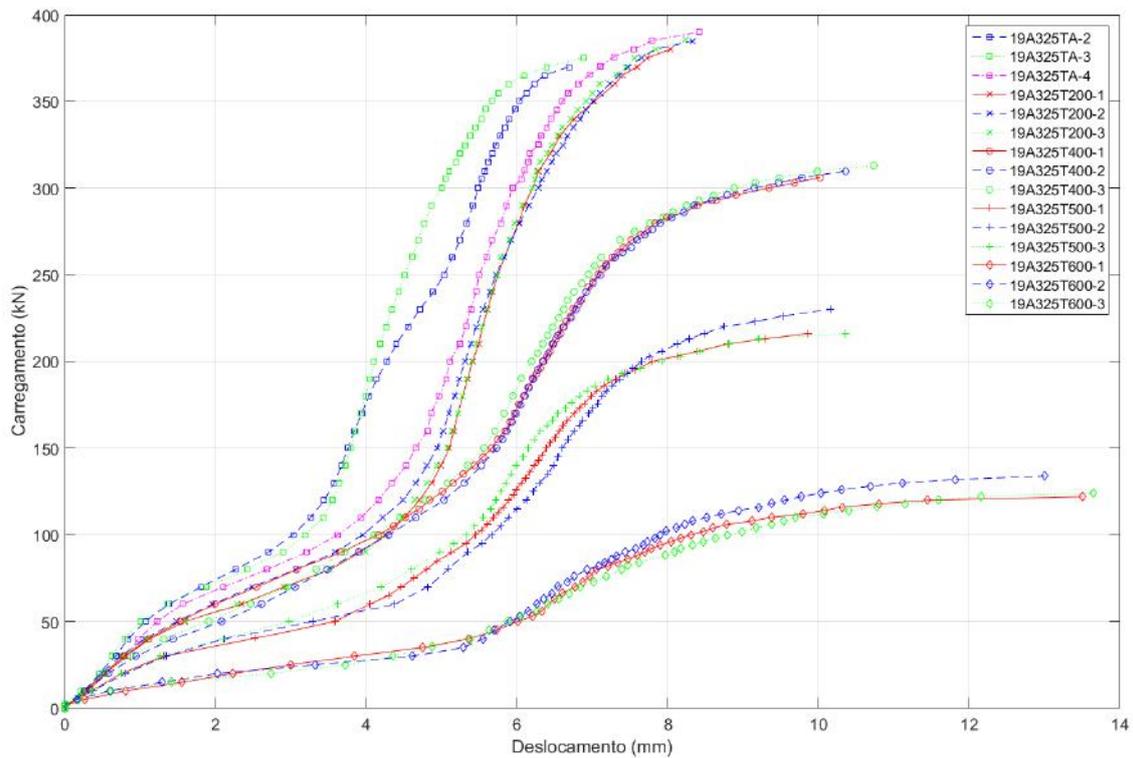


Figura 6 - Gráfico Carregamento x Deslocamento

A Figura 8 apresenta o carregamento de ruptura *versus* temperatura dos ensaios realizados. Os pontos em azul representam cada ensaio de cada temperatura. A curva em vermelho representa a média dos ensaios a cada temperatura e a tendência na diminuição da resistência com o aumento da temperatura. Na mesma figura, os resultados são comparados com os fatores de redução apresentados no EN 1993-1-2: 2005 e Liang Yu (2006).

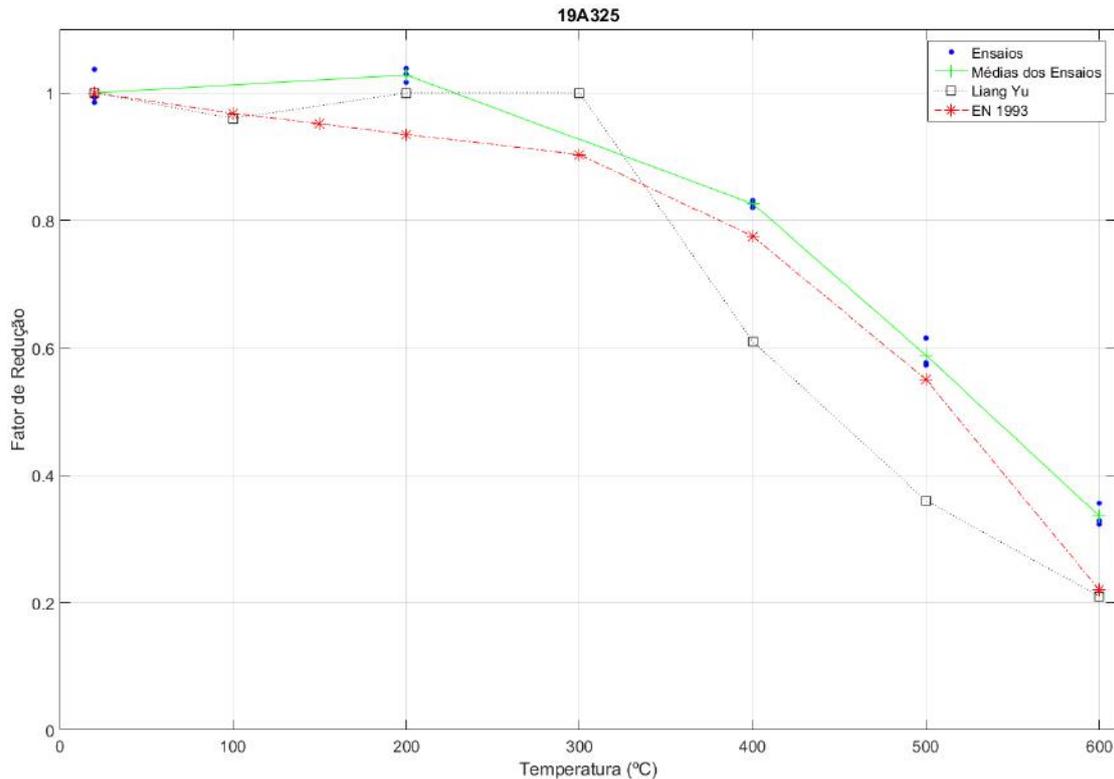


Figura 7 - Gráfico Carregamento de Ruptura x Temperatura comparado com o EN 1993-1-2: 2005 e Liang Yu (2006)

A Tabela 3 apresenta a média dos valores do carregamento de ruptura dos parafusos e o fator de redução em cada temperatura, em relação ao valor medido em temperatura ambiente.

Tabela 2 – Média do valor do Carregamento de Ruptura e Fator de Redução para cada Temperatura

Temperatura (°C)	Ruptura (kN)	Porcentagem
20	377,6	1,0
200	388,2	1,03
400	312,0	0,83
500	222,1	0,59
600	126,8	0,34

A Figura 9 apresenta os planos de corte dos parafusos A325 ensaiados em cada temperatura. Observa-se que na temperatura ambiente e a 200 °C os planos de corte são cinza, brilhantes. A 400 °C, a superfície de cisalhamento se apresenta áspera e com marcas de

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

abrasão paralelas, indicando a ductilidade do aço nesta temperatura. A coloração se torna azul, em virtude da oxidação do aço nessa temperatura. A 500 °C e 600 °C, pode-se observar que as marcas paralelas de abrasão são mais perceptíveis e a superfície é ainda mais áspera.

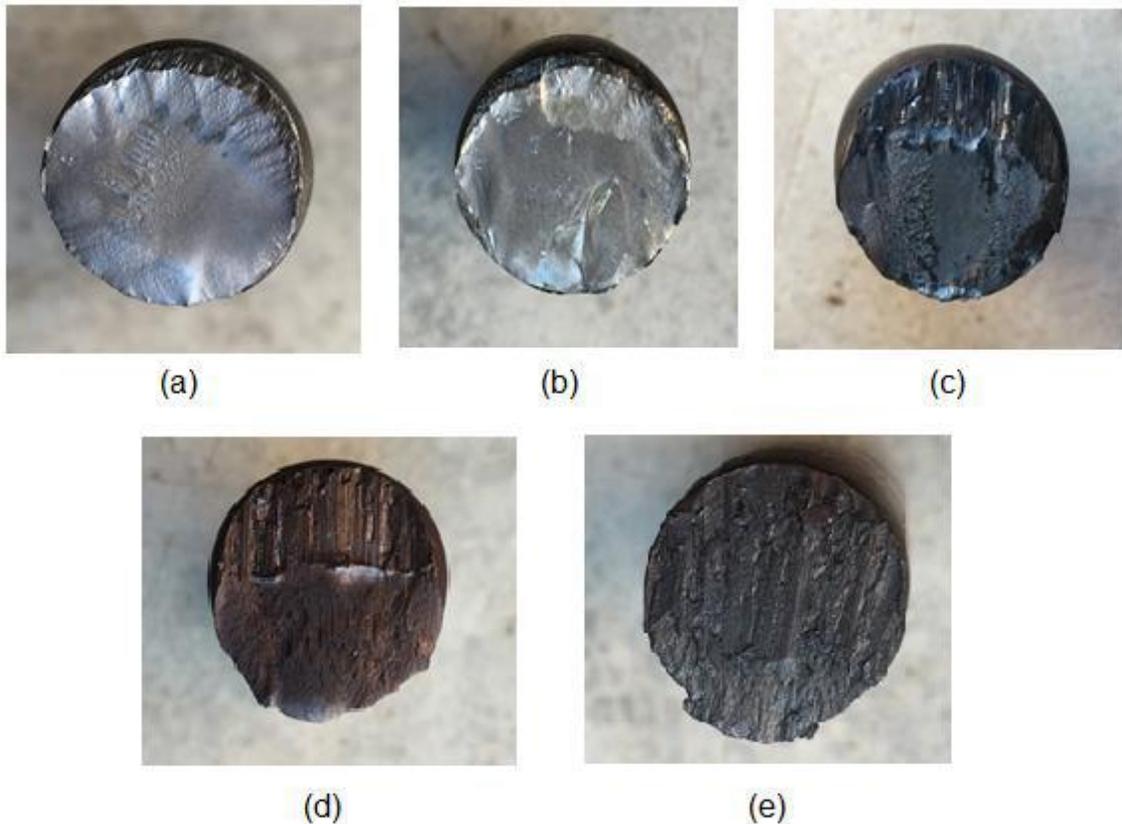


Figura 8 – Fotos dos planos de corte dos parafusos para cada temperatura: (a) Temperatura Ambiente; (b) T = 200 °C; (c) T = 400 °C; (d) T = 500 °C; (e) T = 600 °C

Na Figura 10 são apresentadas as curvas do deslocamento relativo ao carregamento máximo *versus* temperatura. Os pontos em azul representam o valor de deslocamento de cada ensaio, e a linha em vermelho representa a média de cada temperatura.

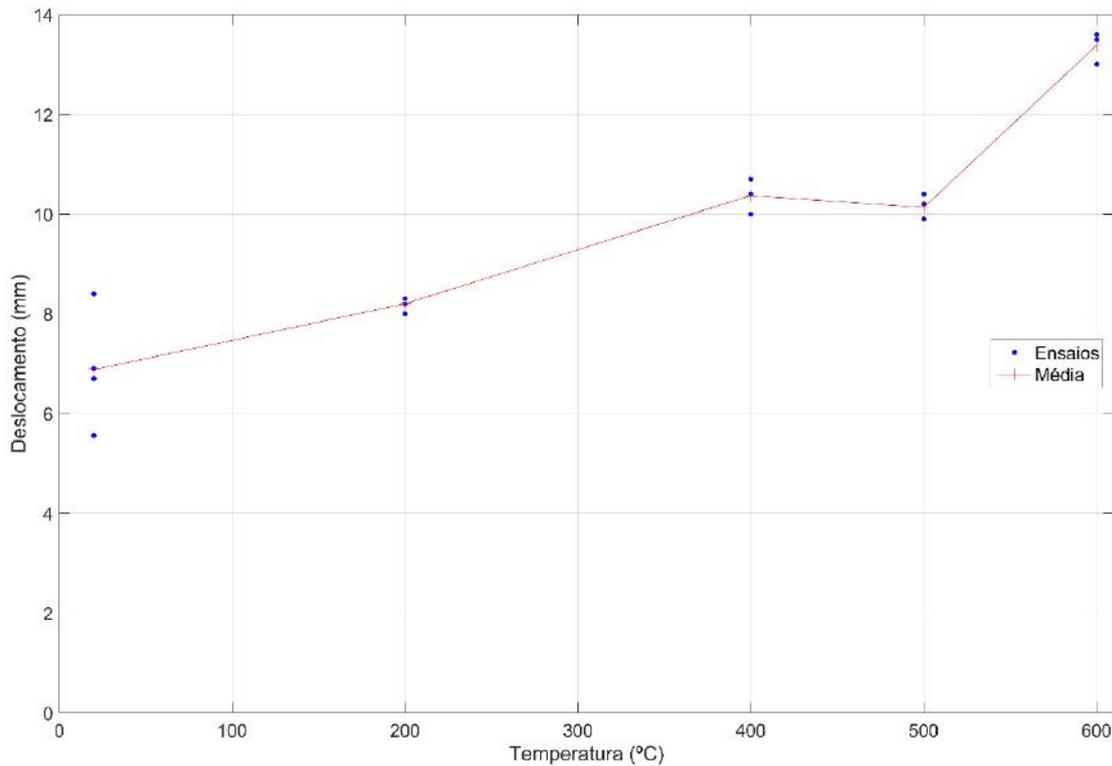


Figura 9 - Gráfico Deslocamento (carregamento máximo) x Temperatura

Os valores médios dos deslocamentos, assim como o desvio-padrão para cada temperatura, são apresentados na tabela 4.

Tabela 3 – Valores médios dos Deslocamento e Desvio-Padrão para cada Temperatura

Temperatura (°C)	Média (mm)	Desvio-Padrão
20	6,88	1,17
200	8,20	0,15
400	10,37	0,36
500	10,13	0,25
600	13,38	0,34

5 CONCLUSÃO

Os resultados dos ensaios apresentados no item anterior permitem concluir que, se comparada à temperatura ambiente, a resistência dos parafusos ao cisalhamento não diminuiu sob temperatura de até 200 °C; porém, a 200 °C, os parafusos apresentam maior deformação.

À medida que a temperatura aumenta, a resistência diminui gradativamente. A 400 °C, o índice de resistência dos parafusos é de 83% da resistência original. Com 500 °C, a resistência cai para 59% da inicial e, aos 600 °C, apenas 34% da resistência é mantida. Em todos os casos, o aumento da temperatura é acompanhado de aumento da deformação ao cisalhamento do parafuso. Se comparados esses resultados com os obtidos por Liang Yu (2006), podemos verificar que os parafusos de resistência A325 tiveram valores de resistência superiores nas temperaturas acima de 400 °C. Os resultados obtidos ficaram mais próximos dos valores indicados no EN 1993-1-2: 2005, mas ainda assim são superiores.

Agradecimentos

Gostaríamos agradecer o apoio e empenho dos técnicos do LabDES Luciano Passos e Marcelo Ramos, assim como a participação da aluna de iniciação científica Daniela Araújo. Os autores também agradecem o apoio financeiro da empresa S4 Sistemas de Engenharia Ltda. e da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES)

REFERÊNCIAS

American Society of Civil Engineers (1992). Structural Fire Protection. ASCE 978-0-87262-888-5, ASCE Committee on Fire Protection, Structural Division, New York.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008). NBR 8800: Projetos de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, ANBT.

European Committee for Standardisation (2005). Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design. (EN 1193-1-2: 2005)

Kodur, V., Kand, S., Khaliq, W. Effect of Temperature on Thermal and Mechanical Properties of Steel Bolts. Journal of Materials in Civil Engineering 2012; 24:765-774.

Liang Yu, B.S. Behavior of bolted connections during and after a fire. 196p. Tese (Doutorado) The University of Texas in Austin, Agosto 2006.

Yang, K., Hsu, R., Chen, Y. Shear strength of high-strength bolts at elevated temperature. Construction and Building Materials 25 (2011) 3656-3660.



PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS



Tema: Proteção anticorrosiva – características e desempenho

COMO A SELEÇÃO DE TINTAS CONTRIBUI NA PRODUTIVIDADE E PROCESSAMENTO DE CHAPAS DE AÇO*

Leonardo Mukim de Moraes¹
Arariboia Martins²

Resumo

As tintas epóxi de proteção anticorrosiva passam por aprimoramentos e inovações constantes em sua plataforma tecnológica. O desenvolvimento leva em consideração a aplicabilidade do produto, e características do processo produtivo, visando à redução dos custos pelo aumento de produtividade. Os principais benefícios desses produtos são: maior produtividade e menor tempo de espera no cavalete, possibilitando a aplicação de demãos em um único dia, devido a sua cura rápida; não escorre mesmo diluído com espessuras de 300 μ m; maior facilidade na mistura dos componentes, e menor risco de erros; excelente retenção nas bordas mantendo 90% da espessura em quinas chanfradas; maior proteção anticorrosiva e melhor resistência na movimentação de peças por conter pigmentação de fosfato de zinco; resistência à exposição prematura ao intemperismo; alta resistência à abrasão; repintura quase que imediata, não precisa “esperar secar” para repintar devido à aplicação “wet on wet”. O trabalho apresenta os resultados dos testes de laboratório do desenvolvimento do produto e testes em campo voltados para o atendimento das necessidades de melhoria de produtividade em projetos de construção metálica em ambientes de corrosividade atmosférica até ambiente C3, de acordo com a ISO 12944.

Palavras-chave: Produtividade; Cura Rápida; Retenção nas Bordas; Resistência a Abrasão.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



HOW COATING SELECTION CONTRIBUTES ON THE PRODUCTIVITY AND PROCESSING OF THE STEEL PARTS.

Abstract

Epoxy paint corrosion protection undergo improvements and constant innovations in its technology platform. The development takes into account the applicability of the product, and characteristics of the production process in order to reduce costs by increasing productivity. The main benefits of these products are: greater productivity and less waiting time at the easel, allowing the application of coats in one day, due to its fast curing; does not flow even diluted with thicknesses of 300 μ m; ease of admixing the components, and less risk of errors; maintaining excellent retention edges 90% of the thickness of beveled edges; greater corrosion protection and better resistance in moving parts for containing zinc phosphate pigmentation; resistance to premature exposure to weathering; high abrasion resistance; refinish almost immediate, no need to "wait dry" to repaint due to the application "wet on wet". The paper presents the results of product development of laboratory tests and field trials aimed to meet the productivity needs improvement in metallic construction projects in atmospheric corrosivity environments through C3 environment, according to ISO 12944.

Keywords: Productivity, fast cure, edge retention, abrasion resistance.

¹ Engenheiro Químico (UFF), Químico Formulador Sênior, Laboratório P&D, AKZO NOBEL, RJ.

² Engenheiro Químico (UERJ), Gerente Técnico P&D, AKZO NOBEL, RJ.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O mercado atual de tintas anticorrosivas de alto desempenho tem passado por constantes e profundas atualizações no que diz respeito à qualidade dessas tintas, à sua relação com o meio ambiente e com a melhoria de produtividade, mirando, sempre, no ganho de desempenho em relação ao que hoje existe disponível no mercado. Químicos formuladores têm, portanto, trabalhado intensamente para desenvolver e produzir tintas mais versáteis: com menor VOC (compostos orgânicos voláteis) e, conseqüentemente, maior teor de sólidos, porém sem nunca comprometer sua aplicabilidade; que ofereçam o ganho de produtividade esperado através, ou de tintas que sequem mais rápido, ou que possam ser manipuladas num intervalo menor de tempo (menor tempo de espera no cavalete), ou ainda, por exemplo, que não necessitem do esquema tradicional com primer, intermediário e acabamento e que, portanto, possam ser aplicadas diretamente sobre o metal devidamente tratado e que funcionem como primer e acabamento.

O processo de desenvolvimento se tornou, portanto, um “jogo” de muitas variáveis (algumas delas, inclusive, muito contraditórias), e que demanda muitos ensaios de avaliação do desempenho antes de sua efetiva comercialização. Esse é, portanto, um dos principais pilares de sustentação dos desenvolvimentos conduzidos na Akzo Nobel e todos os produtos são testados exaustiva e repetidamente com a intenção de certificarmos-nos de suas capacidades e de seus limites.

O mercado de tintas tem demandado, portanto, desenvolvimentos de tintas de altos sólidos (baixo VOC), que possam ser aplicadas diretamente ao metal estando esse com o tratamento de superfície mais comum disponível no mercado, que atinjam uma alta espessura do filme seco (aproximadamente 250µm) com uma única demão, com resistência média à névoa salina (> 120h) e boa aderência ao substrato (> 7MPa).

O presente trabalho é fruto do desenvolvimento de uma plataforma de produto alternativa que visou cumprir inteiramente tanto as tendências atuais já mencionadas, quanto às necessidades do mercado de estruturas metálicas, geralmente, muito focado no ganho de produtividade, na redução das despesas e com alto desempenho. Dentre algumas características, o produto apresenta maior facilidade na mistura dos componentes, e menor risco de erros, pois, se trata de uma mistura 1:1 em volume, além disso, apresenta maior proteção anticorrosiva e melhor resistência na movimentação de peças, por conter pigmentação de fosfato de zinco.

O produto desenvolvido (Interseal 1509) trata-se, portanto, de um primer/acabamento epóxi semibrilhante, com 80% de sólidos, que pode ser aplicado diretamente sobre o metal tratado e atinge altas espessuras secas, mesmo diluído, em uma única demão. Pode ou não receber acabamento quando necessário (por exemplo, um acabamento de maior retenção de cor e brilho) e este pode ser aplicado após um intervalo de tempo máximo de 90 dias, levando à redução de custos com as estruturas já prontas, uma vez que evita o consumo de lixas e mão-de-obra. Além disso, pode ser aplicado quando ainda o primer estiver úmido, permitindo grande ganho de produtividade na obra. É um produto recomendado para áreas internas ou para ambientes externos quando a classificação de corrosividade deste é até “C3” segundo a

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Norma ISO12944; e ensaios de laboratório e de campo comprovaram (e continuam comprovando) a eficiência do produto traduzida nos altos volumes de venda e na aceitação cada vez maior do mercado.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios de desempenho (mais importantes no que diz respeito à eficiência do produto) realizados foram os seguintes:

ADERÊNCIA – ASTM D 4541

Ensaio realizado conforme a Norma ASTM D 4541 que consiste na avaliação da força de arrancamento (normalmente referenciada como aderência) de uma tinta sobre um substrato rígido como o aço, por exemplo. O ensaio determina tanto a maior força perpendicular (em tensão) que uma área pré-determinada pode suportar antes do “dolly” (ou pino) ser arrancado, quanto a natureza da falha, ao longo do plano (demão de tinta), mais fraca no sistema em avaliação, conforme Figura 01.



Figura 01: Equipamento de pull off

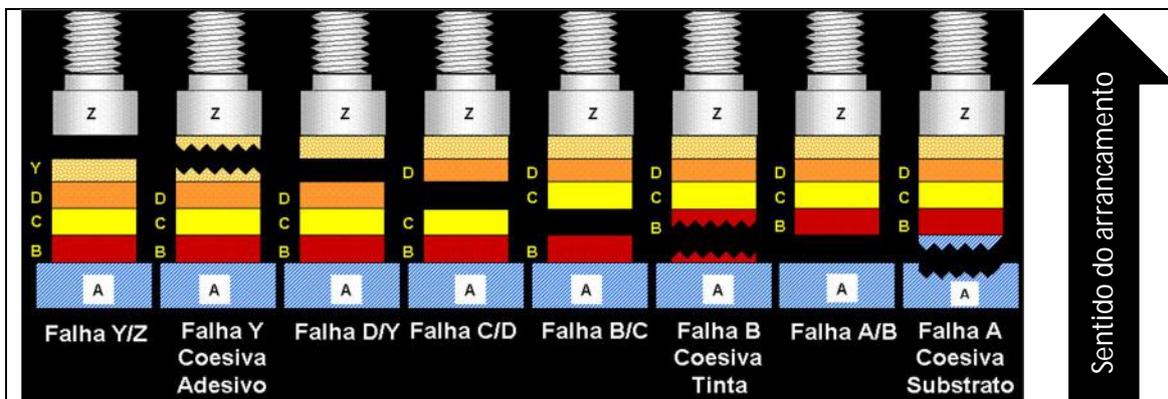


Figura 02: Avaliação da natureza da falha

RESISTÊNCIA À NÉVOA SALINA – ISO7253

Este ensaio foi realizado segundo a Norma ISO7253 e consiste em expor os painéis (7,5 cm x 15 cm) em teste à uma atmosfera de névoa salina gerada por um equipamento que nebuliza, de forma controlada (recolhimento de 1 a 2 mL por hora em uma área pré-determinada), uma solução de NaCl 5% dentro de uma câmara com a temperatura controlada em 35°C. O pH da solução salina recolhida também é controlado e deve estar entre 6,5 e 7,2. Os painéis têm uma incisão perpendicular ao menor lado e com largura de 1 mm e comprimento de 5 mm feito de forma que o substrato seja novamente exposto com o intuito de favorecer o processo corrosivo nessa região e avaliar a capacidade do revestimento de conter a corrosão em regiões de dano mecânico; impedindo, o máximo possível, o avanço da mesma sob o revestimento.

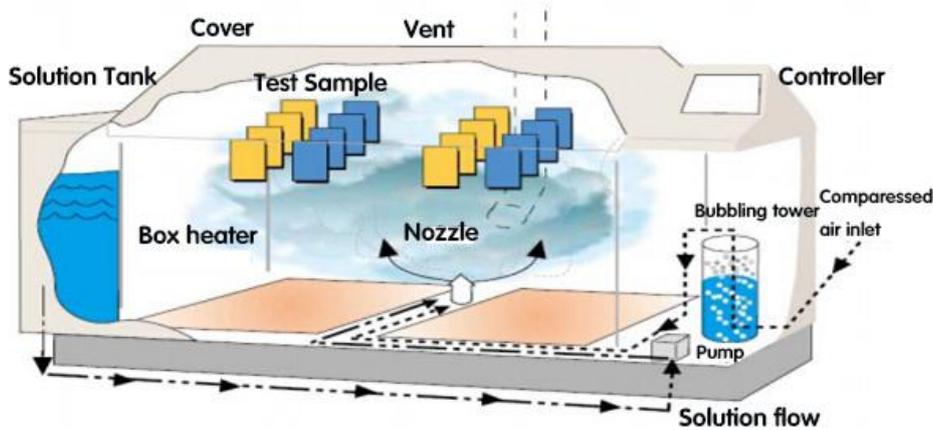


Figura 03: Esquema da câmara de névoa salina

A avaliação é realizada conforme Norma ISO4628 em busca de defeitos de superfície como bolhas, trincas, corrosão e o avanço de corrosão medido, após remoção da tinta, em milímetros a partir do centro da incisão conforme exemplo mostrado na figura 04.

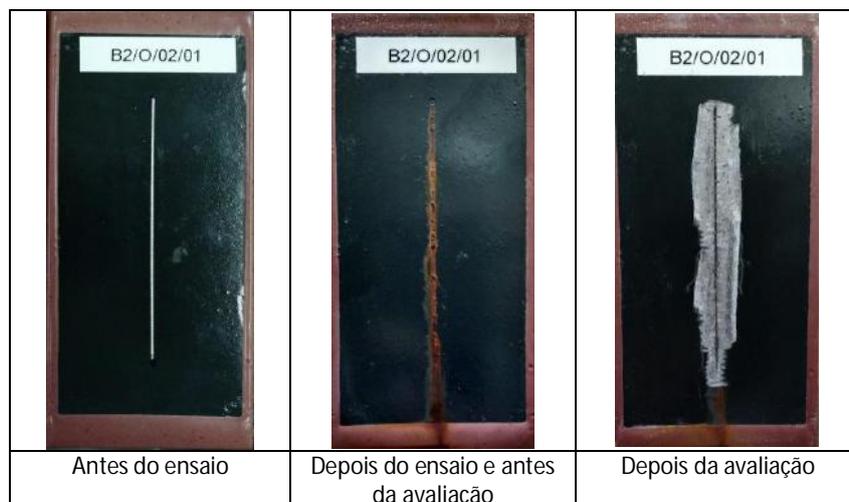
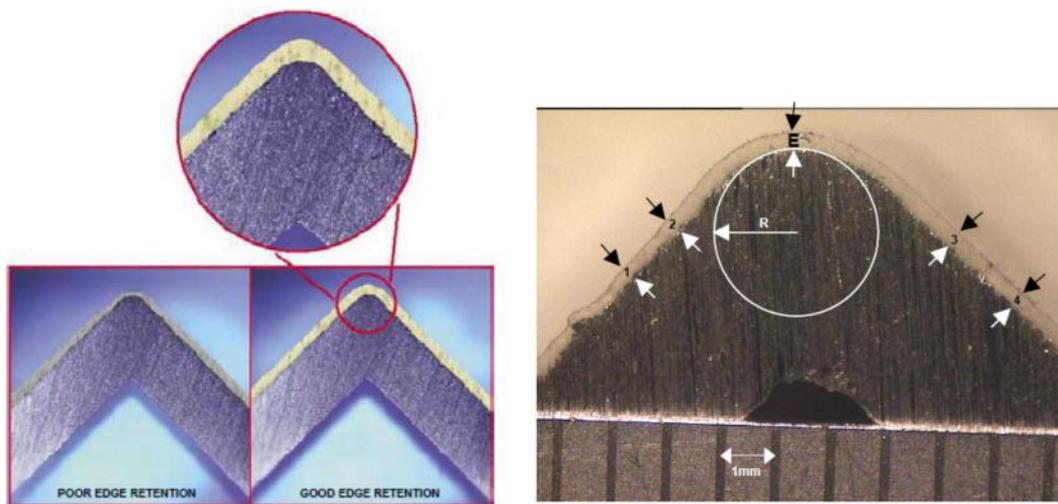


Figura 04: Avaliação realizada após o ensaio

RETENÇÃO DE BORDA – MIL.PR.F.23236

Bordas e quinas são regiões de grande fragilidade para sistemas de pintura que têm como principal objetivo a proteção anticorrosiva, pois são regiões onde, naturalmente, é muito difícil de atingir a espessura ideal para proteção. A avaliação da retenção de borda é então uma informação de elevada importância para esse tipo de revestimentos e é realizada em corpos de prova, geralmente de alumínio, em forma de cantoneira cujas hastes são dispostas perpendicularmente. A aplicação da tinta obedece a critérios bem definidos e a avaliação da retenção de borda é feita na espessura de tinta na interseção das hastes em relação à espessura nas partes lineares.



$$\text{Retenção de borda (\%)} = E \times 100 / [(1+2+3+4)/4]$$

Figura 05: Esquemática do ensaio de retenção de borda

RESISTÊNCIA À ABRASÃO – ASTM D 4060

Este ensaio foi realizado segundo a Norma ASTM D 4060 e consiste em submeter revestimentos orgânicos a um processo controlado de abrasão (através da utilização de reboles com dureza e abrasão conhecidas segundo pressões específicas aplicadas sobre o revestimento), medindo a perda de massa após um determinado número de ciclos.

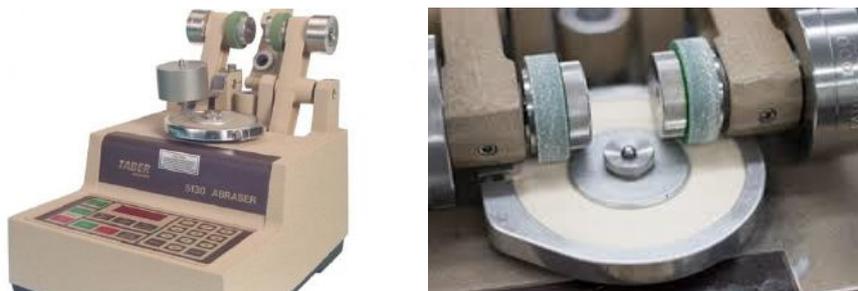


Figura 06: Taber abrasion.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O resumo dos resultados encontrados no Interseal 1509 está disposto na tabela abaixo:

Tabela 01: Consolidação dos resultados

Teste	Método	Detalhes	Resultados
Aderência pull off	ASTM D 4541	1x200mm aplicado diretamente sobre o aço com grau de limpeza Sa 2 ½	13 MPa
Aderência pull off	ASTM D 4541	1x200mm aplicado diretamente sobre o aço com grau de limpeza St3	6 MPa
Névoa Salina	ISO7253	1x120mm aplicado diretamente sobre o aço com grau de limpeza Sa 2 ½	Sem defeitos no filme após 120h de exposição e com avanço de corrosão < 1mm sob o filme.
Névoa Salina	ISO7253	1x100mm em esquema com 1x60mm de acabamento aplicado diretamente sobre o aço com grau de limpeza Sa 2 ½	Sem defeitos no filme após 240h de exposição e com avanço de corrosão < 1mm sob o filme.
Retenção de borda	MIL.PRF.23236	1x200mm aplicado diretamente sobre o aço com grau de limpeza Sa 2 ½	90%
Abrasão	ASTM D 4060	1x200mm aplicado diretamente sobre o aço lixado	Média de perda de 58mg por 1000 ciclos utilizando o rebolo CS10 com 1Kg de peso.

A aderência de uma tinta ao substrato é, independente da metodologia de avaliação utilizada (Corte em X, corte em Grade, Aderência à faca ou pull off), sempre um somatório de forças da aderência física com a aderência química. Mecanicamente falando, todo e qualquer preparo de superfície deve promover limpeza adequada da superfície, através da remoção de contaminantes físicos (tais como: sais, poeira, óleo e graxa, etc), e também promover uma rugosidade (formação de picos e vales onde a altura desses picos é medida em mm) adequada à espessura de tinta a ser aplicada nesse substrato. Os filmes de tinta têm ficado cada vez mais espessos com o passar dos anos (800, 1500 e até 3000 mm) e uma baixa rugosidade e/ou uma baixa concentração de picos por unidade de área prejudicam a possibilidade da formação de um bom mecanismo de aderência física, devido ao número de pontos onde a tinta pode se aderir quando for mecanicamente testada.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Não bastasse a grande influência dos parâmetros já mencionados na aderência física da tinta ao substrato, a criação de um perfil de rugosidade também melhora significativamente a aderência química entre a tinta e o substrato. Essa aderência química é função do número de ligações químicas entre os constituintes da resina e, geralmente, o ferro presente no aço; e existe, é claro, uma proporcionalidade entre esses fatores, ou seja, quanto maior o número de ligações, melhor será o resultado de aderência. A criação do perfil de rugosidade aumenta exponencialmente a superfície de contato disponível para realizar essas ligações e, portanto, é uma etapa crucial da pintura; sendo, inclusive, chamada como a principal etapa.

Porém, mencionando o teste de pull off como avaliador dessa aderência, tão importante quanto o valor absoluto da tensão de ruptura, também é o local onde a falha ocorreu, devendo, sempre que possível, evitar ao máximo falhas de aderência do tipo adesiva A/B, que é quando a tinta solta do substrato. O Interseal 1509 apresentou um resultado de 13 MPa de tensão de ruptura (quando aplicada sobre grau de limpeza Sa 2 ½ conforme Norma ISO8501-1), tendo a falha sido 100% coesiva da camada B (tinta); um resultado muito superior ao encontrado para este tipo de aplicação no mercado de estruturas metálicas.

Porém, quando o mesmo revestimento foi aplicado sobre grau de limpeza St3 (realizado com ferramentas manuais e mecânicas), mesmo que o substrato apresente aspecto um pouco metálico, conforme Norma ISO8501-1, sempre deixa resíduo de produto de corrosão sobre o aço, prejudicando, portanto, a aderência dos revestimentos, o valor encontrado foi de 6 MPa, sendo a falha 30% coesiva da camada B e 70% adesiva A/B, comprovando que o produto de corrosão (ferrugem) remanescente deste tratamento de superfície prejudica muito o mecanismo de aderência (física e química), pois não é um material aderido ao aço e o ferro não está disponível para fazer ligação química com os componentes da resina.

O teste de névoa salina foi conduzido pelos tempos mencionados na Norma ISO12944 para atingir justamente a proteção demandada pelo mercado de 120h e, portanto, após esse tempo o teste foi interrompido e realizaram-se as avaliações onde não foi encontrado nenhum defeito de superfície, comprovando a robustez do produto. A incisão é realizada para simular um dano no revestimento quando este estiver em operação em sua vida útil e o papel da tinta é conter o avanço da corrosão por baixo do filme, visando, principalmente, reduzir as áreas que necessitam de manutenção quando da realização destas. Um avanço menor do que 1 mm indica um revestimento coeso e muito bem aderido ao substrato, pois, para que a corrosão se instale ou se propague por sob o filme é preciso que as ligações químicas entre resina e substrato sejam desfeitas e, em seu lugar, permita-se ligações entre ferro e oxigênio, que é a comumente denominada ferrugem ou corrosão do ferro.

Quando o produto é aplicado em um sistema de pintura contendo uma tinta poliuretano como acabamento o desempenho no ensaio de névoa salina melhora, pois, o poliuretano é um revestimento que possui naturalmente um PVC (concentração volumétrica de pigmentos) menor que o Interseal 1509, devido às características de cada produto, aumentando a impermeabilidade deste sistema de pintura.

O ensaio de retenção de borda, conforme previamente mencionado, é um indicador de desempenho de revestimentos orgânicos quando estes são aplicados sobre quinas chanfradas ou cantos vivos. Nestas regiões, a espessura da película costuma ser menor do que no restante das peças, pois, além de serem áreas de alta tensão superficial, há um escorrimento natural das tintas nestes pontos agudos para regiões mais planas e, uma vez que um dos principais mecanismos de proteção anticorrosiva é a barreira, quanto menor a espessura, menor o desempenho, quando estamos falando de um mesmo revestimento. Uma retenção de borda de 90% como apresentado no produto em questão, indica que praticamente não há diferença entre a espessura do filme seco nas regiões planas e nas regiões de quinas chanfradas e cantos vivos; e, portanto, toda a capacidade protetiva deste produto que se vê em áreas planas, também poderemos encontrar nas quinas.

O ensaio de resistência à abrasão indica a dureza superficial do filme. A passagem de um rebolo de alta abrasividade somada a um peso colocado sobre este é um ensaio muito rigoroso e a perda de 58mg de tinta após 1000 ciclos, um resultado muito bom.

Tabela 02: Resultados de brilho e aderência quando da aplicação úmido/úmido com o acabamento.

Esquema de pintura	Intervalo de repintura	Teste de aderência – ABNT NBR 11003	Brilho
Interseal 1509/ Interthane 990	30 minutos	X ₀ Y ₀	86,8 UB
	60 minutos	X ₀ Y ₁	87,7 UB

A tabela 02 indica que a aplicação da tinta de acabamento mesmo enquanto o primer (Interseal 1509) ainda está processando suas reações de cura, não prejudica em nada, nem o brilho e nem a aderência do sistema. Isso quer dizer que o sistema pode ser aplicado sob condições úmido/úmido sem perda de desempenho, o que é um enorme ganho de produtividade para os clientes, visto que a repintura é quase que imediata, além de evitar contaminação entre camadas.

Alguns cuidados devem ser tomados ao se utilizar esta técnica de aplicação, como controlar as espessuras úmidas por camada, pois, quanto menores melhor será a aplicação “wet on wet” – caso contrário podem provocar a retenção de solventes, causando falha de aderência e perda de brilho da demão subsequente. Deve-se também aguardar um tempo entre demãos para a evaporação de solventes mais voláteis, que devem ser definidos pela Akzo Nobel*.

*Antes de utilizar esta técnica, o Departamento Técnico deve ser consultado.

Quando exposto precocemente (recém-pintado) ao intemperismo, o Interseal 1509 não apresenta manchas esbranquiçadas na superfície do filme. Este fenômeno ocorre quando aminas de baixo peso molecular migram para a superfície e reagem com dióxido de carbono e umidade formando sais de carbamato. A água da chuva atrai estas aminas para a superfície,

uma vez que estes materiais são extremamente hidrofílicos e possuem, inclusive, mais afinidade com a água do que com a própria resina epóxi.

Mas isto só ocorre à medida que a água da chuva ou do orvalho da manhã evapora, pois, enquanto empoçada, ela bloqueia o acesso do dióxido de carbono e a reação não ocorre. Por isso é possível ver na Figura 07 poças com o centro (cheio de água) ainda na cor original, e as bordas já esbranquiçadas.



Figura 07: Ilustração do manchamento



Figura 08: Interseal 1509
(não apresenta manchamento)

4 CONCLUSÃO

Os resultados experimentais conseguidos em testes de campo demonstraram a grande eficiência do produto em questão do ponto de vista de ganho de produtividade e de desempenho. A possibilidade de aplicação de uma demão da tinta de acabamento quando o Interseal 1509 ainda está somente seco ao toque, sem que haja perda ou de brilho do acabamento, ou de aderência do sistema de pintura (Tabela 02) é uma vantagem significativa sobre os concorrentes normalmente recomendados para aplicação em estruturas metálicas. Este fato, nas condições de um canteiro de obra, permite grande agilidade de trabalho e reduz os custos dos clientes, uma vez que o trabalho pode ser realizado em um tempo menor e, portanto, permite a aplicação de um maior número de peças por dia, por exemplo.

Um produto robusto, com 120h de resistência ao ensaio de névoa salina quando aplicado direto ao metal em uma demão única de 120mm e que atende a todos os requisitos da Norma ISO12944 para ambientes classificados como C3 (de média corrosividade atmosférica). A utilização deste em um sistema de pintura que inclui uma tinta de acabamento melhora ainda mais seu desempenho e o faz suportar 240h no mesmo ensaio.

Um revestimento com elevada aderência apresentada pelo ensaio de pull off (> 10MPa) e com falha coesiva, indicando que a interação com o substrato é forte, e que se mostrou um filme muito duro, ou seja, resistente ao ensaio de abrasão, onde a perda de massa foi muito pequena.

Um desenvolvimento completamente em linha com as necessidades do mercado e que indica as tendências e percepções da Akzo Nobel como fabricante de revestimentos anticorrosivos de alto desempenho; sempre entendendo as demandas e entregando produtos acima delas.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Agradecimentos

Os autores agradecem aos senhores Eider Santos, Químico Formulador Pleno do Laboratório P&D da AKZO NOBEL, RJ e Hilton Castro Wanderley, Supervisor de Suporte Técnico da AKZO NOBEL, MG, a valiosa contribuição e apoio prestados durante a execução deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- 1 CLIVE, H. H. Protective Coatings: Fundamentals of chemistry and composition. 1. ed. Pittsburgh. Technology Publishing Company, 1994. v.1 514p.
- 2 FAZENDA, J. M. R., Tintas e Vernizes – Ciência e Tecnologia. 3. Ed., São Paulo. Editora Edgar Blucher, 2005.
- 3 ASTM D4541 – *“Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers”*
- 4 ISO7253 – *“Paints and varnishes -- Determination of resistance to neutral salt spray (fog)”*
- 5 MIL.PR.F.23236 - *“PERFORMANCE SPECIFICATION - COATING SYSTEMS FOR SHIP STRUCTURES – Edge retention”*
- 6 ASTM D4060 – *“Standard Test Method for Abrasion Resistance of Organic Coatings by the Taber Abraser”*

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tema: Proteção superficial (pintura) em Estruturas Metálicas

ANÁLISE DE DESEMPENHO DA PROTEÇÃO SUPERFICIAL PARA DIFERENTES ESPESSURAS DE CAMADA DE PELÍCULA SECA EM SUBSTRATOS METÁLICOS COM E SEM PREPARAÇÃO DE SUPERFÍCIE ATRAVÉS DO JATEAMENTO ABRASIVO SA 2 ½

Guido José Denipotti¹

Resumo

Este trabalho consistiu em analisar o desempenho da proteção superficial (pintura) de diferentes procedimentos de pintura distinguindo-se em espessuras de camadas e preparação, ou não, da superfície metálica através do jateamento abrasivo SA 2 ½. Adotou-se as seguintes espessuras: 1) epóxi 20µm; 2) epóxi 80µm; 3) epóxi 120µm; 4) epóxi 120µm + poliuretano 60µm (180µm) e 5) epóxi 240µm e para cada uma delas, empregou-se a preparação da superfície e a não preparação da superfície, resultando-se assim em 10 diferentes procedimentos de pintura. Para cada um destes procedimentos, fez-se 2 corpos de prova deixando um exposto às intempéries e o outro protegido das intempéries durante 22 meses, simulando-se assim, estruturas expostas e não expostas. Periodicamente foram realizados, em cada um dos corpos, ensaios de medição de camada de película seca, aderência e aparência, observando-se resultados satisfatórios para diferentes espessuras, porém insatisfatórios no quesito preparação de superfície, comprovando-se a necessidade de execução da preparação dos substratos para posterior execução de pintura para espessuras de camada de película seca iguais ou maiores do que 80µm.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Procedimento de pintura; Proteção superficial; Ensaios de pintura.

SURFACE PROTECTION PERFORMANCE ANALYSIS FOR DIFFERENT FILM COATING THICKNESS DRY IN METALLIC SUBSTRATES WITH AND WITHOUT SURFACE PREPARE TROUGH BLASTING ABRASIVE SA 2 ½

Abstract

This work is to analyze the performance of surface protection (paint) for different painting procedures differentiating in coating thickness and preparation, or not, the metal surface by abrasive blasting SA 2½. The following thicknesses are adopted: 1) Epoxy 20µm; 2) Epoxy 80µm; 3) Epoxy 120 µm; 4) Epoxy + polyurethane 120 micron 60µm (180µm) and 5) epoxy 240µm and for each of them, we used the surface preparation and no surface preparation, thus resulting 10 different painting procedures. For each of these procedures, there was 2 test specimen leaving an exposed to weather and other weather-protected for 22 months simulating is so exposed and unexposed structures. Periodically they were performed on each test at test specimen, dry film coating measuring test, adhesion and appearance, observing satisfactory results for

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



different thickness, however unsatisfactory in the item surface preparation, demonstrating the need for the application of preparation of substrates for further execution of paint to dry film layer thicknesses equal to or greater than 80 μ m.

Keywords: Metallic structures; Painting procedures; Surface protection; Test paint.

¹ Engenheiro Civil DEC/UEM* / Mestre em Engenharia Civil PPGEC/UNESP**, Diretor Técnico da RG3 CONSULTORIA – *Inspecção e Diligenciamento em Estruturas Metálicas*, Nova Prata / RS, Brasil.

*Departamento de Engenharia Civil - Universidade Estadual de Maringá, Maringá – Paraná, Brasil.

**Programa de Pós-graduação "strictu sensu" em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira – São Paulo, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

No sistema construtivo em estruturas metálicas o fator proteção superficial (pintura) está diretamente relacionado com a estética e vida útil do empreendimento. Para os investidos (proprietários dos empreendimentos), a estética de seu empreendimento pode ter, em um primeiro momento, maior importância do que outros quesitos. Porém, para os profissionais que trabalharão diretamente no desenvolvimento do projeto, fabricação e montagem da estrutura metálica a proposição da proteção superficial deve não apenas garantir a durabilidade desejada (projetada), mas também convergir para o menor custo fabril. Assim, observa-se a garantia da durabilidade desejada superestimando a proteção superficial e, não raro, verifica-se também o elevado custo de manutenção pela escolha ineficiente do procedimento de pintura. Este trabalho, sem um precedente, tratou da análise de um conjunto de corpos de prova, distinguindo-se: a) pela preparação, ou não, da superfície para recebimento de pintura; b) pela camada da espessura de película seca da tinta; c) por sua exposição, ou não, às intempéries. Fez-se, ao longo de 22 meses, ensaios de aderência, medição de camada de película seca e inspeção visual onde constatou-se a inviabilidade da não preparação da superfície, através do jateamento abrasivo AS 2½, para recebimento de pintura, salvo para os casos em que a camada de película seca for menor ou próxima à rugosidade obtida pelo jateamento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Generalidades

Inicialmente, separou-se 10 chapas metálicas com as dimensões mostradas na figura abaixo.

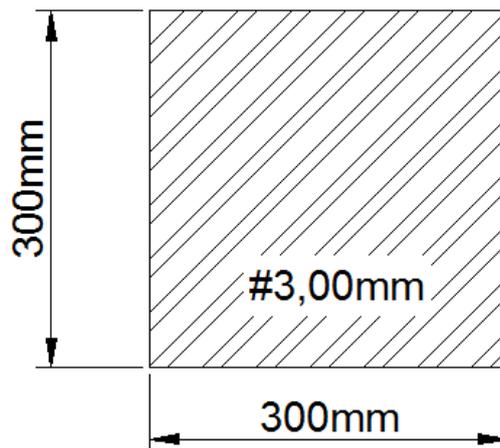


Figura 1: Corpos de prova – 10 unidades

Em 5 desses corpos (metade dos disponibilizados), procedeu-se com a preparação para pintura, através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½. O jateamento escolhido é o usualmente proposto pelas melhores metalúrgicas. Além disso, para a maioria dos casos de pinturas aéreas, isto é, expostas à corrosão atmosférica, o grau mínimo recomendado é SA 2 ½ da norma Sueca SIS 05 59 00-67 (jato ao metal quase branco) [1].

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Nos outros 5 corpos de prova, não foi executada qualquer limpeza (preparação). A nomenclatura dada aos corpos de prova que passaram pelo jateamento é iniciada pelas letras JT (jateamento) e para os corpos onde não ocorreram qualquer limpeza (preparação), NA (nada aplicado).

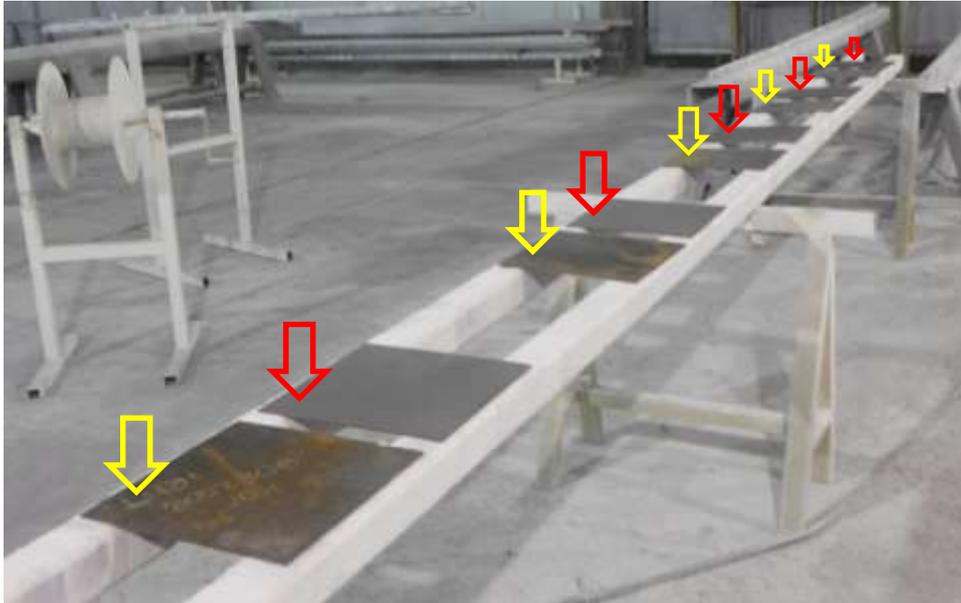


Figura 2: (Setas amarelas) Corpos de prova sem preparação para pintura, (Setas vermelhas) corpos de prova jateados

Definiu-se 5 esquemas de pintura, com base, principalmente, na espessura de camada de película seca. Sendo espessuras de: 20, 80, 120, 180 e 240 μ m.

Assim, cada uma dessas camadas foi aplicada em dois corpos, sendo um jateado (JT) e o outro sem execução prévia de limpeza (NA).

Desta forma, as nomenclaturas iniciadas pelas letras JT (jateamento) e NA (nada aplicado) foram somadas à numeração específica para à respectiva camada de película seca. Assim, tem-se os seguintes corpos:

- **NA02** – sem preparação para pintura e determinação de 20 μ m de camada de película seca;
- **JT02** – preparação através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½ e determinação de 20 μ m de camada de película seca;
- **NA08** – sem preparação para pintura e determinação de 80 μ m de camada de película seca;
- **JT08** – preparação através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½ e determinação de 80 μ m de camada de película seca;
- **NA12** – sem preparação para pintura e determinação de 120 μ m de camada de película seca;
- **JT12** – preparação através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½ e determinação de 120 μ m de camada de película seca;
- **NA18** – sem preparação para pintura e determinação de 180 μ m de camada de película seca;

- **JT18** – preparação através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½ e determinação de 180µm de camada de película seca;
- **NA24** – sem preparação para pintura e determinação de 240µm de camada de película seca;
- **JT24** – preparação através do jateamento abrasivo ao grau SA 2 ½ e determinação de 240µm de camada de película seca.



Figura 3: Marcação dos corpos de prova



Figura 4: (Esq.) Corpo de prova sem preparação para pintura e (Dir.) corpo de prova após o jateamento abrasivo SA 2 ½



Figura 5: (Esq.) Medição de rugosidade e (Dir.) rugosímetro



Figura 6: Execução da pintura



Figura 7: Corpo de prova NA02 pintado

2.1 Procedimentos de pintura

A seguir, será detalhado a especificação de cada um dos procedimentos de preparação e pintura empregados, além da primeira medição de camada de película seca.

2.1.1 NA02

Tabela 1: Ficha técnica da pintura para NA02

PREPARO DA SUPERFÍCIE					
Tratamento da superfície: <i>NA (Nada aplicado)</i>		Rugosidade (μm): <i>0</i>			
Processo de pintura: <i>Epoxi-20μm-cinza</i>		Fornecedor da tinta: <i>WEG</i>			
ESPECIFICAÇÕES	Produto	Lote	Validade		
1ª demão	Componente A: <i>Wegpoxi CVE 355</i>	<i>996311</i>	<i>jan/15</i>		
	Componente B: <i>Wegpoxi 3017</i>	<i>992268</i>	<i>dez/14</i>		
APLICAÇÃO DE TINTA					
Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)	
<i>23/07/2014</i>	<i>22</i>	<i>78</i>	<i>17,7</i>	<i>32,4</i>	

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.1.2 JT02

Tabela 2: Ficha técnica da pintura para JT02
PREPARO DA SUPERFÍCIE

Tratamento da superfície: <i>JT (jateamento abrasivo SA 2 1/2)</i>		Rugosidade (μm):	73
Processo de pintura: <i>Jat-Epoxi-20μm-cinza</i>		Fornecedor da tinta:	WEG
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVE 355</i>	996311
	Componente B:	<i>Wegpoxi 3017</i>	992268
			Validade
			jan/15
			dez/14

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	38,5

2.1.3 NA08

Tabela 3: Ficha técnica da pintura para NA08
PREPARO DA SUPERFÍCIE

Tratamento da superfície: <i>NA (Nada aplicado)</i>		Rugosidade (μm):	0
Processo de pintura: <i>Epoxi-80μm-RAL9005</i>		Fornecedor da tinta:	WEG
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVD 323</i>	1097502
	Componente B:	<i>Wegpoxi CVD 32</i>	1110761
			Validade
			jun/15
			jul/15

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	116

2.1.4 JT08

Tabela 4: Ficha técnica da pintura para JT08
PREPARO DA SUPERFÍCIE

Tratamento da superfície: <i>JT (jateamento abrasivo SA 2 1/2)</i>		Rugosidade (μm):	63
Processo de pintura: <i>Jat-Epoxi-80μm-RAL9005</i>		Fornecedor da tinta:	WEG
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVD 323</i>	1097502
	Componente B:	<i>Wegpoxi CVD 32</i>	1110761
			Validade
			jun/15
			jul/15

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	104

2.1.5 NA12

**Tabela 5: Ficha técnica da pintura para NA12
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>NA (Nada aplicado)</i>		Rugosidade (μm): 0	
Processo de pintura: <i>Epoxi-120 μm -RAL9003</i>		Fornecedor da tinta: <i>WEG</i>	
ESPECIFICAÇÕES	Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A: <i>Wegpoxi CVD 323</i>	<i>1107822</i>	<i>jul/15</i>
	Componente B: <i>Wegpoxi CVD 32</i>	<i>1103793</i>	<i>jul/15</i>

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	119

2.1.6 JT12

**Tabela 6: Ficha técnica da pintura para JT12
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>JT (jateamento abrasivo SA 2 1/2)</i>		Rugosidade (μm): 63	
Processo de pintura: <i>Jat-Epoxi-120 μm -RAL9003</i>		Fornecedor da tinta: <i>WEG</i>	
ESPECIFICAÇÕES	Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A: <i>Wegpoxi CVD 323</i>	<i>1107822</i>	<i>jul/15</i>
	Componente B: <i>Wegpoxi CVD 32</i>	<i>1103793</i>	<i>jul/15</i>

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	144

2.1.7 NA18

**Tabela 7: Ficha técnica da pintura para NA18
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>NA (Nada aplicado)</i>		Rugosidade (μm): 0	
Processo de pintura: <i>Epoxi-120 μm -9003 + PU-60μm-9002</i>		Fornecedor da tinta: <i>WEG</i>	
ESPECIFICAÇÕES	Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A: <i>Wegpoxi CVD 323</i>	<i>1107822</i>	<i>jul/15</i>
	Componente B: <i>Wegpoxi CVD 32</i>	<i>1103793</i>	<i>jul/15</i>
2ª demão	Componente A: <i>Wegthane HPA 501</i>	<i>1107822</i>	<i>abr/15</i>
	Componente B: <i>Wegthane 5005</i>	<i>1103793</i>	<i>abr/15</i>

APLICAÇÃO DE TINTA

Data	Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (μm)
23/07/2014	22	78	17,7	1ª demão 138
24/07/2014	17,9	77	14,7	2ª demão 198

Obs.: para a obtenção da espessura de camada de película seca de 180 μm , optou-se para trabalhar com duas demãos, sendo a segunda uma camada (60 μm) de tinta poliuretânica.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2.1.8 JT18

**Tabela 8: Ficha técnica da pintura para JT18
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>JT (jateamento abrasivo SA 2 1/2)</i>		Rugosidade (µm):	73	
Processo de pintura: <i>Jat-Epoxi-120µm-9003 + PU-60µm-9002</i>		Fornecedor da tinta:	WEG	
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVD 323</i>	1107822	jul/15
	Componente B:	<i>Wegpoxi CVD 32</i>	1103793	jul/15
2ª demão	Componente A:	<i>Wegthane HPA 501</i>	1107822	abr/15
	Componente B:	<i>Wegthane 5005</i>	1103793	abr/15
APLICAÇÃO DE TINTA				
Data	Temp. (°C)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (µm)
23/07/2014	22	78	17,7	1ª demão 135
24/07/2014	17,9	77	14,7	2ª demão 235

2.1.9 NA24

**Tabela 9: Ficha técnica da pintura para NA24
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>NA (Nada aplicado)</i>		Rugosidade (µm):	0	
Processo de pintura: <i>Epoxi-240µm-RAL9003</i>		Fornecedor da tinta:	WEG	
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVD 323</i>	1107822	jul/15
	Componente B:	<i>Wegpoxi CVD 32</i>	1103793	jul/15
APLICAÇÃO DE TINTA				
Data	Temp. (°C)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (µm)
23/07/2014	22	78	17,7	216

2.1.10 JT24

**Tabela 10: Ficha técnica da pintura para JT24
PREPARO DA SUPERFÍCIE**

Tratamento da superfície: <i>JT (jateamento abrasivo SA 2 1/2)</i>		Rugosidade (µm):	75	
Processo de pintura: <i>Jat-Epoxi-240µm-RAL9003</i>		Fornecedor da tinta:	WEG	
ESPECIFICAÇÕES		Produto	Lote	Validade
1ª demão	Componente A:	<i>Wegpoxi CVD 323</i>	1107822	jul/15
	Componente B:	<i>Wegpoxi CVD 32</i>	1103793	jul/15
APLICAÇÃO DE TINTA				
Data	Temp. (°C)	URA (%)	Ponto de orvalho	Esp. camada seca (µm)
23/07/2014	22	78	17,7	258

2.2 Descrição dos ensaios

Após a pintura dos 10 corpos de prova, como descrito acima, fez-se o corte ao meio de cada um dos corpos, através de guilhotina, para que uma parte fosse exposta à intempérie e o seu respectivo par ficasse protegido das intempéries. Desta forma, somou-se à nomenclatura as letras **E** (exposto) e **C** (coberto), obtendo ao final, 20 corpos de provas para 10 procedimentos distintos de pintura.

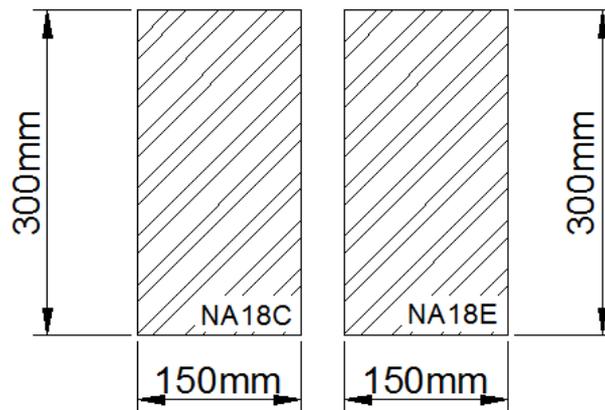


Figura 8: Divisão dos corpos de prova para: (C) não exposição à intempérie e (E) exposição à intempérie

Fez-se assim, para cada um dos corpos de prova, as verificações de:

- aderência, utilizando o método de ensaio de corte em X, estabelecido na ABNT NBR 11003;
- medição de camada de película seca, obtendo-se a média aritmética de 12 pontos, descartando-se previamente o maior e menor valores;
- análise visual.

Os ensaios foram realizados para os tempos decorrido em 1, 10, 90, 360 e 660 dias.



Figura 9: Realização dos ensaios



Figura10: Exposição dos corpos de prova

Salienta-se que o local de exposição e realização dos ensaios está localizado na cidade de Nova Bassano/RS, nas dependências fabris da Metalúrgica Bassano, considerando atmosferas urbanas e industriais, com níveis moderados de dióxido de enxofre e alta umidade relativa do ar.



Figura 11: Local de exposição dos corpos de prova - Nova Bassano/RS

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão feitas as análises comparativas dos corpos de prova com o mesmo procedimento de pintura, distinguindo-se de sua exposição ou não às intempéries (exemplo: NA02C X NA02E), em seguida, a análise das mesmas camadas de película seca, porém com e sem a preparação da pintura através do jateamento abrasivo (exemplo: NA02C X JT02C) e, posteriormente, a comparação entre todas os corpos com a mesma espessura de película seca (exemplo: NA02C X NA02E X JT02C X JT02E).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1 Corpos de prova – Especificação de camada de película seca de 20 μ m

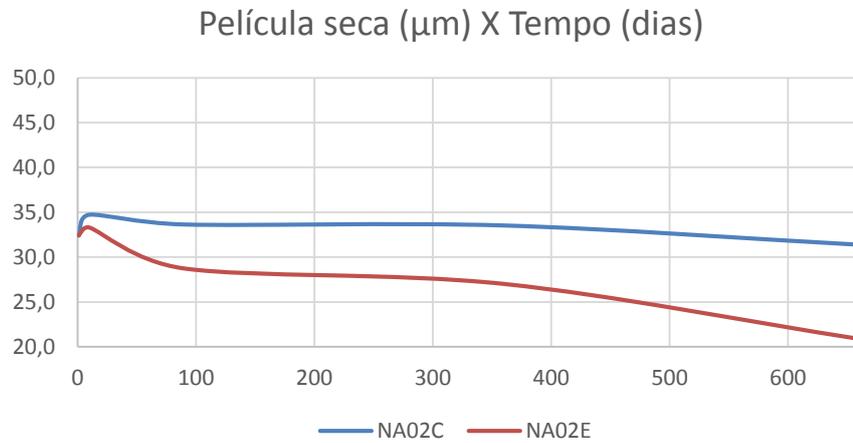


Figura 12: Comparativo gráfico entre corpos NA02 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 13: Corpos NA02 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

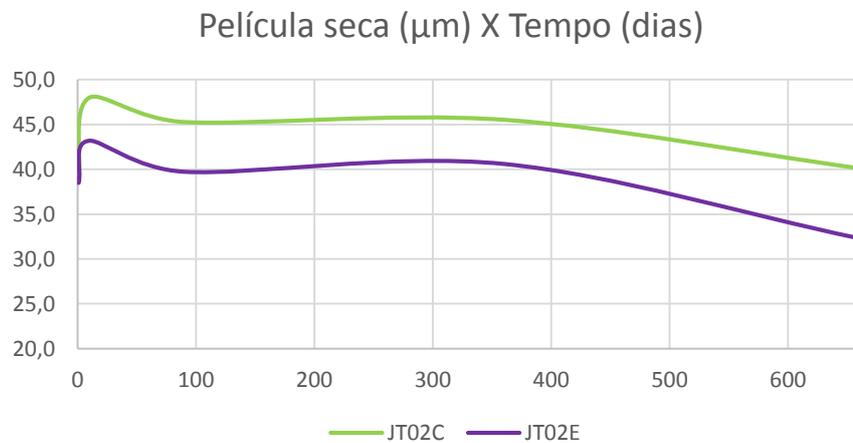


Figura 14: Comparativo gráfico entre corpos JT02 (C) não exposto e (E) exposto

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 15: Corpos JT02 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

Os gráficos e imagens mostrados acima e anteriormente, tratam dos mesmos corpos de prova, porém que foram divididos e colocados em diferentes condições de exposição. Os gráficos das figuras 12 e 14 mostram a perda de camada em função do tempo para corpos que iniciaram exatamente com a mesma espessura de camada de película seca. É observado também, uma melhor resistência à corrosão nos corpos não expostos, o que é esperado.

A seguir, observar-se-á os quatros corpos de prova no mesmo gráfico e, em seguida, em uma mesma imagem.

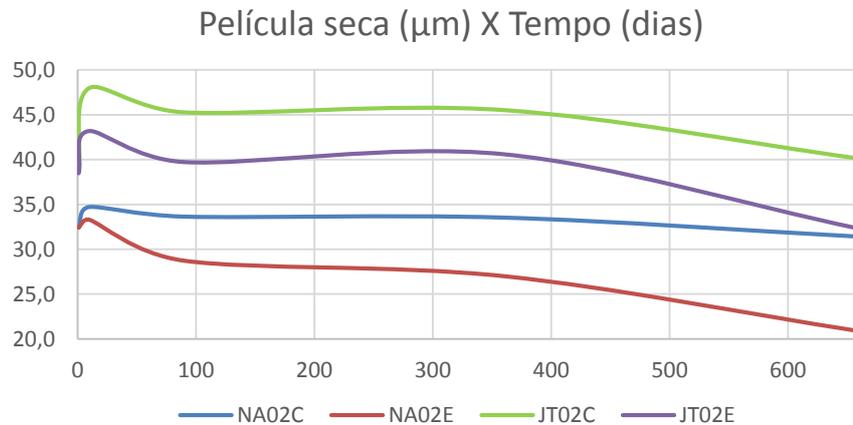


Figura 16: Comparativo gráfico entre corpos de prova com a mesma camada de película seca (20 μm)



Figura 17: Corpos de prova com a mesma camada de película seca (20 μm) - (31/05)

É observado no gráfico da figura 16 uma melhor estabilidade na camada de película seca do corpo de prova NA02C. O principal motivo deste resultado é que como estes corpos receberam uma camada de tinta que não ultrapassou a espessura de $50\mu\text{m}$, nos corpos que receberam jateamento, a rugosidade foi de $73\mu\text{m}$, conforme descrito na Tabela 2. Assim, a camada de tinta não ultrapassou os picos de rugosidade provocados pelo jateamento. Ou seja, os corpos jateados não tinham toda a sua superfície protegida pela camada de tinta. Em contrapartida, os corpos que não receberam o jateamento, tiveram toda a sua superfície coberta pela tinta, pois possuíam uma superfície lisa, sem rugosidade.

Contudo, mesmo tendo-se um melhor desempenho no quesito manutenção da espessura de camada de película seca, a aderência foi reprovada nos ensaios realizados com os períodos de 360 e 660 dias, conforme vê-se na figura 18.



Figura 18: (Esq.) Ensaio de aderência (31/05) e (Dir.) ensaios de aderência

Repetir-se-á as mesmas três análises gráficas, para as outras 4 especificações distintas de espessura de camada de película seca.

3.2 Corpos de prova – Especificação de camada de película seca de $80\mu\text{m}$

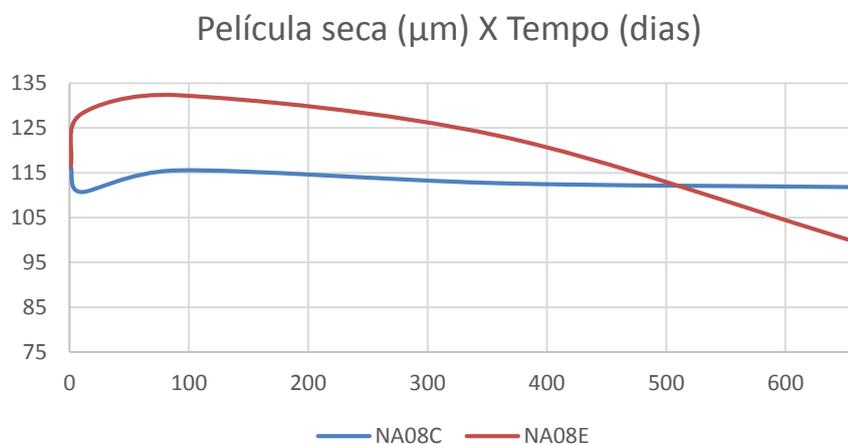


Figura 19: Comparativo gráfico entre corpos NA08 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 20: Corpos NA08 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

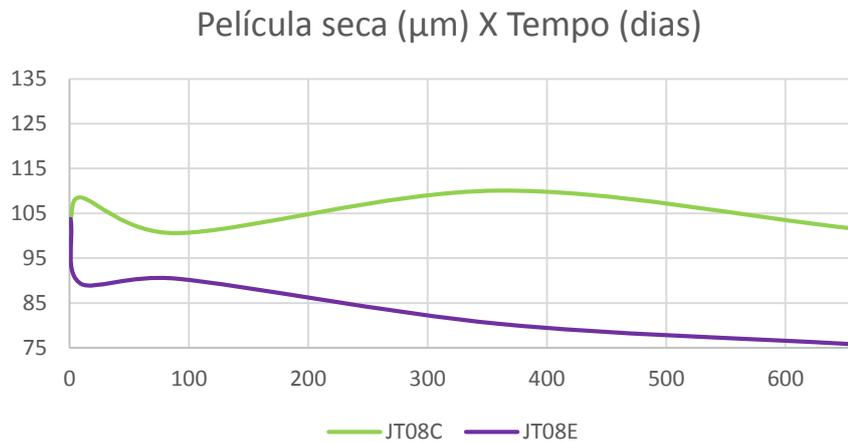


Figura 21: Comparativo gráfico entre corpos JT08 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 22: Corpos JT08 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

O processo de calcinação, denominado também de engisamento, consiste na degradação da resina pela ação de raios ultravioleta do sol [3]. Essa degradação é observada nos corpos NA08E e JT08E onde verifica-se a perda de brilho e de cor.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

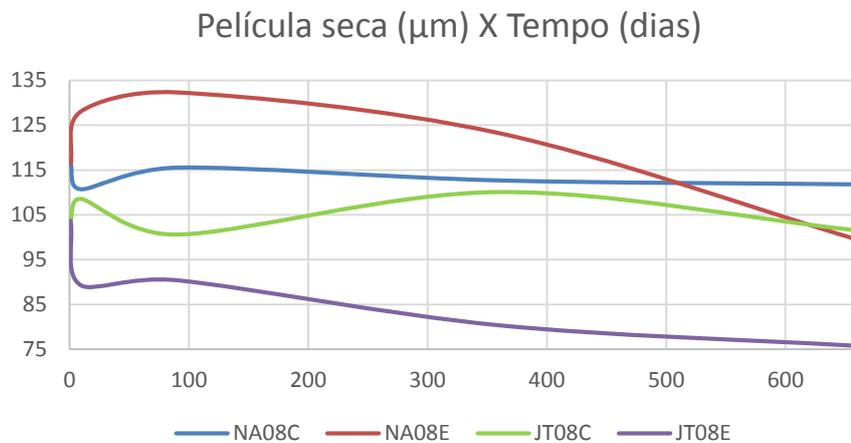


Figura 23: Comparativo gráfico entre corpos de prova com a mesma camada de película seca ($80\mu\text{m}$)



Figura 24: Corpos de prova com a mesma camada de película seca ($80\mu\text{m}$) - (31/05)

Novamente, observa-se uma melhor estabilidade na manutenção da camada de película seca nos corpos não expostos (C – cobertos), como NA08C e JT08C. Tal resultado é esperado em função do processo de calcinação sofrido pelos corpos de prova expostos às intempéries, pois a incidência da luz solar diretamente sobre a superfície pode comprometer a emulsão e os pigmentos da tinta, degradando-os, provocando a calcinação e perda de brilho [2].

A tinta epóxi possui uma excelente resistência, principalmente, à abrasão. O mesmo desempenho não se aplica às intempéries.

3.3 Corpos de prova – Especificação de camada de película seca de 120 μ m

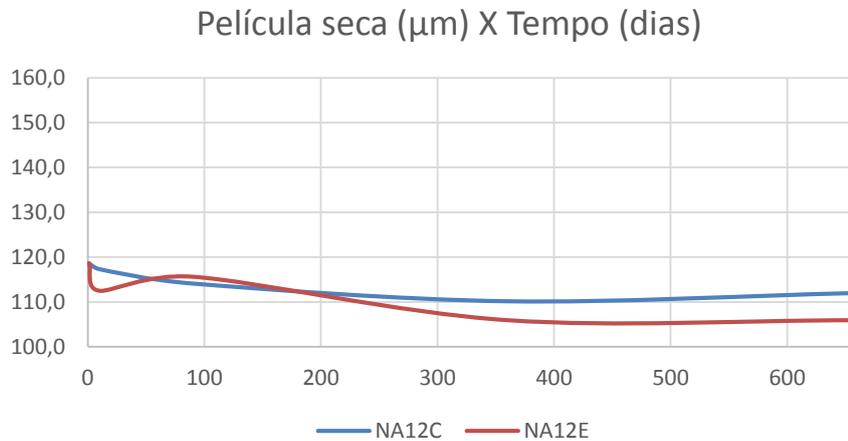


Figura 25: Comparativo gráfico entre corpos NA12 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 26: Corpos NA12 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

Salienta-se que o deslocamento da tinta observado no corpo NA12E foi proporcionado pela falta de aderência da tinta em função do não jateamento e ocasionado pela penetração de água nas marcações em “X” dos ensaios de aderências anteriores, onde optou-se por não retocar os corpos após as realizações dos ensaios, em função das dimensões (área) dos mesmos.

Contudo, foi observado uma melhor resistência à aderência justamente nos corpos expostos, ou seja, de acordo com os critérios de aceitação dos ensaios de aderência conforme N-13 - Requisitos Técnicos para Serviços de Pintura, Item 7.5 – Aderência, Subitem 7.5.1.2 “...critérios técnicos qualitativos para aceitação...”, não houve reprovação de aderência em nenhum dos ensaios realizados no corpo NA12E e, em contrapartida, os três últimos ensaios realizados no corpo NA12C, foram reprovados com os respectivos resultados: (X2;Y1); (X2;Y2) e (X3;Y2).



Figura 27: Resultados os ensaios de aderência – NA12C

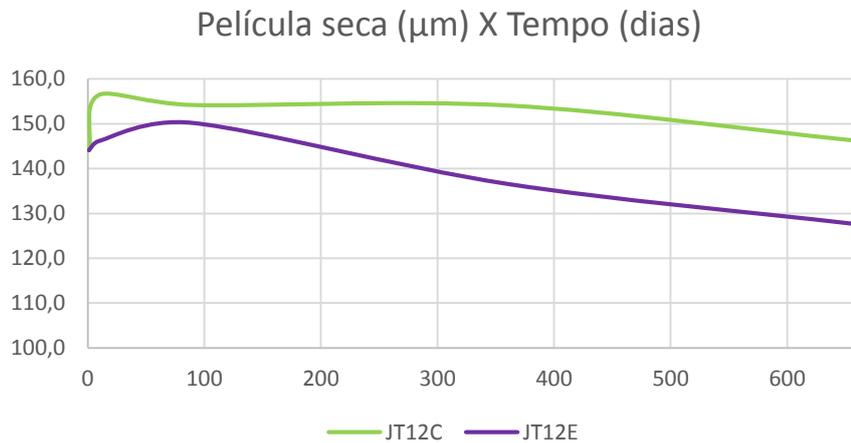


Figura 28: Comparativo gráfico entre corpos JT12 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 29: Corpos JT12 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

Para ambos os corpos jateados da Figura 20, todos os resultados de aderência foram aprovados com resultados em X0;Y0.

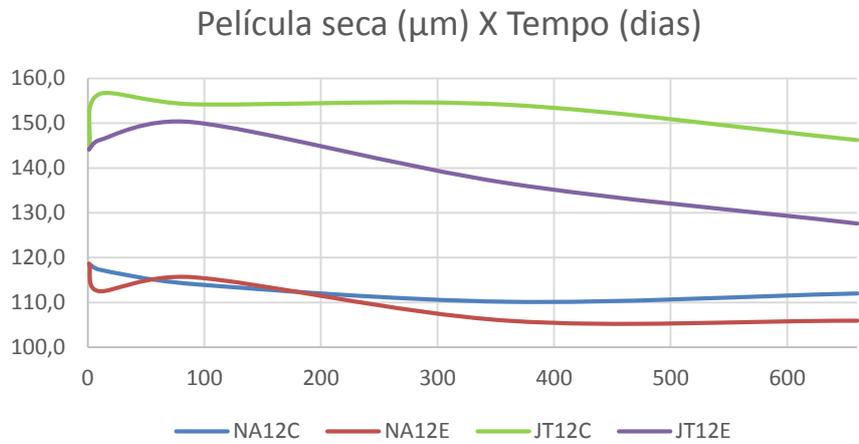


Figura 30: Comparativo gráfico entre corpos de prova com a mesma camada de película seca ($120\mu\text{m}$)



Figura 31: Corpos de prova com a mesma camada de película seca ($120\mu\text{m}$) - (31/05)

3.4 Corpos de prova – Especificação de camada de película seca de $180\mu\text{m}$

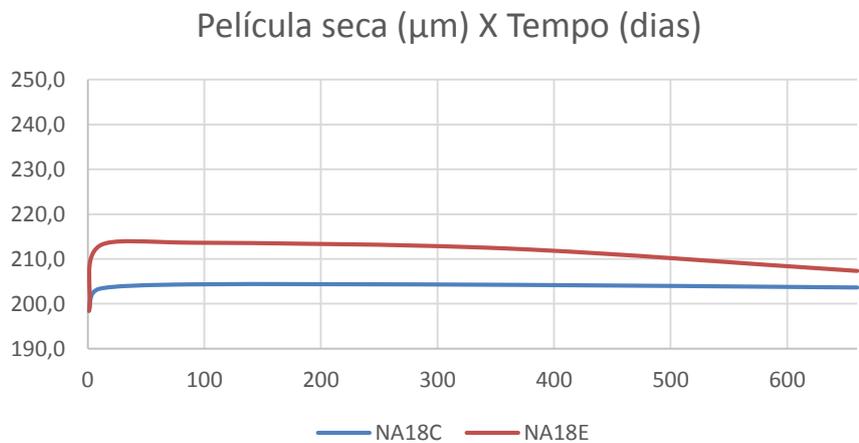


Figura 32: Comparativo gráfico entre corpos NA18 (C) não exposto e (E) exposto

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 33: Corpos NA18 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

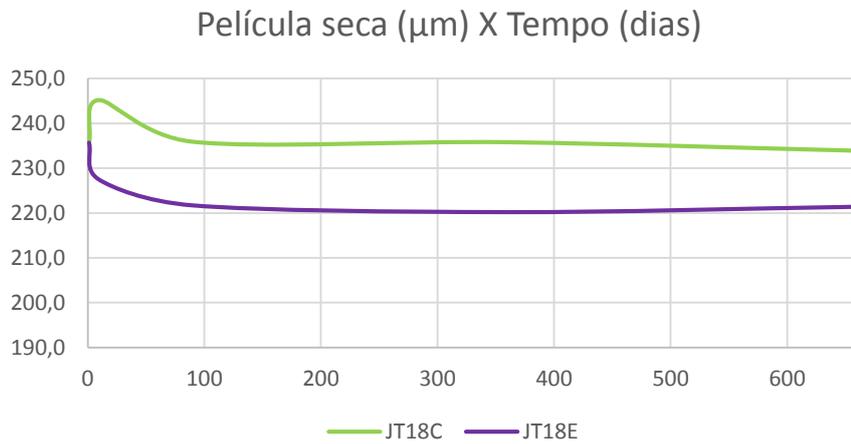


Figura 34: Comparativo gráfico entre corpos JT18 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 35: Corpos JT18 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

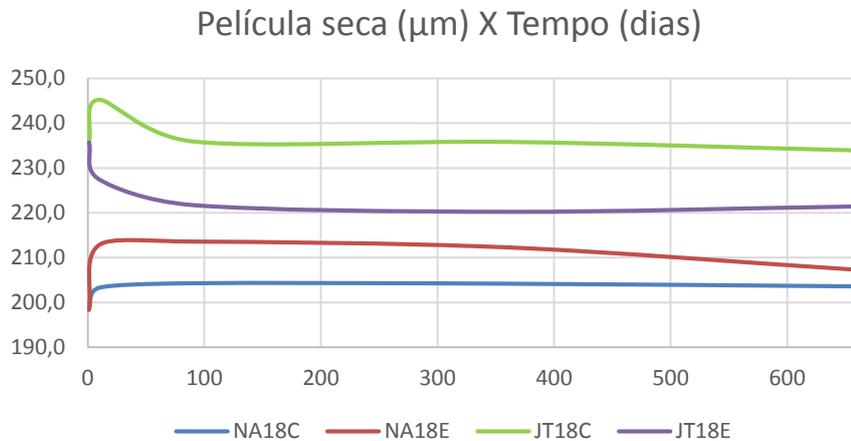


Figura 36: Comparativo gráfico entre corpos de prova com a mesma camada de película seca ($180\mu\text{m}$)

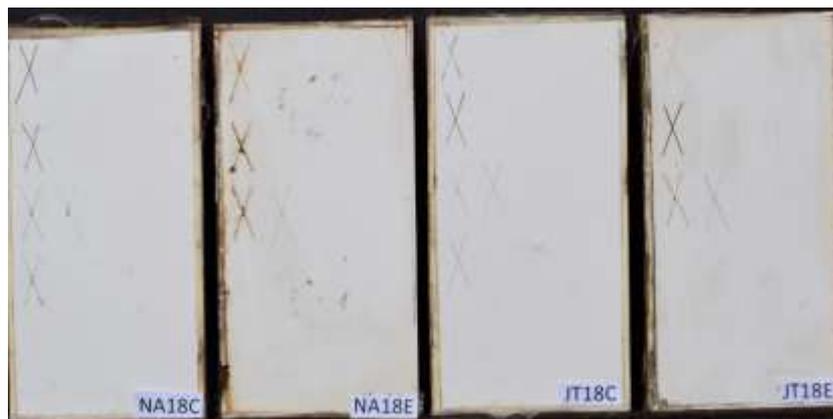


Figura 37: Corpos de prova com a mesma camada de película seca ($180\mu\text{m}$) - (31/05)

Conforme já descrito anteriormente, para os corpos de prova, com especificação de espessura de camada de película seca em $180\mu\text{m}$, optou-se por trabalhar com duas demãos, sendo a primeira com tinta epóxi e a segunda poliuretânica. Esta alternativa visou a análise comparativa com os corpos de prova com especificação de espessura de camada de película seca em $240\mu\text{m}$, porém, apenas com tinta epóxi. Tais especificações estão detalhadas nas tabelas do item 2.1 Procedimentos de pintura.

Observa-se, nas imagens anteriores, uma melhor manutenção nas permanências de espessura das tintas, não sendo verificado perda de massa das camadas das tintas.

3.5 Corpos de prova – Especificação de camada de película seca de 240 μ m

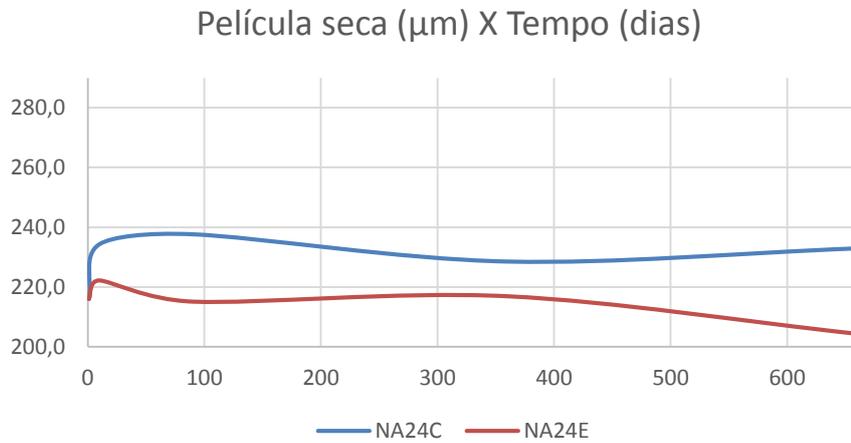


Figura 38: Comparativo gráfico entre corpos NA24 (C) não exposto e (E) exposto



Figura 39: Corpos NA24 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

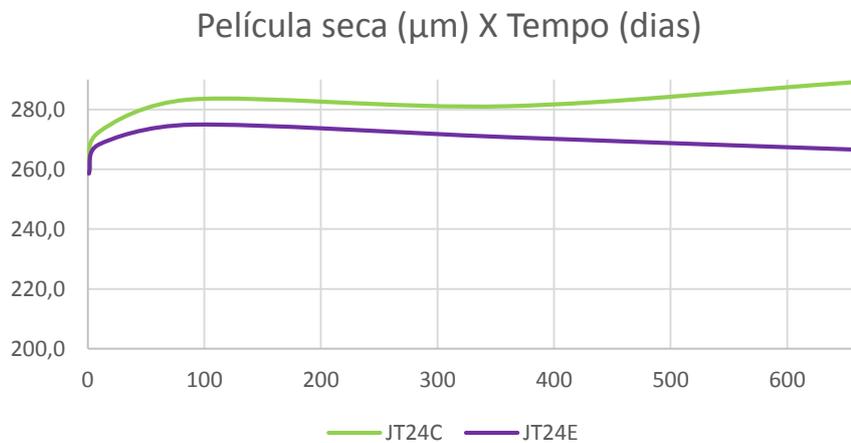


Figura 40: Comparativo gráfico entre corpos JT24 (C) não exposto e (E) exposto

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 41: Corpos JT24 (C) não exposto e (E) exposto - (31/05)

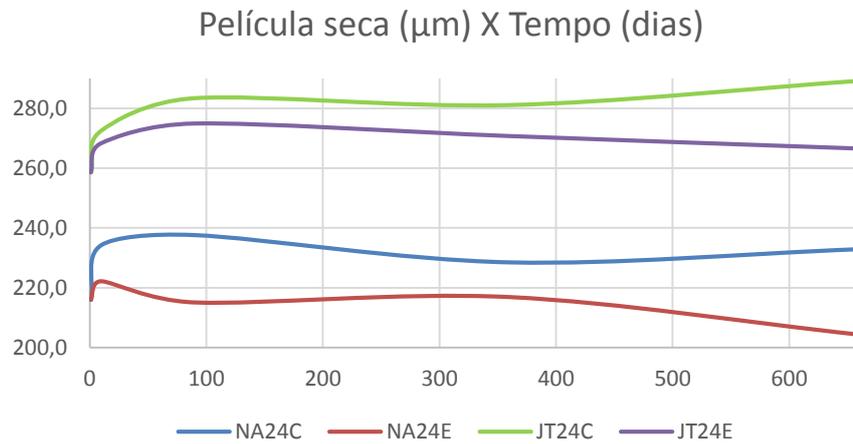


Figura 42: Comparativo gráfico entre corpos de prova com a mesma camada de película seca (240 μm)



Figura 43: Corpos de prova com a mesma camada de película seca (240 μm) - (31/05)



4 CONCLUSÃO

As especificações dos procedimentos de pintura devem, fundamentalmente, atender às necessidades de proteção superficial da estrutura metálica em função de sua localização (grau de agressividade) e vida útil desejada.

É observado nas licitações para fornecimento deste sistema construtivo o emprego de especificações padrões que na maioria das situações, atendem a contento a proteção anticorrosiva da estrutura metálica, porém, em outras, estar sub ou superdimensionada, elevando-se assim os custos de manutenção ou do próprio empreendimento, respectivamente. Neste trabalho, as quatro ramificações: jateada; não jateada; exposta e não exposta objetivaram, para diferentes espessuras de camada de película seca, a visualização das condições da pintura ao longo, e ao final, de 22 meses.

Em hipótese alguma é recomendado a execução da pintura em estruturas metálicas sem a devida preparação da superfície para recebimento da tinta. Neste trabalho, os resultados dos ensaios nos corpos de prova, não podem ser utilizados para estruturas metálicas que serão: transportadas, manuseadas e montadas. Ou seja, os corpos de prova, não foram submetidos às movimentações, choques e atritos que inevitavelmente ocorrem durante o processo de fabricação, expedição e montagem.

Nas espessuras de camada de película seca especificadas entre 20 a 120 μ m observou-se a perda de massa (espessura de camada), devido ao processo de calcinação, em maior incidência nos corpos que foram expostos às intempéries.

Ocorreu a permanência da espessura de camada de película seca justamente nos corpos especificados em 180 μ m, salientando-se que nestes, utilizou-se de uma segunda demão de 60 μ m de tinta poliuretânica, sendo esta mais resistente às intempéries e recomendada para estruturas expostas.

Todos os corpos de prova que foram preparados (jateados) para recebimento de tinta tiveram os resultados de aderência aprovados. E, independente da espessura de camada de película seca, os que não receberam a preparação tiveram resultados de aderência hora aprovados e outrora reprovados. Tal fato corrobora a recomendação de necessidade de preparação da superfície para recebimento da proteção superficial, independente da espessura da camada de tinta.

Agradecimentos

À Metalúrgica Bassano, por ter proporcionado os materiais e o espaço físico para o desenvolvimento deste trabalho. Ao inspetor de pintura Lindomar Soares, pelo apoio técnico e execução de todos os ensaios.

REFERÊNCIAS

- 1 Gnecco, C.; Mariano, R.; Fernandes F. Tratamento de Superfície e Pintura. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro da Construção em Aço; 2003.
- 2 Polito, G. Principais Sistemas de Pinturas e suas Patologias. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Universidade Federal de Minas Gerais; 2006.
- 3 Nunes, L.P.; Lobo, A. C. O. Pintura Industrial na Proteção Anticorrosiva. 3ª edição. Rio de Janeiro, Editora Interciência; 2007.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

UTILIZAÇÃO DA GALVANIZAÇÃO POR IMERSÃO A QUENTE EM ESTRUTURAS DE *WIND FENCE*

Luiza Abdala¹
Daniele B. P. Albagli²

Resumo

Wind Fences são estruturas metálicas, fechadas com telas de polipropileno, que servem como barreira para controlar a incidência de vento em pátios de estocagem. Wind Fences de grande porte estão sendo utilizadas por empresas para servir como proteção ao meio ambiente, diminuindo a poeira que vem das pilhas de materiais armazenados. Estudos estimam que este tipo de equipamento pode reduzir em até 90 % as emissões de poeira. Em 2013, com o objetivo de melhorar a gestão ambiental no terminal de coque do porto de Imbituba (SC), a Votorantim Cimentos instalou uma estrutura de Wind Fence de aproximadamente 37 metros de altura. A integridade das estruturas no longo prazo era preocupante, já que estas estão expostas a um ambiente extremamente agressivo: frente ao mar, local com alto teor de cloretos e com grande incidência de ventos com particulados abrasivos contidos. Visando a maior vida útil da estrutura, foi recomendado que se utilizasse a galvanização por imersão a quente como forma de proteção contra a corrosão. Para fins de comparação de desempenho, duas das dez torres instaladas foram galvanizadas. Após acompanhamento, a galvanização por imersão a quente apresentou um ótimo desempenho para esta aplicação, quando comparado com a pintura. O trabalho detalha os parâmetros controlados e os resultados obtidos.

Palavras-chave: Galvanização por imersão a quente, Wind fence, corrosão.

THE USE OF HOT DIP GALVANIZING IN WIND FENCE STRUCTURES

Abstract

Wind Fences are metallic tower structures closed with polypropylene mesh which works as a barrier in order to control wind incidence over stockyards. Companies throughout the world have been using large Wind Fence structures to protect the environment, as they reduce the dust originated from materials stacks. Research points that this equipment can reduce up to 90 % of dust emission. In 2013, in order to improve environmental management in its coke terminal in Imbituba Port (SC), Votorantim Cement business installed a 37 meters high Wind Fence. The structures integrity on the long term was a big concern, due to the extremely intense corrosive environment: oceanfront, high chloride content and strong incidence of wind containing abrasive particles. In order to guarantee the structures lifespan, hot dip galvanizing was the recommended corrosion protection method. To compare performance, two out of ten towers were galvanized, and the rest were painted. After 2 years, the hot dip galvanized towers outperformed the painted ones. This work details all parameters and results of the study.

Keywords: hot dip galvanizing, wind fence, corrosion.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



¹ Engenheira Química, Consultora de Desenvolvimento de Mercado, Votorantim Metais Zinco, São Paulo, SP, Brasil.

² Engenheira Química, Gerente de Marketing e Desenvolvimento de Mercado, Votorantim Metais Zinco, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Wind Fence é o nome dado a estruturas metálicas fechadas com telas de polipropileno que servem como barreira para controlar a incidência de vento em pátios de estocagem. Seu tamanho varia conforme a aplicação. As *Wind Fence* de grande porte estão sendo utilizadas por empresas para servir como proteção ao meio ambiente, diminuindo a poeira oriunda das pilhas de materiais armazenados, como, por exemplo, minério de ferro, carvão, coque, entre outros. Os estudos que avaliam a eficiência das *Wind Fence* estimam que este tipo de equipamento pode reduzir em até 90 % as emissões de poeira. A Vale foi pioneira na implantação de uma *Wind Fence* no Brasil, em 2009 e, desde então, diversas empresas investiram em estruturas similares.

Em 2013, com o objetivo de melhorar a gestão ambiental no terminal de coque do porto de Imbituba (SC), a Votorantim Cimentos instalou uma estrutura de *Wind Fence* de aproximadamente 37 m de altura. O equipamento recebeu um investimento de R\$ 6 milhões para reduzir a incidência do vento sobre a pilha de coque em até 80%, preservando a saúde da população da região, bem como evitando a propagação de particulados no meio ambiente. Foram instaladas dez torres de estrutura metálica, fechadas com uma tela de material especial para este tipo de fechamento. Originalmente, o projeto especificava torres metálicas apenas pintadas.

Tendo em vista o local de aplicação da estrutura, de alta corrosividade, foi então sugerido, que as estruturas fossem galvanizadas por imersão a quente, como forma de proteção contra a corrosão. Por opção de projeto, apenas duas torres foram galvanizadas (Torres nº 9 e nº 10), a fim de comparar o seu desempenho com as demais oito torres, as quais foram somente pintadas.

2 GALVANIZAÇÃO POR IMERSÃO A QUENTE

Em um projeto com tamanha complexidade e em que a integridade das estruturas é extremamente importante no longo prazo, recomenda-se utilizar algum tipo de sistema de proteção contra a corrosão, para garantir maior vida útil ao projeto. A galvanização por imersão a quente se mostrou uma opção viável economicamente e de simples execução, além de já ter sido utilizada em inúmeros projetos de *Wind Fence*, no mundo.



Figura 1 – Wind Fence galvanizada de proteção para pilha de carvão em Pueblo, Colorado, EUA.

O processo de galvanização por imersão a quente, também conhecido como galvanização a fogo, consiste na imersão de peças de aço ou de ferro fundido (de variados formatos, pesos e complexidades) em um banho de zinco fundido a 450 °C, garantindo ao aço maior proteção contra a corrosão. O rápido ataque da superfície da estrutura pelo zinco fundido produz uma camada composta por diferentes ligas ferro-zinco (Figura 2), que desenvolvem uma ligação muito forte com sua superfície. Esta união é chamada interação metalúrgica. Após a remoção da estrutura do banho de zinco fundido, além da camada intermetálica, é formada uma camada de zinco puro na superfície, produzindo uma coloração brilhante, acinzentada ou prateada, bastante característica.



Figura 2 - Imagem do corte da camada de Zinco sobre o aço após galvanização.

As camadas de liga mais próximas do aço são mais rígidas, às vezes até mais rígidas do que a própria base do aço. Essa combinação oferece um revestimento rígido e resistente à abrasão (Figura 3).

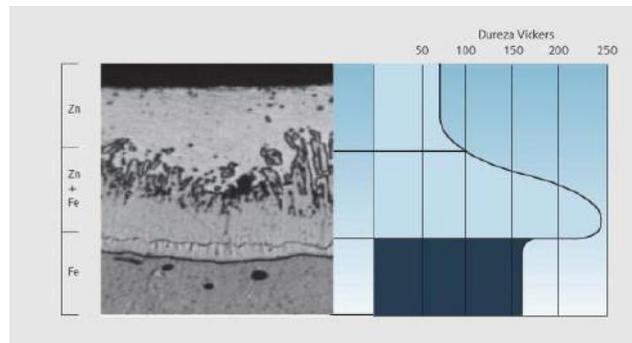


Figura 3 - Microseção da camada galvanizada por imersão a quente, mostrando as variações da rigidez através do revestimento. As ligas de zinco-ferro são mais rígidas do que a base do aço.

Assim, o aço é protegido contra a corrosão por meio de dois mecanismos: proteção por barreira exercida pela camada de revestimento e proteção catódica (camada Zn-Fe). O zinco, por ser mais eletronegativo que o aço, sofre corrosão preferencial em relação ao aço e sacrifica-se para protegê-lo, então a galvanização por imersão a quente oferecerá essa proteção catódica. Os produtos de corrosão do zinco são aderentes e insolúveis, e se depositam sobre a superfície do aço, isolando-o da atmosfera, evitando a corrosão em um processo semelhante à cicatrização.

A taxa de corrosão para o zinco é geralmente linear em um determinado ambiente permitindo, portanto, estimar o tempo de vida do revestimento com base em avaliações da sua espessura e através das taxas de corrosão para uma determinada categoria de corrosividade, de acordo com a norma ABNT NBR 14643 “Corrosão atmosférica – Classificação da corrosividade de atmosferas”, indicada na Tabela 1.

Tabela 1 - Taxas indicativas de corrosão para ambientes diferentes (categorias de corrosividade de acordo com a ABNT NBR 14643).

Categoria de Corrosividade	Taxa média anual de corrosão do Zinco ($\mu\text{m}/\text{ano}$)	Taxa média anual de corrosão do Aço--carbono ($\mu\text{m}/\text{ano}$)
C1: Interior seco	< 0,1	< 1,3
C2: Interior – condensação ocasional Exterior – rural	0,1 a 0,7	1,3 a 25
C3: Interior – alta umidade, pouca poluição no ar Exterior – interior urbano ou costa urbana	0,7 a 2,1	25 a 50
C4: Interior – piscinas, plantas químicas	2,1 a 4,2	50 a 80

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Exterior – interior industrial ou costa urbana

C5: Exterior – industrial com alta umidade ou alta salinidade

4,2 a 8,4

80 a 200

A galvanização promove o aumento da vida útil de estruturas. O verdadeiro custo para proteger estruturas de aço da corrosão compõe-se de dois elementos importantes para comparação/definição do sistema a ser utilizado: o custo inicial de proteção e o custo durante a vida útil, que inclui o custo de manutenção, que é o custo em se garantir que o aço estará protegido contra corrosão durante sua vida de serviço. O custo total para proteger uma estrutura de aço durante sua vida depende do custo e da durabilidade do revestimento inicial, do ambiente em que está inserido e do custo e frequência de quaisquer tratamentos subsequentes. Na maioria das aplicações, a galvanização promoverá a vida longa da estrutura, livre de manutenção, diferentemente do que ocorre no caso do uso de pintura.

Para a correta proteção do aço galvanizado, de acordo com a espessura da estrutura e o ambiente em que está inserido, são necessárias diferentes espessuras de revestimento. A Tabela 2 a seguir mostra as espessuras mínimas requeridas de acordo com a espessura do aço que será submetido ao processo de galvanização, de acordo com a norma ABNT NBR 6323, que abrange o processo de galvanização por imersão a quente para estruturas metálicas em geral. A Figura 4 mostra a durabilidade esperada para uma estrutura de aço galvanizado de acordo com a espessura da camada e o ambiente em que está inserido.

Tabela 2 - Espessura mínima de galvanização requerida de acordo com a espessura da peça de aço, de acordo com a norma NBR 6323.

Material	Massa mínima por unidade de área (g/m ²)		Espessura mínima equivalente do revestimento (µm)	
	Amostra Individual	Média das Amostras	Amostra Individual	Média das Amostras
Fundidos	450	4500	63	70
Conformados mecanicamente				
Espessuras (e):				
e < 2,0 mm	300	350	42	49
2,0 mm < e < 4,0 mm	350	400	49	56
4,0 mm < e < 6,0 mm	450	500	63	70
Roscados				
9,5 mm	305	380	43	53
< 9,5 mm	260	305	37	42

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

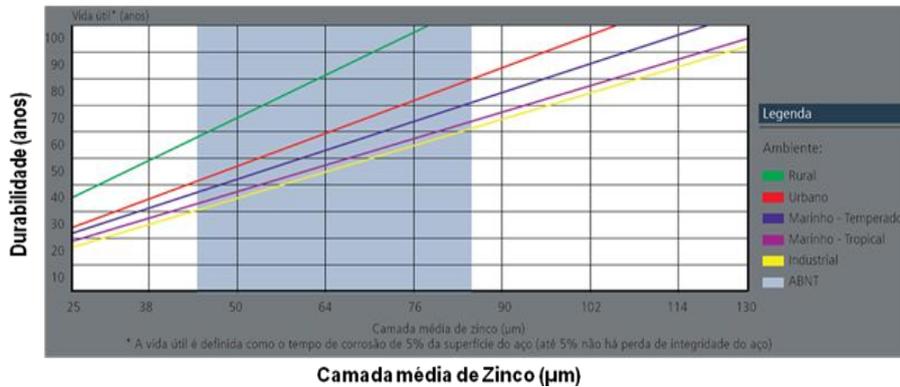


Figura 4 – Microseção da camada galvanizada por imersão a quente, mostrando as variações da rigidez através do revestimento. As ligas de zinco-ferro são mais rígidas do que a base do aço.

3 ACOMPANHAMENTO

3.1 Camada Inicial de Galvanização

No momento da saída da galvanizadora, não foi medida a espessura da camada de galvanização, com medidor de espessura de camada. No entanto, se pode calcular a espessura média de revestimento na estrutura, tendo o adicional em massa do revestimento. Conforme informações da empresa que realizou a galvanização, a torre 09, de 21,128 m de altura e 813 mm de diâmetro, teve um acréscimo de massa de 300 kg após galvanização (de 7.160 kg originais para 7.460 kg na saída da galvanizadora). Já a torre 10, de 16,148 m de altura e 813 mm de diâmetro teve adicionados 220 kg após o processo de zincagem (de 5.430 kg originais para 5.650 kg após o processo). Através da Equação 1, área superficial do cilindro, foi possível calcular a área de revestimento. Como a torre foi galvanizada e o revestimento se deu tanto na área externa quanto na área interna da peça, multiplicou-se esta área por 2. Posteriormente, foi calculada a massa por área em g/m².

$$\text{Área lateral do cilindro} = 2 \times \pi \times r \times h$$

Onde r = raio do cilindro e h = altura do cilindro, de acordo com a Figura 5.

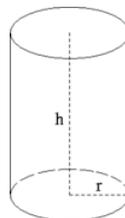


Figura 5 – Cilindro de raio r e altura h

Assim, a área total galvanizada calculada da torre 09 foi de 107,93 m² e, portanto, a massa de revestimento por área é de 2,78 kg/m². Já a torre 10 tem área calculada de 82,49 m² e massa de revestimento por área de 2,67 kg/m². Para transformar a medida de massa de revestimento por área para espessura de camada de revestimento de zinco, em metros, basta dividir este valor pela densidade do material do revestimento em g/m³. A densidade do zinco é 7.140 kg/m³. Assim, a espessura média calculada na torre 09 foi de 389 µm e na torre 10, a espessura média calculada foi de 373 µm. Estas são espessuras típicas encontradas após galvanização por imersão a quente de estruturas de grande porte, através de processos por bateladas e atendem a norma ABNT NBR 6323.

3.2 Primeira Inspeção 24/04/2014 – Medição de Camada

Como método de acompanhamento da proteção nas estruturas, o plano de acompanhamento prevê inspeções a cada dois anos na estrutura. Foram realizadas medições ao longo das torres a fim de registrar as espessuras de revestimento presentes nas estruturas após pouco mais de um ano de sua instalação. A medida de espessura de camada de galvanização é feita com um aparelho eletromagnético que mede a distância entre o sensor (que é colocado na superfície da peça galvanizada) e o substrato de aço, assim, mede a espessura do revestimento, conforme Figura 6.



Figura 6 – Medidor de espessura de camada de revestimento de zinco sobre o substrato de aço.

Foram medidas as espessuras tanto na face frontal da estrutura (Frente - inspetor de frente para o mar), quanto do outro lado (Verso – inspetor de costas ao mar), a cada 20 cm, partindo-se de uma altura de 2,2 m. A Tabela a seguir mostra as espessuras encontradas nas medidas da torre 09.

Tabela 3 - Medidas de espessura de camada de revestimento de zinco encontradas na torre 09

Pontos de medida	Alturas das medidas (m)	Espessura do revestimento (μm)	
		Frente	Verso
01	2,2	245	263
02	2,0	282	266
03	1,8	247	263
04	1,6	245	249
05	1,4	230	196 (sobre ponto de solda)
06	1,2	271	241
07	1,0	249	260
08	0,8	229	253
09	0,6	253	244
10	0,4	235	223
11	0,2	241	171 (sobre ponto de solda)
Média		243	

Em seguida, realizou-se o mesmo procedimento na torre 10 para medida da espessura.

Tabela 4 - Medidas de espessura de camada de revestimento de zinco encontradas na torre 10

Pontos de medida	Alturas das medidas (m)	Espessura do revestimento (μm)	
		Frente	Verso
01	2,2	256	277
02	2,0	215	221
03	1,8	216	210
04	1,6	182	221
05	1,4	216	220

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



06	1,2	227	212
07	1,0	216	241
08	0,8	145	219
09	0,6	123	189
10	0,4	160	154
11	0,2	163	157
Média		202	

Assim, nota-se que mesmo dois anos após a instalação das estruturas em um ambiente agressivo a espessura do revestimento ainda é suficiente para proteção adequada da estrutura, com espessuras muito acima do exigido pela norma ABNT NBR 6323.

3.3 Primeira Inspeção 24/04/2014 – Visual

Na ocasião, também foram realizadas inspeções visuais nas torres galvanizadas e nas demais torres pintadas, a fim de avaliar seu desempenho. Notou-se, conforme Figuras 7 e 8, que, no momento de instalação, os engenheiros optaram por retocar alguns pontos das torres galvanizadas. Esse procedimento é considerado aceitável visando a maior durabilidade da estrutura, principalmente nos pontos próximos aos locais de solda.



Figura 7 – Torres 09 e 10 – Galvanizadas a fogo

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Figura 8 – Torre 10 – Galvanizadas a fogo

Em ambas as torres galvanizadas, não foram observados pontos de corrosão. No entanto, quando se compara visualmente com as torres pintadas, nota-se que nas estruturas pintadas já existem pontos foco de corrosão, onde a tinta já começa a deslocar, conforme Figuras 9 e 10.



Figura 9 - Torre 06: Ponto foco de corrosão com a tinta já começando a deslocar em função da formação de óxido de ferro com maior volume

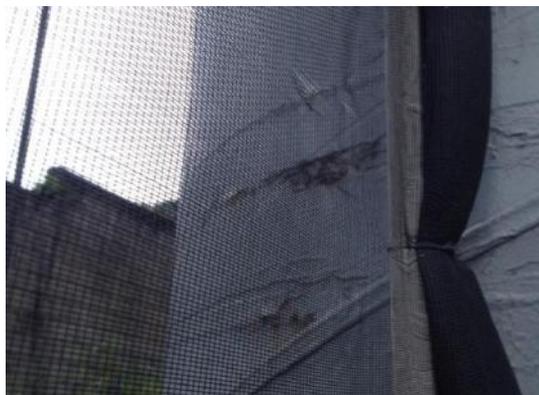


Figura 10 - Torre 04: Diversos pontos foco de corrosão

4 CONCLUSÃO

Após a primeira inspeção, já fica evidente que para um ambiente de extrema corrosividade, de alto teor de cloretos e incidência de ventos fortes com partículas abrasivas, a galvanização por imersão a quente se mostra uma solução adequada para evitar a corrosão. Tendo em vista o tamanho das estruturas, e que a montagem se dá no local da obra, quanto maior for a resistência e aderência do revestimento, melhor será a solução, pois muitas vezes revestimentos superficiais como a pintura já se danificam na montagem. Como a galvanização por imersão a quente proporciona a formação de uma camada intermetálica entre o substrato de aço e o zinco, mesmo que hajam danos no revestimento, o mesmo continuará protegido. Para projetos desta magnitude, o ideal é que a estrutura seja projetada já considerando a galvanização por imersão a quente, de modo a evitar soldas posteriores à galvanização. Este projeto de acompanhamento terá continuidade nos próximos anos, com inspeções a cada dois anos para avaliar as performances das soluções adotadas – galvanização por imersão a quente e pintura, e também estimar o custo total envolvido em cada solução. Será avaliado não só o custo inicial de cada sistema, mas também os custos de manutenção ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

- 1 GA – GALVANIZERS ASSOCIATION. General galvanizing practice. 3. Ed., 1999.
- 2 IZA - INTERNATIONAL ZINC ASSOCIATION. GalvInfo Center, 2011.

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

SELEÇÃO CORRETA DE TINTAS INTUMESCENTES PARA PROTEÇÃO CONTRA FOGO CELULÓSICO EM PROJETOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL EM AÇO *

Gabriel Esteban Zenobi¹
Lucas Cesar Coelho Soares²

Resumo

O desenvolvimento de tintas intumescentes para proteção passiva contra fogo e as diferentes plataformas tecnológicas deve levar em consideração a grande variedade de parâmetros utilizados nos projetos de construção civil, tais como o local de aplicação e o usuário final.

Isso é de extrema importância para garantir a proteção contra corrosão do aço, o funcionamento da proteção passiva contra fogo, além dos aspectos estéticos necessários nos projetos de construção em aço.

O estudo usou a metodologia que explora os parâmetros utilizados para a seleção correta dos esquemas de proteção passiva contra fogo incluindo recomendações específicas, levando em consideração desempenho comprovado, melhores práticas do mercado, dados técnicos de testes dos produtos em laboratório próprio, assim como experiência de aplicação.

O estudo auxilia as pessoas envolvidas nos projetos a entender as implicações e ser capaz de fazer uma avaliação baseada em risco para escolher o correto esquema de revestimento para proteção passiva contra fogo.

Palavras-chave: Proteção-Passiva contra Fogo; Fogo Celulósico; Revestimentos Intumescentes.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

CORRECT SELECTION OS INTUMESCENTE COATINGS FOR CELLULOSIC FIRE FOR STEEL CONSTRUCTION

Abstract

The development of intumescent coatings for passive fire protection and the differing technology platforms must consider a number of a wide-ranging parameters used on steel construction, including point of application and end-use. This is extremely important to guarantee steel corrosion protection, besides the aesthetic aspects necessary for steel construction projects. The study used the methodology that explores the parameters utilized for the correct selection of passive fire protection schemes including specific recommendations, taking into consideration track record, market best practices, laboratory product test data and application experience. This study helps people involved on projects to understand the implications and to do a risk based assessment in order to choose the correct intumescent coating for cellulosic fire passive protection.

Keywords: Passive Fire Protection; Cellulosic Fire, Intumescence.

¹ Gerente em Proteção Passiva Contra Fogo da AkzoNobel da América do Sul/Engenheiro Eletricista pelo Instituto de Tecnologia de Buenos Aires/Certificado pela Associação Americana de Engenheiro de Corrosão NACE 2.

² Analista Técnico Negócios em Proteção Passiva Contra Fogo da AkzoNobel da Brasil/Formando de Engenheira Mecânica pela ENESA/Certificado pela Associação Americana de Engenheiro de Corrosão NACE 2 e O-CAT.

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de tintas intumescentes para proteção passiva contra fogo e as diferentes plataformas tecnológicas deve levar em consideração a grande variedade de parâmetros utilizados nos projetos de construção civil, tais como o local de aplicação e o usuário final.

1.1 – Ponto de Aplicação

Tintas intumescentes de proteção passiva contra fogo são aplicadas tanto “onsite” (no local da construção) com o projeto totalmente ou parcialmente edificado, ou “offsite” (em fabricantes de estruturas metálicas) para depois serem transportados para o local final da construção.

1.1.1 – Aplicação “Offsite”

A aplicação “offsite” de tintas intumescentes apresentam os seguintes benefícios: Construção mais rápida, melhor controle de qualidade, redução de interrupções, benefícios ambientais, melhoria nas condições de segurança. As aplicações normais “offsite” envolvem a aplicação do esquema do revestimento intumescente e a transferência do material revestido para um local de armazenamento no dia seguinte. O local de armazenamento é geralmente a parte externa das instalações do fabricante de estrutura metálica.

1.1.2 – Aplicação Onsite

A aplicação onsite pode acontecer em qualquer estágio de construção do projeto e precisa ser considerada no momento da seleção do melhor revestimento intumescente. Por exemplo, um prédio a ser protegido contra fogo deve estar completamente edificado ou já está em operação. Caso contrário, o projeto pode estar nos estágios iniciais de montagem apenas na estrutura primária exposta as condições ambientais presentes.

Por esse motivo, diversos fatores devem ser considerados em relação ao revestimento de proteção passiva contra fogo celulósico quando for escolhida aplicação onsite ou offsite:

- Resistência do revestimento de proteção passiva contra fogo ao intemperismo
- Resistência do revestimento de proteção passiva contra fogo a água
- Características de secagem
- Espessura da película seca do filme
- Exposição ao intemperismo durante as fases de construção
- Exposição ao intemperismo durante a fase de operação
- Regulações e limitação de meio ambiente

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

1.2 – Resistência ao intemperismo

As tintas intumescentes são formuladas usando ingredientes especiais que, sob influência de calor, como em uma situação de fogo, reagem para criar a expansão intumescente da tinta, formando uma camada de isolante no metal. A desvantagem dos ingredientes intumescentes é que eles tendem a ser sensíveis à umidade. A não ser que sejam adequadamente protegidos, as tintas intumescentes podem ter resistência limitada a condições de umidade e poderão falhar.

As tintas intumescentes possuem diferentes níveis de resistência ao intemperismo dependendo dos ingredientes usados e da plataforma de resina que a tinta é baseada. Quando nos referimos à resistência ao intemperismo nós estamos considerando a resistência à água em todas as suas formas. Geralmente para resistir ao intemperismo os produtos mais resistentes são à base de resina epóxi, que atende com sucesso aos mais rigorosos testes de exposição externa, seguido de tintas acrílicas a base de solventes mono componentes e depois as tintas acrílicas a base d'água mono componentes.

Mesmo dentro das tintas intumescentes acrílicas mono componentes a base de solvente, existem variações na formulação que vão oferecer melhor resistência ao intemperismo comparado a outros. Isto se dá, pois as tintas são formuladas usando determinadas quantidades de materiais intumescentes com menos solubilidade em água, mas como consequente gera maior custo.

Essas diferenças na resistência à água são importantes para se entender e considerar quando for especificar produtos para aplicação offsite.

1.3 – Resistência prematura a água

Realizando aplicação offsite, o aplicador irá tentar fazer a aplicação e mover as peças para a área externa, assim que possível. Isto vai permitir que a próxima batelada de estrutura metálica seja movida para a área de aplicação. Na maioria dos aplicadores a única área reservada para estoque das peças é uma área externa. A tinta intumescente, portanto, tem que ter alguma resistência prematura a água no caso de chuva ou condensação logo após a aplicação. Todas as tintas intumescentes devem ter pelo menos 24 horas de secagem em boas condições após a aplicação da última demão antes da estrutura ser transferida para a área externa. Este período permitirá a formação de filme e a dureza necessária para resistir a um período curto de exposição à chuva. A estrutura revestida não deve ser movida para área externa sob chuva persistente ou condições de condensação sem proteção adicional. Quando as tintas intumescentes de menor resistência à água estiverem sendo aplicadas em condições offsite, a aplicação de um acabamento é recomendada antes da movimentação e exposição das estruturas.

1.4 – Características de secagem

Em aplicações offsite, é importante que o aplicador seja capaz de movimentar a estrutura revestida rapidamente. O fator limitante é o quão resistente a danos mecânicos o revestimento aplicado será nas condições de manuseio das peças. A resistência de um revestimento a danos mecânicos é determinada principalmente pelo tempo de secagem do revestimento. Se o material aplicado seca mais lentamente e permanece macio será mais suscetível a danos mecânicos durante a operação de manuseio das peças.

Devido à alta espessura do filme requerido para tintas intumescentes, a secagem pode ser relativamente baixa comparado a outros tipos de tintas. Para tintas intumescentes

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



sem solvente, o processo de cura depende da reação de reticulação química entre o componente A e o componente B e, portanto, isso não é dependente da espessura do filme. Tintas intumescentes sem solvente possuem o benefício de serem revestimentos mais robustos do que tintas intumescentes acrílicas mono componentes para aplicação offsite e mostram muito mais resistência a danos mecânicos durante as atividades de construção.

Para tintas intumescentes acrílicas mono componentes, o processo de secagem depende somente da liberação do solvente do filme de tinta, seja um solvente orgânico ou base d'água. Quanto mais rápido o solvente for liberado, mais rápida será a secagem. A secagem pode ser facilitada assegurando que boas condições que conduzem a secagem sejam mantidas.

Tintas intumescentes acrílicas mono componentes a base de solventes podem ser solubilizadas com solventes aromáticos, como Tolueno ou Xileno, dependendo da formulação da tinta intumescente. Desses dois solventes, o Tolueno é o mais volátil e então, as tintas intumescentes mono componentes a base de solventes que usam Tolueno secarão mais rapidamente do que aquelas formuladas com Xileno. Onde uma secagem mais rápida é requerida (aplicações offsite), o uso de tintas intumescentes a base de tolueno são preferidas. As tintas intumescentes a base de xileno, oferecem outras vantagens, por exemplo, em climas quentes onde secagem muito rápida pode resultar em defeitos de aplicação, como overspray, descamação (delaminação) da superfície, enrugamento e bolhas.

Em geral se a temperatura de aplicação for de 25°C tintas intumescentes contendo xileno são preferidas para aplicação offsite. Similarmente, a aplicação onsite em climas mais quentes, tintas intumescentes contendo xileno são recomendadas para facilidade na aplicação.

Em baixas temperaturas a secagem de tintas intumescentes será retardada. Materiais à base de solvente a secagem mais lenta é simplesmente o resultado da evaporação do solvente do filme a temperaturas mais baixas. Com materiais a base d'água a liberação de água também vai diminuir em baixas temperaturas. Entretanto um fator adicional é que a formação do filme da resina a base d'água utilizada é também dependente da temperatura. Abaixo de uma temperatura mínima de formação do filme, a resina não coalesce e o resultado será o craqueamento, filmes sem as propriedades mecânicas e de fogo necessárias. Para tintas intumescentes bi componentes a cura é dependente da reação química entre o componente A e o componente B. Como a temperatura é reduzida, a taxa da reação química também será reduzida, resultando em secagem mais lenta.

1.5 – Espessura da película a ser aplicada

Como a secagem pode ter relação com a espessura do filme aplicado é importante reconhecer o fato que altas espessuras de filme especificadas, particularmente com tintas intumescentes a base de solvente e d'água, podem ter um efeito negativo na secagem, na produtividade no canteiro de obras e no cronograma do projeto.

Por exemplo, se há uma espessura especificada para 1,0mm, a aplicação de duas demãos de 500 µm cada, com o tempo de secagem suficiente entre as duas demãos, tem probabilidade de secar mais rapidamente do que apenas uma demão aplicada com 1,0mm. Espessura de filme excessiva resultará em retenção de solvente, retardando

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

severamente a dureza requerida do filme e isso aumenta o potencial craqueamento do filme devido a excessivo enrugamento quando o solvente é eventualmente liberado.

Para tinta intumescente sem solvente a secagem química não é afetada pela espessura do filme, então uma única cama de 5,0mm vai secar durante o mesmo tempo que uma camada de 2,0mm sob as mesmas condições.

1.6 – Ambiente de exposição durante a fase de construção

Uma estrutura revestida offsite, seja uma tinta intumescente ou qualquer tipo de tinta, estará sujeita a um grande número de estresses físicos e ambientais.

Existem muitos cenários para exposição ao intemperismo durante o armazenamento nas premissas de um aplicador, transporte, armazenamento durante a construção e edificação. O mesmo se aplica se a aplicação for onsite para uma estrutura metálica aberta ou estruturas de aço periféricas.

Os períodos de exposição das tintas intumescentes sem um acabamento é em função do tipo de tinta intumescente utilizada. Os períodos de exposição recomendados são assumidos levando em consideração que a tinta teve tempo suficiente para secar antes da exposição. Os resultados não são uma indicação da resistência prematura à água das tintas intumescentes. Eles não provêm garantia que os revestimentos são adequados para aplicação offsite, pois outros fatores também devem ser levados em consideração neste tipo de aplicação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram realizados testes de exposição dos materiais intumescentes aplicados conforme a ISO 2810 [1]. Essa exposição foi realizada a fim de simular o ambiente de exposição durante as fases de construção que podemos obter durante um projeto de construção. Posteriormente os mesmos painéis foram submetidos ao teste de fogo, conforme a norma BS476 – parte 20 e 22 [2].

Os tipos de tintas intumescentes analisadas foram:

- Interchar 2060 – Acrílico Intumescente base solvente – até 60 minutos de fogo
- Interchar 1260 – Acrílico Intumescente base d'água – até 60 minutos de fogo
- Interchar 1190 – Acrílico Intumescente base d'água – até 120 minutos de fogo

Os testes foram realizados considerando a secagem das tintas intumescentes em pelo menos 7 dias e em boas condições antes da exposição e foram protegidas de água parada e empoçada, água corrente, ambientes quentes e úmidos e condição de imersão em todos os momentos.

Os tempos de exposição foram determinados levando-se em consideração os tempos de exposição geralmente observados nos projetos de construção.

Primeiramente foram submetidas à exposição natural as tintas intumescentes menos resistentes à água. E os resultados obtidos estão mostrados abaixo.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Acrílico a base d'água 1 mês de exposição natural. Material sofreu danos – bolhas e enrugamento do filme. No teste de fogo não reteve as mesmas propriedades de resistência ao fogo



Acrílico a base d'água 6 meses de exposição natural. Material sofreu total deterioração do filme – craqueamento e escamação



Acrílico a base d'água com acabamento poliuretano 1 mês de exposição natural. Material intacto e sem defeitos. No teste de fogo manteve a resistência ao fogo.

Com os resultados obtidos foi construída a Tabela 1 com um resumo indicativo dos cenários típicos nos quais uma estrutura de metal revestida com tinta intumescente pode ser exposta e nossa recomendação.

A tabela 1 se aplica para os diferentes tipos de tintas intumescentes

- Interchar 2060, acrílico Intumescente base solvente – proteção até 60 minutos de fogo
- Interchar 1160, acrílico Intumescente base d'água – proteção até 60 minutos de fogo
- Interchar 1190, acrílico Intumescente base d'água – proteção até 120 minutos de fogo

Cenários	Exposição			
	Exposição direta	Perímetro externo abrigado	Externo abrigado (Interno C2)	Total
Cenário 1	1 mês		2 meses	3 meses
Cenário 2		1 mês	2 meses	3 meses
Cenário 3			3 meses	3 meses

Tabela 1 – Produtos mais sensíveis a água

Na tabela 1, o período máximo de exposição para uma tinta intumescente sem acabamento em exposição direta ou no perímetro externo abrigado é de um mês, e o tempo máximo de exposição, antes do acabamento ou envelopamento dentro das condições secas C1 de acordo com a ISO 12944 [3], não deve exceder a 3 meses.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



A exceção da Tabela 1 é o Interchar 1260 (acrílico intumescente para proteção até 60 minutos) onde o guia acima não é aplicável e onde exposição direta ou no perímetro externo abrigado deve ser gerenciado para um período mínimo.

Segue abaixo os mesmos testes de exposição os quais foram conduzidos com o produto Interchar 2060, acrílico intumescente à base de solvente para proteção até 60 minutos.

<p>Interchar 2060</p> <p>1 Mês de exposição natural em Newcastle. Material intacto sem defeitos. No teste de fogo manteve as mesmas propriedades de resistência ao fogo.</p>	<p>Interchar 2060</p> <p>6 meses de exposição natural em Newcastle. O material sofreu erosão.</p>	<p>Interchar 2060</p> <p>+ acabamento poliuretano @50 µm</p> <p>6 meses de exposição natural em Newcastle. Material intacto e sem defeitos. No teste de fogo manteve as mesmas propriedades de resistência ao fogo.</p>	<p>HFA062 (Interchar 2060 em versão mais resistente a água)</p> <p>6 meses de exposição natural em Newcastle. Material intacto e sem defeitos. No teste de fogo manteve as mesmas propriedades de resistência ao fogo.</p>

Com os resultados obtidos foi construída a Tabela 2 a seguir, com um resumo indicativo dos cenários típicos nos quais uma estrutura de metal revestida com o Interchar 2060 pode ser exposta e nossas recomendações:

Cenários	Exposição			Total
	Exposição direta	Perímetro externo abrigado	Externo abrigado (Interno C2)	
Cenário 1	6 meses		3 meses	9 meses
Cenário 2	3 meses	3 meses	3 meses	9 meses
Cenário 3		6 meses	3 meses	9 meses

Tabela 2 – Produto mais resistente à água

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Em todas as circunstâncias o tempo máximo de exposição direta e de perímetro externo abrigado não deve exceder a 6 meses, e o tempo máximo de exposição, antes do acabamento ou selante dentro de condições secas C1, não deve exceder a 9 meses. A exceção da Tabela 2 é o produto Interchar 212 (epóxi intumescente bi componente 100 % SV), que é desenvolvido para exposição externa e onde não há restrições de período de exposição direta com ou sem acabamento e selante.

As seguintes definições devem ser consideradas em relação às exposições:

- Exposição direta = exposição direta as condições de intemperismo
- Perímetro externo abrigado = estrutura metálica periférica seja exposta diretamente e deve ser tratada como exposição direta.
- Externo abrigado = estrutura metálica dentro do perímetro com os pisos acima e devem ser tratadas como a condição interna C2.

Essas exposições são mais relevantes no clima do Norte Europeu. Em outros ambientes, os projetos devem avaliados se os períodos acima obtidos podem ser prolongados.

A tabela 3 a seguir explica cada uma das categorias de corrosividade.

Categoria de Corrosividade	Exemplos típicos de ambiente (apenas informativo)	
	Exterior	Interior
C1 bem baixa		Prédio aquecidos com atmosferas limpas, ex: escritórios, lojas, escolas, hotéis.
C2 bem baixa	Atmosferas com abaixo nível de poluição, maioria na zona rural.	Prédio não aquecidos onde condensação pode ocorrer ex: depósitos, centros esportivos.
C3 Média	Atmosferas urbanas e industriais, poluição moderada por dióxido de enxofre. Regiões costeiras com baixa salinidade	Salas de produção com lata umidade, ex: processamento de alimentos, lavanderias, cervejarias, leiterias.
C4 Alto	Áreas industriais e regiões costeiras com salinidade moderada	Plantas químicas, piscinas, áreas de embarcação costeira.
C5-I Muito alto (industrial)	Áreas industriais com alta umidade e atmosfera agressiva	Prédios e áreas com condensação quase permanente e alta poluição
C5-M Muito Alta (Marítimo)	Regiões costeiras e offshore com alta salinidade	Prédios e áreas com condensação quase permanente e com alta poluição

Tabela 3 – Categorias de Corrosividade e Exemplo de Exposições

Independente do tipo de tinta intumescente utilizado, todas as tintas acrílicas mono componentes não serão resistentes à água parada ou corrente, mesmo se for aplicado acabamento ou um selante. Defeitos como bolhas, craqueamento e descolamento de tintas intumescentes são sinais comuns que as estruturas revestidas foram expostas a esse tipo de situação.

Água parada e empoçada ocorre quando as estruturas metálicas são estocadas em posição horizontal. Água de chuva pode acumular nas superfícies horizontais da estrutura metálica mais comumente nas abas / flanges das vigas. A estrutura deve ser estocada com uma leve inclinação antes da edificação para deixar água da chuva escorrer.

Durante o transporte é recomendado que a estrutura metálica fique coberta com lona encerada ou similar para evitar a exposição à água.

Água corrente continuamente sobre a tinta intumescente simula condições de imersão. Em muitas construções depois que a estrutura metálica é montada os pisos de concreto são instalados. Falhas comuns com intumescentes são vistas quando o concreto molhado e água dos pisos de cima penetram nas vigas e colunas abaixo deles. Adicionalmente antes de um prédio ser completamente protegido contra a água, chuva pode acumular nos pisos de concreto e depois escorrer por penetração nos pisos e nas colunas e vigas.

As estruturas metálicas também devem ser protegidas de ficar sob a água. Prédios que não são totalmente protegidos do tempo podem acumular água no piso. Se a água ficar acumulada em volta de colunas revestidas com tinta intumescente, uma condição de imersão é criada. A água pode penetrar na tinta intumescente por capilaridade. Os construtores devem fazer esforço para proteger as bases das colunas se essa situação for capaz de ocorrer.

2.1 – Limitações e requerimentos de Saúde, Segurança e Meio Ambiente

Na aplicação de tintas, não somente as intumescentes, é fundamental que os riscos de SMS sejam identificados e controlados adequadamente. Quando as tintas intumescentes são aplicadas "offsite" (no fabricante) e "onsite" (no canteiro), todos os requerimentos que estão válidos devem ser levados em consideração. Por exemplo, na união europeia a emissão de VOC (Volatile Organic Compounds) das tintas atividades dentro da instalação (no canteiro) são cobertas pela Diretriz de Emissão de Solvente (199/13/EC) [4], onde as aplicações onsite é coberto pela diretriz de produto (2004/42/CE) [5]. Nos Estados Unidos ambas as legislações federais e estaduais devem ser atendidas em relação à VOC e qualidade do ar.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os diferentes tipos de tintas intumescentes possuem diferentes tipos de resistência à exposição ambiental. O tempo de exposição de tinta intumescente sem acabamento foi detalhado previamente. Claramente não é uma ciência exata e não levam em consideração as condições climáticas de todas as partes do mundo; entretanto a Tabela 4 provê um resumo para a seleção de tintas intumescentes.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



Tipo de Produto	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	Melhor Resistência a Água	Cura Rápida	Aplicação Recomendada (Offsite)	Quando aplicar demão de Acabamento
Interchar 212 Intumescente epóxi bi-componente 100% SV	Até 3 horas	√	√	√	Onsite (no local de construção)
Interchar 2060 Acrílico Intumescente base solvente	Até 60 minutos	x	√	X ¹	No fabricante de estrutura metálica
Interchar 2090 Acrílico Intumescente base solvente	Até 120 minutos	x	x	X ¹	No fabricante de estrutura metálica (se aprovado)
Interchar 1260 Acrílico Intumescente base d'água	Até 60 minutos	x	x	x	NA
Interchar 1190 Acrílico Intumescente base d'água	Até 120 minutos	x	x	X ³	No fabricante de estrutura metálica (se aprovado)

Tabela 4

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) pode ser definido conforme NBR14432.

¹ apenas recomendável para aplicação offsite se for aplicado acabamento no fabricante antes de ser movido para uma área externa.

² Adequado para aplicação offsite e secagem em temperaturas maiores ou iguais a 25°C.

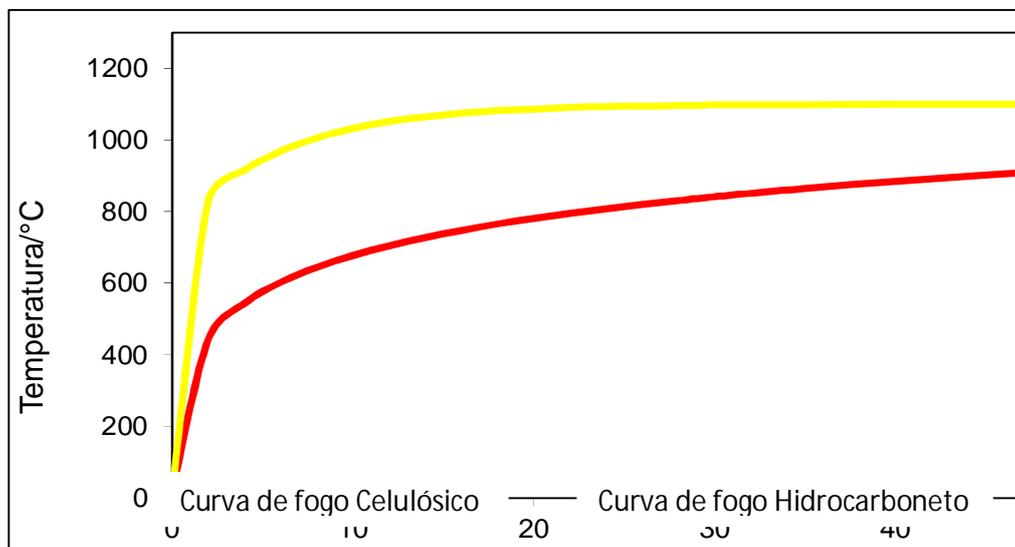
³ Aceitável para aplicação offsite se for aplicada uma demão de acabamento no fabricante de estruturas metálicas antes de mover para a área externa, e se uma avaliação de risco tiver sido conduzida.

3.1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) pode ser entendido como o tempo mínimo (descrita em minutos) onde os elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações, devem resistir em uma situação de incêndio (resistir a uma ação térmica) onde por um determinado tempo o aço não atinja a temperatura crítica. Assim seja evitado o colapso estrutural possibilitando a saída segura das pessoas e o acesso para as operações da brigada de incêndio e Corpo de Bombeiros.

Caso a temperatura for uniformemente distribuída no elemento estrutural, a partir de expressões de transferência de calor pode-se chegar a uma curva Temperatura X Tempo.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



3.2 – Ambiente de uso final

Recomendações são sempre solicitadas sobre o nível de exposição externa que é aceitável para sistemas de pintura de tintas intumescentes.

A indústria de tintas de proteção é familiar com a classificação de ambientes de acordo com a norma ISO 12944 no intuito de padronizar recomendações de esquema de pintura e essas classificações são usadas como um meio de descrever a severidade do ambiente. Entretanto, o fator determinante é o quanto úmido é o ambiente e não o nível de corrosividade. Por exemplo, uma área rural, ambiente C2 externo pode estar sujeito a maior índice de chuvas do que um ambiente C3 e C4.

É importante lembrar que as tintas intumescentes não são cobertas por essa norma de corrosão. Deve-se tomar cuidado quando for especificar as tintas de proteção contra fogo de que a função principal de uma tinta intumescente é prover proteção no evento de fogo. Na ISO 12944 Parte 6 os programas de testes acelerados, tintas intumescentes acrílicas mono-componentes não vão desempenhar bem e isso não deve ser esperado; esses testes são desenhados para testar tintas anticorrosivas, e não tintas intumescentes macias e termoplásticas.

Para tintas intumescentes mono-componentes expostos a fogo celulósico, exposição externa pode deteriorar a habilidade da tinta de intumescer. Como os produtos são formulados com um nível alto de pigmentos e com ingredientes que são sensíveis a água, a resistência à exposição à água é baixa e pode causar a lixiviação dos ingredientes ativos. Portanto, é importante ser realista em relação ao tipo de exposição que esses produtos podem estar sujeitos.

Em geral a maioria das tintas intumescentes pode ser exposta externamente em ambientes classificados como não mais agressivos que C3, desde que eles sejam apropriadamente selados e mantidos não sujeitos a água corrente, empoçamento e água parada continuamente.

Um ambiente que é geralmente classificado como C4 é aceitável, mas outros fatores externos associados com o ambiente devem ser considerados e excluídos da especificação se necessários. Por exemplo, centros de natação geralmente são classificados como C4.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As tintas intumescentes podem ser usadas em áreas como essa desde que adequadamente selados com duas demãos de poliuretano ou polisiloxano e desde que não estejam em uma área de splash zone, isto é, não estejam sujeitas a água corrente ou respingos.

Para ambientes C4 e C5, o produto Interchar 212 epóxi intumescente bi componente 100 % SV terá máximo desempenho e tecnicamente é a recomendação para essas condições.

A seleção do primer para ser usado com as tintas intumescentes deve ser adequada à categoria de ambiente ao qual o sistema será exposto. Tipicamente ambientes até C3 tanto fosfato de zinco como um primer rico em zinco são recomendados. Para ambientes C4 e acima um primer rico em zinco deve ser especificado. Qualquer exceção a essas recomendações de primers devem ser examinadas caso a caso.

Adicionalmente a especificação original de intumescentes, é essencial que os sistemas intumescentes sejam parte de inspeções de segurança regulares, especificamente em ambientes mais agressivos. Qualquer dano nas demãos selantes pode resultar em entrada de água e a deterioração da tinta intumescente. Essas inspeções e recomendações de reparo devem ser incluídas como parte da especificação de proteção contra fogo.

Tintas intumescentes acrílicas a base d'água não são recomendados para exposição externa e devem ser restringidos apenas para exposição interna que não são piores do que aquelas que caem na classe C3. Em raras circunstâncias o uso dessas tintas em uma situação de exposição parcial ou total pode ser possível, mas precisa ser tratada caso a caso e será normalmente restrita a uso em ambientes secos.

Deve ser notado também que, apesar da ISO 12944 referenciar sistemas operando na faixa de -20°C a 120°C tintas intumescentes mono componente devido a sua natureza termoplástica, são limitadas a exposição na faixa de temperatura de -20°C a 60°C. Tinta intumescente epóxi bi componente 100 % SV é adequada para uma temperatura de operação de -40°C a 120°C

3.2 - Acabamentos

O acabamento usado deve ser adequado às condições de serviço que o sistema de pintura estiver exposto. Os acabamentos são tipicamente aplicados de 50 a 75 micrometros de EPS (espessura da película seca), em uma ou duas demãos, com a máxima espessura de 150 micrometros. É importante que esses acabamentos, quando aplicados, formem um filme contínuo e fechado com a menor espessura possível. Falha ao atingir isso pode resultar em entrada de água prematuramente e conseqüente dano à tinta intumescente.

Para tintas menos resistentes a água, é recomendado que a de mão de acabamento fosse aplicada assim que o intervalo de repintura permita e antes da possível exposição a condições externas. Para aplicações em aplicadores, isso significa antes de mover as estruturas pintadas para o ambiente externo. Para aplicações onsite uso significa antes de a estrutura pintada ser expostas a condições de precipitação e condensação.

Para os tipos de tintas intumescentes especificamente recomendadas para aplicação offsite como na Tabela 1, desde que o revestimento não esteja sujeito à água corrente, empoçamento e imersão, poderia ficar sem acabamento por um período de até 6 meses. A exceção para essa recomendação é o Interchar 212 intumescente epóxi bi componente 100 % SV que foi desenvolvido, testada e comprovada para uso em condições externas sem a necessidade de acabamentos.

Note que em condições extremas os acabamentos não proverão proteção total para as tintas intumescentes, por exemplo, água corrente contínua, empoçamento e imersão.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Categoria de Corrosividade	Exemplos típicos de ambiente		Recomendação de tintas intumescentes	Recomendação de acabamentos	Tipo de acabamento
	Exterior	Interior			
C1 – Muito baixa		Prédios aquecidos com atmosferas limpas, ex: escritórios, lojas, escolas, hotéis	Todos os tipos de intumescentes para áreas internas	Acabamento é opcional e para fins decorativos somente	Mono-componente a base d'água e acrílicos a base de solvente
C2 bem baixa	Atmosferas com abaixo nível de poluição, maioria na zona rural	Prédio não aquecido onde condensação pode ocorrer, ex: depósitos, centros esportivos	Interior: todos os tipos Exterior: intumescentes a base de solvente e Interchar 212 (epóxi intumescente)	Tipicamente uma demão; pode ser opcional para alguns locais; duas demãos devem ser consideradas para área externa	Interior: Mono-componente a base d'água e acrílicos a base de solvente Exterior: Poliuretano acrílico bi componente
C3 Média	Atmosferas urbanas e industriais, poluição moderada por dióxido de enxofre. Regiões costeiras com baixa salinidade	Salas de produção com alta umidade, ex: processamento de alimentos, lavanderias, cervejarias, leiterias	Interior: todos os tipos, exceto 1260 Exterior: base solvente e Interchar 212 (epóxi intumescente)	Duas demãos são requeridas	Poliuretano ou polisiloxanos bi componentes
C4 Alto	Áreas industriais e regiões costeiras com salinidade moderada	Plantas químicas, piscinas, áreas de embarcação costeira	Base solvente com resistência a água e Interchar 212 (epóxi intumescente)	Duas demãos são requeridas	Poliuretano acrílico ou polisiloxanos bi componentes
C5-I Muito alto (industrial)	Áreas industriais com alta umidade e atmosfera agressiva	Prédios e áreas com condensação quase permanente e alta poluição	Interchar 212 (epóxi intumescente)	Acabamento é opcional e para fins decorativos somente	Poliuretano acrílico ou polisiloxanos bi componentes

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



C5-M Muito Alta (Marítimo)	Regiões costeira e offshore com alta salinidade	Prédios e áreas com condensação quase permanente e com alta poluição	Interchar 212 (epóxi intumescente)	Acabamento é opcional e para fins decorativos somente	Poliuretano acrílico ou polisiloxanos bi componentes
----------------------------	---	--	------------------------------------	---	--

Tabela 5 – Guia de acabamentos para intumescente

3.3 - Acabamento e Reparo onsite

As tintas intumescentes, especificamente as acrílicas mono componentes, são suscetíveis a danos mecânicos durante a fase de construção do projeto. Isso ocorre geralmente quando a aplicação é offsite onde a movimentação das estruturas revestidas (usando correntes e cintas) e as atividades de edificação podem resultar em danos ao revestimento. Vários controles podem ser adotados pelo aplicador e fabricante de estruturas para reduzir o dano, incluindo cintas acolchoadas em vez de correntes para içamento das estruturas e espaçadores entre as estruturas evitando o contato direto entre as estruturas metálicas.

A seleção do tipo de tinta intumescente deve ser considerada. Tinta intumescente epóxi bi componente 100 % SV tem o benefício de ser um intumescente mais robusto do que um acrílico mono componente para aplicação offsite e mostra maior resistência a danos mecânicos durante as fases de construção.

Para grandes áreas de danos o esquema de pintura original deve ser reconstituído, e um sistema intumescente alternativo não deve ser utilizado. Para áreas pequenas de reparo de intumescentes a base de solvente e a base d'água, uma massa com agregado pode ser apropriado. Outras massas com agregados não devem ser utilizados, exemplo para reparo de rachaduras. Essas massas devem ser usadas somente se forem aprovadas pelo fabricante da tinta intumescente.

Depois da edificação de estruturas revestidas offsite é crítico assegurar a continuidade do filme para que o seu desempenho de fogo seja mantido. Regiões soldadas ou de parafusos que foram deixadas sem revestimento devem ser reparadas de acordo com a taxa de fogo requerida. Tipicamente isso significa a aplicação do sistema no local. Alternativamente capas de parafusos de material intumescente podem ser usadas nas cabeças de parafusos.

3.4 – Manutenção

É importante que o sistema de proteção contra fogo seja adequadamente mantido. O dono do empreendimento deve estabelecer inspeções periódicas e manutenções preventivas do sistema intumescente especialmente onde o ambiente de exposição é mais agressivo do que a categoria C1 conforme a ISO 12944.

Qualquer dano ao acabamento será um ponto de ingresso de umidade, levando a degradação da pintura intumescente. Quaisquer áreas de danos devem ser reparadas com os procedimentos recomendados pelo fabricante.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.5 – Exemplos de falhas de revestimentos intumescentes

3.5.1 – Exemplo 1

Entrada de água na tinta intumescente devido às bases das colunas estarem em água empoçada. As fotos sugerem que o concreto deve ter sido colocado depois que a coluna de aço estava colocada. Nenhum intumescente mono componente resistiria a esse tipo de exposição e nenhum acabamento adequado teria fornecido proteção adequada.

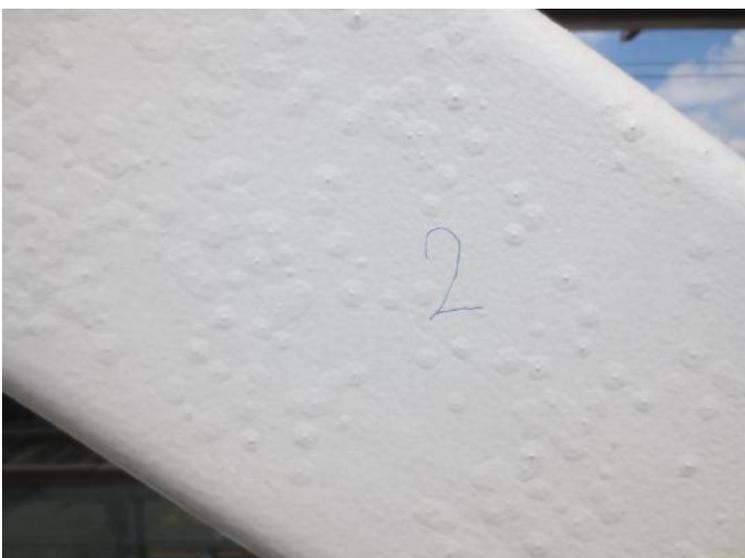


A ação de remediação seria secar a área em torno da base da coluna. Raspar a tinta intumescente desbastar, remover a poeira e resíduos e reaplicar o sistema intumescente. Essa área é muito grande para reparar com uma massa com agregado.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.5.2 – Exemplo 2 – Aplicação sobre superfície porosa

A aplicação sobre superfície porosa resultou em formação de bolhas no sistema de proteção contra fogo, pois o solvente retido tenta escapar do filme. Nessa situação o substrato recebeu metalização. Substratos porosos como metalização pode resultar em bolhas nas tintas aplicadas sobre ele. Um selador apropriado é necessário. O aplicador deverá utilizar um primer adequado e seguir os procedimentos de aplicação.



A ação de remediação seria remover a tinta intumescente até o primer, desbastar as bordas. Aplicar uma tinta adequada para selar o substrato poroso e reaplicar a tinta intumescente.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.5.3 – Exemplo 3 - Exposição da tinta intumescente a água corrente

Investigação posterior mostrou que a colocação de concreto foi feita no piso superior. A água penetrou e escorreu pela coluna. Nenhuma tinta intumescente acrílica mono componente resistiria a essa exposição e nenhum acabamento daria a proteção adequada.



Para remediar, assegurar que a penetração de água da parte superior seja selada. A remediação é a mesma para água empoçada

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.5.4 – Exemplo 4 - Sistema intumescente especificado erradamente

Um sistema intumescente a base d'água foi especificado para exposição externa em um local onde havia chuva frequente e flutuações de temperatura. Apesar a tinta intumescente estar selada, eventualmente a penetração da água ocorreu e o revestimento a base d'água não resistiu. A não que o dano seja corrigido o dano continuará a se proliferar.



A ação de remediação seria revisar a especificação de proteção contra fogo.

3.5.5 – Exemplo 5 - Temperatura de operação mínima

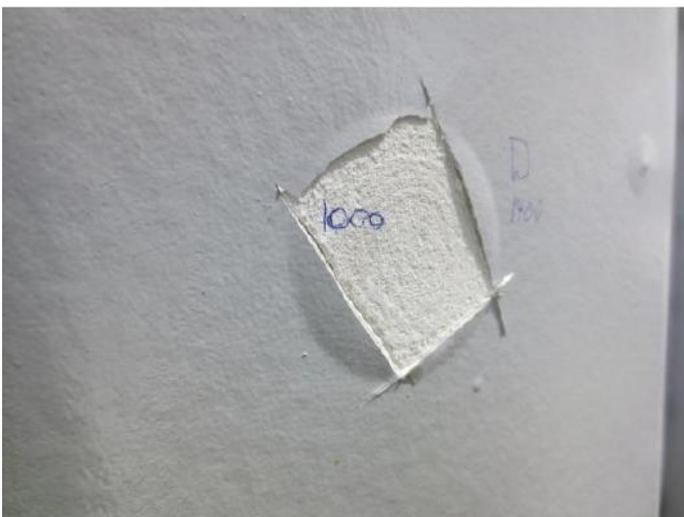
Tintas intumescentes acrílicas mono componentes são adequadas somente para uma temperatura mínima de -20°C com temperatura de operação contínua de -10°C . Na situação abaixo a tinta intumescente especificada ficou sujeita a uma temperatura externa de inverno que atingiu -40°C . Essas temperaturas fragiliza o sistema e qualquer movimento da estrutura metálica resultará em craqueamento e delaminação da tinta intumescente.



* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.5.6 – Exemplo 6 - Bolhas devido à retenção de solvente

Grandes bolhas como a mostrada abaixo são típicas daquelas criadas pela retenção de solvente e subsequente volatilização do solvente dentro do filme. A situação tipicamente ocorre quando uma tinta intumescente a base de solvente foi aplicada sobre ela mesma ou recebeu acabamento muito rápido (sem respeitar os intervalos de repintura). O solvente retido vai se tornar vapor e expandir a temperaturas elevadas, e geralmente é causa pela exposição da estrutura a luz solar.



A ação de remediação seria cortar a bolha nas extremidades e desbastar e recompor o esquema de pintura.

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4 CONCLUSÃO

O processo de construção envolve diversas etapas: 1) A tinta intumescente é aplicada na estrutura, geralmente no aplicador; 2) Depois da secagem as estruturas são movidas para a área externa, 3) As estruturas são estocadas no local da obra antes da edificação, 4) As estruturas pintadas, mesmo após a edificação podem ficar expostas ao ambiente externo até que a construção esteja completa.

Esse processo pode acontecer em um período curto ou pode se estender por vários meses. É de suma importância esse entendimento para a especificação correta das tintas intumescentes, pois como comprovado pelo estudo, diferentes tipos de tintas intumescentes possuem diferentes resistências à exposição à água.

Além disso, outros fatores dentro do processo de construção e edificação devem ser considerados para evitar a falha prematura dos sistemas de proteção passiva contra fogo.

E durante o tempo de utilização da estrutura, inspeções programadas devem ser realizadas para assegurar a manutenção do sistema, portanto, assegurar que a proteção esteja funcionando perfeitamente.

Agradecimentos

Agradecemos a Neil Wheat, Gerente Técnico do Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento de Proteção contra fogo e isolamento da AkzoNobel – linha de produtos International – Newcastle – Reino Unido que nos forneceu os dados da pesquisa e conduziu os testes no laboratório.

REFERÊNCIAS

- 1 ISO 2810:2004. Paint and Varnishes – Natural weathering of Coatings – Exposure and assessment.
- 2 BS 476-3:2004. Fire tests on building materials and structures. Classification and method of test for external fire exposure to roofs.
- 3 ISO 12944:1998. Paints and varnishes – Corrosion Protection of Steel Structures by Protective Paint Systems.
- 4 NBR 14432:2001. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.
- 5 Solvent Emissions Directive (1999/13/EC).
- 6 Product Directive (2004/42/CE).

* Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016 – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS RETROFIT

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

Desafios da reabilitação de estruturas metálicas antigas: A Ponte Hercílio Luz

Hermes Carvalho¹
Francisco Carlos Rodrigues²

Resumo

O processo de reabilitação de obras de arte antigas vem ganhando força nos últimos anos. A ponte pênsil Hercílio Luz, construída em 1926, encontra-se interditada desde 1991 devido ao seu elevado grau de corrosão e comprometimento de elementos estruturais. Um projeto completo de reabilitação foi desenvolvido, contemplando a substituição dos elementos metálicos comprometidos e reforços nas fundações existentes, considerando uma estrutura auxiliar para a sustentação do vão pênsil durante a recuperação. Para o desenvolvimento dos procedimentos da reabilitação é necessária a realização de um processo de transferência de cargas, uma vez que todo o carregamento do vão central é suportado pelas barras de olhal e deve ser transferido para a estrutura auxiliar. O processo de transferência de cargas é realizado através de uma sequência de macaqueamentos sincronizada dos nós inferiores da treliça do vão pênsil, determinada a partir de modelos numéricos tridimensionais, considerando as não-linearidades geométricas.

Palavras-chave: Reabilitação de estruturas; Pontes metálicas; Ponte Pênsil; Transferência de cargas; Não-linearidades geométricas.

CHALLENGES OF REHABILITATION OF OLD STEEL STRUCTURES: THE BRIDGE HERCILIO LUZ

Abstract

The Hercílio Luz suspension bridge, built in 1926, is out of service since 1991 due to high corrosion levels and structural elements impairment. A complete rehabilitation project was developed. It includes the replacement of the impaired items and the foundation strengthening. An auxiliary structure is employed to support the central span during the rehabilitation process. A carefully studied load transfer process, where the central span loading is transferred from the eye-bar towards the auxiliary structure, takes place. For this purpose, a synchronized jacking sequence is employed. The jacking sequence was pre-defined from numerical models analysis.

Keywords: Rehabilitation of structures; Steel bridges; Suspension bridges; Transfer loads; geometric non-linearity.

¹ Engenheiro Mecânico, Doutor, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

O processo de reabilitação de obras de artes antigas vem ganhando força nos últimos anos. Com várias estruturas ultrapassando a vida útil de projeto na Europa e nos Estados Unidos surge uma nova preocupação para os engenheiros da atualidade: a necessidade do desenvolvimento de projetos de reabilitação, visando a garantia da integridade estrutural e o respectivo aumento da vida útil. A reabilitação se apresenta com uma alternativa atraente, uma vez que representa entre 10% e 30% do custo total de uma nova obra semelhante, para a maioria dos casos.

A ponte pênsil Hercílio Luz teve sua construção iniciada em 14 de novembro de 1922 e foi inaugurada e aberta ao tráfego em 13 de maio de 1926. A ponte tem o comprimento total de 819,5 metros, sendo 259 metros de viaduto insular, 339,5 metros de vão central e 221 metros de viaduto continental. Com esse vão central, a ponte Hercílio Luz é uma das maiores pontes pênsis e a última com barras de olhal incorporada à treliça no mundo. A ponte se estende sobre as águas de um dos estreitos do Oceano Atlântico, construída originalmente para sustentar uma estrada, uma ferrovia elétrica e o abastecimento de água para a cidade de Florianópolis. A Fig.1 apresenta uma vista do vão pênsil da Ponte Hercílio Luz.



Figura 1: Vão central pênsil da Ponte Hercílio Luz, com 339,5 metros de comprimento.

A estrutura de aço tem o peso aproximado de cinco mil toneladas, sendo os alicerces e pilares responsáveis pelo consumo de 14.250m³ de concreto. Os pilões metálicos (torres de suporte do vão central) medem 75 metros de altura, a partir do nível do mar, e o vão central tem altura de 30 metros em relação ao nível da água.

O vão central é constituído por uma treliça cujo perfil possui altura máxima no quarto do vão, onde os momentos fletores são máximos. Na parte central desta treliça, ou seja, entre $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do vão, as barras de olhal se incorporam à treliça, desempenhando o papel de corda superior. A corda superior da treliça, fora da parte central, é conectada às barras de olhal através de pendurais verticais.

Inspecões visuais e testes não destrutivos realizados na ponte indicaram a necessidade de substituição das barras de olhal, selas, apoios do pilones, pendurais e vários elementos da treliça. Diante disso, foi concebida uma estrutura de sustentação auxiliar sob a treliça do vão central, onde todo o peso próprio da treliça será apoiado nessa estrutura. A transferência de cargas das barras de olhal para a estrutura auxiliar será realizada através de uma sequência de macaqueamento sincronizada dos nós inferiores da treliça. Uma sequência inversa desse macaqueamento deverá ser utilizada para a remontagem da estrutura.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Projeto original da ponte

O projeto da ponte foi concebido pelos engenheiros americanos H. D. Robinson e D. B. Steinman, na década de 20. A fabricação da estrutura metálica foi realizada nos Estados Unidos, sendo a montagem executada pela empresa American Bridge. Foram avaliadas três concepções estruturais, sendo uma ponte pênsil com barras de olhal incorporada (solução adotada e apontada como mais econômica para a época), uma ponte pênsil convencional e uma treliça, conforme apresentado na Fig. 2.

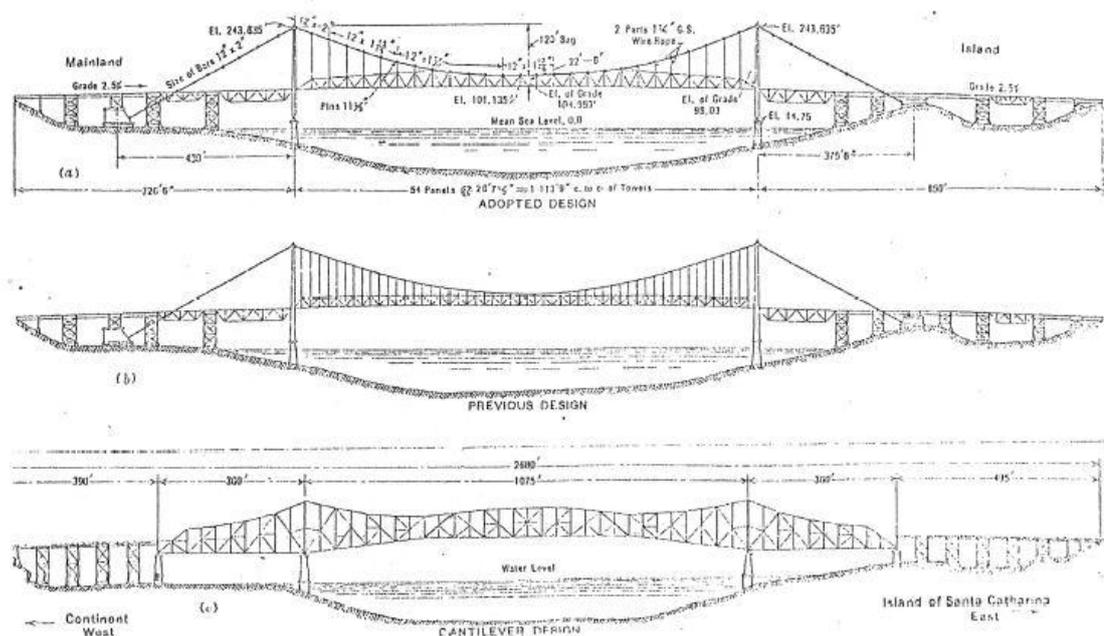


Figura 2: Soluções estruturais avaliadas pelos projetistas originais (Steinman, 1926).

A montagem da estrutura foi iniciada pelos vãos de acesso. Para o início da montagem do vão central foi necessária a montagem dos pilones e a utilização de cabos auxiliares, conforme apresentado na Fig. 3(a). Após a montagem das barras de olhal, os elementos da treliça foram montados individualmente, conforme apresentado na Fig. 3(b), até o fechamento completo de cada plano de treliça, conforme Fig. 4.



(a) Montagem das barras de olhal com cabos. (b) Montagem dos elementos isolados (treliça).
Figura 3: Fotos da montagem do vão central.

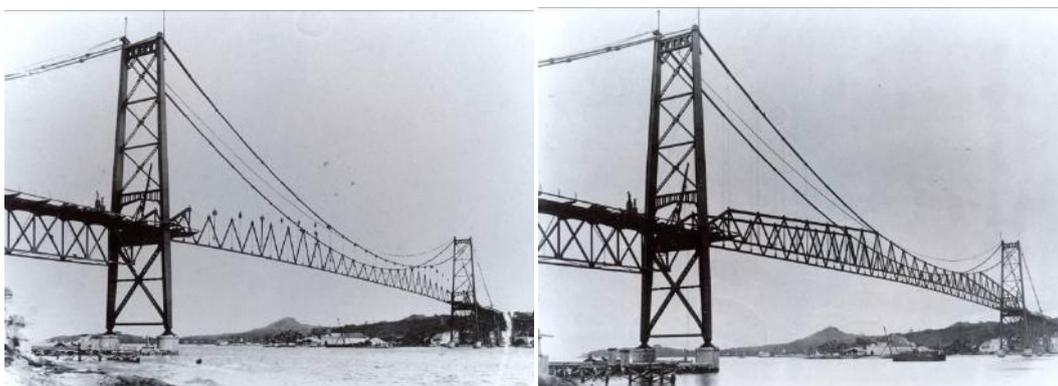


Figura 4: Fechamento dos planos da treliça.

Devido a sequência de operações realizadas na montagem do vão central observa-se que, após o fechamento dos planos da treliça, somente as barras de olhal que desempenham o papel de corda superior apresentam esforços, dentre os elementos da treliça. Os demais elementos da treliça são solicitados somente após a montagem dos elementos transversais (contraventamentos e transversinas), tabuleiro e atuação da carga móvel sobre a ponte.

2.2 Avaliação da integridade estrutural

A primeira interdição da estrutura foi ocasionada pelo rompimento de uma barra de olhal. A partir desse evento, avaliações da integridade estrutural da ponte foram intensificadas e, em 1991, ocorreu a interdição completa da ponte.

As últimas inspeções visuais foram realizadas entre os anos de 2009 e 2013. A Fig. 5 apresenta fissuras e o estágio avançado de corrosão nas bases dos pilones. A corrosão acentuada do tabuleiro metálico é apresentada na Fig. 6.



Figura 5: Fissuras e elevado estágio de corrosão das bases dos pilones.



Figura 6: Elevado estágio de corrosão do tabuleiro metálico.

Devido ao fato do projeto ser muito antigo, não haviam registros da composição dos aços utilizados na construção. Para a caracterização dos aços presentes na estrutura, foram realizados ensaios de dureza nos pilones, barras de olhal, selas e elementos de treliça. A partir da caracterização foram determinados os limites de escoamento dos materiais, necessários para as verificações de resistência dos elementos.

Nas inspeções das estruturas de concreto observaram-se sinais de desgaste superficial, sendo detectado que os blocos e os maciços são compostos por concreto ciclópico. Os projetos das fundações elaborados na época da construção indicaram a presença de blocos sobre rocha e dos maciços sobre rocha e estacas de madeira. Devido a dificuldade de acesso, não foi possível realizar a verificação do estado de conservação das estacas de madeira, mas avalia-se que, devido a idade desses elementos, a integridade estrutural não pode ser garantida.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Projetos de reabilitação da estrutura da ponte

Diante do elevado estado de corrosão encontrado e de verificações dos níveis de tensões atuantes nos elementos da estrutura (com espessuras reduzidas devidas à corrosão), foi

constatada a necessidade da troca dos principais elementos estruturais, tais como: barras de olhal, selas, bases dos pilones, pendurais, tabuleiro e diversos elementos da treliça.

Todas as fundações apresentaram a necessidade de introdução de reforços, devido a incerteza quanto a integridade estrutural. Os blocos e maciços receberão o encamisamento com novos blocos de concreto armado e novas estacas de concreto, para o suporte.

Para a substituição de vários elementos da parte metálica e reforço das fundações deve-se buscar uma condição de alívio das cargas da estrutura, aproximando do estado de solitação nula nos elementos. Assim, foi elaborada uma solução contemplando uma estrutura auxiliar de sustentação, localizada sob o vão central, tornando assim toda a operação de recuperação segura, uma vez que o vão central é completamente suportado pela estrutura auxiliar. Essa estrutura é composta por uma treliça tridimensional com 4 bases, apoiadas sobre fundações mistas independentes, conforme apresentado na Fig. 7.

Outra alternativa foi avaliada, baseada na sustentação do vão central por cabos auxiliares posicionados sobre as barras de olhal, procedimento semelhante ao adotado na montagem inicial da estrutura. Entretanto, esse procedimento não reduz as cargas nas fundações dos pilones, exigindo maiores reforços e maiores cargas de macaqueamento para a troca dos aparelhos de apoio. Essa solução também não traz o nível de segurança do procedimento adotado, uma vez que conta com a resistência de elementos comprometidos para a sustentação e estabilização da estrutura, sendo assim descartada.

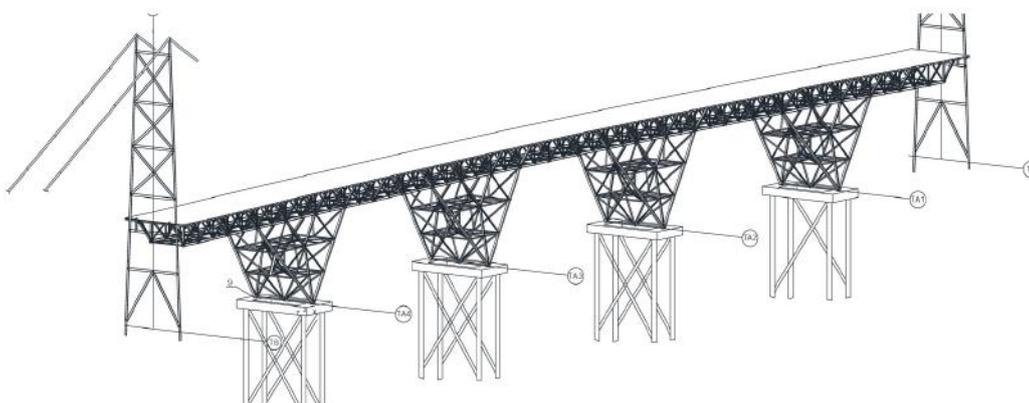


Figura 7: Estrutura inferior auxiliar de sustentação do vão central.

3.2 Transferência de cargas

Uma vez montada a estrutura inferior auxiliar deve-se realizar a transferência de cargas das barras de olhal para essa estrutura. Tal operação será realizada através do macaqueamento sincronizado de 54 pontos da treliça, na direção vertical, impondo deslocamentos em forma de parábola. Toda a operação será monitorada através de levantamentos topográficos e dados coletados de sensores posicionados na estrutura (extensômetros, sensores de deslocamento, termômetros, anemômetros, entre outros).

Para a determinação das configurações geométricas necessárias para anular os esforços nas barras de olhal, foi desenvolvido um modelo em elementos finitos no software SAP2000®, incluindo os efeitos das não linearidades geométricas nos cálculos, fundamental para a análise de estruturas com grandes gradientes de deslocamento. A avaliação da imposição incremental de deslocamentos na porção inferior da treliça indica os valores de deslocamentos em cada macaco hidráulico necessários para anular os esforços em uma dada barra de olhal. A confirmação de hipótese de carga nula em cada elemento será verificada experimentalmente, in loco, com a verificação das tensões medidas através de sensores de deformação do tipo rosetas.

Basicamente a operação da transferência de cargas é composta por duas fases, a saber:

- Fase 1: Macaqueamento dos 54 pontos em forma de parábola, com deslocamentos verticais para cima, objetivando a configuração geométrica que resulte na condição de carga nula para as barras de olhal externas à treliça. Após a realização da fase 1, as barras de olhal externas podem ser desacopladas da treliça. Mesmo com a estrutura da treliça desacoplada, existirá carga normal de tração retida nas barras de olhal internas à treliça, devido a sequência de montagem adotada inicialmente na ponte. A fase 1 considera o deslocamento total vertical para cima igual a 550 mm, realizado em 10 etapas, sendo cada uma com deslocamento de 55 mm. A Fig. 8 apresenta um esquema das etapas que compõem a Fase 1.

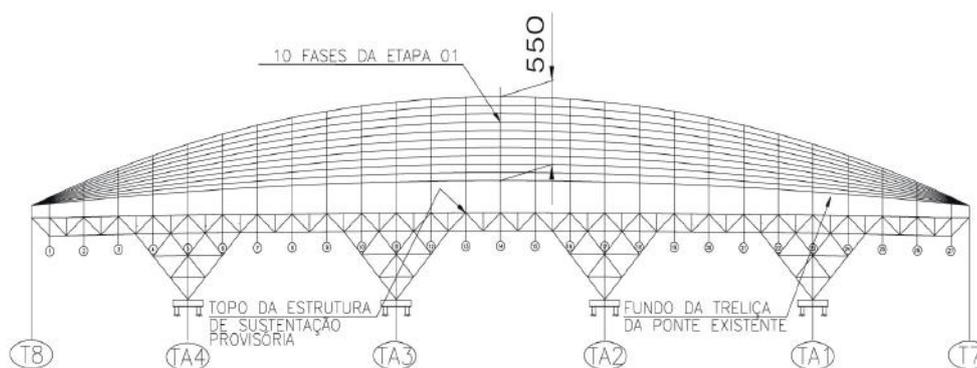


Figura 8: Etapas da Fase 1 da transferência de cargas.

- Fase 2: Macaqueamento dos 54 pontos em forma de parábola, com deslocamentos verticais para baixo, objetivando a configuração geométrica que introduza cargas de compressão nas cordas superiores da treliça, que sobrepostas às cargas de tração residuais retidas nessas barras, resultarão em carga nula nesses elementos. Os deslocamentos são variados, iniciando com valores de 330mm e finalizando com valores de 30mm. A cada etapa, os pares das barras de olhal, simétricos, apresentam força normal nula e pode ser retirados.

Para a realização do desacoplamento das barras de olhal da treliça, ao final da Fase 1, é necessário o estaiamento dos pilões de apoio do vão central, para garantir a estabilidade do conjunto.

A partir do desacoplamento total entre as estruturas e abertura das barras de olhal internas à treliça, todas as substituições e reforços podem ser realizados. Após a recuperação dos

elementos e reforço das fundações, a estrutura deverá ser remontada na sequência inversa à adotada nas operações de desmontagem.

3.3 Alterações implementadas nas estruturas de concreto e fundações

As fundações dos vãos de acesso, originalmente, foram projetadas como blocos de concreto apoiados sobre rocha. Uma vez que não se consegue confirmar a efetividade do apoio desses blocos sobre a rocha, foram elaborados projetos para reforço dos blocos, contemplando o envelopamento das estruturas existentes por novos blocos, maiores, apoiados sobre estacas de concreto com 450mm de diâmetro. A Fig. 9 apresenta um detalhe do reforço típico adotado nas fundações dos vãos adjacentes.

O mesmo conceito de envelopamento dos blocos, porém com barras de aço inseridas nos blocos existentes, foi utilizado para o reforço das fundações dos pilões de suporte do vão central. Para a execução da concretagem do reforço desses blocos serão utilizadas ensecadeiras pré-fabricadas ao entorno da estrutura existente.

Devido a magnitude dos esforços, o reforço elaborado foi o desenvolvido para os blocos de ancoragem. Também foi utilizado o conceito de envelopamento, sendo o bloco de envelopamento apoiado sobre estacas e microestacas.

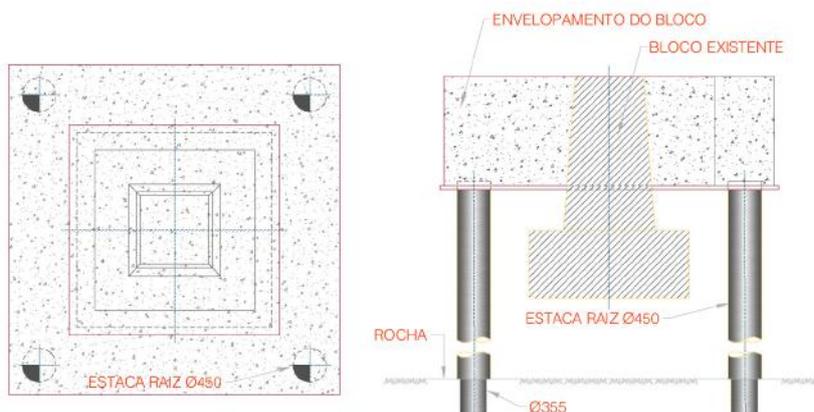


Figura 9: Reforço típico das bases dos vãos de acesso da Ponte Hercílio Luz.

3.4 Alterações e verificações dos elementos que compõem as estruturas de aço

As estruturas de aço que compõem a ponte Hercílio Luz foram as mais afetadas pela ação do tempo. O tabuleiro, inicialmente construído com longarinas metálicas e pranchas de madeira, será substituído por placas ortotrópicas de aço.

Todos os elementos com geometria complexa tiveram sua resistência avaliada com base em modelos de elementos finitos. As peças fundidas tais como o apoio dos pilões e as selas serão substituídas por peças novas, também fundidas. Na Fig. 10 apresentam-se as tensões obtidas na análise do apoio dos pilões.

As barras de olhal serão substituídas por novas barras usinadas, compostas por aço de alta resistência, com limite de escoamento igual a 980 Mpa. A geometria das extremidades das barras de olhal foi avaliada e algumas mudanças foram implementadas na região do furo, que anteriormente era circular e no novo projeto se apresenta em forma oblongada, a fim de melhorar a concentração de tensões nessa região, conforme apresentado na Fig. 11.

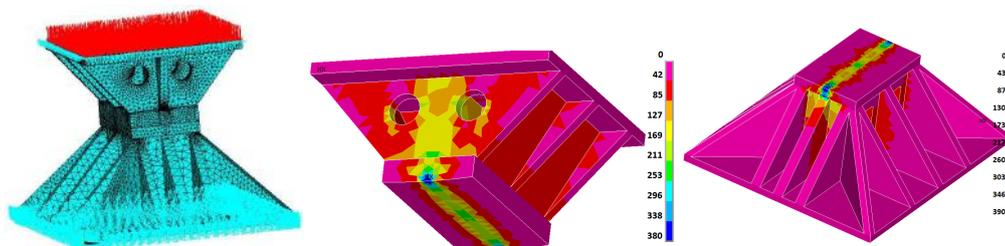


Figura 10: Modelo e distribuição de tensões de von Mises obtidas para o apoio dos pilones [Mpa].

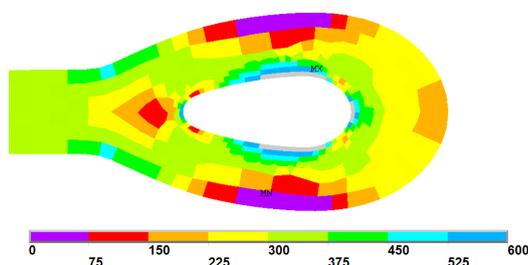


Figura 11: Tensões de von Mises nas extremidades das barras de olhal [Mpa].

4. CONCLUSÕES

A Ponte Hercílio Luz, devido ao seu estado avançado de corrosão, apresenta a necessidade de reabilitação e recuperação de sua estrutura, para se tornar apta ao funcionamento. Um projeto de recuperação foi elaborado considerando uma estrutura auxiliar inferior localizada sob o vão central da ponte. Para que a ponte se apoie sobre a estrutura auxiliar, é necessária a transferência de cargas das barras de olhal para essa estrutura, realizada através do macaqueamento sincronizado de 54 pontos da treliça do vão principal. Após a operação de transferência de cargas, todas as intervenções da estrutura poderão ser realizadas. Todas as fundações serão reforçadas com o envelopamento dos blocos existentes e apoio sobre novas estacas de concreto. As barras da treliça principal, os vãos de acesso e os elementos que compõem os pilones serão substituídos ou reforçados. Os elementos principais da estrutura como as barras de olhal, selas, bases dos pilones e ancoragens das barras de olhais serão substituídos integralmente. A remontagem da estrutura deverá seguir, em sequência contrária, os passos utilizados na transferência de cargas das barras de olhal para a treliça auxiliar.

Agradecimentos

Agradecemos ao apoio financeiro dado pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais) e à empresa envolvida no projeto, RMG Engenharia.

REFERÊNCIAS

1. AASHTO, LRFD Bridge Design, 2014.
2. ASTM E140-05e1, "Standard Hardness Conversion Tables for Metals Relationship Among Brinell Hardness, Vickers Hardness, Rockwell Hardness, Superficial Hardness, Knoop Hardness, and Scleroscope Hardness". ASTM International, (2005).
3. BELTI, R., YANEV, B. "Conditions of suspension bridge cables: New York city case study". Journal of the Transportation Research Board, 1999.
4. BRINCKERHOFF, P., "Bridge Inspection and Rehabilitation". John Wiley & Sons, p. 283, 1993.
5. KO, M. J. "Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges". Engineering Structures, Elsevier, v. 27, issue 27, p. 1715-1725, 2005.
6. PETRANGELI, M., PETRANGELI, M. "Rehabilitation of Sidi M´Cid Suspension Bridge, Algeria". Structural Engineering International, v.10, n.4, p. 254-258, 2000.
7. STEINMAN, D.B., GROVE, W. G., "The Eye-Bar Suspension Bridge at Florianopolis", Brazil, Paper n0. 1662, American Society of Civil Engineers, Vol. 92, p.266, 1926.



Tema: Reforço Estrutural

VIGAS VAGONADAS E A RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

Sandro Augusto Machado Bispo dos Santos

Resumo

As vigas metálicas possuem grande facilidade para apresentar deformações visíveis aos olhos leigos. Várias são as soluções encontradas ao longo dos anos para corrigir tais imperfeições. As vigas vagonadas são uma delas. Recebem este nome devido ao seu uso nas vigas de suporte do vagões de trens. Consistem basicamente em aplicações de tensões através de cabos presos às vigas deformadas e estas tensões geram forças que reduzem as deformações a zero ou muito próximo disso. Além de reforço estrutural, as vigas vagonadas também são utilizadas em concepções arquitetônicas contemporâneas e auxiliam na estabilidade de estruturas de grandes vãos. O objetivo da pesquisa era, através de um roteiro de cálculo, encontrar a melhor disposição e quantidade de cabos para se reduzir deformação excessiva em vigas metálicas. Utilizou-se a metodologia de pesquisa experimental, na cidade de Manaus, no Aeroporto Internacional Eduardo Gomes, no qual se fez o uso do conceito de viga vagonada para reduzir deformação excessiva devido a flambagem nas vigas metálicas em perfil VS da pele de vidro do terraço panorâmico. Os resultados encontrados foram satisfatórios e permitiram a redução da deformação apresentada a zero, possibilitando o uso de perfis leves que não comprometiam a estrutura existente com sobrecargas elevadas.

Palavras-chave: Viga Vagonada; Perfil; Deformação; Reforço.

WAGON BEAMS AND THE STRUCTURAL RECOVERY

Abstract

The steel beams are easy to present visible deformations to the lay eyes. There are too many solutions which were found through the years to help correct that imperfections. The wagon beams are an example of it. The system consists basically in steel cables fixed to the beams and tensions are applied to these cables, generating forces which reduce the deformations until zero or near that. Besides of the structural recovery, the wagon beams are used in modern architectural conceptions and help the stability of structures with big lengths. The research objective was, with a calculation script, to find the best disposition and cables quantity which would be necessary to reduce the excessive deformation in that steel beams. It was used the experimental research methodology, at the city of Manaus, in the Eduardo Gomes International Airport, where was used the concept of this type of recovery structural to reduce excessive deformation at welded steel beams of the glass panel located at the airport terrace. The results found were satisfactory and could reduce the existent deformation until zero, letting the use of slim steel beams which didn't compromise the existent concrete structure.

Keywords: Wagon beams; Deformations, Recovery; Structural.

¹ Engenheiro civil pela Universidade Federal do Amazonas - UFAM, MBA em Projeto de Estruturas e Fundações pelo Instituto de Pós Graduação e Graduação - IPOG, Engenheiro Civil de Estruturas Sênior na Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária - INFRAERO, Manaus, Amazonas, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de reforço estrutural é uma constante na vida de qualquer engenheiro. Desde as primeiras obras da humanidade, soluções eram criadas com o passar dos anos e o avanço das tecnologias. A utilização de vigas vagonadas é uma dessas soluções e que surgiu no final do século XVIII, com a construção das primeiras pontes e viadutos em ferro fundido na Europa. Ao longo dos anos, o conceito de vigas vagonadas se ampliou e, além de reforço estrutural, atualmente é utilizado em concepções arquitetônicas modernas e inovadoras.

O tema pretendido comporta vários desdobramentos, mas o que se pretende com o artigo científico elaborado com base nas vigas vagonadas é explicar como é possível o uso deste recurso para recuperação estrutural de vigas metálicas deformadas, diminuindo curvas e flechas visualmente perceptíveis.

Considerando-se o problema de pesquisa, faz-se necessário estabelecer objetivos que possam dar um direcionamento para o presente artigo, no sentido de se alcançar os resultados pretendidos. Assim, o objetivo geral deste trabalho consistiu em verificar durante a obra de reforma e ampliação do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional Eduardo Gomes em Manaus-Amazonas, na execução da pele de vidro do terraço panorâmico uma forma de reduzir a deformação excessiva devido à flambagem nas vigas metálicas soldadas.

Como os perfis metálicos se apoiavam em uma estrutura de concreto existente em balanço e que já estava sobrecarregada, foi necessário se optar por uma solução para reforço estrutural leve e que não gerasse mais sobrecarga além da já existente. O vagonamento das vigas deformadas foi a solução encontrada e que geraria menor impacto na visibilidade do pátio de aeronaves. Cálculos foram feitos para dimensionamento da bitola e quantidade de cabos de aço que funcionariam como tirantes, além da escolha das chapas e barras de ancoragem que seriam presas a viga em questão.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Com relação à metodologia, no artigo científico desenvolvido, foi utilizada a pesquisa experimental [7], a qual consiste em determinar um objeto de estudo, selecionar as variáveis que seriam capazes de influenciá-lo e definir as formas de controle e de observação dos efeitos que a variável produz no objeto.

Dessa forma, o trabalho pretendido foi conduzido através da análise de um experimento sobre as vigas metálicas do terraço panorâmico do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional Eduardo Gomes, com dimensionamento e elaboração de roteiros de cálculo para se chegar a um resultado ao final da atividade de pesquisa.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O estudo de caso analisado para concretização deste trabalho consiste na obra de Ampliação e Reforma do Terminal de Passageiros I (TPS-I) do Aeroporto Internacional Eduardo Gomes, em Manaus no estado do Amazonas.

A edificação em questão foi construída na década de 70 e era composta basicamente por estrutura de concreto armado e estruturas espaciais de aço. O terminal de passageiros existente contemplava uma área de 39.483,62 m² e um estacionamento com 25.608,77 m², totalizando 65.092,39 m². Com a ampliação, o terminal de passageiros I passou a ter 97.258,55 m² e o estacionamento 192.431,49 m², totalizando uma área total ampliada de 289.690,04 m². Entre essa grande quantidade de metros quadrados de ampliação, pode-se destacar o aumento da praça de alimentação, que até então, era composta apenas por um restaurante localizado no terraço do prédio. Com o novo projeto, uma nova praça de alimentação foi construída juntamente com um terraço panorâmico com pele de vidro que permitiria a visibilidade das aeronaves pousando e decolando na pista.

O presente estudo de caso trata exatamente desta pele de vidro e a estrutura metálica que a sustenta. Esta estrutura está apoiada em outra já existente e que está em balanço, ou seja, teria que ser utilizado uma estrutura de aço leve que não sobrecarregasse a marquise em balanço. Optou-se então pelo uso de perfis soldados, que apresentam uma composição (alma-mesa) mais esbelta e conseqüentemente pesam menos que os perfis laminados (I, W, H, entre outros), mais comumente usados na obra.

Por serem mais esbeltos, os perfis soldados são mais suscetíveis aos efeitos de flambagem por flexão e local. Segundo Pfeil [3], ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças reduzindo o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. No caso da pele de vidro, as cargas de vento laterais gerariam esforços de compressão que poderiam gerar este efeito de flambagem. Além disso, por se tratar de uma viga com um vão expressivo, de aproximadamente 15,00 m, as flechas imediatas e a longo prazo seriam grandes e visíveis a olho nu, o que traria desconforto aos usuários, apesar de não apresentar insegurança quanto a sua resistência. Ou seja, estava dentro dos estados limites últimos porém não atenderia ao estados limites de serviço.

Como não se podia usar outro perfil a não ser o soldado, usou-se então a solução de “vagonar” estes perfis, reduzindo assim as flechas e os efeitos de flambagem que poderiam surgir.

Conforme explanação a seguir, foram dimensionadas duas linhas de cabos que seriam fixas a montantes soldados nos perfis metálicos. Estes cabos seriam tensionados através de esticadores, e esta protensão geraria esforços verticais que empurrariam a viga de volta ao seu estado inicial, eliminando a flecha.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1 Dimensionamento

Encontrando as equações da flecha máxima (f) para vigas biapoiadas com carregamento distribuído e carregamento concentrado:

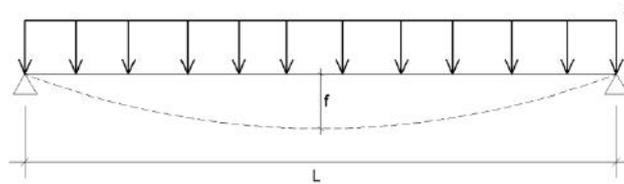


Figura 7 – Carregamento distribuído ao longo da viga (Fonte: Elaborada pelo autor)

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (1)$$

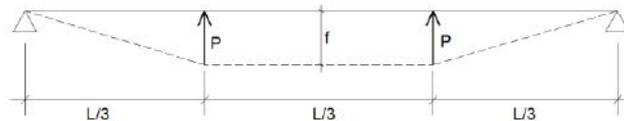


Figura 8 – Carregamento concentrado devido ao vagonamento na viga. (Fonte: elaborada pelo autor)

$$f = \frac{\frac{PL}{3} * \left(3L^2 - 4\left(\frac{L}{3}\right)^2 \right)}{24EI} \quad (2)$$

Como, no caso da viga em questão, há uma carga distribuída “ q ” existente que será equilibrada por forças “ P ” que surgirão a partir do tensionamento dos cabos de aço, pode-se igualar as equações de flecha máxima (1) e (2) da seguinte forma:

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$\frac{5qL^4}{384EI} = \frac{\frac{PL}{3} * \left(3L^2 - 4\left(\frac{L}{3}\right)^2\right)}{24EI} \quad (3)$$

$$\frac{5qL^4}{384EI} = \frac{\frac{PL}{3} * \left(3L^2 - 4\frac{L^2}{9}\right)}{24EI} \quad (4)$$

$$\frac{5qL^4}{384EI} = \frac{\frac{PL}{3} * \left(\frac{27L^2 - 4L^2}{9}\right)}{24EI} \quad (5)$$

$$\frac{5qL^4}{384EI} = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (6)$$

$$3240qL^4 = 8832PL^3 \quad (7)$$

$$P = \frac{3240qL}{8832} \quad (8)$$

$$P = 0,367qL \quad (9)$$

Como carregamentos foram considerados a carga de vento, a carga relativa ao peso do vidro e a carga referente ao peso próprio da viga metálica:

$$q_{\text{vento}} = 0,203 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{vidro}} = 0,175 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{próprio}} = 0,097 \text{ t/m}$$

Devido a viga metálica estar inclinada 30° em relação ao eixo y, houve a necessidade da decomposição das cargas de vento (horizontal) e do vidro (vertical) para que fosse possível encontrar a carga qx, incidente no eixo x:

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

3.1.1 Decomposição da carga relativa ao vento:

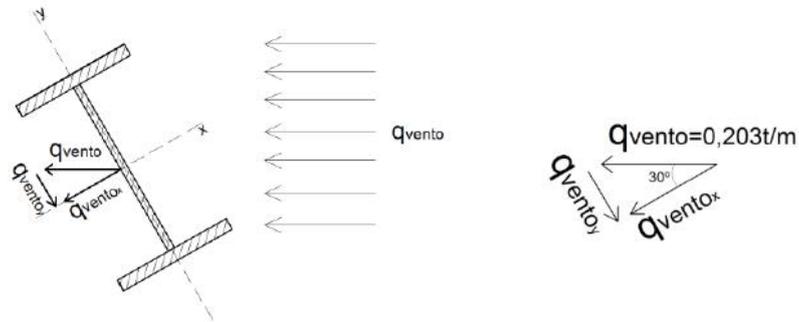


Figura 9 – Decomposição de forças devido ao vento (Fonte: Elaborada pelo autor)

$$q_{ventox} = q_{vento} * \cos 30^{\circ} \quad (10)$$

$$q_{ventox} = 0,203 * 0,866 \quad (11)$$

$$q_{ventox} = 0,176 \text{ t/m} \quad (12)$$

3.1.2 Decomposição da carga relativa ao peso do vidro:

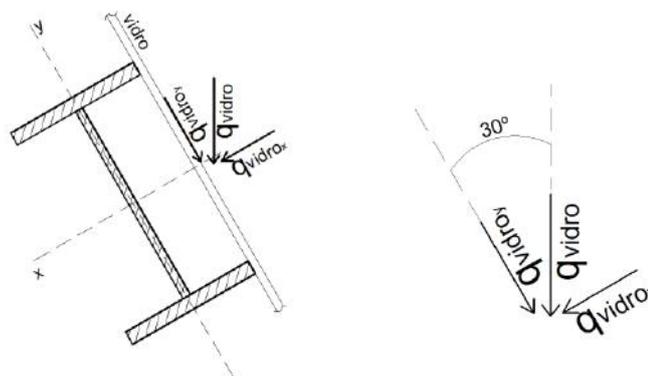


Figura 10 – Carregamento distribuído ao longo da viga (Fonte: Elaborada pelo autor)

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$q_{\text{vidrox}} = q_{\text{vidro}} * \text{sen } 30^\circ \quad (13)$$

$$q_{\text{vidrox}} = 0,175 * 0,50 \quad (14)$$

$$q_{\text{vidrox}} = 0,0875 \text{ t/m} \quad (15)$$

3.1.3 Somatória das cargas q_x (12) e (15) decompostas e o peso próprio:

$$q_x = q_{\text{ventox}} + q_{\text{vidrox}} + q_{\text{próprio}} \quad (16)$$

$$q_x = 0,176 + 0,0875 + 0,097 \quad (17)$$

$$q_x = 0,3605 \text{ t/m} \quad (18)$$

Substituindo o valor de q_x (18) na fórmula (19) encontrada de "P", tem-se:

$$P = 0,367qL \quad (19)$$

$$P = 0,367 * 0,3605 * 15,00 \quad (20)$$

$$P = 1,98 \text{ t} \cong 2,00\text{t} \quad (21)$$

Descoberto o valor de "P" (21) e estipulando-se uma altura "h" para o montante da viga vagonada, é possível se encontrar um ângulo e decompor a força que será a aplicada no cabo de aço, denominada P_{cabo} .



Figura 11 – Decomposição de forças ao longo dos cabos. (Fonte: Elaborada pelo autor)



Para h=80 cm, tem-se:



Figura 12 – Decomposição da força Pcabo1. (Fonte: Elaborada pelo autor)

$$\text{sen } 9,09^\circ = \frac{P}{P_{\text{cabo1}}} \quad (22)$$

$$P_{\text{cabo1}} = \frac{P}{\text{sen } 9,09^\circ} \quad (23)$$

$$P_{\text{cabo1}} = \frac{2,00}{0,16} \quad (24)$$

$$P_{\text{cabo1}} = 12,5 \text{ t} \quad (25)$$

Para dois cabos, Pcabo1 será igual a 6,25 t. Através de catálogos pode-se dimensionar a bitola dos cabos e o tipo de esticador a ser utilizado, conforme tabelas abaixo. Foram selecionados cabos de aço com bitola de 7/16" (11,10mm) e esticadores de 1¼" x 12" com as duas pontas tipo olhal.

BITOLA		TABELA DE PESO				TABELA I.P.S.				TABELA E.I.P.S.			
DIÂMETROS		PESO EM Kg POR METRO LINEAR				CARGAS DE RUPTURAS - RESISTÊNCIA 1770 N/mm² (IPS) em Kgf				CARGAS DE RUPTURAS - RESISTÊNCIA 1960 N/mm² (EIPS) em Kgf			
Polegadas	Milímetros	6x7		6x25 e 6x41		6x7		6x25 e 6x41		6x7		6x25 e 6x41	
Pol.	mm	AF / AFA	AA / AACI	AF / AFA	AA / AACI	AF / AFA	AA / AACI	AF / AFA	AA / AACI	AF / AFA	AA / AACI	AF / AFA	AA / AACI
1/16"	1,59	0,012	0,013			151	163			167	181		
5/64"	1,99	0,014	0,015			236	255			261	283		
3/32"	2,38	0,019	0,021			340	367			376	407		
1/8"	3,18	0,034	0,037			604	653			669	723		
5/32"	3,97	0,054	0,061			944	1.021			1.045	1.130		
3/16"	4,76	0,078	0,086	0,088	0,097	1.359	1.469	1.351	1.457	1.505	1.627	1.496	1.613
1/4"	6,35	0,140	0,154	0,156	0,172	2.416	2.613	2.402	2.591	2.676	2.893	2.659	2.869
5/16"	7,94	0,221	0,244	0,244	0,268	3.778	4.085	3.755	4.051	4.183	4.523	4.158	4.486
3/8"	9,53	0,310	0,341	0,350	0,390	5.442	5.885	5.409	5.836	6.026	6.517	5.990	6.462
7/16"	11,10	0,430	0,473	0,480	0,520	7.383	7.983	7.339	7.917	8.176	8.840	8.126	8.767
1/2"	12,70	0,570	0,627	0,630	0,680	9.665	10.451	9.607	10.364	10.702	11.573	10.638	11.476
9/16"	14,30	0,710	0,781	0,790	0,880	12.254	13.250	12.180	13.139	13.569	14.672	13.487	14.550
5/8"	15,90	0,880	0,968	0,980	1,070	15.149	16.381	15.058	16.244	16.775	18.139	16.674	17.988
3/4"	19,10	1,250	1,380	1,410	1,550	21.860	23.638	21.729	23.441	24.207	26.176	24.061	25.957
7/8"	22,20	1,710	1,880	1,920	2,110	29.532	31.934	29.354	31.667	32.702	35.362	32.505	35.066
1"	25,40	2,230	2,450	2,500	2,750	38.660	41.804	38.427	41.454	42.810	46.291	42.552	45.904
1,1/8"	28,60			3,170	3,480			48.719	52.557			53.949	58.199
1,1/4"	31,80			3,910	4,300			60.231	64.977			66.697	71.951
1,3/8"	34,90			4,730	5,210			72.547	78.262			80.334	86.664
1,1/2"	38,00			5,630	6,190			86.007	92.783			95.239	102.743

Fonte: NBR ISO 2408:2008

Figura 13 – Catálogo de diâmetro de cabos de aço (Fonte: NBR ISO 2408:2008).

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



REF. EFFGG EFFGO EFFGM EFFOO EFFOM EFFMM	Esticadores Forjados (Alta Capacidade) Modelos: GxG, GxO, GxM, Oxo, OxM, MxM Norma (USA) FF-T-791-B-F1																		
	ROSCA (A)	CORPO (B)	Ø DO CABO	ABERTURA max / min		CARGA DE TRABALHO / PESO													
	(pol)		(mm)		GxG	Unit.	GxO	Unit.	GxM	Unit.	Oxo	Unit.	OxM	Unit.	MxM	Unit.			
				(kgf)	(kg)	(kgf)	(kg)	(kgf)	(kg)	(kgf)	(kg)	(kgf)	(kg)	(kgf)	(kg)				
06-102	1/4"	4"	3/32"	307	206	181	0,133	181	0,140	181	0,160	226	0,133	226	0,140	226	0,180		
08-114	5/16"	4.5"	1/8"	343	241	317	0,214	317	0,226	317	0,260	362	0,228	362	0,240	362	0,263		
10-152	3/8"	5"	3/16"	419	267	453	0,325	453	0,340	453	0,390	544	0,350	544	0,370	544	0,420		
13-152	1/2"	5"	1/4"	452	300	580	0,646	580	0,680	580	0,760	997	0,700	997	0,734	997	0,762		
13-229	1/2"	9"	1/4"	605	376	680	0,753	680	0,793	680	0,832	997	0,780	997	0,825	997	0,840		
13-305	1/2"	12"	1/4"	757	452	680	0,938	680	0,988	680	1,136	997	0,940	997	0,980	997	0,997		
16-152	5/8"	6"	5/16"	488	335	1.020	1,132	1.020	1,192	1.020	1,370	1.587	1,115	1.587	1,174	1.587	1,279		
16-229	5/8"	9"	5/16"	640	411	1.020	1,292	1.020	1,360	1.020	1,564	1.587	1,300	1.587	1,305	1.587	1,474		
16-305	5/8"	12"	5/16"	792	488	1.020	1,450	1.020	1,474	1.020	1,695	1.587	1,530	1.587	1,610	1.587	1,700		
19-152	3/4"	6"	3/8"	528	376	1.360	1,615	1.360	1,700	1.360	1,955	2.358	1,830	2.358	1,927	2.358	2,122		
19-229	3/4"	9"	3/8"	681	452	1.360	1,938	1.360	2,040	1.360	2,346	2.358	2,153	2.358	2,267	2.358	2,440		
19-305	3/4"	12"	3/8"	833	528	1.360	2,477	1.360	2,608	1.360	2,990	2.358	2,555	2.358	2,690	2.358	2,775		
19-457	3/4"	18"	3/8"	1.136	681	1.360	3,016	1.360	3,175	1.360	3,650	2.358	3,120	2.358	3,288	2.358	3,500		
22-305	7/8"	12"	1/2"	869	564	1.814	3,610	1.814	3,800	1.814	4,370	3.255	3,825	3.255	4,027	3.255	4,245		
22-457	7/8"	18"	1/2"	1.173	716	1.814	4,417	1.814	4,650	1.814	5,347	3.255	4,570	3.255	4,808	3.255	5,190		
25-152	1"	6"	5/8"	599	447	2.267	3,774	2.267	3,973	2.267	4,566	4.535	3,950	4.535	4,154	4.535	4,313		
25-305	1"	12"	5/8"	904	599	2.267	4,845	2.267	5,100	2.267	5,865	4.535	5,170	4.535	5,440	4.535	5,840		
25-457	1"	18"	5/8"	1.209	752	2.267	6,030	2.267	6,350	2.267	7,300	4.535	6,355	4.535	6,690	4.535	7,300		
28-610	1 1/4"	24"	7/8"	1.514	904	3.175	7,324	3.175	7,710	3.175	8,566	6.894	8,076	6.894	8,500	6.894	8,436		
32-305	1 1/4"	12"	7/8"	963	658	3.175	8,190	3.175	8,618	3.175	9,900	6.894	9,135	6.894	9,616	6.894	10,704		
32-457	1 1/4"	18"	7/8"	1.270	813	3.175	10,390	3.175	10,930	3.175	12,570	6.894	11,200	6.894	11,793	6.894	12,065		
32-610	1 1/4"	24"	7/8"	1.580	970	3.175	10,772	3.175	11,339	3.175	13,110	6.894	12,370	6.894	13,020	6.894	14,150		
38-305	1 1/2"	12"	1 1/8"	1.041	737	3.401	11,633	3.401	12,246	3.401	14,080	9.706	13,400	9.706	14,106	9.706	16,100		
38-457	1 1/2"	18"	1 1/8"	1.346	889	3.401	13,442	3.401	14,150	3.401	16,272	9.706	15,675	9.706	16,500	9.706	18,460		
38-610	1 1/2"	24"	1 1/8"	1.651	1.041	3.401	16,435	3.401	17,330	3.401	19,930	9.706	19,045	9.706	20,050	9.706	21,590		
44-457	1 3/4"	18"	1 3/8"	1.504	1.046							12.700	19,855	12.700	20,900	12.700	22,100		
44-610	1 3/4"	24"	1 3/8"	1.808	1.199							12.700	21,030	12.700	22,135	12.700	23,770		
51-610	2"	24"	1 5/8"	1.946	1.339							16.782	43,950	16.782	46,266	16.782	52,163		
64-610	2 1/2"	24"	2 1/8"	2.088	1.478								27.215	83,000	27.215	90,720			
70-610	2 3/4"	24"	2 3/8"	2.172	1.562									29.500	97,070	29.500	112,490		

Fator de Segurança: 5 x a carga de trabalho

Os Esticadores Forjados de alta capacidade para cabos de aço e cordoalhas são indicados para realização de tarefas que exigem alto nível de resistência a tração e condições severas de uso.

Corpo e terminais forjados em aço carbono
Norma FF-T-791-B-F1
Acabamento galvanizado a fogo

Figura 14 – Catálogo de esticadores forjados (Fonte: Catálogo Quality Fix do Brasil).

3.1.4 Dimensionamento das chapas-montante

Adotando chapas ASTM A36 – (fy = 250 MPa) FS=2,0, tem-se:

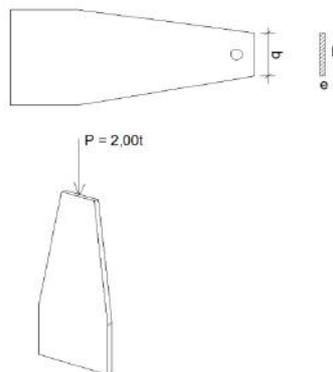


Figura 15 – Modelo de chapa montante (Fonte: Elaborada pelo autor)

$$A = \frac{P}{\sigma} \quad (26)$$

$$A = \frac{20.000}{\frac{250 \cdot 10^6}{2}} \quad (27)$$

$$A = 0,00016 \text{ m}^2 = 1,6 \text{ cm}^2 \quad (28)$$

Adotando uma chapa com espessura $e = 8 \text{ mm}$, tem-se:

$$A = b \cdot e \quad (29)$$

$$1,6 = 0,8 \cdot b \quad (30)$$

$$b = 2 \text{ cm} \quad (31)$$

Apesar de apenas 2cm atender às necessidades de cálculo, em se tratando de execução, esta dimensão não seria possível pois não teria espaço para passar dois cabos de aço de bitola de

7/16". Com isso, respeitando os espaçamentos mínimos entre furos e distâncias mínimas entre furos e bordas de chapas, tem-se:

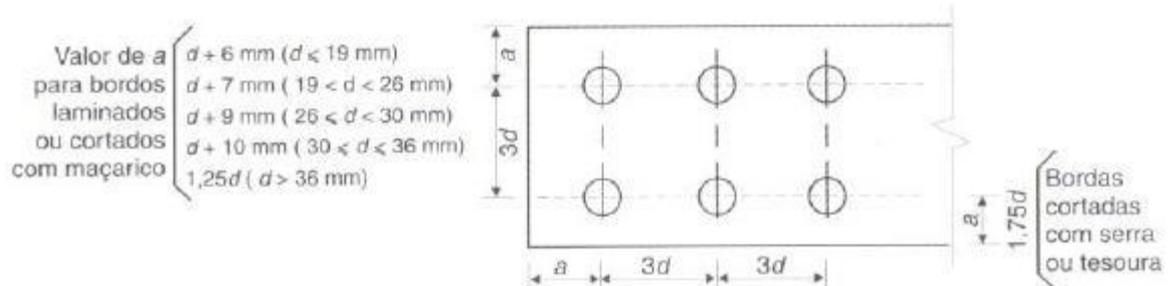


Figura 16 – Espaçamentos construtivos mínimos recomendados para conectores (Fonte: Pfeil, 2008)

Conforme figura acima, na qual são estipuladas distâncias mínimas para bordas e entre-furos, a chapa-montante ficou com a seguinte disposição:

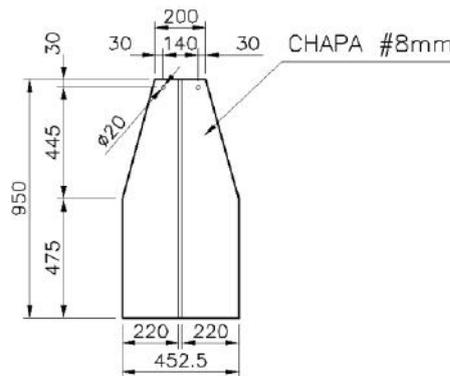


Figura 17 – Dimensões finais da chapa-montante (Fonte: Elaborada pelo autor)

Tendo em vista que a chapa-montante tem uma altura de 950mm e estará sujeita a esforços de flexão, convém o dimensionamento de enrijecedores para estabilizar o conjunto no momento da protensão dos cabos.

3.1.5 Dimensionamento dos enrijecedores

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

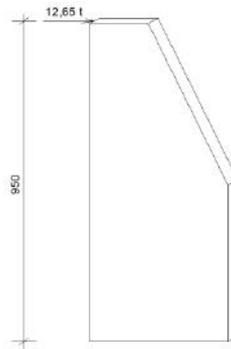


Figura 18 – Modelo de enrijecedor (Fonte: Elaborada pelo autor)

3.1.5.1 Flambagem Local

$$\frac{h}{t} < 0,55 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 16, \text{ para } f_y = 250\text{MPa} \quad (32)$$

$$\frac{h}{1,25} < 16 \quad (33)$$

$$h < 20 \text{ cm} \quad (34)$$

3.1.5.2 Flexão da chapa

$$I_y = \frac{bh^3}{12} \quad (35)$$

$$I_y = \frac{20 * 1,25^3}{12} = 3,25 \text{ cm}^4 \quad (36)$$

$$I_x = \frac{1,25 * 20^3}{12} = 833,33 \text{ cm}^4 \quad (37)$$

3.1.5.3 Módulo resistente

$$Wx = \frac{Ix}{y} \quad (38)$$

$$Wx = \frac{833,33}{10} = 83,33 \text{ cm}^3 \quad (39)$$

3.1.5.4 Área da seção

$$A = 20 \times 1,25 = 25,00 \text{ cm}^2 \quad (40)$$

3.1.5.5 Raio de giração segundo y

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{A}} \quad (41)$$

$$ry = \sqrt{\frac{3,25}{25}} = 0,36 \quad (42)$$

3.1.5.6 Momento de inércia à torção (It)

$$It = \frac{hx * t^3}{3} \quad (43)$$

$$It = \frac{20 * 1,25^3}{3} = 13,02 \quad (44)$$

3.1.5.7 Módulo resistente plástico (Z)

$$Z = \frac{20^2 * 1,25}{4} = 125 \quad (45)$$

3.1.5.8 Valor de L_p

$$L_p = \frac{0,13 * E * r_y}{M_e} * \sqrt{I_t * A} \quad (46)$$

$$L_p = \frac{0,13 * E * r_y}{Z * f_y} * \sqrt{I_t * A} \quad (47)$$

$$L_p = \frac{0,13 * 20500 * 0,36}{125 * 25} * \sqrt{13,02 * 25} \quad (48)$$

$$L_p = 0,307 * 18,04 = 5,54 \text{ cm} \quad (49)$$

3.1.5.9 Valor de L_r

$$L_r = \frac{1,95 * C_b * E * r_y}{W_x * f_y} * \sqrt{I_t * A} \quad (50)$$

$$L_r = \frac{1,95 * 1 * 20500 * 0,36}{83,33 * 25} * \sqrt{13,02 * 25} \quad (51)$$

$$L_r = 124,62 \text{ cm} \quad (52)$$

3.1.5.10 Comparação de L_b com L_p (49) e L_r (52):

Como a chapa não é contida lateralmente na extremidade em que atua a carga, L_b será tomado igual a duas vezes a largura (20cm);

$$L_b = 20 * 2 = 40 \text{ cm} \quad (53)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$L_p = 5,54 \text{ cm} < L_b = 40 \text{ cm} < L_r = 124,52 \text{ cm} \quad (54)$$

3.1.5.11 Momento resistente

$$M_n = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \quad (55)$$

$$M_n = Z * f_y - (Z * f_y - W_x * f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \quad (56)$$

$$M_n = 125 * 25 - (125 * 25 - 83,33 * 25) \left(\frac{40 - 5,54}{124,62 - 5,54} \right) \quad (57)$$

$$M_n = 3125 - 301,47 \quad (58)$$

$$M_n = 2823,53 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (59)$$

3.1.5.12 Solicitação de cálculo

$$M_d = V_d * 20 \text{ cm} \quad (60)$$

$$M_d = 126,50 \text{ kN} * 20 \text{ cm} = 2530 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (61)$$

$$M_d < 0,9 * M_n \quad (62)$$

$$2530,9 * 2823,53 = 2541,18 \text{ (OK)} \quad (63)$$

3.1.6 Verificação da chapa da extremidade

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Adotando uma chapa com espessura de 12,5mm e um esforço de tração equivalente a 12,5 toneladas, tem-se:

3.1.6.1 Ruptura da seção líquida

$$A_n = [20 - 1(3,2 + 0,35)] * 1,25 \quad (64)$$

$$A_n = 20,56 \text{ cm}^2 \quad (65)$$

$$R_d = A_n * \frac{0,6 * f_u}{\gamma_{a2}}, \text{ onde } \gamma_{a2} = 1,35 \quad (66)$$

$$R_d = 20,56 * \frac{0,6 * 40}{1,35} = 365,5 \text{ kN} \quad (67)$$

$$N_d = 1,4 * 125 = 245 \text{ kN} \quad (68)$$

$$R_d > N_d \text{ (OK)} \quad (69)$$

3.1.7 Dimensionamento dos Conectores

$$R_{nv} \geq 1,4 * 125 = 175 \text{ kN} \quad (70)$$

$$R_{nv} \geq 0,40 * A_g * f_u \quad (71)$$

$$R_{nv} \geq 0,40 * \pi \frac{d^2}{4} * f_u \quad (72)$$

$$R_{nv} \geq 0,40 * \pi \frac{d^2}{4} * 400 * 10^6 \quad (73)$$

$$R_{nv} \geq 125,66 * 10^6 * d^2 \quad (74)$$

$$125,66 * 10^6 * d^2 \geq 175 * 10^3 \quad (75)$$

$$d^2 \geq 1,39 * 10^{-3} \quad (76)$$

$$d = 0,037 \text{ m} = 37 \text{ mm} = 1" \ 1/2 \quad (77)$$

Optou-se por conectores do tipo barra rosqueada com bitola de 1" ½ , equivalentes a 37 mm. Com todos os elementos dimensionados, montou-se um projeto executivo (em anexo) que foi passado para a empresa responsável, a qual executou o reforço, conforme fotos abaixo:



Figura 19 – Montagem da estrutura de suporte da pele de vidro do Terraço Panorâmico (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 20 – Montagem da estrutura de suporte da pele de vidro do Terraço Panorâmico (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 21 – Estrutura de suporte montada (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 22 – Perfil com flambagem excessiva (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 23 - Início da montagem dos cabos e chapas montantes (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 24 - Detalhe do esticador e chapa montante (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 25 - Detalhe das chapas de extremidade, conector e esticador (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 26 - Estrutura com os cabos tensionados e correção da flecha (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 27 - Cabos tensionados e flecha corrigida (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 28 - Instalação dos vidros com cabos tensionados (Fonte: Arquivo Pessoal)



Figura 29 - Vidros laterais instalados
(Fonte: Arquivo Pessoal)

Figura 30 - Vista externa Pátio de Aeronaves
(Fonte: Arquivo Pessoal)

4 CONCLUSÃO

O presente artigo mostrou que o vagonamento de vigas como reforço estrutural possibilitou a execução de uma estrutura complexa. Apesar de ser uma solução adotada há muito tempo em vários tipos de estruturas e edificações, mesmo com todas as modernidades da construção civil, as vigas vagonadas ainda são uma solução rápida, prática e eficaz.

Em busca de se manter as premissas iniciais propostas pelo projeto básico, no Terminal de Passageiros I do Aeroporto Internacional de Manaus – Eduardo Gomes utilizou-se tal reforço estrutural para montar uma pele de vidro de grandes vãos. O objetivo do experimento foi alcançado com a redução das flechas iniciais apresentadas através do tensionamento dos cabos instalados nas vigas.

Difundida por países da Europa em pontes, passarelas e fachadas de vidro, a técnica do vagonamento pode ser aplicada na região, por se tratar de uma solução barata, eficaz e de fácil manuseio e instalação. Trabalhando em conjunto com a arquitetura, pode se gerar composições arquitetônicas modernas e possibilitar estruturas com vãos cada vez maiores.

Agradecimentos

Agradecer ao professor engenheiro civil calculista Ruy Fernando Ribeiro da Fonseca, o qual me apresentou a ideia proposta para elaboração do reforço estrutural e auxiliou na busca de material referente ao assunto. Além do corpo técnico, agradecer a minha família, em especial minha mãe Sandra Maria Machado de Assis que sempre incentivou meus estudos e minha noiva Marcella Cavalcante Antunes que sempre está ao meu lado proporcionando segurança e conforto nas tomadas de decisões da vida.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

5 REFERÊNCIAS

1. ALVES DE LIMA, Paulo Henrique. Estruturas Vagonadas em Aço: Concepção, Dimensionamento e Aplicações na cidade de João Pessoa. João Pessoa, UFPB, 2012.
2. CABRAL, Sandro V. S. ; BRAGA, Bernar H. G.; LIMA, Paulo H. A.; CABRAL, Tamires O. Estruturas Vagonadas em Aço: Concepção, Dimensionamento e Aplicações. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA. São Paulo – SP. 2012.
3. PFEIL, Walter; PFEIL Michéle. Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. Rio de Janeiro: LTC, 2008
4. BELLEI, I. Edifícios Industriais em Aço. São Paulo: Pini, 1998.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14762:2010. Dimensionamento de Estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, ABNT 2010.
7. GIL, Antônio Carlos. Métodos e Técnicas de Pesquisa Social. São Paulo: Atlas, 2008.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

RETROFIT DA ESTRUTURA DE COBERTA DO ESPAÇO CULTURAL JOSÉ LINS DO REGO*

Sandro Valério de Souza Cabral¹

Paulo Henrique Alves de Lima²

Priscila Aquino Coutinho³

Resumo

Muitas estruturas construídas no período da arquitetura moderna brasileira já possuem mais de 30 anos de vida útil. Várias merecem atenção com relação a sua recuperação e reabilitação estrutural. O Espaço Cultural José Lins do Rego (ECJLR), localizado na cidade de João Pessoa-PB, projetado pelo célebre arquiteto Sérgio Bernardes e inaugurado em 1984, é um exemplo. Este estudo visa descrever e analisar o processo de recuperação e reabilitação da cobertura do ECJLR. A cobertura, com área de 33000 m², é composta de uma treliça espacial em alumínio, com vão livre de até 60m, apoiada quase integralmente em pilares-árvore de aço. O procedimento de retrofit envolve uma vistoria completa, uma avaliação estrutural criteriosa, um mapeamento dos problemas detectados e a proposição de soluções, incluindo análise de deformações, de corrosão galvânica nas ligações aço-alumínio, de corrosão dos elementos em aço, substituição de todo o telhamento e melhorias no aspecto geral e durabilidade a partir de pintura. O procedimento descrito, concluído em 2014, mostra-se bastante eficaz e restabelece o estado de integridade original da estrutura.

Palavras-chave: Retrofit; Estruturas; Coberta; Recuperação

JOSÉ LINS DO REGO CULTURAL CENTER ROOF STRUCTURE RETROFIT

Abstract

Many built structures of the Brazilian modern architecture period are older than 30 years. Several deserve attention concerning its structural recovery and rehabilitation. The José Lins do Rego Cultural Center (ECJLR), located in the city of João Pessoa, Paraíba state of Brazil, designed by the known architect Sérgio Bernardes and concluded in 1984, is an example. This study aims to describe and analyze the retrofit process of the roof structure of ECJLR. The roof is composed of aluminum spatial trusses, with free span of up to 60m and area of 33000 m², mostly supported by tree-like steel columns. The retrofit procedure involves a complete structure survey, a detailed structural analysis, mapping of the detected problems and solutions proposition, including deflection analysis, galvanic corrosion on steel-aluminium joints, corrosion of steel elements, replacement of the roofing and improvements on esthetics and durability through painting. The prescribed approach, concluded in 2014, is efficient and restores the structure original integrity state.

Keywords: Retrofit; Structures, Roof, Rehabilitation.

¹ Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, MPhil in Civil Engineering, Diretor técnico da Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

² Engenheiro Civil, Engenheiro Estrutural na Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

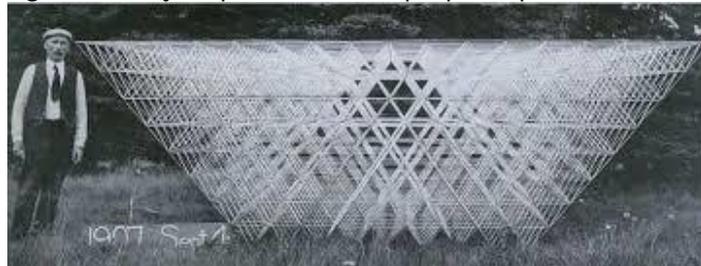
³ Estudante de Engenharia Civil, Estagiária na Projectação Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

1. INTRODUÇÃO

O legado da arquitetura moderna brasileira é indiscutível, nacionalmente e internacionalmente, merecendo ser preservado. Muitas estruturas construídas durante este período da história da arquitetura brasileira possuem mais de 30 anos de vida útil e despertam a atenção com relação a sua recuperação e reabilitação estrutural. A maioria das edificações produzidas nesta época tem o concreto armado como principal material estrutural, mas há vários exemplos de estruturas metálicas como os edifícios anexos do Congresso Nacional em Brasília (SILVA e MACEDO [1]) cuja estrutura em aço foi importada dos EUA (1957) e a cúpula do Conjunto Nacional em São Paulo cuja estrutura em alumínio foi concluída em 1955 e projetada por David Libeskind (VIEGAS [2]).

Desde o seu desenvolvimento a partir da proposta de Alexander Graham Bell em 1907 (Figura 1), as estruturas treliçadas modulares espaciais, geralmente em aço ou alumínio, têm sido largamente utilizadas especialmente para edificações com grandes vãos (FURTINI [4]). A primeira estrutura treliçada espacial construída no Brasil foi a cobertura do Centro de Exposições do Anhembi em São Paulo, executada em alumínio com pilares de aço, com área total de 67600 m², vãos de até 60m e concluída em 1970 (SOUZA e MALITE[3]; SOUZA[5]). Este tipo de estrutura requer cuidados especiais tanto relativos à sua concepção, dimensionamento e detalhamento quanto à sua execução e manutenção, pois há diversos casos de falhas estruturais catastróficas descritos na literatura (SOUZA [5]), tanto relacionados ao seu planejamento, muitas vezes ligados à previsão do comportamento de suas ligações, como à execução, como o colapso da estrutura de cobertura Centro de Convenções de Manaus em 1994.

Figura 1 Treliça espacial modular proposta por Graham Bell



Fonte: SOUZA e MALITE [3]

O retrofit de estruturas, definido como um processo de recuperação, reabilitação e requalificação estrutural, é uma área ainda pouco explorada no Brasil, especialmente para estruturas metálicas. Há alguns estudos sobre patologias, recuperação e manutenção de estruturas em aço (DAL'BÓ e SARTORTI [6]; COSTA [7]), mas estudos específicos para estruturas em alumínio são raros. COSTA [7] apresenta mecanismos de degradação, planos de avaliação e técnicas de inspeção de estruturas metálicas, pautadas a partir das prescrições da NBR 5674/1999 [8].

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O Espaço Cultural José Lins do Rego (ECJLR), localizado na cidade de João Pessoa-PB e inaugurado em 1984, é um marco da segunda geração da arquitetura moderna brasileira (ROCHA e CABRAL [9]) e um exemplo bem sucedido da arquitetura moderna brasileira principalmente no que se refere à iteração entre arquitetura e sistemas construtivos/estruturais, diretamente atribuída a seu idealizador, o célebre arquiteto Sérgio Bernardes. O ECJLR passou por um processo amplo de retrofit em 2014, onde não só a estrutura da coberta, mas como toda a estrutura em concreto armado, fachadas e entrada principal foram recuperados, incluindo a requalificação do teatro Paulo Pontes e a adição de um novo cinema, além de novas áreas de comércio.

Este estudo visa descrever e analisar o processo de recuperação e reabilitação da coberta do ECJLR. A coberta, com área de 33000 m², é composta de uma treliça espacial em alumínio, com vão livre de até 60m, apoiada em pilares-árvore de aço e na estrutura de concreto armado existente. O procedimento de retrofit envolve uma vistoria completa, uma avaliação estrutural criteriosa, um mapeamento dos problemas detectados a partir de marcação com pintura dos elementos atingidos e a proposição de soluções. Mais especificamente, a análise inclui a avaliação de deformações in loco e téóricas, de corrosão galvânica na intersecção aço-alumínio, de corrosão de elementos em aço, a substituição de todo o telhamento, incluindo calhas e rufos, e melhorias no aspecto geral e maior durabilidade a partir de pintura protetiva. O procedimento descrito, executado em 2014, mostra-se bastante eficaz e restabelece o estado de integridade original da estrutura, devidamente verificado em vistorias posteriores.

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

O ECJLR é um centro cultural que possui teatros, cinema, galeria de arte, biblioteca, planetário, auditórios, salas de apoio, escola de música, mezaninos e principalmente o museu que dá nome ao prédio: o Museu José Lins do Rego.

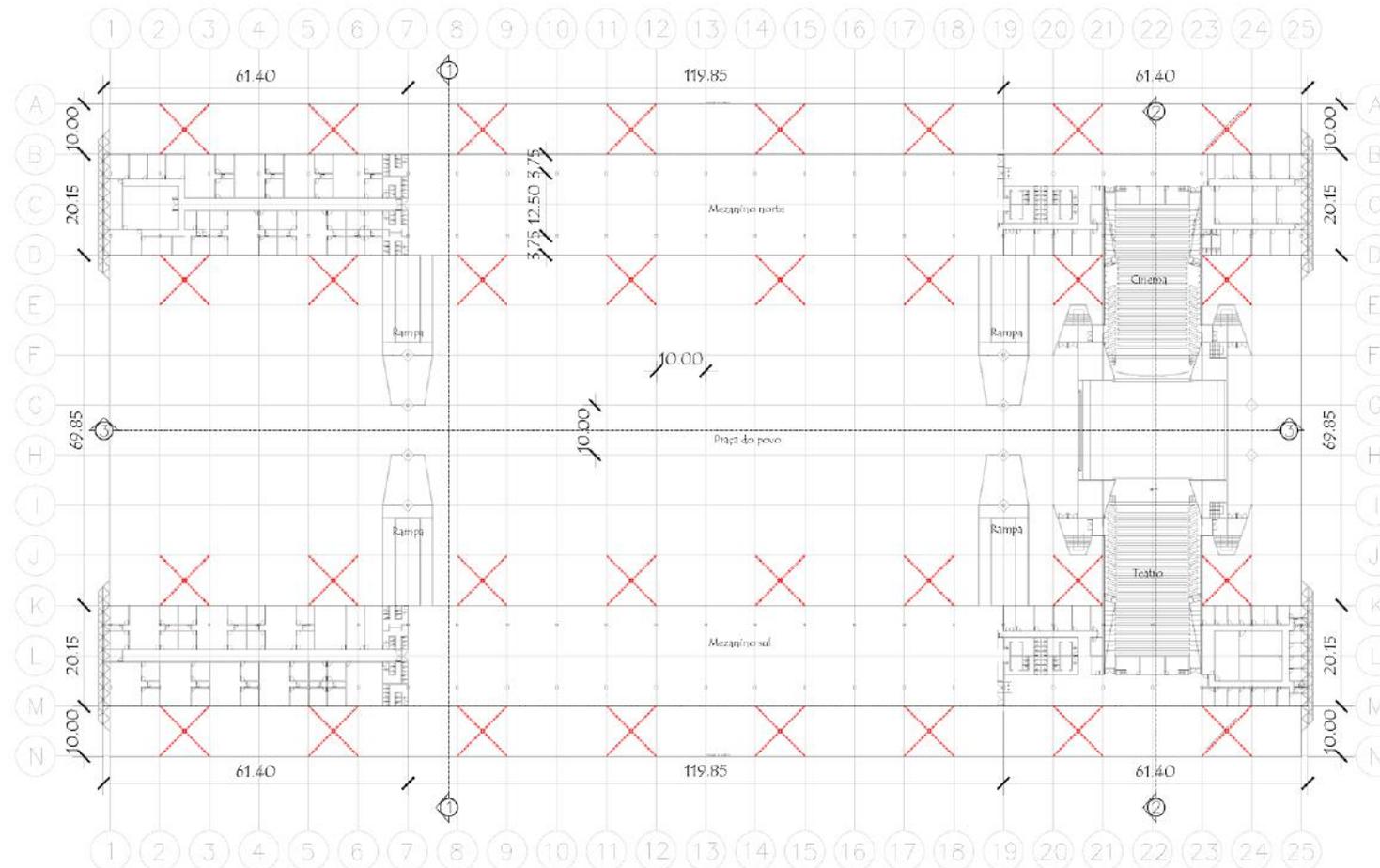
A Figura 2 mostra fotos da edificação antes do processo de retrofit. A Figura 3 mostra a planta geral do edifício evidenciando os vãos de 60m na direção transversal e 30m na direção longitudinal e as grandes dimensões da coberta.

Figura 2 - Vão central da estrutura e pilares-árvores em aço apoiando a treliça espacial (fotos antes da recuperação)



Fonte – Arquivo Projectação

Figura 3 - Planta baixa geral do mezanino do Espaço Cultural (em vermelho estão representados os pilares-árvores de aço)



Fonte – Arquivo Projectação

A vistoria e o processo de recuperação de toda a estrutura de cobertura, incluindo o telhamento, são inicialmente motivados pelo barulho excessivo das telhas convencionais metálicas em situação de chuva, existência de patologias, além de infiltrações e o relato aparente de grande deformação na região do planetário (Figura 4):

Figura 4 - Local onde havia preocupações acerca dos deslocamentos da treliça espacial: região localizada acima do planetário (fotos antes da recuperação)



Fonte – Arquivo Projectação

A treliça espacial é formada por perfis tubulares de alumínio de liga 6351 T6 (ALCOA [10]) conectados por nós parafusados do tipo nó “amassado” (Figura 5). A estrutura, composta de perfis circulares ocos com diâmetros externos de 75, 100 e 140mm de diâmetro, possui altura constante de 3 metros e módulos com dimensões de 2,50mx2,50m em planta. Os tubos com diâmetro de 140mm estão localizados nas proximidades dos pilares-árvores centrais, onde há maiores esforços axiais. Os tubos com diâmetro de 100mm também estão dispostos nas proximidades dos pilares-árvores e também estão presentes no sentido longitudinal, juntamente com os tubos de 75mm, ao longo de toda a estrutura.

Os pilares-árvores em aço ASTM A-36 têm altura que varia de 7m a 10m, com perfil tubular oco de diâmetro de 200mm e chapa 8mm (Figura 5).

Figura 5 - Um dos nós da estrutura e pilares-árvores que apoiam a treliça espacial (fotos antes da recuperação)



Fonte – Arquivo Projectação

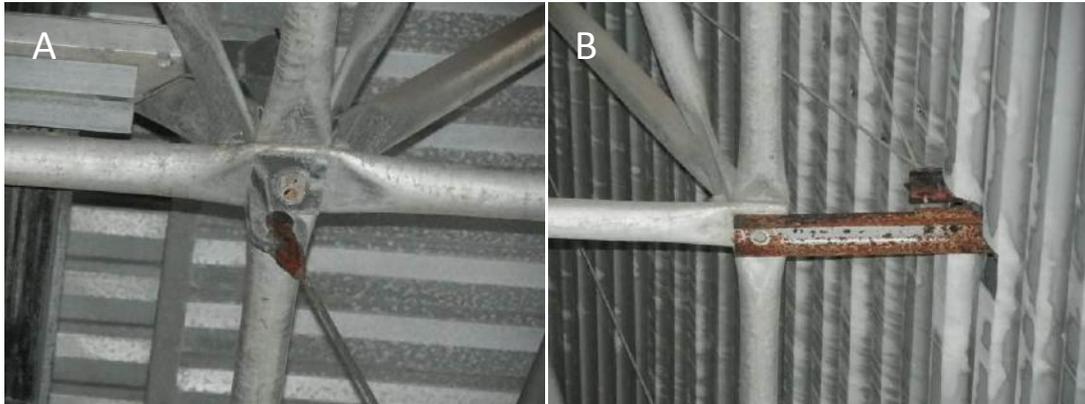
3 PROCEDIMENTO DE VISTORIA

O procedimento empregado para a vistoria, desenvolvido e aplicado por uma equipe de quatro profissionais, para garantir que toda a estrutura submeter-se-ia a minuciosa análise de pontos críticos e possíveis problemas estruturais é composto de quatro etapas: vistoria preliminar, divisão de áreas analisadas, identificação de patologias e medição de deformações. Este procedimento é definido como inspeção visual por COSTA [7], que também classifica os possíveis problemas a serem investigados como químicos ou biológicos (corrosão, acúmulo de detritos e pó), físicos (fadiga, deformações) ou outros eventos (impacto, sobrecargas, fogo, infiltrações, etc.).

3.1 Vistoria preliminar

A vistoria preliminar tem por finalidade avaliar inicialmente e de modo geral os principais problemas estruturais e construtivos da estrutura: o grau de corrosividade localizada ou geral da estrutura, a presença de patologias relacionadas ao telhamento, escoamento e infiltração de águas pluviais, identificação de pontos críticos com relação a deformações ou incompatibilidades construtivas e a análise geométrica inicial (item 2). A Figura 6 ilustra um exemplo do estado de corrosão quando da vistoria preliminar relativo ao contato entre aço e alumínio em dois casos.

Figura 6 – Estado inicial da estrutura (A- ligação de cabos com a coberta; B- Ligação platibanda com coberta)



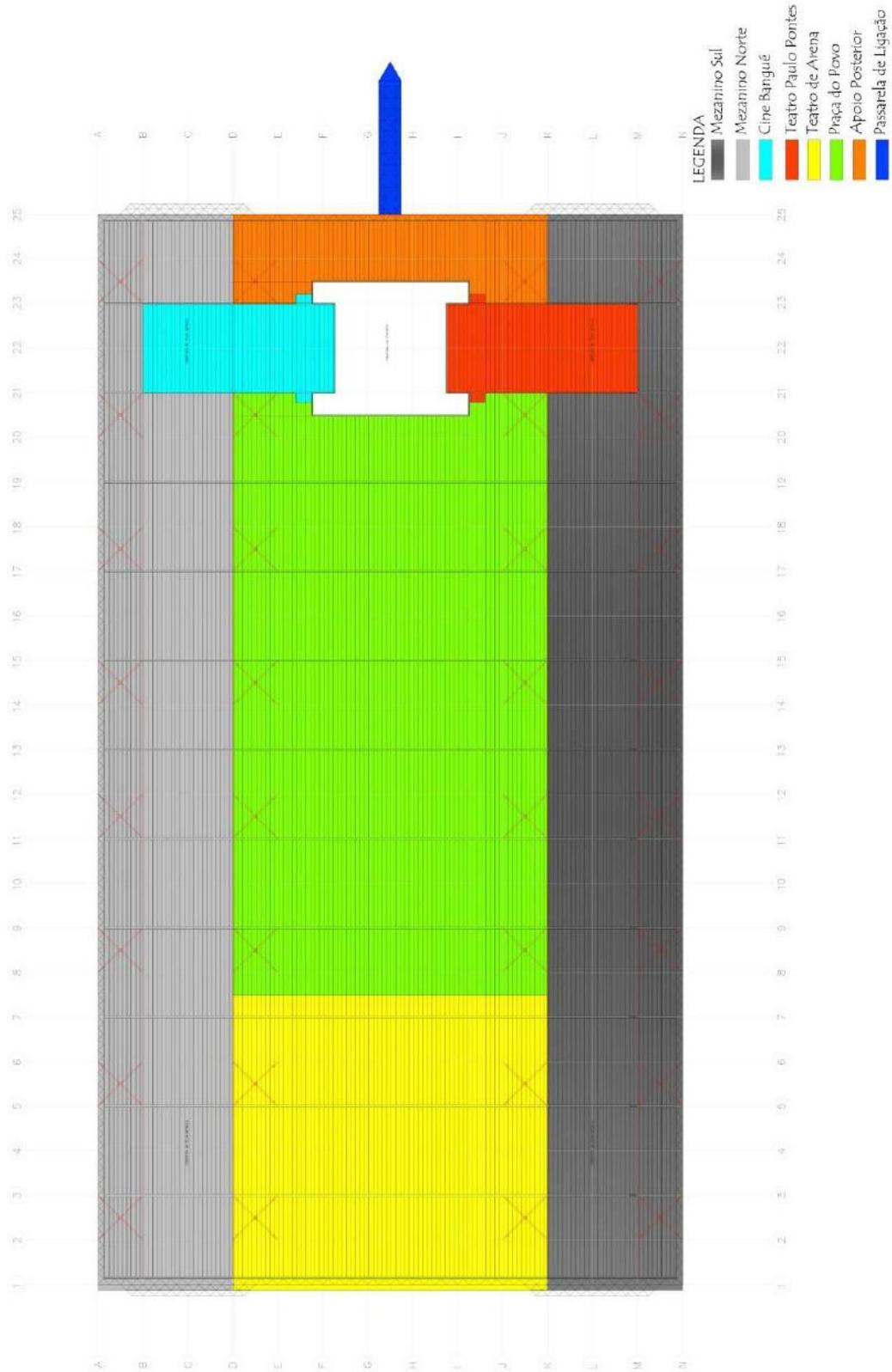
Fonte – Arquivo Projectação

3.2 Divisão das áreas analisadas

Para melhor analisar toda a estrutura, as áreas são divididas em trechos identificados pelos números (Figura 7):

- 1) Mezanino sul
- 2) Mezanino norte
- 3) Cine Bangué
- 4) Teatro Paulo Pontes
- 5) Teatro de arena
- 6) Praça do povo
- 7) Apoio posterior
- 8) Passarela de ligação
- 9) Pilares sul
- 10) Pilares norte

Figura 7 – Divisão de áreas de estudo



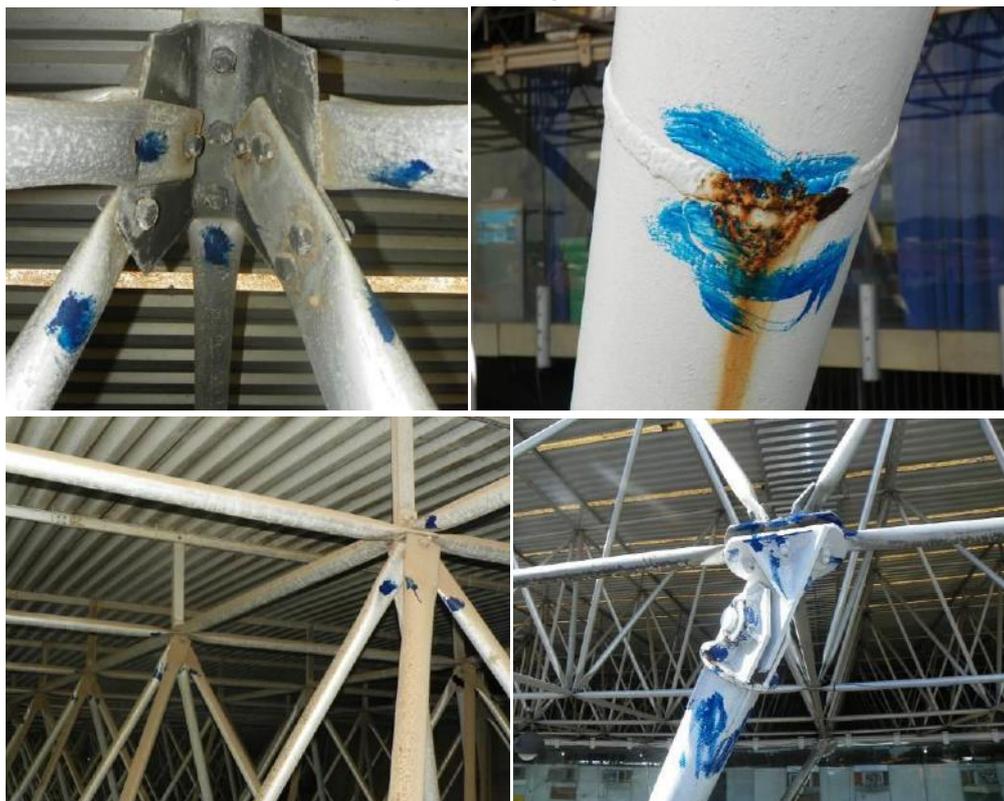
3.3 Identificação de patologias

Com a finalidade de facilitar a identificação, atribui-se para cada grau de corrosividade dos elementos duas cores distintas: azul e vermelho.

Os pontos com problemas aparentes são marcados in loco, definindo três categorias:

- A) Pintados em azul: pontos onde há corrosão aparente na ligação ou folga nos parafusos, mas não há a necessidade de substituição de peças ou parafusos (Figura 8).

Figura 8 – Categoria A



Fonte – Arquivo Projectação

- B) Pontos pintados em vermelho: pontos onde há corrosão aparente na ligação ou problema grave, como falta de parafusos, onde há a necessidade de substituição de peças (Figura 9).

A marcação em vermelho baseia-se no aspecto de corrosão aparente da ligação. Isto significa que é possível, quando da execução do procedimento de manutenção/recuperação, que a substituição do parafuso ou peça marcado em vermelho não seja necessária. A substituição só é necessária caso haja esfacelamento total ou parcial do parafuso ou peça.

Figura 9 – Categoria B

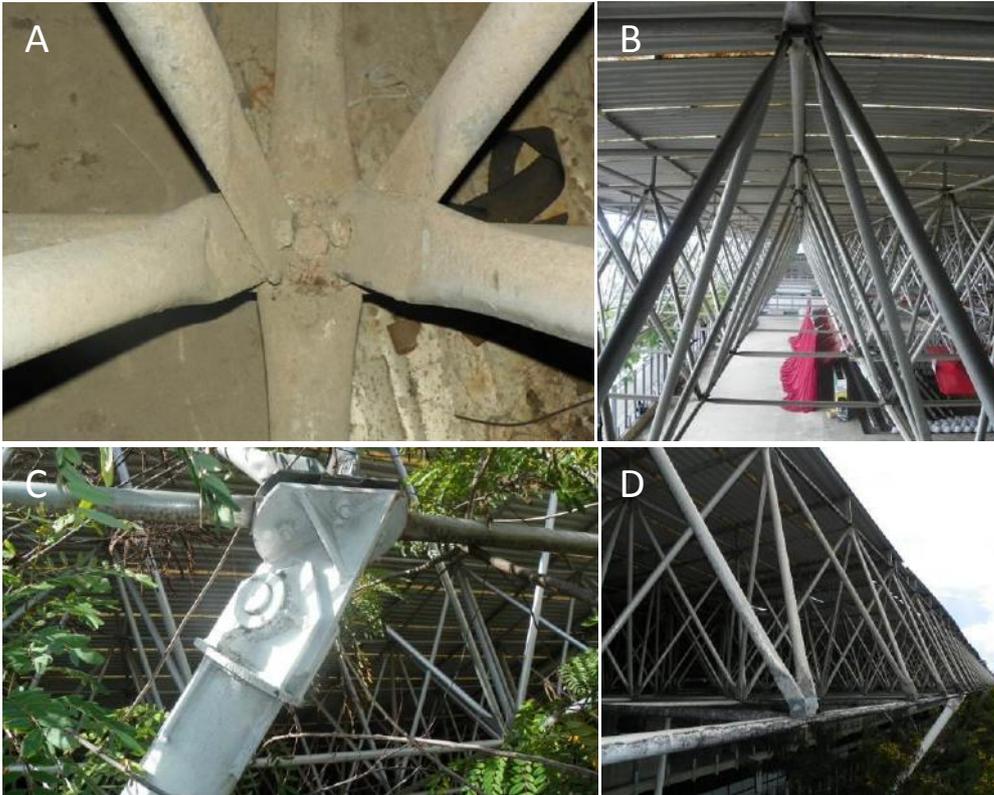


Fonte – Arquivo Projectação

- C) Pontos não marcados, mas reportados: pontos onde há problemas visíveis de outra natureza ou pontos especiais (Figura 10).

Há várias áreas ou pontos que merecem menção especial por conter problemas típicos ou localizados como segue:

Figura 10 – Categoria C



Fonte – Arquivo Projectação

- a) Região 8 (passarela de ligação) - estado crítico devido a problemas de flambagem de barras, corrosão de parafusos e barras de aço, empenamento de ligações, inviabilizando economicamente um reforço ou recuperação estrutural (Figura 11).

Figura 11 – Região 8 (passarela de ligação), categoria C



Fonte – Arquivo Projectação

- b) Telhamento, calhas e rufos – Há placas translúcidas ressecadas (Figura 10B), vários tipos de telha (de alumínio e galvalume, sanduíche ou simples, Figura 12A), infiltrações em vários pontos do telhamento e dos rufos, pouca inclinação da cobertura (cerca de 2.3%), destelhamentos (Figuras 12C e 12D) e dimensões insuficientes das calhas (Figura 12B).

Figura 12 – Telhamento e calhas, categoria C



Fonte – Arquivo Projectação

- c) Tubos de alumínio e chapas desnecessários (Figura 13)- região 1 (mezanino sul).

Figura 13 - Tubos desnecessários



Fonte – Arquivo Projectação

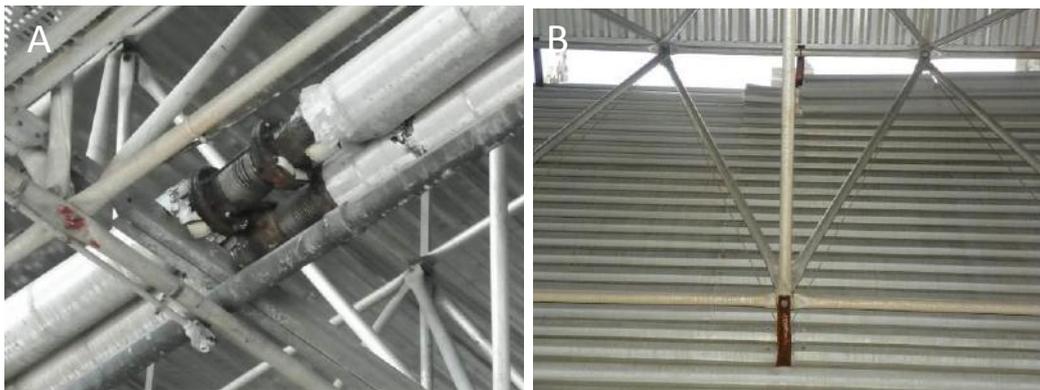
- d) Situações de corrosão por contato entre metais (galvânica) - contato direto entre elementos em aço e alumínio como presilhas/apoio em aço para

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

eletrocalhas, tubulações, luminárias e antenas, chapas de ligação dos vidros dos mezaninos, eletrocalhas em aço, pilares em aço, ligações da estrutura de cobertura com a estrutura de fechamento, telhas galvalume apoiadas diretamente sobre as terças em alumínio (Figura 14).

Este tipo de patologia, manifestado como corrosão branca em peças galvanizadas, foi também verificado pela empresa Projeto Alpha quando da vistoria da cobertura do Centro de Convenções Anhembi em 2009 [11].

Figura 14 – Contato de metais diferentes (A- Tubos de aço em contato com tubo de alumínio; B- perfil de aço ligado na cobertura de alumínio)



Fonte – Arquivo Projectação

- e) Tirantes e conexões dos tubos de queda de água (Figura 15)- estado de corrosão avançado.
- f) Sujeira e fuligem nas regiões com fôrro e nas ligações da estrutura (Figuras 15, 10A e 10D). Estas absorvem umidade do ar e induzem corrosão.

Figura 15 – Tubos de água e sujeira na estrutura



Fonte – Arquivo Projectação

- g) Árvores em contato com a estrutura de cobertura (Figuras 16 e 10C).
- h) Chapas deformadas e enterradas nas bases dos pilares em aço (Figura 16), especialmente nos pilares externos da região 5 (teatro de arena) - Esse

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

tipo de deformação deve estar relacionada à maior sobrecarga nesta região.

Figura 16 – Árvores em contato com a estrutura e chapas deformadas



Fonte – Arquivo Projectação

- i) Região de cobertura com perfis e seções diferentes da estrutura em geral na região 7.
- j) Mudança generalizada de coloração dos tubos em alumínio indicando início de corrosão (perda da película de óxido protetora).

3.5 Medição de deformações

As deformações da cobertura central (regiões 5 e 6) são medidas a cada 10m com o auxílio de trena a laser e mangueira de nível, com o intuito de verificar possíveis deformações excessivas, especialmente na região acima do planetário.

4 ANÁLISE ESTRUTURAL

Um modelo tridimensional em elementos finitos de toda a estrutura de cobertura é elaborado (Figura 17) para verificar a sua estabilidade, segurança e deformabilidade. As cargas atuantes consideradas estão relacionadas na Tabela 1.

Tabela 1: Cargas atuantes na estrutura

Ações variáveis (Q)	Carga de sucção do vento (VN)	-50 kg/m ²
	Sobrecarga (SC)	25 kg/m ²
Ações permanentes (G)	Peso próprio da estrutura (PP)	7 kg/m ²
	Peso próprio da telha existente (PA)	5 kg/m ²

Fontes: NBR 6123[12] e NBR8800[13]

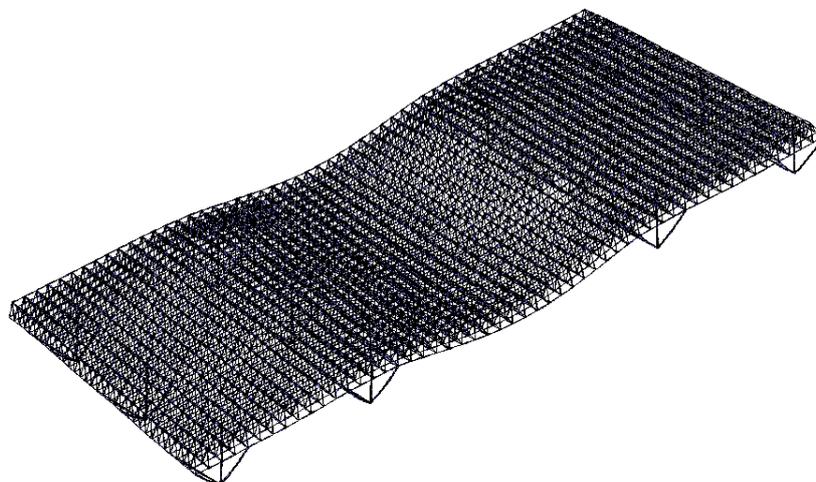
As combinações de carregamento consideradas são (NBR 8800[13]):

- a) Combinação frequente de serviço (ações permanentes desfavoráveis): 1,25PP+1,4PA+1,5SC.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- b) Combinação frequente de serviço (ações permanentes favoráveis): PP+PA+1,4VN.
- c) Combinação quase permanente de serviço: PP+PA+0,6SC.
- d) Combinação rara de serviço: PP+PA+VN.

Figura 1: Modelo tridimensional (deformado) em elementos finitos



Fonte – Arquivo Projectação

A capacidade resistente dos perfis em alumínio submetidos a esforços axiais de compressão e tração é obtida a partir das recomendações do *Eurocode 9* [14] e das propriedades físicas do alumínio e da liga 6351 T6 [10]. Os maiores esforços axiais são avaliados através do modelo em elementos finitos a partir de uma análise elástica linear. Os resultados, estudados por COUTINHO [15], estão listados na Tabela 2.

Tabela 2 - Esforços atuantes e resistentes dos perfis da treliça espacial

Diâmetro (mm)	Esforços de tração		Esforços de compressão	
	Força resistente	Força atuante	Força resistente	Força atuante
Ø140	263,40KN	224,48KN	248,44KN	195,39KN
Ø100	186,50KN	136,16KN	139,87KN	129,00KN
Ø75	93,57KN	60,35KN	74,43KN	59,39KN

Fonte: COUTINHO [15]

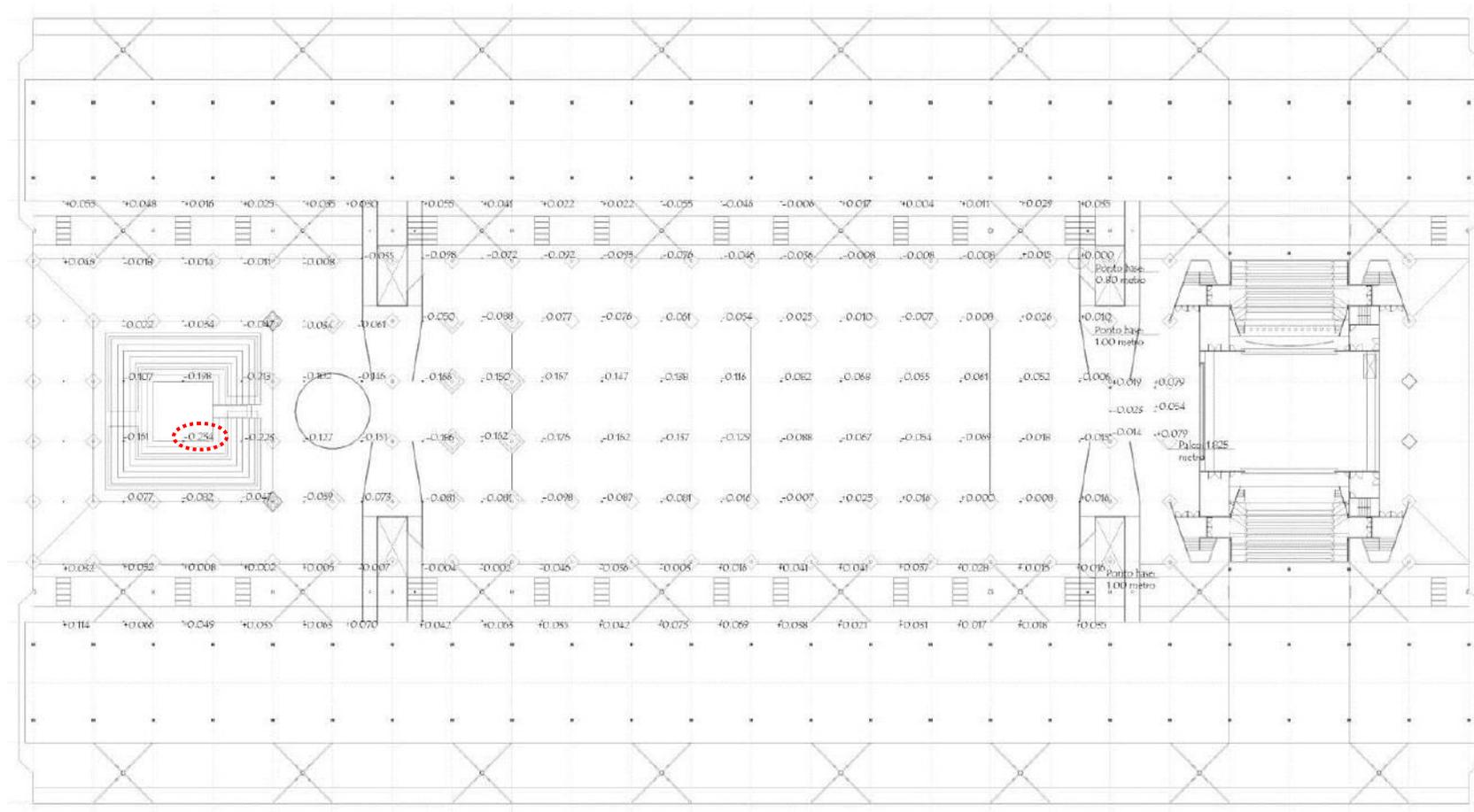
A capacidade resistente dos pilares-árvore em aço é baseada nas recomendações da NBR 8800[13] e os resultados são listados na Tabela 3.

Tabela 3 - Esforço máximo de compressão atuante e força resistente para pilares-árvores de aço

Diâmetro (mm)	Esforços de tração		Esforço de compressão	
	Força resistente	Força atuante	Força resistente	Força atuante
Ø200	956,82KN	549,71KN	499,76kN	490,51KN

O maior deslocamento verificado in loco é de 0,232m em relação ao ponto de apoio dos pilares-árvore e localizado nas proximidades do teatro de arena (Figura 18).

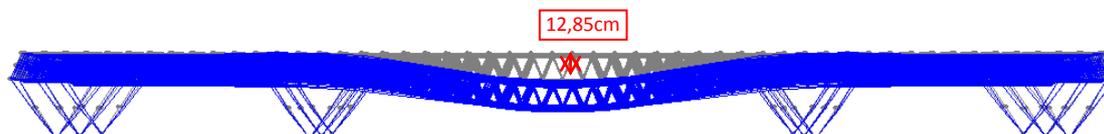
Figura 2 - Deformações verticais medidas *in loco* relativas ao nível dos pilares



Fonte – Arquivo Projectação

A deformação máxima obtida a partir do modelo estrutural na pior situação entre as combinações de serviço é de 0,1285m, localizada no meio do vão central da estrutura (Figura 19).

Figura 19 - Deformação teórica vertical máxima



Fonte – Arquivo Projectação

Segundo a NBR 8800[13] o máximo deslocamento vertical para vigas de cobertura é de $L/250$, o que equivale a $60/250=0,24m$. Portanto, verifica-se que a deformação medida *in loco* se aproxima bastante da flecha máxima permitida por norma.

Resumindo, a estrutura não suporta cargas superiores as existentes, já que a deformação observada *in loco* é similar à máxima permitida pela NBR 8800[13] e também porque os esforços atuantes estão próximos dos esforços resistentes. A grande diferença entre a deformação máxima teórica e a deformação máxima medida *in loco* se deve a dois fatores: a carga adicional não considerada na região 5 (teatro de arena, ver painéis em vermelho na Figura 5) e a folga verificada de muitos parafusos. Notar que a deformação medida *in loco* se aproxima da teórica em outros pontos (Figura 18) e que não se verifica a hipótese inicial de grande deformação acima do planetário.

A capacidade resistente das ligações também foi verificada levando em conta a não observância *in loco* de problemas de flexão localizada no amassamento dos perfis nos nós, que pode ser um modo de falha dominante da estrutura (SOUZA [5]) e também a verificação da capacidade resistente à tração e cisalhamento dos parafusos de ligação em aço.

5 PROCEDIMENTOS DE RECUPERAÇÃO E REABILITAÇÃO

A partir dos itens 3 e 4, procedimentos de recuperação e reabilitação são montados recuperar a integridade estética e estrutural da cobertura como segue:

5.1 Procedimento para elementos pintados de azul

- Apertar parafusos com folga.
- Limpeza mecânica de todos os parafusos e chapas da ligação.
- Aplicação de anti-corrosivo a base de ácidos inorgânicos em todos os parafusos e chapas da ligação.
- Galvanização a frio de todos os parafusos e pintura à base de epóxi (mínimo 50 microns) nas chapas de ligação.
- Pintura de acabamento de todos os parafusos e chapas da ligação com tinta à base de poliuretano acrílico alifático (mínimo 50 microns).

A Figura 20 ilustra uma base do pilar-árvore em aço antes e depois da recuperação.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Figura 20 – Base dos pilares árvores



Fonte – Arquivo Projectação

5.2 Procedimento para elementos pintados de vermelho

- Apertar parafusos com folga e acrescentar novos parafusos nos lugares em que estão faltando.
- Substituir parafusos (ASTM A-325) e chapas (ASTM A-36) marcados em vermelho por outros galvanizados à quente de mesmo diâmetro e espessura, respectivamente. Os novos parafusos e chapas são pintados após aplicação com tinta à base de resina epóxi (mínimo 50 microns).
- Pintura de acabamento em todos os parafusos, chapas da ligação e pilares com tinta à base de poliuretano acrílico alifático (mínimo 50 microns).

A Figura 21 ilustra uma ligação antes e depois da recuperação.

Figura 21 – Recuperação de ligação da cobertura



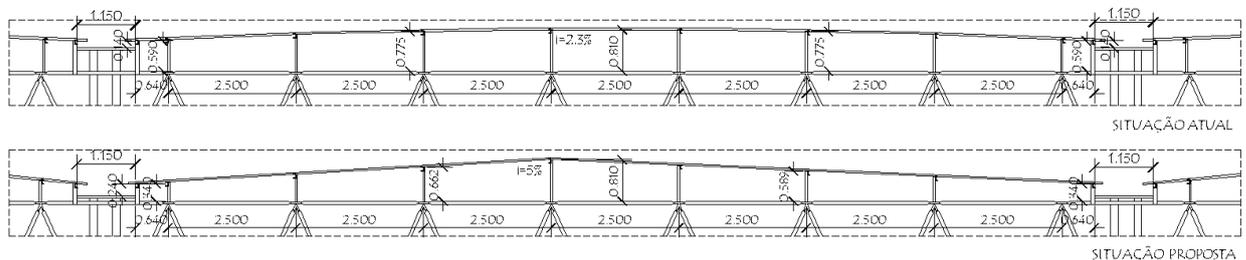
Fonte – Arquivo Projectação

5.3 Procedimentos para elementos especiais

Os procedimentos de recuperação e reabilitação dos pontos não marcados ou especiais são, respectivamente:

- Passarela de ligação- completa demolição da estrutura.
- Telhamento - substituição completa, incluindo calhas, rufos e alterando a sua inclinação conforme a Figura 22. A ordem de substituição sugerida é do centro para as bordas, não alterando assim a distribuição de esforços da estrutura (Figura 23). É importante notar que a nova telha deve ter peso igual ou inferior a telha existente (5 kg/m^2 , ver item 4) sendo necessário o desenvolvimento de uma telha termo-acústica em alumínio com enchimento em poliuretano específica para esta cobertura.

Figura 22 - Esquema de inclinação de telhas e calhas



Fonte – Arquivo Projectação

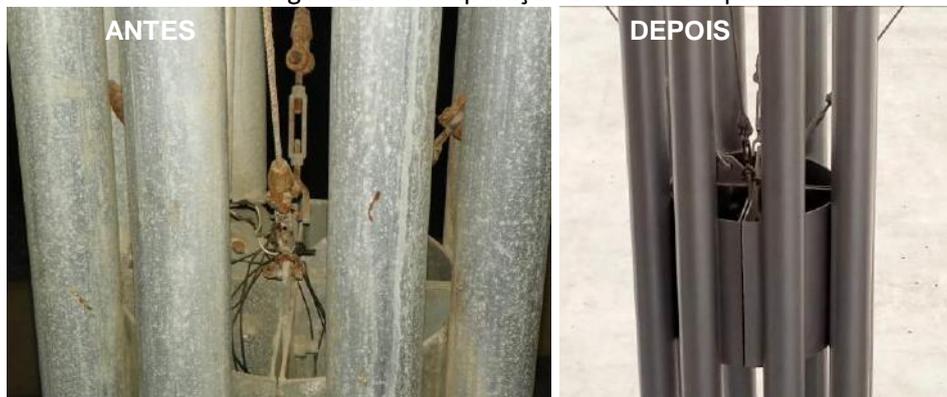
Figura 23 – Substituição de telhamento da cobertura



Fonte – Arquivo Projectação

- c) Tubos de alumínio desnecessários devem ser removidos por conter partes em aço, que podem induzir corrosão galvânica.
- d) Situações de corrosão por contato entre metais (galvânica)- em todos os casos deve-se utilizar fitas adesivas para evitar o contato entre metais, substituir por elementos em alumínio ou retirar os elementos em aço. No caso dos pilares-árvore em aço deve ser introduzida uma borracha sintética (neoprene) nas ligações com a estrutura de cobertura em alumínio.
- e) Tirantes e conexões dos tubos de queda de água- substituição de todos os tirantes e soquetes de conexão dos tubos de queda de água das calhas (Figura 24).

Figura 24 – Recuperação de tubos de queda



Fonte – Arquivo Projectação

- f) Sujeira e fuligem- limpar toda a estrutura (Figura 25).

Figura 25 – Limpeza e proteção da estrutura



Fonte – Arquivo Projectação

- g) Podagem de todas as árvores do entorno.
h) Chapas deformadas e enterradas nas bases dos pilares em aço- monitoramento destas deformações de modo que uma possível intervenção seja realizada no futuro.
i) Estrutura de cobertura com perfis - apesar de não haver problemas aparentes, é importante lembrar que não devem ser acrescentadas cargas nesta região.
j) Mudança de coloração dos tubos em alumínio - proteger toda a estrutura com uma pintura à base de poliuretano acrílico alifático (Figuras 25 e 26).

Figura 26 – Estrutura após a recuperação



Fonte – Arquivo Projectação

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

6 CONCLUSÃO

O procedimento de retrofit descrito envolve uma vistoria preliminar, um mapeamento das regiões de interesse, uma medição das deformações in loco, uma avaliação estrutural criteriosa, uma identificação dos problemas detectados a partir de marcação com pintura dos elementos atingidos e a proposição de procedimentos de recuperação não destrutivos, exceto na região 8 (passarela de ligação). A hipótese inicial de grande deformação da estrutura não é confirmada, embora não tenha sido possível o aumento de cargas, conduzindo ao desejado retelhamento da coberta com uma telha termo-acústica de peso equivalente. O procedimento descrito, executado em 2014, mostra-se bastante eficaz e restabelece o estado de integridade original da estrutura já que foi executado em apenas 10 meses e não foi observada nenhuma anomalia ou problema construtivo/estrutural nas vistorias posteriores de verificação realizadas.

Agradecimentos

A Projectação agradece a FUNESC, Consórcio COMPECC/Contémica e o Governo do Estado da Paraíba pela oportunidade de vistoriar e recuperar esta estrutura. Aos arquitetos Fábio Queiroz e Expedito Arruda, nosso agradecimento pelo levantamento e propostas arquitetônicas durante o processo de retrofit. Ao engenheiro Bernar Braga e o sr. Ramos Trajano pelo apoio durante o processo de vistoria.

REFERÊNCIAS

- 1 SILVA, Elcio Gomes; MACEDO, Danilo Matoso. Estruturas metálicas no concreto de Brasília. Anais do IV Seminário docomomo_sul. 2013.
- 2 VIEGAS, Fernando. Conjunto Nacional, de David Libeskind. Revista Arquitetura e Urbanismo. 2013; edição 237.
- 3 SOUZA, Arnaldo Nascimento de; MALITE, Maximiliano. Análise do projeto de estruturas metálicas espaciais: ênfase em coberturas. Cadernos de Engenharia de Estruturas. 2005; volume 7 (n. 27): 27-58.
- 4 FURTINI, Flávia Macedo. Estudo de cobertura para grandes vãos utilizando perfis tubulares. Ouro Preto: Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto; 2005.
- 5 SOUZA, Alex Sander Clemente. Análise teórica e experimental de treliças espaciais. São Carlos: Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; 2003.
- 6 DAL´BÓ, Tânia Cristina Machado; SARTORTI, Artur Lenz. Falhas e Patologias nas Estruturas Metálicas. Anais do Construmetal 2012 (acesso em 10/04/2016). Disponível em <http://www.abcem.org.br/construmetal/2012>.
- 7 COSTA, Fábio Gomes da. Manutenção das estruturas metálicas com a utilização dos ensaios não destrutivos. Anais do Construmetal 2012 (acesso em 10/04/2016). Disponível em <http://www.abcem.org.br/construmetal/2012>.
- 8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 5674 – Manutenção de Edificações - Procedimento. Rio de Janeiro; 1999.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 9 ROCHA, Germana; CABRAL, Sandro. Bernardes e Campello: Expressão Tectônica de Duas Gerações Modernistas em João Pessoa. Anais do 3o Seminário docomomo_nne. 2010.
- 10 ALCOA. Ligas e Têmperas de Extrusão. 2010; Disponível em https://www.alcoa.com/brasil/pt/resources/pdf/industria/catalogo_ligas_temperas_2010.pdf.
- 11 Projeto Alpha Engenharia de Estruturas. Laudo técnico estrutural da cobertura Anhembí; 2009.
- 12 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro; 1988.
- 13 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro; 2008.
- 14 European Committee for Standardization – Eurocode 9: Design of Aluminium Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings; 2000.
- 15 COUTINHO, Priscila Aquino. O alumínio e o dimensionamento de treliças espaciais com elementos tubulares segundo o Eurocode 9. João Pessoa: Monografia (Graduação), Universidade Federal da Paraíba; 2016.

SUSTENTABILIDADE

Tema: Sustentabilidade

INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE PARA COMPARAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM AÇO E CONCRETO ARMADO

Pinto, Lelislânia Cristiane Noronha ¹
Azevedo, Rogério Cabral de ²

Resumo

As preocupações ambientais atuais impulsionam o mercado da construção civil em direção às exigências das certificações ambientais para seus produtos. Em contrapartida, os sistemas de certificação ambiental não são totalmente compatíveis para comparação dos sistemas construtivos em aço e concreto armado, dificultando o processo de análise do sistema construtivo que atenda de forma mais eficiente os requisitos de sustentabilidade de um determinado projeto. Este trabalho apresenta uma relação de indicadores aplicáveis para realizar a comparação do desempenho sustentável dos sistemas construtivos em aço e concreto armado para a construção de edifícios comerciais. Foram avaliados os sistemas de certificação sustentável DGNB e LEED, cujos indicadores de sustentabilidade foram selecionados levando em consideração os itens nos quais a análise e pontuações são influenciadas pela escolha de projeto em aço ou concreto armado. Os resultados apontam contribuições significativas para a tomada de decisões dos agentes envolvidos durante as fases do ciclo de vida dos empreendimentos em aço e concreto armado.

Palavras-chave: Avaliação de Sustentabilidade; Certificação Ambiental; Sistemas Construtivos.

SUSTAINABILITY INDICATORS FOR COMPARISON OF BUILDINGS IN STEEL AND REINFORCED CONCRETE

Abstract

The current environmental concerns drive the construction market towards the requirements of environmental certifications for their products. In contrast, environmental certification systems are not fully compatible for comparison of building systems in steel and reinforced concrete, hindering the construction system analysis process that meets the more efficiently a project of sustainability requirements. This paper presents a list of indicators applicable to make the comparison of sustainable performance of building systems in steel and reinforced concrete for the construction of commercial buildings. We evaluated the sustainable certification systems DGNB and LEED, whose sustainability indicators were selected taking into account the items on which the analysis and scores are influenced by the choice of steel or reinforced concrete design. The results show significant contributions to the decision-making of the agents involved during the stages of the life cycle of projects in steel and reinforced concrete.

Keywords: Sustainability Assessment; Environmental Certification; Building Systems.

¹ Mestranda em Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

² Doutor em Engenharia Civil, Professor do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

A Indústria da construção civil demanda muitos recursos em suas atividades de construção, operação, manutenção e também no final do ciclo de vida dos empreendimentos e causa uma série de impactos ambientais como o aquecimento global, o esgotamento de recursos naturais, a poluição e geração de resíduos, que aumentam a cada dia [1].

A indústria da construção civil é em nível global um dos modelos de produção e consumos mais ineficientes. Na União Europeia, a construção civil gerou um consumo de energia de cerca de 40% do total de energia consumida e foi responsável por 30% das emissões de CO² assim como é responsável por 40% do total dos resíduos gerados [2].

É necessária a adoção de técnicas e práticas na construção civil que propiciem maior eficiência na utilização e gestão dos recursos. Muitos progressos já foram feitos, mas ainda é necessário aumentar o desempenho ambiental das edificações, utilizando os princípios da construção sustentável [3].

As metodologias para avaliação ambiental de edifícios surgiram em meados de 90 na Europa, Estados Unidos e Canadá. Nesta década, ocorreu a Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento, na qual foram definidas metas ambientais com o objetivo de fomentar a demanda do mercado por níveis superiores de desempenho ambiental. Houve o consenso entre pesquisadores e agências governamentais, quanto à classificação de desempenho atrelada aos sistemas de certificação ser considerada um dos métodos mais eficientes para elevar o nível de desempenho ambiental dos empreendimentos [4].

Em consequência, alguns países como Estados Unidos, Canadá, Austrália, Japão, Hong Kong, Alemanha têm investido em sistemas próprios de certificação ambiental de edifícios, baseados em critérios e indicadores de desempenho ambiental, como o sistema BREEAM (BRE Environmental Assessment Method), desenvolvido no Reino Unido, o sistema LEED (Leadership in Energy & Environmental Design), criado nos EUA, dentre outros [5].

No Brasil, a certificação ambiental de prédios já é percebida pelos agentes da construção civil e o interesse pelo assunto está se consolidando. Os sistemas de certificação mais utilizados são: o sistema LEED, o sistema AQUA (Alta Qualidade Ambiental), adaptado do sistema francês HQE (Haute Qualité Environnementale des Bâtiments) e o Selo Azul da Caixa, ambos desenvolvidos no Brasil [6].

O Brasil foi em 2014 o terceiro país do mundo com o maior número de empreendimentos certificados pelo sistema LEED, de acordo com o ranking do GBC Brasil. No ano de 2013 o país estava na quarta colocação. Com 223 projetos certificados em 2014, e 950 em fase de aprovação, o Brasil ficou atrás apenas dos Estados Unidos, que teve 21.738 edificações certificadas e da China, com 581 certificações [7].

O Brasil já progrediu em alguns aspectos, no que diz respeito a sistemas de certificação e indicadores de sustentabilidade, no entanto, os critérios e metodologias não são totalmente replicáveis, pois são naturalmente diferentes, oriundos de prioridades ambientais que variam de um país a outro; assim como as práticas construtivas e de projeto, o clima, as características

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dos empreendimentos a serem construídos, as prioridades de regulamentações e do mercado. Um ponto de partida para melhoria deste cenário seria o desenvolvimento de um método brasileiro que contemplasse categorias que reflitam prioridades nacionais não contempladas nos métodos estrangeiros [8].

Esta pesquisa é focada no estudo dos sistemas de certificação ambiental, selecionando os principais indicadores para a comparação do desempenho de edifícios em aço e concreto armado destinados ao uso comercial. Foi selecionada uma lista de indicadores que servirá de apoio aos diversos agentes do setor da construção civil, principalmente durante a tomada de decisões para a escolha do processo construtivo que atenda às exigências e expectativas dos *stakeholders*, relacionadas aos aspectos da sustentabilidade ambiental do projeto. Esta lista irá permitir avaliar os itens que causam interferência na escolha do sistema construtivo, considerando as estruturas, vedações e os processos construtivos.

Por se tratar de um assunto relativamente novo no Brasil, mas que vem evoluindo, o segmento comercial foi alvo deste estudo porque já é percebido exigências de certificação e adequação às práticas sustentáveis em projetos desta natureza. Conforme estatísticas do GBC Brasil, órgão certificador do sistema LEED no Brasil, até o ano de 2016, o Brasil conta com 322 certificações, sendo 48,7% referentes ao setor comercial e de escritórios [9].

Este estudo torna-se um instrumento de apoio aos projetistas, incorporadores, investidores, construtores e demais envolvidos no processo de avaliação dos sistemas construtivos em aço e concreto armado para atendimento às iniciativas e demandas do mercado.

2. SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Na década de 1960 o termo “meio ambiente” foi utilizado pela primeira vez em um evento internacional, chamado de reunião do Clube de Roma. O objetivo desta reunião foi discutir sobre os negócios internacionais e as iniciativas para a reconstrução dos países no pós-guerra. Alguns problemas ambientais que envolvem fronteiras entre países foram abordados, estabelecendo pela primeira vez a discussão sobre o assunto. O primeiro país a perceber a necessidade de intervenção do estado sobre as questões ambientais foram os Estados Unidos, que criou o regulamento em 1969 chamado de “Avaliação dos Impactos Ambientais”, (AIA), que logo se difundiu internacionalmente [10].

O primeiro relatório do Clube de Roma chamado de “Limites do Crescimento”, de 1972, impactou a comunidade científica ao apresentar cenários negativos sobre o futuro do planeta se o modelo de pensamento da época não fosse revisto. Se as tendências de crescimento da população mundial, industrialização, poluição, produção de alimentos e de esgotamento de recursos continuassem, os limites para o crescimento neste planeta seriam alcançados nos próximos cem anos [11].

No mesmo ano, em 1972, a Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente ocorrida em Estocolmo, abordou os problemas ambientais e suas consequências estabelecendo os direitos e responsabilidades de todos os governos, relativos à proteção ambiental e desenvolvimento sustentável [12; 13].

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

A Comissão Mundial sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento foi criada em 1983 e presidiada por Gro Harlem Brundtland. O relatório Brundtland ficou pronto em 1987 e foi o primeiro relatório a trazer para o discurso público o termo sustentabilidade que ganhou o seguinte significado: suprir as necessidades da geração presente sem afetar a capacidade das gerações futuras em suprir as suas próprias necessidades [13].

O desenvolvimento sustentável é baseado em três dimensões principais: ambiental, social e econômica. Assim, todas as ações voltadas ao desenvolvimento sustentável devem atuar simultaneamente nas três dimensões. Os aspectos econômicos do desenvolvimento sustentável abordam um sistema econômico que facilite o acesso a recursos e oportunidades e o uso do espaço ecologicamente produtivo, que permita meios de sobrevivência sustentáveis para todos. O foco está na satisfação das necessidades humanas, não apenas em lucro, dentro limites do ecologicamente possível e sem infringir sobre os direitos humanos básicos. Os aspectos sociais abrangem o desenvolvimento de sociedades justas com uma qualidade de vida aceitável. Já os aspectos ambientais visam encontrar um equilíbrio entre a proteção do ambiente físico e seus recursos e o uso desses recursos de forma racional, garantindo que o ambiente natural mantenha as condições de vida dos seres vivos que o habitam [14].

Em 1992, foi realizada a Conferência das Nações Unidas sobre Ambiente e Desenvolvimento (CNUAD) no Rio de Janeiro, na qual participaram mais de 170 países. Foram produtos desta conferência os seguintes documentos: Agenda 21, Declaração do Rio sobre Ambiente e Desenvolvimento, Declaração de Princípios sobre o uso das Florestas e a Convenção Quadro sobre as Alterações climáticas. Destes documentos, um de grande importância foi a Agenda 21, que se constituiu num documento de alcance a nível global, atingindo também a população nacional e local, no qual envolveu todos os setores da sociedade, no estudo de soluções para o alcance do desenvolvimento sustentável [15].

Em 1994, foi realizada em Tampa, na Flórida, a primeira conferência Internacional sobre construção sustentável, no qual foram feitas diversas propostas para chegar à definição de construção sustentável e onde foi discutido o futuro da construção sob o aspecto da sustentabilidade. A definição do termo “construção sustentável” mais aceita foi apresentada por Charles Kibert: “criação e gestão responsável de um ambiente construído saudável, tendo em consideração os princípios ecológicos e a utilização eficiente dos recursos” [16].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia a ser seguida neste trabalho irá conter as seguintes etapas:

- a) Análise dos sistemas de certificação de sustentabilidade existentes;
- b) Verificação da abordagem dos indicadores dos sistemas de certificação existentes;
- c) Seleção dos sistemas que apresentam uma maior quantidade de indicadores aplicáveis (no mínimo 5); que contribuem para a diferenciação de projeto em estrutura metálica ou concreto armado;
- d) Análise das regras de pontuação e ponderação dos sistemas de certificação para os indicadores selecionados;
- e) Elaboração de uma tabela contendo os indicadores aplicáveis para comparação dos sistemas construtivos e descrevendo os objetivos de cada indicador.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os sistemas que apresentaram os mesmos indicadores foram descartados, sendo que a prioridade de seleção foi direcionada para os sistemas mais utilizados no Brasil, devido à facilidade de acesso às informações. Os sistemas que apresentaram pelo menos 3 indicadores diferentes dos demais selecionados foram incluídos. Os indicadores que permitiram obter a pontuação apenas para um sistema construtivo foram selecionados, limitado a um percentual máximo de 30% do total de indicadores selecionados para cada sistema de certificação.

Desta forma, foram selecionados os sistemas DGNB e LEED, que apresentam 18 e 14 indicadores aplicáveis respectivamente, para comparação de sistemas construtivos em aço e concreto armado, conforme mostra a Tabela 1 abaixo.

Tabela 1: Relação dos sistemas selecionados x não selecionados. Fonte: autor

SISTEMAS SELECIONADOS		
Sistema de Certificação	País de Origem	Justificativa
DGNB	Alemanha	18 indicadores aplicáveis
LEED	Estados Unidos	14 indicadores aplicáveis
SISTEMAS NÃO SELECIONADOS		
AQUA-HQE	Brasil-França	08 indicadores aplicáveis
BNB	Alemanha	Não foi possível avaliar. Documentação em alemão
BREEAM	Inglaterra	03 indicadores aplicáveis
CASBEE	Japão	12 indicadores aplicáveis
Escale	França	Não encontrado
Green Globes	Canadá	12 indicadores aplicáveis
Green Star	Austrália	Sistema que contempla indicadores mais específicos para construções em wood frame, steel frame e drywall (possibilidade de distorção da análise)
HQE	França	Não foi possível avaliar. Documentação em francês
LIDERA	Portugal	10 indicadores aplicáveis
NABERS	Austrália	6 indicadores aplicáveis
PromisE	Finlândia	Não encontrado
Protocolo Itaca	Itália	Não foi possível avaliar. Documentação em italiano
Selo Azul da Caixa	Brasil	Não aplicável. Válido para edificação habitacional
SICES	México	Não encontrado
TGBRS India	Índia	07 indicadores aplicáveis
TÜV Süd SCoRE	Alemanha	Não aplicável. Válido para edificações existentes e aplicações específicas que não são foco do estudo

4.1 Sistema de Certificação LEED

O sistema LEED é um sistema internacional de certificação ambiental para empreendimentos, utilizado atualmente em 143 países. Foi criado em 1993 nos Estados Unidos por um conselho

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

aberto e voluntário, o U.S Green Building Council (USGBC). No Brasil, a USGBC é representada pela GBC Brasil. Atualmente, existem 322 empreendimentos certificados no Brasil e 1051 empreendimentos registrados, estando em processo de certificação [9].

A pontuação do sistema LEED é dada em função das 7 áreas de avaliação (espaço sustentável, eficiência do uso da água, energia e atmosfera, materiais e recursos, qualidade ambiental interna, inovação e prioridades regionais). Cada área de avaliação possui pré-requisitos, que são itens obrigatórios e para os itens não obrigatórios, as recomendações que são atendidas garantem pontos para o empreendimento avaliado. Os níveis alcançáveis de certificação LEED são conforme Tabela 2 abaixo:

Tabela 2 – Pontuação do sistema LEED. Fonte: autor com dados extraídos de [9]

Categorias	Pontuação (pontos)
Platina	+ de 80 pontos
Ouro	60 - 69
Prata	50 - 59
Certificado	40 - 49

A Tabela 3 abaixo apresenta o *checklist* do sistema LEED para a modalidade “Novas Construções”:

Tabela 3: *Checklist* do sistema LEED – Versão 04. Fonte: autor com dados extraídos de [9]

LEED - Novas Construções - Checklist - v4			
Tópico	Critério	Pontuação máxima	Participação pontuação total
	Processos Integrados	1	0,9%
Localização e Transporte	LEED para desenvolvimento local de bairro	0	0,0%
	Proteção sensitiva da terra	1	0,9%
	Alta prioridade local	2	1,8%
	Densidade circundante e diversos usos	5	4,5%
	Acesso a trânsito de qualidade	5	4,5%
	Instalações de bicicleta	1	0,9%
	Redução de espaço de estacionamento	1	0,9%
Espaços Sustentáveis	Veículos verdes	1	0,9%
	Prevenção da poluição nas atividades de construção	Pré-Requisito	-
	Avaliação do local	1	0,9%
	Desenvolvimento do local - Proteção ou restauração do habitat	2	1,8%
	Espaço aberto	1	0,9%
	Gerenciamento de água de chuva	3	2,7%
	Redução de ilha de calor	2	1,8%

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

	Redução da poluição de luz	1	0,9%
Eficiência de água	Redução do uso de água ao ar livre	Pré-Requisito	-
	Redução de água interior	Pré-Requisito	-
	Medição do nível de água do edifício	Pré-Requisito	-
	Redução do uso de água ao ar livre	2	1,8%
	Redução do uso de água interior	6	5,5%
	Uso de torre de resfriamento de água	2	1,8%
	Medição de água	1	0,9%
Energia e Atmosfera	Comissionamento fundamental e verificação	Pré-Requisito	-
	Performance mínima de energia	Pré-Requisito	-
	Medição do nível de energia do edifício	Pré-Requisito	-
	Gerenciamento de refrigeração fundamental	Pré-Requisito	-
	Comissionamento reforçado	6	5,5%
	Otimização da performance de energia	18	16,4%
	Medição avançada de energia	1	0,9%
	Resposta à demanda	2	1,8%
	Produção de energia renovável	3	2,7%
	Gerenciamento de refrigeração reforçado	1	0,9%
Poder verde e compensações de carbono	2	1,8%	
Materiais e Recursos	Armazenagem e recolha de materiais recicláveis	Pré-Requisito	-
	Plano de gestão de resíduos de construção e demolição	Pré-Requisito	-
	Redução do impacto do ciclo de vida do edifício	5	4,5%
	Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Declarações ambientais dos produtos	2	1,8%
	Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Abastecimento de matérias-primas	2	1,8%
	Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Ingredientes dos materiais	2	1,8%
	Gestão dos resíduos de construção e demolição	2	1,8%
Qualidade Ambiental Interna	Performance mínima de qualidade do ar interior	Pré-Requisito	-
	Controle ambiental de fumaça do tabaco	Pré-Requisito	-
	Estratégias de aumento da qualidade interior do ar	2	1,8%
	Materiais de baixa emissão	3	2,7%
	Plano de gestão da qualidade do ar no interior da construção	1	0,9%
	Avaliação da qualidade do ar interior	2	1,8%
	Conforto térmico	1	0,9%
	Iluminação interior	2	1,8%
	Luz solar	3	2,7%
	Qualidade das paisagens	1	0,9%
Performance acústica	1	0,9%	
Inovação	Inovação	5	4,5%
	Profissional licenciado LEED	1	0,9%
Prioridade Regional	Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%
	Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%
	Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%
	Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%
		110	100%

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4.2 Sistema de Certificação DGNB

O sistema de certificação DGNB é um sistema alemão, desenvolvido pelo German Sustainable Building Council (Conselho de Construção Sustentável da Alemanha), criado em 2007. O sistema DGNB atualmente é aplicado em vários países, dentre os quais se pode citar: Brasil, China, Itália, Argentina [17].

O sistema DGNB abrange as seguintes áreas de avaliação: Qualidade Ambiental, Qualidade Econômica, Qualidade Sócio-cultural e funcionalidade, Qualidade Técnica, Qualidade do Processo e Qualidade do terreno. A pontuação é dividida em 3 categorias para construções novas: Prata, Ouro e Platino. A análise é feita de duas formas: através da performance obtida em cada um dos grupos de indicadores e através da performance total obtida pelo conjunto, conforme mostra a Tabela 04 [17].

Tabela 04: Pontuação do sistema DGNB. Fonte: autor com dados extraídos de [17]

Categories	Índice total de desempenho	Índice de desempenho mínimo por área de avaliação	Observações
Bronze*	a partir de 35%	-	Somente para construções existentes
Prata	a partir de 50%	35%	
Ouro	a partir de 65%	50%	
Platina	a partir de 80%	65%	

A Tabela 05 abaixo apresenta o *checklist* do sistema DGNB para a modalidade “Novas Construções - Escritórios”:

Tabela 05: *Checklist* do sistema DGNB. Fonte: autor com dados extraídos de [18]

Checklist DGNB – Novas Construções - Escritórios - 2014					
Tópico	Critério do grupo	Critério nº	Critério	Fator de relevância	Participação na pontuação total
Qualidade Ambiental (ENV)	Efeitos sobre o meio ambiente global e local	ENV1.1	Avaliação do impacto do ciclo de vida	7	7,9%
		ENV1.2	Impacto ambiental local	3	3,4%
		ENV1.3	Contratação responsável	1	1,1%
	Consumo de recursos e geração de resíduos	ENV2.1	Avaliação do impacto do ciclo de vida - Energia primária	5	5,6%
		ENV2.2	Demanda de água potável e volume de efluentes	2	2,3%
		ENV2.3	Uso da terra	2	2,3%
Qualidade Econômica	Custo de ciclo de vida	ECO 1.1	Custo do ciclo de vida	3	9,6%

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

(ECO)	(ECO10)				
	Desenvolvimento econômico (ECO20)	ECO 2.1	Flexibilidade e adaptabilidade	3	9,6%
		ECO 2.2	Viabilidade comercial	1	3,2%
Qualidade sociocultural e funcional (SOC)	Saúde, conforto e satisfação do usuário (SOC10)	SOC 1.1	Conforto térmico	5	4,3%
		SOC 1.2	Qualidade do ar interior	3	2,6%
		SOC 1.3	Conforto acústico	1	0,9%
		SOC 1.4	Conforto visual	3	2,6%
		SOC 1.5	Controle do uso	2	1,7%
		SOC 1.6	Qualidade dos espaços externos	1	0,9%
		SOC 1.7	Proteção e segurança	1	0,9%
Qualidade sociocultural e funcional (SOC)	Funcionalidade (SOC20)	SOC 2.1	Design para todos	2	1,7%
		SOC 2.2	Acessos públicos	2	1,7%
		SOC 2.3	Instalações de ciclistas	1	0,9%
	Qualidade do projeto (SOC30)	SOC 3.1	Design e qualidade urbana	3	2,6%
		SOC 3.2	Arte pública integrada	1	0,9%
		SOC 3.3	Qualidade do projeto	1	0,9%
Qualidade técnica (TEC)	Qualidade técnica (TEC10)	TEC 1.1	Segurança contra fogo	2	4,1%
		TEC 1.2	Isolamento de som	2	4,1%
		TEC 1.3	Qualidade da envoltória do edifício	2	4,1%
		TEC 1.4	Adaptação de sistemas técnicos	1	2,0%
		TEC 1.5	Limpeza e manutenção	2	4,1%
		TEC 1.6	Desconstrução e desmontagem	2	4,1%
Qualidade de Processos (PRO)	Qualidade de planejamento (PRO10)	PRO 1.1	Breve abrangência do projeto	3	1,4%
		PRO 1.2	Projeto integrado	3	1,4%
		PRO 1.3	Conceito do projeto	3	1,4%
		PRO 1.4	Aspectos sustentáveis em fase de estudo	2	1,0%
		PRO 1.5	Documentação para gestão de instalações	2	1,0%
	Qualidade de construção (PRO20)	PRO 2.1	Impactos ambientais da construção	2	1,0%
		PRO 2.2	Garantia da qualidade da construção	3	1,4%
		PRO 2.3	Comissionamento sistemático	3	1,4%
Qualidade do terreno (SITE)	Qualidade do terreno (SITE10)	SITE 1.1	Ambiente local	2	0,0%
		SITE 1.2	Imagem pública e condições sociais	2	0,0%
		SITE 1.3	Acesso a transporte	3	0,0%
		SITE 1.4	Acesso a instalações	2	0,0%
					100%

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

4.3 Indicadores selecionados para comparação de sistemas construtivos em aço e concreto armado

A análise dos indicadores dos sistemas LEED e DGNB, com o objetivo de identificar os que poderiam ser utilizados para a avaliação da diferenciação dos sistemas construtivos em aço e concreto armado, que causam interferência na pontuação final, resultou nos indicadores selecionados nas Tabelas 06 e 07 abaixo.

Tabela 06: Indicadores selecionados do sistema LEED. Fonte: autor

LEED - Novas Construções - v4 - Indicadores selecionados					
Item	Tópico	Indicador	Pontuação máxima	Participação na pontuação total	Objetivo
1	Energia e atmosfera	Performance mínima de energia	Pré-Requisito		Diminuir os impactos ambientais e econômicos provenientes da utilização de energia excessiva até alcançar um nível mínimo da eficiência energética da construção e seus sistemas
2		Otimização da performance de energia	18	16,4%	Alcançar níveis crescentes de Desempenho energético além do padrão pré-requisito, para diminuir os danos ambientais e econômicos associados ao uso excessivo de energia
3	Materiais e Recursos	Plano de gestão de resíduos de construção e demolição	Pré-Requisito		Reduzir os resíduos de construção e demolição depositados em aterros e instalações de incineração de recuperação, reutilização e reciclagem de materiais
4		Redução do impacto do ciclo de vida do edifício	5	4,5%	Incentivar a adaptação ao reuso e otimizar o desempenho ambiental de produtos e materiais
5		Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Declarações ambientais dos produtos	2	1,8%	Incentivar a utilização de produtos e materiais para os quais as informações sobre ciclo de vida estão disponíveis e que têm impactos no ciclo de vida nas dimensões ambientais, econômicas e sociais. Recompensar as equipes de projetos que selecionarem produtos de fabricantes que confirmarem melhorias nos impactos do ciclo de vida de seus produtos
6		Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Abastecimento de matérias-primas	2	1,8%	Incentivar a utilização de produtos e materiais para os quais as informações sobre o ciclo de vida estão disponíveis e que tem impactos no ciclo de vida nas dimensões ambientais, econômicas e sociais. Recompensar as equipes de projeto que selecionarem produtos que tem sido extraídos de forma responsável

7		Divulgação dos produtos do edifício e otimização - Ingredientes dos materiais	2	1,8%	Incentivar a utilização de produtos e materiais para os quais as informações sobre o ciclo de vida estão disponíveis e que tem impactos no ciclo de vida nas dimensões ambientais, econômicas e sociais. Para recompensar as equipes de projetos que selecionarem produtos para os quais os ingredientes químicos são verificados usando um método de seleção dos produtos de forma a minimizar a geração de substâncias nocivas. Recompensar os fabricantes de matérias-primas que produzem produtos verificados e que tem seus impactos melhorados
8		Gestão dos resíduos de construção e demolição	2	1,8%	Minimizar os resíduos de construção e demolição depositados em aterros e instalações de incineração de recuperação, reutilização e reciclagem de materiais
9	Qualidade Ambiental interna	Materiais de baixa emissão	3	2,7%	Reduzir concentrações de contaminantes químicos que podem danificar a qualidade do ar, a saúde humana, a produtividade e o meio ambiente
10		Conforto térmico	1	0,9%	Promover aos ocupantes produtividade, conforto e bem estar, proporcionando qualidade de conforto térmico
11		Performance acústica	1	0,9%	Proporcionar espaços de trabalho e salas de aula que promovem o bem estar, produtividade dos ocupantes e comunicações através de projeto acústico eficaz.
12	Prioridade Regional	Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%	Fornecer um incentivo para obtenção de créditos para projetos que estão localizados em regiões que abordam prioridades de saúde pública, igualdade social e localização geográfica ambiental específica
13		Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%	
14		Prioridade regional: crédito específico	1	0,9%	
			39	35,5%	

Tabela 07: Indicadores selecionados do sistema DGNB. Fonte: autor

Checklist DGNB - Escritórios - 2014 - Indicadores selecionados							
Item	Tópico	Critério do grupo	Critério nº	Critério	Fator de relevância	Participação pontuação total	Objetivo
1	Qualidade e Ambiental (ENV)	Efeitos sobre o meio ambiente e global e local	ENV1.1	Avaliação do impacto do ciclo de vida	7	7,9%	Reduzir as emissões de gases e impactos causados ao meio ambiente ao longo de todo o ciclo de vida do edifício

2		Consumo de recursos e geração de resíduos	ENV2.1	Avaliação do impacto do ciclo de vida - Energia primária	5	5,6%	Avaliar a necessidade de energia primária total de um edifício. A relevância é dada sobre a redução do consumo global de energia primária e a maximização da utilização de energias renováveis. O objetivo é o cumprimento das normas legais em benefício da proteção mundial do clima e recursos
3	Qualidade e Econômica (ECO)	Custo de ciclo de vida (ECO10)	ECO 1.1	Custo do ciclo de vida	3	9,6%	Reduzir os custos totais do ciclo de vida do edifício (LCC) para um mínimo. Estes custos são relacionados a: construção, operação, manutenção e demolição
4		Desenvolvimento econômico (ECO20)	ECO 2.1	Flexibilidade e adaptabilidade	3	9,6%	A facilidade com que um edifício pode ser adaptado às necessidades e mudanças ajuda a aumentar a satisfação do usuário; isto pode prolongar a vida útil do edifício e reduzir os custos incorridos ao longo do seu ciclo de vida. Este critério avalia a capacidade de reduzir o risco de desocupação do imóvel e contribuir com o sucesso econômico de edifícios em longo prazo. Assim, este critério visa tornar o design do edifício o mais flexível possível e criar o maior potencial possível de reutilização
5			ECO 2.2	Viabilidade comercial	1	3,2%	Avaliar se um edifício tem o potencial para responder a demanda do usuário em médio e longo prazo no mercado relevante
6	Qualidade e sociocultural e funcional (SOC)	Saúde, conforto e satisfação do usuário (SOC10)	SOC 1.1	Conforto térmico	5	4,3%	Melhorar o desempenho e a qualidade de vida dos usuários da edificação
7			SOC 1.3	Conforto acústico	1	0,9%	Alcançar condições acústicas apropriadas para o uso pretendido e que garantam um nível suficiente de conforto ao usuário
8			SOC 1.7	Proteção e segurança	1	0,9%	Evitar situações perigosas, tanto quanto possível limitar o impacto de desastres potenciais naturais

9		Qualidade do Projeto (SOC 30)	SOC 3.3	Qualidade do projeto	1	0,9%	Avaliar o projeto com vista à variedade de possibilidades para a sua utilização. Os requisitos do uso e as relações espaciais dele decorrentes podem mudar durante o ciclo de vida de uma estrutura. Um layout que pode acomodar este potencial de mudança beneficia a sustentabilidade de um edifício e aumenta a sua viabilidade em longo prazo
10	Qualidade e técnica (TEC)	Qualidade e técnica (TEC10)	TEC 1.1	Segurança contra fogo	2	4,1%	Garantir que as condições mínimas de segurança contra fogo exigidas pelas normas estejam atendidas
11			TEC 1.2	Isolamento de som	2	4,1%	Garantir um nível mínimo de qualidade acústica em um edifício para que ele possa ser utilizado para a sua pretendida finalidade, de modo a garantir o conforto e a satisfação de seus usuários.
12			TEC 1.3	Qualidade da envoltória do edifício	2	4,1%	Reduzir as necessidades de aquecimento. Alcançar um elevado nível de conforto térmico e evitar danos a estrutura do edifício
13			TEC 1.4	Adaptação de sistemas técnicos	1	2,0%	Avaliar a facilidade com que os sistemas técnicos podem ser adaptados às variações das exigências contribuindo positivamente para a flexibilidade e conversibilidade do edifício como um todo
14			TEC 1.5	Limpeza e manutenção	2	4,1%	Manter os custos de limpeza e manutenção da edificação tão baixos quanto possíveis e prolongar a vida útil dos componentes de construção
15			TEC 1.6	Desconstrução e desmontagem	2	4,1%	Avaliar a facilidade de desmontagem e reciclagem da estrutura do edifício
16	Qualidade e de Processos (PRO)	Qualidade de planejamento	PRO 1.4	Aspectos sustentáveis em fase de estudo	2	1,0%	Busca da estreita coordenação de todos os participantes da fase inicial de um projeto para uma melhoria significativa do processo de concepção e o

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

		(PRO10)					resultado final, através da implantação de ideias que privilegiem os aspectos da sustentabilidade
17	Qualidade e de construção	(PRO20)	PRO 2.1	Impactos ambientais da construção	2	1,0%	Minimizar o impacto sobre o meio ambiente local e os residentes nas proximidades
18			PRO 2.2	Garantia da qualidade da construção	3	1,4%	Descartar defeitos, tanto quanto possível durante a fase de construção através de uma boa documentação de construção e controles de qualidade. Além disso, posteriores medidas de reuso e desconstrução devem ser facilitadas e otimizadas em termos de sustentabilidade.
						68,8%	

5. CONCLUSÃO

Pelo presente estudo se pode concluir que o sistema LEED apresentou 14 indicadores aplicáveis para comparação de edificações comerciais projetadas em aço ou em concreto armado, representando cerca de 40% do total de pontos aplicáveis neste sistema de avaliação. Os 14 indicadores selecionados são integrantes dos tópicos: Energia e Atmosfera, Materiais e Recursos, Qualidade Ambiental Interna e Prioridades Regionais. Já a análise do sistema DGNB evidencia um percentual maior de indicadores aplicáveis para comparação dos sistemas construtivos, sendo 18 indicadores, representando cerca de 70% do total de pontos aplicáveis. Os indicadores selecionados fazem parte dos seguintes tópicos: Qualidade Ambiental, Qualidade Sócio-Econômica e Funcional, Qualidade Técnica e Qualidade de Processos.

Um fator de relevância na análise é que o sistema DGNB engloba indicadores econômicos, sociais e de processos, não apenas ambientais, sendo, portanto, mais abrangente que o sistema LEED, pois aborda todas as dimensões da sustentabilidade.

Portanto, este estudo servirá como referência para os profissionais de projetos, construtores, investidores e demais interessados, para os que buscam uma certificação do empreendimento ou para a tomada de decisões quanto à análise e escolha do sistema construtivo que melhor atenda aos aspectos da sustentabilidade ambiental de um determinado projeto, que depende de vários fatores, como materiais empregados, arquitetura, condições do local da obra, etc. Tendo em vista que para o sistema DGNB, por exemplo, os indicadores selecionados tem uma grande representatividade na pontuação final, a análise e avaliação dos sistemas construtivos por meio destes indicadores, torna-se um importante elemento para apoio a tomada de decisões.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

REFERÊNCIAS

- 1 AKSEL, H.; EREN, Ö. A Discussion on the Advantages of Steel Structures in the Context of Sustainable Construction. **International Journal of Contemporary Architecture "The New ARCH"**, v. 02, 2015. ISSN 2198-7688 Disponível em: < <http://the-new-arch.net/Articles/v02n03a05--Havva-Aksel.pdf> >. Acesso em: 15/03/2016.
- 2 CIB. **Agenda 21 on Sustainable Construction (CIB Report Publication 237)**. Netherlands. 1999
- 3 MACHADO, R. C. **Aspectos da sustentabilidade ambiental nos edifícios estruturados em aço**. 2010. 248 Dissertação de Mestrado Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- 4 SILVA, V. G. **Avaliação da sustentabilidade de edifícios de escritórios brasileiros: diretrizes e base metodológica**. 2003. 210p. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- 5 LUCAS, V. S. **Construção sustentável-sistema de avaliação e certificação**. 2011. Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- 6 AULICINO, P. **Análise de métodos de avaliação de sustentabilidade do ambiente construído: o caso dos conjuntos habitacionais**. 2008. Tese de Mestrado em Engenharia Civil Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- 7 AMORIM, K. **Brasil é o terceiro colocado no ranking mundial de projetos com certificação LEED**. Téchne: Portal Pini Web 2015.
- 8 SILVA, V. G. Metodologias de avaliação de desempenho ambiental de edifícios: estado atual e discussão metodológica. **Projeto Finep**, v. 2386, n. 04, p. 1-60, 2007.
- 9 GBC. GREEN BUILDING COUNCIL BRASIL. 2014. Disponível em: < <http://www.usgbc.org> >.
- 10 GOLDEMBERG, J.; BARBOSA, L. M. **A legislação ambiental no Brasil e em São Paulo**. Revista Eco 21 2004.
- 11 MEADOWS, D. H. et al. **The Limits to Growth. A Report for the Club of Rome's Project on the Predicament of Mankind**. United States of America. 1972
- 12 ONU. Declaração da Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente Humano. 1972. Disponível em: < http://www.apambiente.pt/_zdata/Politicas/DesenvolvimentoSustentavel/1972_Declaracao_estocolmo.pdf >. Acesso em: 25/03/2016.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- 13 BRUNDTLAND, G. et al. Our Common Future ('Brundtland report'). 1987. Disponível em: < <http://www.citeulike.org/group/13799/article/13602458> >. Acesso em: 25/03/2016.
- 14 CIB/UNEP-IETC. **Agenda 21 for sustainable construction in developing countries. A discussion document.** Pretoria. 2002
- 15 PINHEIRO, M. D. Ambiente e construção sustentável. **Instituto do Ambiente, Amadora**, 2006. Disponível em: < http://www.lidera.info/resources/ACS_Manuel_Pinheiro.pdf >. Acesso em: 05/03/2016.
- 16 KIBERT, C. J. **Establishing Principles and a Model for Sustainable Construction.** CIB TG 16/Center for Construction and Environment, University of Florida. Tampa, Flórida. 1994
- 17 DGNB. GERMAN SUSTAINABLE BUILDING COUNCIL. 2016. Disponível em: < <http://www.dgnb-system.de/de/> >.
- 18 _____. **GERMAN SUSTAINABLE BUILDING COUNCIL. GENERAL INFORMATION - OFFICES VERSION 2014.** 2014.

Tema: Sustentabilidade

EDIFICAÇÕES SUSTENTÁVEIS COMPOSTAS POR SISTEMAS CONSTRUTIVOS MODULARES EM AÇO – UTILIZAÇÃO DE CONTAINERS PARA CONSTRUÇÃO DE PÓLOS EDUCACIONAIS UNIVERSITÁRIOS

Vanessa da Silva de Azevedo¹
Ronald Alves da Costa²
Romulo Campos Rocha³

Resumo

A pesquisa sobre a viabilidade da utilização de containers como alternativa de unidade habitacional destinada a pólos educacionais universitários, integra conhecimentos interdisciplinares na resolução de uma situação problema real relacionada ao universo da construção civil. Demonstra-se preocupação com relação a necessidade de viabilizar projetos executivos com qualidade em termos de habitabilidade e de velocidade em termos de prazo de execução de obra, beneficiando assim, diretamente os empreendedores a termos de custo e usuários a termos de uma edificação sustentável. Deste modo, os conhecimentos de construção civil associados ao compromisso socioambiental se fazem necessários. O desenvolvimento deste tipo de pesquisa remete a um produto final de qualidade em termos de habitabilidade e de velocidade em termos de prazo de execução, pois considera o processo construtivo como modular. Oferece ainda um comparativo com empreendimentos já realizados no país e internacionalmente, demonstrando que o comprometimento com a realização do projeto executivo é determinante para o sucesso do empreendimento. Percebe-se inicialmente a possibilidade de executar um projeto simples, rápido e de custo relativamente viável, aliado à preocupação ambiental: a reutilização de containers como alternativa de unidades habitacional voltadas à aplicabilidade como pólos educacionais universitários.

Palavras-chave: Sustentabilidade; Containers; Estruturas Metálicas; Modulação.

SUSTAINABLE BUILDING COMPOUND FOR CONSTRUCTIVE SYSTEMS MODULAR STEEL - CONTAINERS OF USE FOR POLE CONSTRUCTION EDUCATIONAL COLLEGE

Abstract

Research on the feasibility of using containers as an alternative housing unit for university educational centers, integrates interdisciplinary knowledge in solving a real problem situation related to the world of construction. It is shown concern regarding the need to make business projects with quality in terms of habitability and speed in terms of time of work execution, thus benefiting directly the entrepreneurs terms of cost and users the terms of a sustainable building. Thus, the construction of knowledge related to social and environmental commitment are needed. The development of this type of research refers to a quality product

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

in terms of habitability and speed in terms of execution time, because it considers the construction process as modular. It also provides a comparison with projects already carried out in the country and internationally, demonstrating the commitment to the realization of the executive project is crucial to the success of the enterprise. It is noticed initially the possibility to perform a simple, fast and relatively affordable cost design coupled with environmental concerns the reuse of containers as an alternative housing units focused on applicability as university educational centers.

Keywords: Sustainability; Containers ; Metallic Structures; Modulation.

¹Engenharia Civil, Mestre, Coordenador/Professor, Curso Engenharia Civil, Universidade Estácio de Sá, Rio de Janeiro, Brasil.

²Engenharia Civil, Graduando, Aluno, Curso Engenharia Civil, Universidade Estácio de Sá, Rio de Janeiro, Brasil.

³Engenharia Civil, Graduando, Aluno, Curso Engenharia Civil, Universidade Estácio de Sá, Rio de Janeiro, Brasil.

1. INTRODUÇÃO

Busca-se na atualidade desenvolver projetos inovadores no que concerne aos conceitos de viabilidade e sustentabilidade, projetando minimização das perdas no processo construtivo e consequentemente redução no custo total do empreendimento. Percebe-se esse cenário quando a abordagem da construção sustentável se torna cada vez mais latente e observa-se uma crescente preocupação quanto às questões construtivas elementares.

Verifica-se uma massificação do processo construtivo com concreto armado e alvenaria e tímidos investimentos no processo construtivo com estruturas metálicas e estruturas mistas. Boa parte desta realidade se sustenta devido à falta de especialização da mão-de-obra, que desconhece o processo construtivo com aço e por uma questão cultural, que abrande a ideia da praticidade em se construir em concreto armado, o que não corresponde à realidade.

À margem deste cenário, empreendimentos sustentáveis vêm sendo desenvolvidos, de modo que o choque entre os paradigmas entre os processos construtivos contribua para o crescimento da indústria da construção civil. Para tanto, pequenas adaptações em empreendimentos de uso comum, como casas populares e pequenas escolas, vêm sendo observados. Uma destas adaptações pode ser vista com frequência na indústria da construção civil, como forma sustentável de construção e tem se tornado realidade: a reutilização de containers como unidades habitacionais.

1.1 Apresentação do Trabalho

De acordo com Tavares [1], as questões envolvendo sustentabilidade são cada vez mais relevantes, portanto, o principal agente agregado ao valor humano é o meio ambiente, dado que desenvolvimento sustentável é o que atende às necessidades do presente sem comprometer a possibilidade das futuras gerações de atenderem às suas próprias necessidades

Na arquitetura e engenharia a reciclagem de containers vêm conquistando espaço como habitação em vários países. Além do fator ambiental, possivelmente o usuário poderá usufruir de um espaço otimizado, com alto índice de estética e conforto. Deste modo, tem sido apontado atualmente que a eficiência na viabilidade de execução deste tipo de projeto tem contribuído para a diminuição da produção de resíduos na obra, o que é um aspecto positivo de grande impacto.

Por conseguinte, a reutilização, de forma sustentável de um bem que seria descartado, e ainda, a agilidade na execução de prazos de conclusão de uma obra, são condições indispensáveis no processo construtivo eficiente.

1.2 Objetivos

Para Fernandes [2] a habitação desempenha três diferentes funções: a função social, que compreende o abrigo da família, base para o seu desenvolvimento; a função ambiental, que trata da inserção no ambiente urbano com garantia da qualidade do espaço construído e a função econômica, que engloba as novas oportunidades de geração de emprego e renda, além da profissionalização. A ideia de se utilizar o container como unidade habitacional, corrobora com as definições de Fernandes [2], já que se trata de uma tecnologia alternativa para habitações, que fornecem abrigo, e de forma sustentável, pois aproveitam-se de containers descartados.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Este estudo objetiva sistematizar as premissas que viabilizam o projeto executivo de um pólo educacional construído com containers, voltado para o atendimento a nível universitário. São explanadas as limitações impostas pela estrutura do equipamento, assim como as prerrogativas de execução para que a utilização do ambiente seja plena e de acordo com os conceitos de sustentabilidade.

1.3 Revisão da literatura

O avanço tecnológico inserido na evolução da engenharia civil como uma indústria de construção permitiu que os conceitos de multidisciplinaridade e interdisciplinaridade se enraizassem de modo mais consistente nas técnicas construtivas.

Ao se estabelecer a construção civil como uma indústria, agregou-se à mesma os conceitos de produtividade inerentes ao processo fabril, com a preocupação de adaptarem-se os conceitos de uma filosofia que estabelece parâmetros rigorosos quanto à otimização do tempo e redução do desperdício em simultaneidade.

Desta forma, todas as práticas desenvolvidas para o processo industrial passaram a ser observadas, analisadas e adaptadas para a construção civil, delineando um contorno singular que aponta diretamente para a renovação de toda a cadeia construtiva e conseqüentemente a modernização do processo.

1.3.1 A modulação no contexto da construção civil

O avanço tecnológico aplicado à indústria da construção civil agregou como uma de suas diretrizes a adaptação dos processos ao conceito Enxuto desenvolvido por Lauri Koskela em 1992, que estabelece parâmetros que visam diretamente a redução do desperdício aliado ao aumento da produtividade (JUNQUEIRA [3]). Um desses parâmetros é a modulação do processo construtivo.

De acordo com Azevedo [4], a ideia de modulação como estratégia aplicada ao processo construtivo não deve ser confundida como rigidez do processo. Para que esta ideia seja aplicada de modo eficaz se faz obrigatório o mapeamento da cadeia construtiva a fim de que a sequência de atividades a serem realizadas determine a modulação a ser empregada.

Dentre as diversas técnicas que empregam a modulação, podem ser citadas inúmeras adversidades inerentes ao processo executivo de cada uma, entretanto, o sucesso de aplicação de cada técnica depende do mapeamento das atividades que são intrínsecas a cada processo, que deve ser conhecido e explorado em sua plenitude, de modo que o insucesso não seja estigmatizado pela modulação.

A modulação em si, quando agregada ao conceito de otimização, permeia diversas áreas do conhecimento científico, integrando-as de modo qualitativo. Assim como a modulação aplicada à construção civil imprime os conceitos de otimização de tempo e custo, os mesmos conceitos se aplicam ao transporte de cargas, por exemplo. Uma questão muito simples associada à logística de movimentação de cargas motivou uma revolução no sistema mundial de seu transporte.

1.3.2 A modulação no contexto do transporte de cargas

Se nos primórdios da navegação marítima, toda mercadoria já era transportada em tonéis, por ser esta uma embalagem resistente e de fácil manuseio, que dinamizava as operações de

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

embarque e desembarque, pode-se dizer que este era um sistema uniforme de embalagem. Entretanto, a uniformidade volumétrica era dissociada da capacidade de carga da embalagem em si (MENDES [5]).

Com o advento da industrialização e conseqüente produção de várias mercadorias manufaturadas, de dimensões diversas, o processo de embalagem em tonel tornou-se inviável em algumas circunstâncias. A diversificação de embalagem e as dificuldades associadas ao transporte de volumes tão diferenciados tornaram latente a necessidade de se adotar uma unidade padrão internacional de medida. Adotando como estratégia a padronização do transporte massivo de cargas terrestre e marítimo, e a conseqüente padronização dos sistemas menores de transporte, seria possível adotar uma embalagem de volume reduzido, porém suficientemente estruturada.

Ainda que esta ideia tenha sido formulada e divulgada a partir de 1901 com o tratado do inglês James Anderson sobre a possibilidade do emprego de "receptáculos" uniformes no transporte internacional, somente em 1950 começaram a se ditar normas para essa padronização como uma resposta das diversas nações do mundo que se conscientizaram dessa necessidade (MENDES [5]).

Tendo a proporção de debate em âmbito internacional e após muitas sugestões, apenas uma premissa ficou definida: a proposta "embalagem" deveria ser metálica, suficientemente forte para resistir ao uso constante, e de dimensões modulares, embora essa modulação não tenha ficado claramente definida.

Em 1955, após o exército norte-americano desenvolver a sua embalagem, chamada de Conex, (Container Express Service) nas medidas 6x6x8 pés, a Sea Land Service, fundada por Malcom McLean estabelece as seguintes dimensões para sua embalagem em particular: 35x8x8 ½ pés, ou container, como ficou conhecida (KEEDI [6]).

Não sendo definida de maneira uniforme, as dimensões da embalagem, por questões de atendimento aos interesses econômicos individuais, foram estabelecidas duas vertentes normativas: na Europa a International Standards Organization (ISO) e nos Estados Unidos a American Standards Association (ASA).

Apesar de muitas ressalvas e controvérsias, no ano de 1968 a padronização da embalagem metálica passou a obedecer mundialmente aos padrões, as especificações e dimensões propostas pela ISO 1987 (MENDES [5]). A normatização específica às dimensões da embalagem metálica estabeleceu uma unidade de carga independente conhecida como TEU (Twenty feet Equivalent Unit) com dimensões padrão em medidas inglesas (pés), ou seja, Unidade Equivalente de Medida de Vinte Pés. Sendo assim, uma unidade padrão de 1TEU equivale a um container de dimensões de 20x8x8 pés (WIKIPEDIA [7]). Este tipo de container é conhecido como Container *Dry*.



Figura 1: Container 20 pés, 1TEU.
Fonte: Soluções Industriais [8].

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

O sistema proposto pela ISO é modular, ou seja, os containers formam unidades que se encaixam perfeitamente, ocupando os espaços de forma racional, tanto para transporte como para armazenagem. As dimensões altura (8 pés) e largura (8 pés) são sempre invariáveis (embora haja padronização para os containers extra-altos, com altura de 8 ½ pés, chamados de *High Cube*, HC), variando o comprimento, dependendo do módulo (Figura 2).

Ainda que o container para os efeitos práticos tenha sido concebido como uma embalagem metálica, na realidade ele é considerado para todos os efeitos legais como equipamento do veículo transportador, portanto recebe uma série de vantagens e favores fiscais (LEI 6288:1975 [9]). Com o status de equipamento desvincula-se a ideia de embalagem e se estabelece sobre o container normas e diretrizes específicas.



Figura 2: Container 40 pés, 2TEU's.
Fonte: Containers Brasil [10].

Todo o esforço por padronizar as dimensões dos containers, remeteu à necessidade de estrutura-lo, de modo que o empilhamento das unidades para transporte marítimo fosse possível, assim como houve a necessidade de se definir pontos estruturais para sua movimentação tanto vazio como carregado.

Estima-se que é possível empilhar até oito unidades de containers carregados e até doze unidades de containers vazios. Seu sistema de trava permite que as unidades sejam acopladas verticalmente umas sobre as outras, formando um grande bloco modular, sem que as dimensões gerais das unidades sejam alteradas pela adição de dispositivos de trava externos. Tantas características peculiares traduzem a singularidade da modulação no transporte de cargas com containers, entretanto seguem de encontro à vida útil destes equipamentos. A vida útil de um container para o mercado náutico é de aproximadamente 8 anos e para fins de transporte marítimo esta vida útil é limitada a até 20 anos (BONAFÉ [11]).

Tendo em vista que a vida útil real dos containers é de 100 anos, aproximadamente, os containers tem uma vida ociosa que corresponde a 80% de sua durabilidade (RANGEL [12]). Tempo suficiente para se degradarem lentamente, estocados em portos espalhados por todo o mundo, causando um problema crônico de armazenamento, pois existem milhões dessas unidades.

Há um grande número de containers vazios espalhados ao redor do mundo, apenas ocupando espaço nos portos. Uma das razões para que isso aconteça são os altos custos de reenvio dos containers vazios de volta para sua origem, pois na maioria dos casos, se torna mais barato comprar novos containers. Isso resulta em um excedente de containers sem função.

Os containers podem ser reciclados ou destinados para uma melhor utilização, contudo, reciclar o aço de um container se torna inviável pelo tempo e energia usados para derreter o metal e transformá-lo em novas barras, por exemplo. Reutilizar o container após ser decretado

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

o fim de sua vida útil para transporte ainda parece ser a alternativa mais viável para continuar explorando seu uso nos 80% de vida útil que ainda lhe restam.

Estabelecidas estas condições e havendo a possibilidade de modular o processo construtivo visando a otimização de tempo e custos, a interdisciplinaridade da modulação conjuga essas necessidades de modo harmonioso. Se por um lado a modulação do processo construtivo atrai a padronização estrutural, a modulação do transporte de cargas fornece material estrutural necessário para tal com o abono das questões de sustentabilidade, tão importantes no cenário mundial atual.

1.3.3 Modulação x Sustentabilidade

Mesmo que o conceito de sustentabilidade seja usado para definir ações e atividades humanas sustentáveis, em um modo redundante da expressão, esse conceito quando aplicado em relação à atuação humana frente ao meio ambiente em que vive, é plenamente compreendido, pois o contexto de sustentabilidade envolve a capacidade que um indivíduo, grupo de indivíduos ou empresas e aglomerados produtivos em geral; têm de manterem-se inseridos num determinado ambiente sem, contudo, impactar violentamente esse meio. Assim, pode-se entender a sustentabilidade como a capacidade de usar os recursos naturais do planeta e, de alguma forma, devolvê-los a este por meio de práticas ou técnicas desenvolvidas para este fim.

Quando se compreende as implicações deste conceito e se alia essa profundidade às necessidades que a modulação do processo construtivo busca para ser implantado de modo eficaz e às necessidades que a modulação do transporte de cargas em containers obriga, percebe-se um ciclo que pode ser complementado e ajustado dentro de suas particularidades. Por um lado, existe a necessidade de produzir um módulo estrutural em escala, para o qual devem ser adaptados projetos executivos estruturais. Por outro lado, existe a necessidade de se aproveitar um módulo estrutural produzido em escala cuja vida útil a que se destina é limitada, mas não o suficiente para seu completo descarte.

Neste cenário, a sustentabilidade equaliza as necessidades de ambos os lados, tornando viável o aproveitamento da maior parte deste material descartado, reinserindo-o economicamente como matéria-prima e diminuindo os impactos provocados ao meio ambiente (Figura 3).



Figura 3: Modulação x Sustentabilidade.

Fonte: Elaborado pelos autores.

A Lei 6.288 de 11 de dezembro de 1975, conhecida como Lei do Container, dispõe sobre a unitização, movimentação e transporte de mercadorias em unidades de cargas. Em seu Artigo 3º é estabelecido o seguinte:

“O container, para todos os efeitos legais, não constitui embalagem das mercadorias, sendo considerado sempre um equipamento ou acessório do veículo transportador.”

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A reutilização de containers com finalidades habitacionais remete a muitos questionamentos, que se iniciam na preocupação da contaminação do mesmo por agentes químicos intoxicantes, remetem à desconfiança quanto ao conforto térmico e acústico e seguem até a indagação da resistência estrutural do mesmo, sobre o quanto de esforços a estrutura ainda pode resistir, ou se as avarias ocorridas em sua vida útil não danificaram o equipamento de modo permanente.

É compreensível que hajam estas indagações por se tratar de um equipamento recondicionado e adaptado, no entanto, os cuidados pertinentes à otimização do container envolvem uma completa inspeção do mesmo em diversos níveis, de modo que a limpeza, desinfecção e inspeção estrutural sejam de fato um procedimento obrigatório quando da escolha individual de cada equipamento para o recondicionamento e conseqüente adaptação como módulo (Figura 4).



Figura 4: Inspeção do container.
Fonte: Elaborado pelos autores.

Uma vez que o container tenha sido inspecionado, liberado para o recondicionamento e escolhido como módulo estrutural a ser adaptado, se faz necessário que seus principais pontos estruturais sejam reforçados de acordo com as premissas de projeto.

2.1 Componentes estruturais do container

Os componentes estruturais do container estão compreendidos em uma estrutura primária e uma estrutura secundária. A estrutura primária envolve elementos estruturais superiores, inferiores e laterais, além de transversinas que estruturam o piso do container, vigotas inferiores em seção caixão que permitem a movimentação do container com equipamentos de movimentação de carga e oito encaixes internacionalmente conhecidos como encaixe padrão, situados nos cantos da estrutura do container para fornecer meios de manuseio, empilhamento e conexão dos containers. (Figura 5).

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

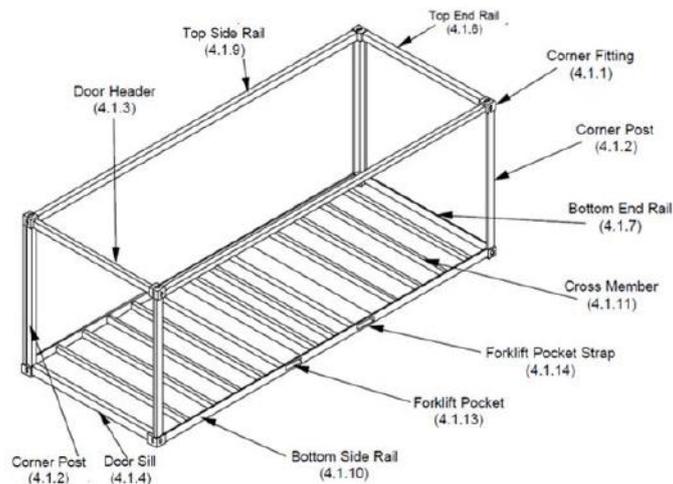


Figura 5: Estrutura primária do container.

Fonte: Residential Shipping Container Primer [13].

A estrutura secundária envolve as laterais, fundo, teto, piso e portas (Figura 6). Uma peculiaridade associada à estrutura dos containers é de que as laterais e o fundo têm uma função estrutural e colaboram com a rigidez do sistema, portanto, durante o processo de adaptação do container deve haver a preocupação em se estruturar os vãos formados pela retirada dessas partes. Outra peculiaridade faz referência ao fundo do container, que é confeccionado em madeira.

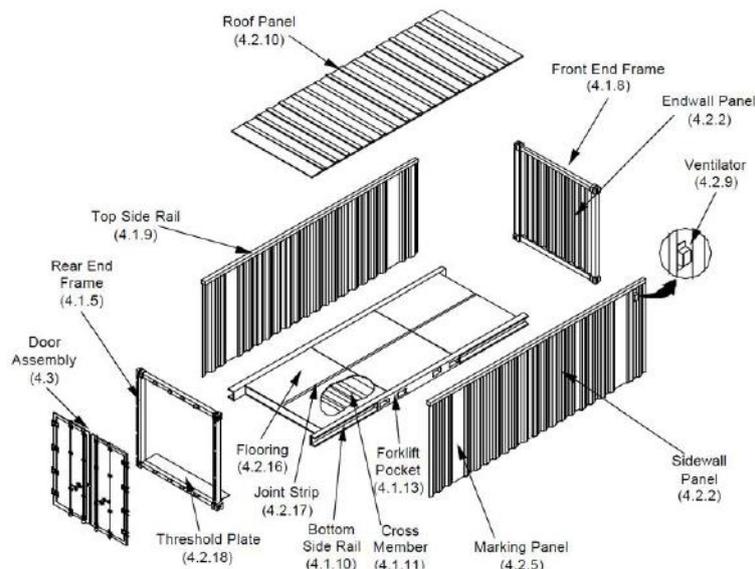


Figura 6: Estrutura secundária do container.

Fonte: Residential Shipping Container Primer [13].

2.2 Adaptações e integração do container como sistema estrutural

Ao cortar um container ou remover qualquer um dos painéis da estrutura secundária, é possível que a integridade estrutural seja comprometida, pois sem o reforço da estrutura

secundária ocorre uma deformação. Em casos extremos, como por exemplo a remoção de toda a lateral ao longo do comprimento de um lado, haverá a deformação e em sequência a falha estrutural (Figura 7).

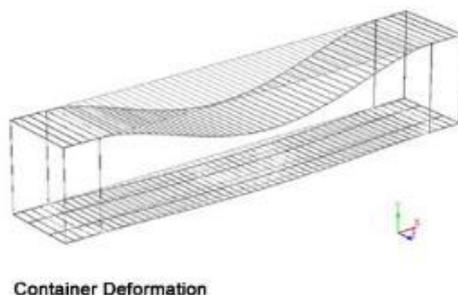


Figura 7: Estrutura secundária do container.
Fonte: Residential Shipping Container Primer [13].

Como regra geral, sempre que uma lateral for removida, deverá ser feito um reforço para enquadrar a abertura (Figura 8.a), assim como deverá ser mantida uma faixa mínima da lateral a fim de manter a estabilidade da lateral (Figura 8.b). Além disso, o enquadramento em adição à estruturação com colunas (Figura 8.c), colabora com o suporte do teto e a resistência às cargas de laterais de vento.

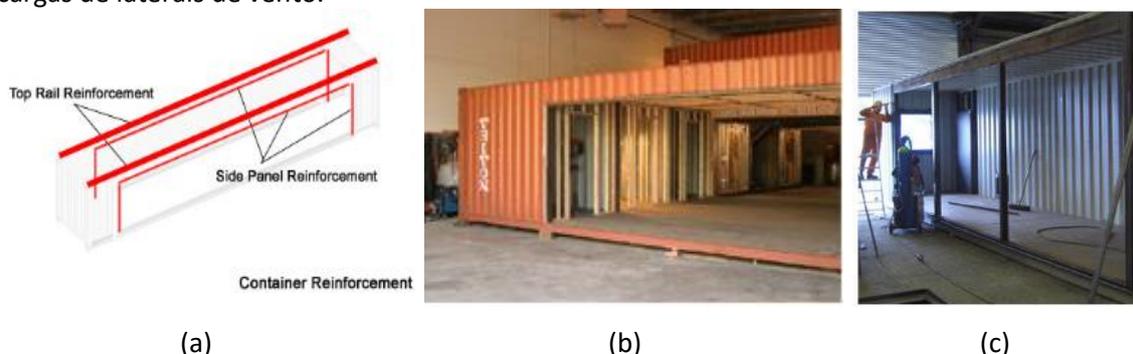


Figura 8.a, b e c: Estrutura secundária do container.
Fonte: (a), (b) e (c) Residential Shipping Container Primer [13].

O reforço pode ser feito em Light Steel Framing (LSF) ou em Metalon. A integração dos materiais deve ser feita com solda entre os elementos de reforço e a estrutura do container.

2.3 Junção de containers

Quando há necessidade de se unir dois ou mais containers, a interface entre os módulos deve ser feita de modo que estes se comportem como um grande bloco. Existem três tipos de interfaces: as verticais, executadas em paredes, as inferiores, executadas no fundo e as superiores, executadas no teto do container. As interfaces são feitas com o auxílio de placas metálicas.

As interfaces superiores são executadas com soldas horizontais e devem ser as primeiras a serem feitas, pois visam garantir um ponto de estabilidade de toda a estrutura do container. Uma placa de aço deve ser colocada sobre a união dos containers e soldada em cada lado em

cada um dos containers (Figura 9). A placa soldada em ambos os containers consolidará os módulos e tem função de auxiliar na estanqueidade. É importante que a consolidação dos containers seja realizada com completo nivelamento dos módulos, a fim de se evitar o empenamento.

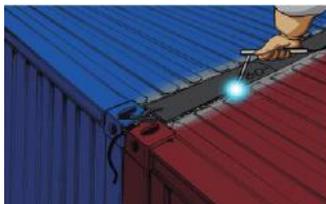


Figura 9: Interface superior entre containers.

Fonte: Fossoux e Chevriot [14].

A interface entre a parte inferior de dois containers pode ser feita aproveitando-se dos encaixes padrão (Figura 10). Ainda que em alguns casos se utilize de uma chapa de madeira para unir os dois encaixes, recomenda-se utilizar uma chapa metálica que faça a integração dos dois módulos por meio de parafusos integrados aos encaixes padrão.

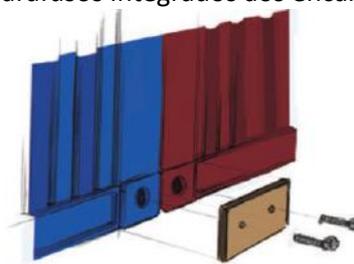


Figura 10: Interface inferior entre containers.

Fonte: Fossoux e Chevriot [14].

Quanto ao fundo e teto do container, quando empilhados estes mantêm uma relação singular. Enquanto o teto do container é formado apenas por uma chapa trapezoidal, assim como as laterais, não havendo transversinas de sustentação, pois o teto integra-se com as estruturas superiores primárias, o piso é formado por transversinas integradas as estruturas inferiores primárias.

O piso do container não é feito de chapa e é formado um vão entre a estrutura das transversinas e as estruturas inferiores primárias. Deste modo, ao empilhar-se duas unidades, forma-se um espaço entre as estruturas resistentes. Como o piso é feito de chapas de madeira, podem ser feitas adaptações no piso, que na maioria dos casos abriga instalações hidráulico-sanitárias, assim como instalações elétricas embutidas (Figura 11).



Figura 11: Isolamento térmico e acústico.

Fonte: Repartainer [15].

O piso também pode ser recoberto por revestimento vinílico, emborrachado, cerâmico ou laminado e em casos extremos pode receber uma camada de concreto leve estrutural em áreas úmidas, por exemplo, como no caso de banheiros (área molhada do chuveiro) e cozinhas.

2.4 Fechamento interno – Isolamento térmico e acústico

O isolamento térmico e acústico é indispensável pois, independentemente do método de construtivo utilizado, o tipo de isolamento térmico determinará a diferença no consumo de energia elétrica e o isolamento acústico determinará o conforto dentro do ambiente. Sendo assim, o principal objetivo do isolamento é garantir a menor perda de energia possível, tanto quanto garantir o conforto térmico dentro do ambiente (Figura 12).

Podem ser feitos dois tipos de isolamento térmico: o interno e o externo. O isolamento interno é utilizado quando se deseja manter as laterais e o fundo de metal original do container por uma questão estética ou econômica. É mais barato do que o isolamento externo e podem ser utilizados diversos materiais com capacidade isolante como a lã de rocha, lã de vidro, EPS e até mesmo a lã de pet que além de isolante térmico é um material reciclado.



Figura 12: Isolamento térmico e acústico.

Fonte: Melo [16].

O isolamento interno não permite que a energia seja levada do interior para o exterior do container e não garante o isolamento total do interior do ambiente, já que é possível que permaneçam algumas pontes térmicas. Além disso a área interna da casa será diminuída, visto que quanto mais espesso o isolamento mais será reduzido o espaço interior do container.

O isolamento externo pode se utilizar de vários materiais para este tipo de isolamento, que permite envolver completamente a casa e, portanto, não deixam espaço para ocorrência de uma perda de energia de energia maior. Entretanto, é mais caro e necessita de maiores cuidados.

No caso do container do tipo *dry*, por não possuir de fábrica nenhum isolamento térmico e acústico, a falta do revestimento interno para isolamento faz com que o container aqueça muito no verão e esfrie muito no inverno pela alta condutividade térmica do aço *corten*. Neste caso, o isolamento deve ser feito em todas as paredes do módulo e também na parte interna do teto, para garantir maior capacidade do isolante térmico.

No caso do container do tipo *reefer*, não é necessária aplicação de revestimento térmico, pois estes já os possuem de fábrica, visto que são utilizados para o transporte de cargas que devem ser resfriadas.

Uma solução que pode ser utilizada de modo concomitante com o isolamento interno é o isolamento do teto com a utilização de tintas reflexivas que atenuam o aquecimento do

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

container, refletindo a luminosidade e amenizando o calor quando aplicadas no telhado do módulo. Há também a possibilidade da utilização de telhados verdes e mantas reflexivas (Figura 13), que contribuem de forma ecoeficiente para redução do calor.



Figura 13: Isolamento térmico e acústico. Telhado Verde.
Fonte: Jatobá [17].

2.5 Fundações

A própria estrutura do container já é reforçada nas extremidades, para que este tipo de equipamento possa ser movimentado por guindastes ou empilhadeiras, portanto, uma fundação típica que atende a necessidade de transferência de carga da estrutura do container para o solo é a fundação direta e superficial do tipo sapata ou bloco de concreto. Em composições estruturais de um único pavimento, por exemplo, o container pode ser apoiado em suas bases sobre um pilar curto de concreto armado, que serve de apoio do elemento estrutural vertical do container (Figura 14.a).



Figura 14: Fundações utilizadas para o assentamento de containers.
Fonte: (a) Dazne [18]. (b) Residential Shipping Container Primer [13].

Outra opção seria apoiar a estrutura do container sobre um radier, quando o local onde será feito o assentamento já é plano (Figura 14.b). Para um projeto mais complexo, onde serão compostos mais pavimentos, é necessário que seja feito um estudo mais aprofundado do carregamento e do solo a fim de se decidir qual tipo de fundação deve ser usado.

Consolidar os containers com a fundação é uma das dificuldades técnicas encontradas na construção com container.

Comumente utilizam-se placas metálicas ancoradas nas fundações através de chumbadores, onde a chapa metálica permitirá a integração do container com a fundação por meio da solda das bases dos containers com a placas (Figura 15).

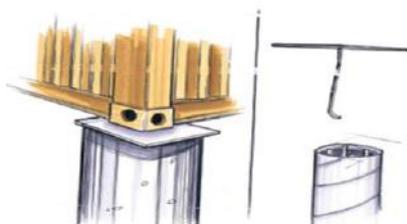


Figura 15: Integração do container com a fundação.
Fonte: Fossoux e Chevriot [14].

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Enquanto a utilização de containers como módulos habitacionais dispõe da necessidade de elaboração de um projeto executivo personalizado, visto que o projeto atende a uma demanda específica, ou seja, um ambiente voltado à moradia, a utilização deste módulo em um ambiente estudantil facilita a distribuição modular de um modo mais simplista.

Internacionalmente, o uso de containers como módulos habitacionais é uma vertente bem sucedida. A complexidade da execução das áreas úmidas e a integração dos módulos quanto às áreas comuns são preocupações já esclarecidas e os exemplos de empreendimentos que se utilizaram deste tipo de tecnologia proporcionam um novo olhar sobre a utilização de containers com sua vida útil finalizada como moradia.

Em Londres, na Inglaterra (precisamente na região portuária de Docklands), se encontra a "Container City" ou Cidade do Container (Figura 16). Construída em 2001, em apenas 5 meses, marca a inovação do uso desta tecnologia como alternativa sustentável para revitalizar uma área degradada do ponto de vista arquitetônico e abandonado na esfera social.



Figura 16: Container City I.
Fonte: Portal Metálica [19].

Neste caso em específico, o custo de construção foi de menos da metade de uma construção tradicional. O sucesso do empreendimento foi tão expressivo que no ano seguinte foi dada uma continuação ao projeto e construída a *Container City II*.

No ano de 2006 foi concluída em Amsterdam a Keetwonen, maior vila de containers do mundo: 1.000 casas para estudantes feitas com contêineres modificados vindos da China (Figura 17). Viver em um container reutilizado era um conceito novo na Holanda, quando a ideia foi discutida, mas a cidade de Amsterdam deu um passo corajoso para seguir em frente e torná-lo realidade. Este projeto integrou um telhado para acomodar a drenagem de águas

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

pluviais, enquanto proporciona a dispersão de calor e isolamento para os containers nos andares inferiores.



Figura 17: Keetwonem.
Fonte: Tempo Housing [20].

Em 2010 foi construído um alojamento para estudantes na cidade universitária de Le Havre, na França. Projetada para abrigar 100 apartamentos, teve o conforto como ponto principal do projeto (Figura 18).



Figura 18: Alojamento em Le Havre.
Fonte: Gruenenberger [21].

A construção modular promovida como sistema de construção sustentável, exemplificada como vantagem econômica e associada com a ideia de que é um sistema de fácil reprodutibilidade, agrega uma extensão ao sistema construtivo de que a Gestão de Espaço Urbano é uma realidade a ser desdobrada em esferas de outra natureza social.

Os projetos de habitação já provaram que a ousadia da utilização de componentes industriais recuperados do descarte para sua exploração como soluções construtivas inovadoras é uma opção singular em termos de sustentabilidade e economia. Essa tecnologia modular permite que a construção tenha seu tempo e custos reduzidos significativamente em relação às construções tradicionais, além de contribuir muito mais com meio ambiente devido ao reaproveitamento do material e adaptabilidade a soluções sustentáveis no que tange à geração de energia e reaproveitamento e reuso de água.

Desta maneira, do mesmo modo que os containers podem ser reutilizados como módulos habitacionais, projeta-se sua utilização como módulos estudantis no que concerne ao seu aproveitamento como ambiente escolar.

Por ser um ambiente onde as adequações de áreas úmidas e áreas sociais são coletivas, grande parte do da estrutura é projetada para atender o conforto térmico e acústico esperado de um ambiente onde serão desenvolvidas atividades educacionais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

No Brasil, especificamente no estado de São Paulo, um projeto político foi desenvolvido entre 1997 e 2000 onde utilizaram-se containers como salas de aula na rede municipal de ensino. Estas escolas ficaram conhecidas como Escolas de Lata (Figura 19) e essa forma alternativa e de caráter emergencial não teve o desempenho esperado, uma vez que houveram reclamações constantes acerca do calor excessivo e da falta de compreensão ente os alunos e professores devido à péssima acústica das salas.



Figura 19: Escolas de Lata no Brasil.
Fonte: Portal G1 [22].

Estes problemas poderiam sequer ter existido se fosse utilizado um revestimento que exercesse uma proteção termo acústica. No caso das escolas de lata, não houve qualquer tipo de revestimento nas paredes dos containers, transformando as salas de aula em ambientes de altíssima temperatura no verão.

O fracasso do projeto e a conseqüente pressão para desativação das Escolas de Lata repercutiram de maneira muito ruim na construção civil e tornaram-se referência negativa deste projeto, embora muitas ainda funcionem.

Em contrapartida, em 2007, a Morpeth School (Londres, Inglaterra) em necessidade de expandir seu espaço, concretizou o projeto com a implantação de um anexo estudantil (Figura 20.a). Assim como a Dunraven School, também localizada em Londres, ergueu em apenas três dias um ginásio esportivo utilizando containers (Figura 20.b).



(a)



(b)

Figura X: Escolas de Lata na Inglaterra.
Fonte: (a) Container City [23]. (b) Woodman [24].

O sucesso do projeto depende da correta compatibilização do container às necessidades do ambiente. A integração dos projetos de instalações elétricas, hidráulico-sanitárias, de climatização, acústica e tantos outros envolvidos corrobora para que a implantação de um

projeto executivo desta natureza seja recebido de modo positivo e se mostre eficiente quando do uso diário em suas dependências.

A reutilização do container como módulo de uma unidade educacional por si só não é objeto de uma prática sustentável significativa. Todo o projeto deve ser integrado como uma construção sustentável e este modelo deve engajar a interdisciplinaridade dos projetos, uma vez que se visa a funcionalidade do projeto como um todo.

A funcionalidade do projeto como pólo universitário agrega ainda a conscientização dos usuários da estrutura, voltando-se para práticas que envolvam o convívio dos usuários com o ambiente e escalonem de modo progressivo o desenvolvimento energético autossuficiente da estrutura.

O desenvolvimento do modelo analítico estrutural baseado na resistência do container, de modo a verificar a estabilidade do conjunto na proposição arquitetônica escolhida e o desenvolvimento das alternativas do projeto arquitetônico sob as premissas de se edificar um complexo sustentável, englobam certamente a característica peculiar da construção modular de adaptar ambientes. Isto quer dizer que ambientes podem ser remodelados ou expandidos conforme se verificam as proposições do projeto.

O modelo inglês norteia ainda a ideia de que é possível manter um ambiente esportivo em meio ao ambiente de ensino, agregando valor de integração social à estrutura. Além disso, um exemplo itinerante africano remete à eficiência energética dos módulos. Chamada de *Solar Powered Internet School* esta escola móvel ecológica, recebe energia através de painéis fotovoltaicos colocados no teto, proporcionando às crianças de comunidades rurais na África do Sul uma forma moderna de aprender (Figura 21).



(a) (b)
Figura 21: Fundações utilizadas para o assentamento de containers.
Fonte: Viegas [25].

A ideia é facilitar o acesso à educação, e de forma sustentável, a crianças nascidas em lugares remotos e com condições de vida difíceis. A escola é simples e a energia solar a torna autossuficiente: pode gerar eletricidade durante nove horas por dia e está equipada com notebooks com internet, tablets, câmeras Wi-Fi e ainda a um sistema de refrigeração.

O patrocínio para o desenvolvimento destes projetos associados à educação remete a necessidade de se reduzir o desperdício no sistema construtivo agregando valores de sustentabilidade enraizados como base do projeto executivo.

Conceber o uso de containers como pólos educacionais sob a ótica da sustentabilidade envolve diretamente a matriz energética do projeto, uma vez que a associação à autossuficiência, em termos de consumo de energia, do complexo é uma premissa a ser considerada em proposições tais como:

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- O reuso de água da chuva nas instalações sanitárias as quais a legislação em vigor permitir, assim como utilização desta para regar a área verde de entorno;
- O uso de painéis solares como alternativa a diminuição do consumo de energia elétrica da distribuidora local;
- O uso de material de origem reciclável, tal como a lã de PET para servir de isolante térmico e acústico de modo que permita o conforto térmico interno da estrutura e dirimir os gastos com energia para fins climatizadores;
- Projeto urbanístico referente à vegetação do entorno, de modo a permitir a suavização do ambiente e a diminuição da temperatura externa da edificação.
- Uso de tintas reflexivas na pintura das fachadas externas, de modo a diminuir a absorção de calor pelas paredes da estrutura;
- O uso de telhados verdes, visando não só o conforto térmico do ambiente, mas convergindo o contato ambiental;
- Uso de clarabóias, de modo a aproveitar a luz natural, etc.

Existe ainda a preocupação de que projeto arquitetônico atenda as questões de acessibilidade a portadores de necessidades especiais, de modo que o complexo educacional agregue valores éticos e de cidadania, promovendo a inclusão social.

A execução deste tipo de projeto requer uma fase planejamento acentuada, entretanto, uma vez estabelecido o projeto, considerando-se a adaptação de uma “caixa metálica” e todas as variáveis que a envolvem, o tempo de execução é otimizado, as perdas minimizadas e o custo final reduzido de 20% a 30%. Atualmente, optar pela execução de um projeto em container pode variar de R\$ 1500,00 a R\$ 2000,00 por metro quadrado.

A partir dessas discussões serão feitas as devidas análises sobre o projeto executivo proposto, de modo que este possa ser modelado digitalmente e assim verificadas as normativas referentes à Certificação AQUA do projeto. A modelagem do projeto executivo contemplará identificação do projeto como marca de um pólo educacional universitário, de maneira que o apelo arquitetônico remeta ao senso de sustentabilidade e inclusão social.

4. CONCLUSÃO

A elaboração e execução de um projeto executivo de um pólo educacional envolve a ideia de um alto custo envolvido no processo. Por ser um projeto que envolve um padrão sistemático, que é a construção de salas de aula, percebe-se que a modulação é o processo mais eficiente a ser utilizado. Nesta linha de pensamento verifica-se a execução deste tipo de projeto com a utilização de elementos estruturais pré-fabricados de concreto ou de aço.

Em um cenário favorável à modulação e à utilização de elementos estruturais pré-fabricados, entende-se que a adaptação do projeto à utilização de containers descartados por tempo de vida útil econômica aborda diretamente às questões de sustentabilidade.

Ainda que os modelos europeus sejam exemplo de sucesso da aplicação desta técnica construtiva e haja a desconfiança por parte da necessidade de se ater ao conformo térmico e acústico, entende-se que assim como em qualquer projeto, todas as características associadas ao processo construtivo devem ser mapeadas e atendidas.

O custo final, o prazo de execução, o apelo arquitetônico e a sustentabilidade do projeto tornam atraentes esta técnica construtiva e conduzem a construção civil brasileira a repensar a

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

utilização de containers fora da esfera habitacional popular, tornando os projetos de veio educacional mais próximos da sociedade desde sua concepção até sua utilização.

Agradecimentos

Agradecendo ao Engenheiro Arthur Ballai por aceitar o desafio de transformar sua Monografia em um exemplar trabalho sobre a reutilização de containers na construção civil e ao Programa de Iniciação Científica da Universidade Estácio de Sá por fomentar a pesquisa e incentivar a docentes e alunos a se tornarem cidadãos construtores de uma sociedade inclusiva e sustentável.

Agradecimentos à empresa All Container, que abriu suas portas para nos receber e por todo apoio que se dispôs a dar à nossa pesquisa de campo.

REFERÊNCIAS

1. TAVARES, H, C, G. **Inovação e desenvolvimento sustentável: uma abordagem da inovação desejável.** Disponível em http://planeamentoterritorial.blogspot.com.br/2010/01/inovacao-e-desenvolvimentosustentavel_25.html . Acesso em 02 julho 2015.
2. FERNANDES, M. **Agenda habitat para municípios.** Rio de Janeiro: IBAM, 2003. CRICIÚMA, Secretaria municipal de Desenvolvimento Social e Habitação. Plano Local de Habitação de Interesse Social. Pontual, 2012.
3. JUNQUEIRA, L.E. **Histórico da Lean Construction.** 2009. Disponível em <https://leanconstruction.wordpress.com/historico-lean-construction/>. Acesso em 30 de abril de 2016.
4. AZEVEDO, V.S. **Planejamento de Atividades da Construção Predial Visando a Redução de Perdas de Processo na Ótica da Construção Enxuta.** [Mestrado]. Rio de Janeiro. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2010.
5. MENDES, C.P. **Contêiner, container, contentor, contenedor...** 2007 Disponível em <http://www.novomilenio.inf.br/porto/conteinm.htm> . Acesso em 30 de abril de 2016.
6. KEEDI, S. **McLean e o Contêiner - a reinvenção da roda.** 2015. Disponível em http://www.dcomercio.com.br/categoria/opiniao/mclean_e_o_conteiner_a_reinvencao_da_roda . Acesso em 30 de abril de 2016.
7. WIKIPEDIA. **Unidade equivalente a 20 pés.** 2013. Disponível em https://pt.wikipedia.org/wiki/Unidade_equivalente_a_20_p%C3%A9s . Acesso em 30 de abril de 2016.
8. SOLUÇÕES INDUSTRIAIS. Disponível em http://www.solucoesindustriais.com.br/empresa/conteineres_paletes_e_recipientes/aox-

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

- [do-brasil/produtos/instalacoes-e-equipamentos-industriais/fabricante-de-container](#) .
Acesso em 27 de abril de 2016.
9. LEI 6288:1975. **Lei do Container.** Disponível em http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/1970-1979/L6288impressao.htm Acesso em 02 de maio de 2016.
 10. CONTAINERS BRASIL. Disponível em http://www.containersbrasil.com.br/site/index.asp?area=container&id_container=12 .
Acesso em 27 de abril de 2016.
 11. BONAFÉ, G. **Container é estrutura sustentável e econômica para construção civil.** Disponível em http://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/container-e-estrutura-sustentavel-e-economica-para-construcao-civil_9793_0_1 .Acesso em 02 de maio de 2016.
 12. RANGEL, J. **Construção em contêiner: Vantagens e Desvantagens.** 2015. Disponível em <http://sustentarqui.com.br/dicas/construcao-em-conteiner/> .Acesso em 02 de maio de 2016.
 13. RESIDENTAIL SHIPPING CONTAINER PRIMER. **Shipping Container Structural Components and Terminology.** 2013. Disponível em <http://www.residentialshippingcontainerprimer.com/CONTAINER%20COMPONENTS%20AND%20TERMINOLOGY> . Acesso em 21 de fevereiro de 2016.
 14. FOSSOUX, E.; CHEVRIOT, S. **Construire sa maison container.** 2. ed. Paris: Eyrolles, 2013.
 15. REPARTAINER. **Quitinete em Contêiner de 20pés (6mt).** 2015. Disponível em <http://repartainer.blogspot.com.br/2015/09/quitinete-em-conteiner-de-20pes-6mt.html> .
Acesso em 05 de maio de 2016.
 16. MELO, P. **Projeto Container #4: Minha Casa Meu Container.** 2013. Disponível em <http://blogremobilia.com/2013/11/21/projeto-container-4-minha-casa-meu-container/> .
Acesso em 05 de maio de 2016.
 17. JATOBÁ, I. **Construções com Container.** Disponível em <http://www.universojatoba.com.br/sustentabilidade/consumo-consciente/construcoes-com-container> . Acesso em 05 de maio de 2016.
 18. DAZNE, A. **Vivienda con 2 contenedores de 40 pies.** 2011. Disponível em <http://blog.is-arquitectura.es/2011/06/27/vivienda-con-2-contenedores-de-40-pies/> . Acesso em 05 de maio de 2016.
 19. PORTAL METÁLICA. **Container City: um novo conceito em arquitetura sustentável.** Disponível em <http://wwwo.metallica.com.br/container-city-um-novo-conceito-em-arquitetura-sustentavel> . Acesso em 05 de maio de 2016.

20. TEMPO HOUSING. **Keetwonen (Amsterdam student housing)**. Disponível em <http://www.tempohousing.com/projects/keetwonen.html> . Acesso em 05 de maio de 2016.
21. GRUENENBERGER, V. **Logements du Crous : vivez dans un conteneur maritime**. 2016. Disponível em <http://www.cidj.com/logement-etudiant-le-plein-d-idees-originales/logements-du-crous-vivez-dans-un-conteneur-maritime-au-havre> . Acesso em 03 de maio de 2016.
22. PORTAL G1. **Crianças sofrem com calor em escola de lata na Grande São Paulo**. 2014. Disponível em <http://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/2014/02/criancas-sofrem-com-calor-em-escola-de-lata-na-grande-sao-paulo.html>. Acesso em 03 de maio de 2016.
23. CONTAINER CITY. **Morphet Scholl**. Disponível em <http://www.containercity.com/projects/morpeth-school>. Acesso em 03 de maio de 2016.
24. WOODMAN, E. **Scabal's sports hall for Dunraven secondary school in Streatham, London**. 2009. Disponível em <http://www.building.co.uk/scabal%E2%80%99s-sports-hall-for-dunraven-secondary-school-in-streatham-london/3142518.article> . Acesso em 03 de maio de 2016.
25. VIEGAS, E. **Container vira escola movida a energia solar e muda a realidade de jovens**. Disponível em <http://www.hypeness.com.br/2013/09/samsung-cria-escola-com-internet-e-energia-solar-em-container-na-africa-do-sul/> . Acesso em 05 de maio de 2016.



CONGRESSO LATINO-AMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRU METAL 2016



ABCEM

Associação Brasileira da
Construção Metálica

ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Av. Brig. Faria Lima, 1931 - 9º andar - CEP 01452-001 - São Paulo, SP - Brasil
Tel: (11) 3816.6597 | E-mail: abcem@abcem.org.br | www.abcem.org