

Anais do Oitavo Congresso Latino-Americano da Construção Metálica
Vol. II

Henrique Campelo Gomes (Org.)

Associação Brasileira da Construção Metálica

14 a 16 de agosto - São Paulo Expo

Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-68391-03-7
9 788568 391037

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica
45 anos

8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2019

14 a 16 de agosto, 2019

www.construmetal.com.br/pt

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

C749a Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (8. : 2019 : São Paulo).
Anais do oitavo Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (Construmetal) [recurso eletrônico] : volume 2 / VIII Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 14-16 agosto 2019, São Paulo, Brasil ; organizador Henrique Campelo Gomes. – São Paulo: ABCEM, 2019.

Formato: PDF
Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader
Modo de acesso: World Wide Web
Inclui bibliografia
ISBN 978-85-68391-03-7

1. Aço - Estruturas - Congressos. 2. Construção metálica - Congressos. I. Gomes, Henrique Campelo. II. Título.

CDD 624.1821

Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422

Publicação:

ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Programação e Editoração gráfica:

SIDNEI PALATNIK

CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRUMETAL 2019

CONSTRUMETAL 2019

Realização:

ABCEM 45 anos
Associação Brasileira da Construção Metálica

Patrocínio Platinum:

GERDAU

Patrocínio Gold:

CISER

JOTUN

Patrocínio Silver:

vallourec

CBMM

Patrocínio
Prêmio ABCEM:

ArcelorMittal

Kingspan

ISOESTE

Apoio:

ICZ Instituto de Metais Não Ferrosos

Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural ABECE

AARS Associação do Aço do Rio Grande do Sul

Instituto Aço Brasil

CBCA Centro Brasileiro da Construção em Aço

ABNT

Instituto de Arquitetos do Brasil

ASBEA Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura

POLI USP

CBIC

Instituto de Engenharia 1916

ABITAM Associação Brasileira da Indústria de Tubos e Acessórios de Metal

sistema ABIMAQ ABIMAQ SINDIMAQ IPDMAQ

SICETEL

30 anos SOBRATEMA

ABIFER Associação Brasileira da Indústria Ferroviária
Trilhando o desenvolvimento

INDA Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço

SindusCon SP #novosindusconsp

sinaenco SINDICATO DA ARQUITETURA E DA ENGENHARIA

Sindiplast

FUNDACER Fundação Nacional da Cerâmica

ABPP Associação Brasileira de Proteção Passiva

ABS Associação Brasileira de Soldagem

abiplast

abal Associação Brasileira do Alumínio

Lumegal O seguro de vida da sua obra metálica www.lumegal.com.br

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

CONSELHO DIRETOR

GESTÃO 2018 - 2020

PRESIDENTE

MARINO GAROFANI

BRAFER

VICE-PRESIDENTE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

HORÁCIO STEINMANN

METASA

VICE-PRESIDENTE DE COBERTURAS METÁLICAS

MARCELO MOKAYAD

ISOESTE

VICE-PRESIDENTE DE DES. DE MERCADO

JANAÍNA MARIA DA SILVA

GERDAU

VICE-PRESIDENTE DE GALVANIZAÇÃO

CARLOS PATRÍCIO

B.BOSCH GALVANIZAÇÃO

VICE-PRESIDENTE DE TORRES

ALEXANDRE SCHMIDT

BRAMETAL

VICE-PRESIDENTE DE STEEL FRAME

HELOÍSA POMARO

MICURA STEEL FRAME

DIRETOR EXECUTIVO

ULYSSES BARBOSA NUNES

CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRU METAL 2019

Comissão Organizadora

Ulysses Barbosa Nunes
(Diretor Executivo ABCEM)

Catia Mac Cord Simões Coelho
(Consultora ABCEM)

Sidnei Palatnik
(MOBIUS Tecnologia Educacional)

HENRIQUE CAMPELO GOMES (Org.)

ANAIS DO OITAVO CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA - CONSTRUMETAL 2019 -

Volume 2

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

SÃO PAULO
2019

8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2019

Comitê Científico

Presidente: Henrique Campelo Gomes (USP)

Vice-presidente: Pedro Wellington G. N. Teixeira (USP)

Acir Mércio Loredo Souza (UFRGS)

Alberto Borges Vieira Jr (UFBA)

Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

Alexandre Landesmann (UFRJ)

Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)

Bernardo Horowitz (UFPE)

Cilmar Donizeti Basaglia (UNICAMP)

Eduardo de Miranda Batista (UFRJ)

Eduardo M. B. Campello (USP)

Emerson Vidigal (UFPR)

Francisco Carlos Rodrigues (UFMG)

Gilder Nader (IPT)

Gustavo de Souza Veríssimo (UFV)

Jairo Fruchtengarten (KF Engenheiros Associados)

Júlio Fruchtengarten (USP)

Leandro Palermo (UNICAMP)

Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior (UNICAMP)

Maximiliano Malite (USP/São Carlos)

Remo Magalhães de Souza (UFPA)

Ricardo Hallal Fakury (UFMG)

Valdir Pignatta e Silva (USP)

Walnório Graça Ferreira (UFES)

Wander Pacheco Vieira (ArcelorMittal)

Zacarias Chamberlain (UPF)

Apresentação

Realizado, desde 2004 pela **Associação Brasileira da Construção Metálica - ABCEM**, o **Congresso Latino-Americano da Construção Metálica** - **CONSTRUMETAL,** é hoje resultado de um esforço conjunto da indústria, da construção civil e da academia. Esta última é aqui representada por um seleto grupo de pesquisadores cujas valiosas contribuições compõem os Anais deste já consagrado e maior evento da construção metálica na América Latina.

Em sua oitava edição, contando com o apoio do Instituto Aço Brasil, do CBCA - Centro Brasileiro da Construção do Aço, do INDA - Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço, da AARS - Associação do Aço do Rio Grande do Sul, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, dentre outros, o **CONSTRUMETAL** tem como missão promover e divulgar os principais avanços tecnológicos da construção metálica a fim de que se tenha, no Brasil, o uso do aço em uma escala mais próxima de seu potencial como solução de alta qualidade, sustentável e industrializada.

Com um número recorde de trabalhos acadêmicos submetidos e apresentados nas Sessões Tecnocientíficas, a edição do **CONSTRUMETAL 2019** reforça e consolida o caráter científico do congresso, que contou com um Comitê de professores pesquisadores e renomados profissionais da área de todo o país, além do apoio institucional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP.

Sinto-me honrado pelo convite feito pelo colega Eduardo Campello e pela ABCEM, representada por Ulysses B. Nunes, para coordenar o Comitê Científico do 8º Congresso Latino Americano da Construção Metálica, o **CONSTRUMETAL 2019**, ao qual prontamente aceitei com a missão de representar este Comitê à altura do que o congresso e a Escola Politécnica da USP representam no setor da construção metálica.

Agradeço ao Sidnei Palatnik pelo suporte e dedicação na organização do congresso e ao colega Pedro Wellington Teixeira pela ajuda e apoio na coordenação do Comitê Científico.
Agradeço também ao imprescindível esforço dos membros do Comitê Científico na revisão dos numerosos trabalhos submetidos ao congresso. Em especial, agradeço ao colega Eduardo Batista (UFRJ) pelas suas valiosas contribuições, e por ser um entusiasta do **CONSTRUMETAL**.

Parabenizo a ABCEM por mais esta importantíssima realização.

São Paulo, agosto de 2019.

Henrique Campelo Gomes, Prof. Dr.

Presidente da Comissão Organizadora e do Comitê Científico do Construmetal 2019. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

CONSTRUMETAL 2019

ÍNDICE Vol. 2

Parte 4. Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

ABORDAGEM DOS PRINCIPAIS DESVIOS EXECUTIVOS NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS E COBERTURAS METÁLICAS

AMBIENTES CLIMATIZADOS - VIABILIDADE ECONÔMICA DE INVESTIMENTOS EM ISOLAMENTO TÉRMICO E SISTEMAS DE COBERTURAS

SOLUÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO PARA COBERTURA DE ARENA ESPORTIVA EM FORMATO DE CÚPULA

Parte 5. Construções leves estruturadas em aço

ABORDAGEM ANALÍTICA E NUMÉRICA DE VIGAS DE PAREDES FINAS REFORÇADAS POR ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE PERFURAÇÕES EM COLUNAS EM PERFIL FORMADO A FRIO COM SEÇÃO TIPO RACK

ANÁLISE NUMÉRICA DE BARRAS EM DUPLA CANTONEIRA DE AÇO FORMADAS A FRIO COM TRAVEJAMENTO EM QUADRO SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

BARREIRAS SETORIAIS PARA O DESENVOLVIMENTO DE FACHADAS LEVES ESTRUTURADAS EM LIGHT STEEL FRAMING

CARACTERIZAÇÃO DA FACHADA EM CHAPAS DELGADAS COM ESTRUTURA EM LSF

COLUNAS TRELIÇADAS COMPOSTAS DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO ELÁSTICA DE FLAMBAGEM DISTORCIONAL EM PERFIS U ENRIJECIDOS

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO COMPENSADO ESTRUTURAL E O COMPORTAMENTO DA SUA LIGAÇÃO COM OS PERFIS DO SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT STEEL FRAMING

DIRETRIZES PARA PROJETOS ARQUITETÔNICOS EFICIENTES PARA LIGHT STEEL FRAMING

EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE PORTAPALETES SELETIVOS IRREGULARES

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO ENTRE AS PLACAS CIMENTÍCIAS E O RETICULADO DE AÇO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO EM SEÇÃO DUPLO "U" COSTA A COSTA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO

EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS DA INTERAÇÃO ENTRE MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL EM PERFIS DE AÇO FORMADO A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE VIGAS CONTÍNUAS COM PERFIL DE CHAPA DOBRADA DO TIPO U ENRIJECIDO FLETIDO EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA

O EFEITO DOS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS NAS PEÇAS DE SEÇÃO DELGADA ABERTA

PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL SUJEITOS A INTERAÇÃO LD ENTRE OS MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL

Parte 6. Estruturas de Aço em situação de incêndio

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTRUTURA METÁLICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: Curva ISO 834 x Curvas Paramétricas

CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO QUANTO À SUA DESLOCABILIDADE CONFORME O EUROCÓDIGO EC3-1-2

FLUÊNCIA IMPLÍCITA E EXPLÍCITA DOS AÇOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS CELULARES DE AÇO SUJEITAS À FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

RESISTÊNCIA DE VIGAS CASTELADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Parte 7. Infraestrutura (projeto e elementos construtivos)

ALGUNS ASPECTOS DA APLICAÇÃO DE ESTACAS PRANCHAS DE AÇO EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS

Parte 8. Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DOS CONECTORES CRESTBOND APLICADOS A PILARES MISTOS ESBELTOS DE SEÇÃO ESBELTA

ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES MISTAS

COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO LUVA EM PERFIS TUBULARES DE SEÇÃO CIRCULAR

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SIMULAÇÃO DE ELEMENTOS FINITOS E TESTE ESTRUTURAL PARA AVALIAÇÃO DE RESISTÊNCIA EM JUNTA SOLDADA

ESTUDO DA RIGIDEZ EM LIGAÇÕES ENTRE PERFIS DE AÇO DE SEÇÃO TUBULAR RETANGULAR E PERFIS I

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS DE TRELIÇAS PLANAS COM PERFIS DE SEÇÃO TUBULAR CIRCULAR

ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO CONECTOR CRESTBOND APLICADO AOS PILARES MISTOS ESBELTOS LOCALMENTE

INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS NO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR PREENCHIDO COM CHAPA PASSANTE

METODOLOGIA PARA ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS EM ELEMENTOS METÁLICOS

Parte 9. Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

APLICAÇÃO E MANUTENÇÃO REVESTIMENTO PROTETORES CONTRA A CORROSÃO E INCÊNDIO NAS ESTRUTURAS

INSPEÇÃO DE MANIFESTAÇÃO PATÓLOGICA DE CORROSÃO EM ESTRUTURA METÁLICA DE QUADRAS POLIESPORTIVAS DE ESCOLAS PÚBLICAS

VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA E APLICAÇÕES DE ESTRUTURAS GALVANIZADAS A QUENTE NA REGIÃO NORDESTE

CONSTRUMETAL 2019

Parte 4.

Coberturas e fechamentos:

materiais, tecnologia e projeto

Tema: Montagem de estruturas metálicas

ABORDAGEM DOS PRINCIPAIS DESVIOS EXECUTIVOS NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Guido José Denipotti[1]

Resumo

O presente trabalho tem por objetivo apresentar as principais não-conformidades verificadas na montagem de estruturas metálicas. Para tanto, efetuou-se um programa de inspeção em dezenas de estruturas metálicas durante o seu período de montagem, sempre confrontando as montagens no local com as recomendações presentes nos projetos executivos. Os empreendimentos analisados variaram desde galpões industriais até shopping centers, possibilitando assim inferir de maneira global sobre as principais não-conformidades existentes em campo na construção de estruturas metálicas. Entre as principais não-conformidades observadas estão: alterações de ligações principais sem prévia consulta ao responsável técnico; ligações inconclusas; falta de elementos estruturais; falta de informações em projetos executivos; falta de tensionamento em contraventamentos e ruptura de parafusos devido ao aperto excessivo. As não-conformidades observadas em campo, bem como suas consequências ocasionadas pela necessidade de reparos, demonstram a necessidade de acompanhamento assíduo de profissional especializado durante todo o processo de montagem, minimizando assim custos globais envolvidos na utilização de estruturas metálicas.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Não conformidades; Montagem; Inspeção.

APPROACH OF THE MAIN EXECUTIVE DEVIATIONS IN THE ASSEMBLY OF STRUCTURES METAL

Abstract

The present study aims to present the main nonconformities observed in the assembly of metallic structures and roofs. To do so, an inspection program was carried out on dozens of metal structures during its assembly period, always confronting the assemblies in the place with the recommendations present in executive projects. The building venture analyzed ranged from industrial warehouses to shopping malls, making it possible to infer in a global way on the major nonconformities contained in field in the construction of metallic structures. Among the main nonconformities observed are: Alterations of main connections without prior consultation with the technical manager; unfinished connections; lack of structural elements; lack of information on executive projects; lack of tension in bracing and bolt rupture due to excessive tightening. The nonconformities observed in the field, as well as their consequences due by the repairs needs, demonstrate the necessity for regular monitoring of specialized

professional during the assembly process, therefore, minimizing overall costs involved in the use of metal structures.

Keywords: Metal structures; Nonconformities; Assembly; Inspection.

[1] Engenheiro Civil (Universidade Estadual de Maringá, UEM, Brasil) / Mestre em Engenharia Civil (Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, UNESP, Brasil), Diretor Técnico da RG3 CONSULTORIA – *Inspeção e Diligenciamento em Estruturas Metálicas*, Nova Prata / RS, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Uns dos principais quesitos do sistema construtivo em estruturas metálicas é a "modernização" do processo executivo de montagem, visto que, com a fabricação dos elementos estruturais em pátio fabril, espera-se que, além de menor tempo de execução em obra, obtenha-se, também, um produto final com suas devidas características de um produto industrializado. Contudo, mesmo com maiores critérios e controles fabris e menores tolerâncias em desvios dimensionais, se comparados com outros sistemas construtivos, na fase de montagem das estruturas metálicas, última etapa, é observado significativo número de desvios executivos (não conformidades) com necessidade de intervenções e/ou retrabalhos. Essas intervenções são consequência tanto de fatores construtivos antecedentes à montagem das estruturas metálicas, como exemplo: erro na locação de chumbadores durante a concretagem de bases em concreto, quanto de vícios crassos de montagem como incompletude executiva. Neste trabalho, tem-se o levantamento da tipologia dos principais desvios observados do levantamento/compilação de 98 relatórios técnicos de inspeções realizadas em 21 empreendimentos durante sua fase de montagem. Com base neste levantamento, os profissionais envolvidos, direta ou indiretamente, neste sistema construtivo durante a execução da montagem, poderão se atentar e focar nessas não conformidades a fim de se evitá-las ou corrigi-las antes da utilização do empreendimento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

De um total de 98 inspeções e diligenciamentos realizados durante o processo de montagem (obra) de estruturas metálicas, onde fora emitido um relatório para cada uma dessas inspeções, fez-se uma compilação de todos os desvios (não conformidade) distinguindo os mais recorrentes. Essas 98 inspeções estão contidas em 21 obras/empreendimentos. Inicialmente, os empreendimentos foram classificados e divididos em 3 grupos, sendo:

- Grupo 1 – Empreendimentos que em sua maioria possuem apenas a estrutura da cobertura em estruturas metálicas, cobrindo grandes áreas. Não há, neste grupo, estruturas como *pipe rack* e pontes rolantes. Exemplos: centro de distribuição (CD) e hipermercado.

- Grupo 2 – Empreendimentos destinados a processos fabris. Neste grupo há incidência de estruturas aptas a maiores sobrecargas, possuem pontes rolantes e/ou *pipe racks*. Exemplo: fábrica automotiva.

- Grupo 3 – São obras especiais, com singularidades arquitetônicas específicas, que se diferem dos dois primeiros grupos. Podem possuir estruturas metálicas para fechamento em vidros, como claraboias. Exemplo: *shopping Center*.

Respectivamente, o número de obras para cada grupo: 11, Grupo 1; 9, Grupo 2 e 1, Grupo 3. Totalizando 21 obras.

Está exclusa deste trabalho a verificação dimensional dos elementos estruturais (pilares, vigas, terças, etc) em confronto com os projetos de fabricação e/ou memorial de cálculo, visto que os documentos de referência para a realização das inspeções e diligenciamentos são os projetos executivos de montagem, além da NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os desvios (não conformidades) com maior número de recorrência foram observados nos seguintes elementos ou componentes estruturais:

- *Chumbadores;*
- *Ligações soldadas;*
- *Ligações parafusadas;*
- *Contraventamentos.*

3.1 Chumbadores

Neste quesito, serão abordados tantos os chumbadores que conforme Bellei [1] *"são barras que têm por finalidade fixar as placas de base dos pilares às fundações. Em geral são formados por barras redondas todas rosqueadas ou só rosqueada em uma ou duas extremidades",* quanto os fixadores (barras roscadas) aplicados com adesivo químicos. O que comumente são chamados em obras de "chumbadores químicos".

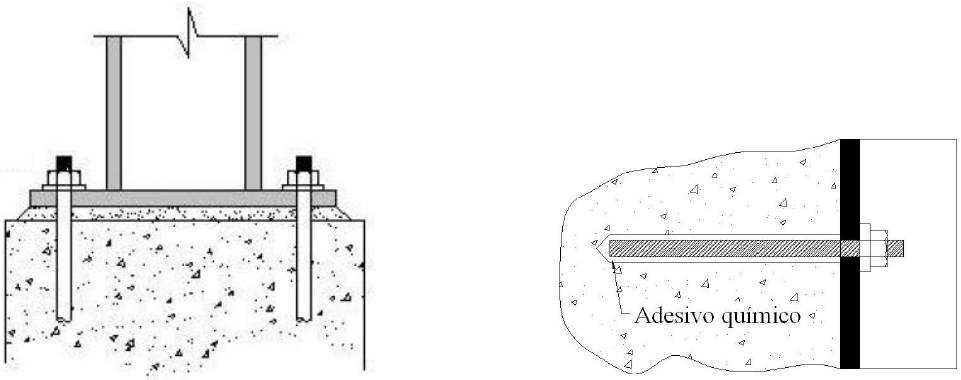


Figura 01 – Ilustração de (Esq.) chumbador e (Dir) "chumbador químico" – Fonte: [1]

Obs.: ocorrem também, quando os pilares são em concreto, de ter-se chumbadores nos topos dos pilares para fixar as placas de base das vigas metálicas. Essa ocorrência se faz mais presentes em obras do Grupo 1.

3.1.1 Desvios (Não conformidades)

Para a possibilidade de ajustes de pequenos desvios de níveis dos blocos em concreto ou topo de pilares em concreto, é recomendada a previsão de espaço entre topo do elemento em concreto (bloco ou pilar) e base do elemento metálico (pilar ou viga), a ser preenchido posteriormente com *grout*. Contudo, esse trabalho de aplicação de *grout* que irá garantir o contato entre os elementos da ligação, metálica com concreto, acaba sendo "deixado para depois" podendo ser consequentemente, esquecido.

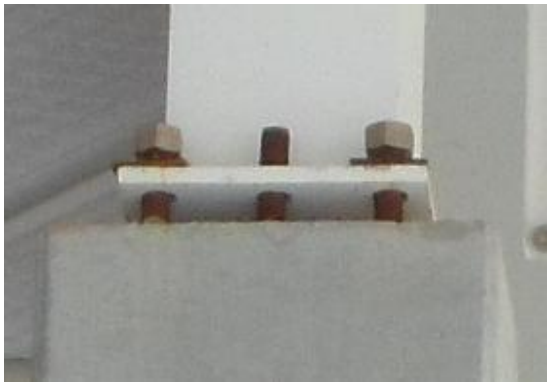


Figura 02 – Falta de *grout* e finalização de ligação com colocação e aperto de porcas

Outro vício executivo observado nos chumbadores, principalmente em topo de pilares em concreto, o que dificulta a visualização, é a falta de finalização da ligação, com a colocação e aperto de porcas e contraporcas. Essa não conformidade corresponde a 23% do total de desvios observados em chumbadores.

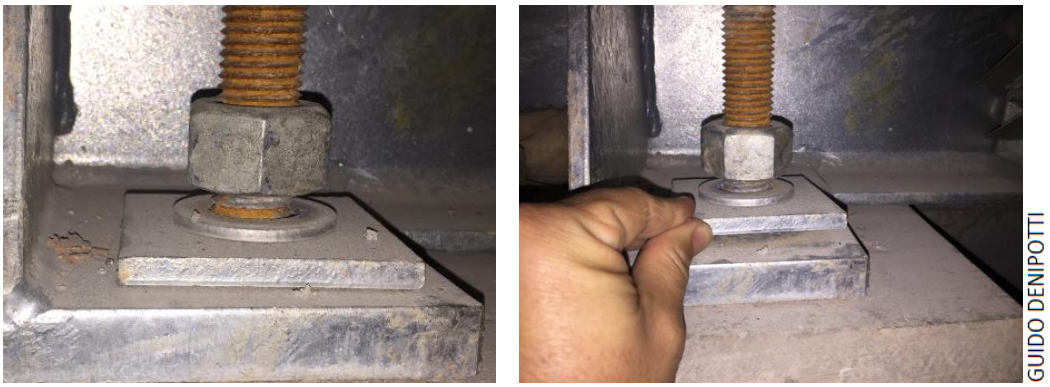


Figura 03 – Falta de aperto de porca e não montagem de contraporca

A opção de utilização por “chumbadores químicos” ocorre principalmente quando se fará aplicação de estruturas metálicas em pilares de concreto já existentes. Na maioria dos casos as barras roscadas são compradas em conjunto com o adesivo químico. Ou seja, elas já têm o seu comprimento definido, respeitando o necessário para a ancoragem junto ao concreto. Porém, em inspeções após a montagem desses elementos é observado o comprimento externo excessivo, indicando a falta de comprimento de ancoragem. Há também casos onde observam-se as partes excedentes cortadas.


GUIDO DENIPOTTI

Figura 04 – Falta de comprimento de ancoragem indicado pela parte excedente das barras roscadas


GUIDO DENIPOTTI

Figura 05 – Barras roscadas cortadas após a montagem

Ainda em se tratando de “chumbadores químicos”, em 9% dos desvios identificados (chumbadores), há a falta da barra roscada.

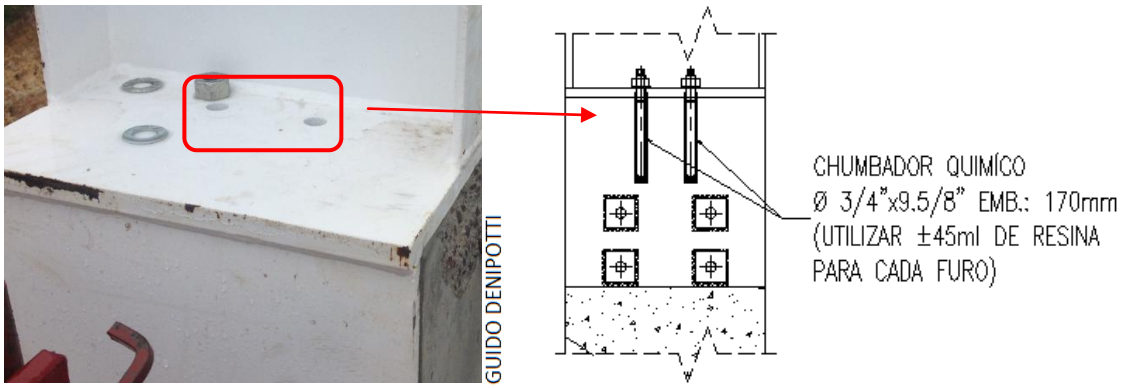


Figura 06 – Pendência de colocação de "chumbadores químicos"

Há, eventualmente, desvios na locação dos chumbadores. Essa não conformidade geralmente é provocada durante a concretagem dos blocos ou dos pilares pré-moldados. Ou seja, não se trata de um desvio causado durante a montagem das estruturas metálicas. Contudo, é necessário que nesta ocorrência, a montagem não seja seguida, salvo orientação de solução do responsável técnico. A imagem a seguir, trata-se de um hipermercado em iminência de inauguração.



Figura 07 – Desvio na locação dos chumbadores

3.1.2 Resumo gráfico

Do total de 21 obras, em 19 foram verificadas ocorrências de desvios nos chumbadores. Há uma uniformidade nessas ocorrências quando comparadas por grupos (Grupo 1, 2 e 3).

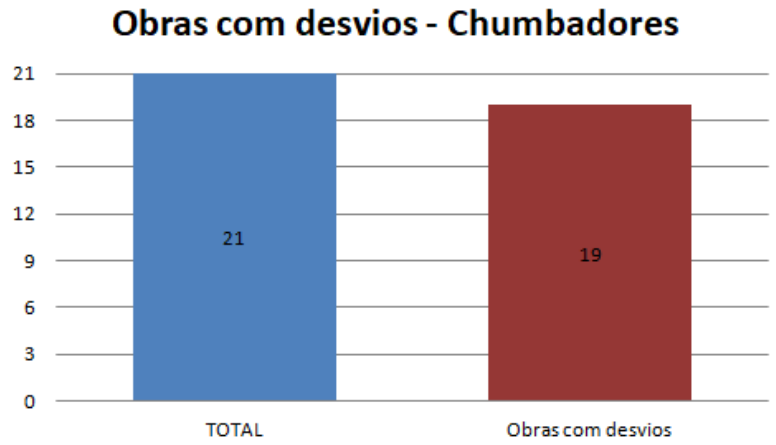


Gráfico 01 – Ocorrência de obras com desvios – Chumbadores

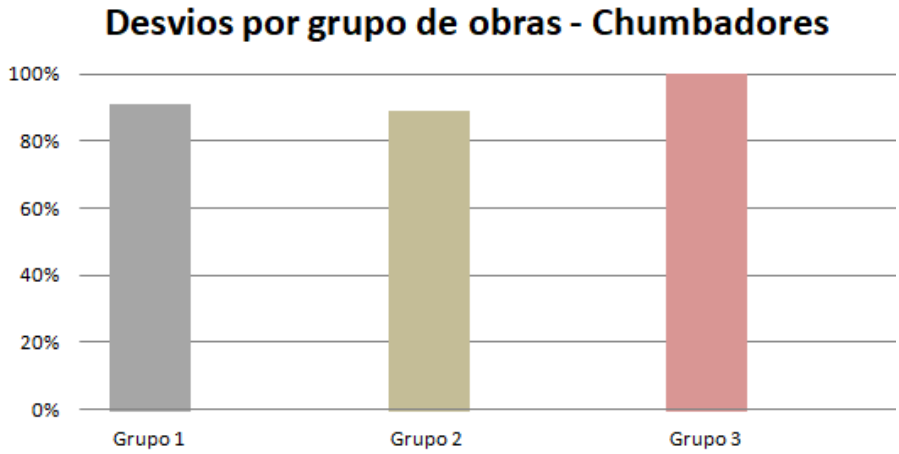


Gráfico 02 – Percentual de obras, separadas por grupos, com desvios – Chumbadores

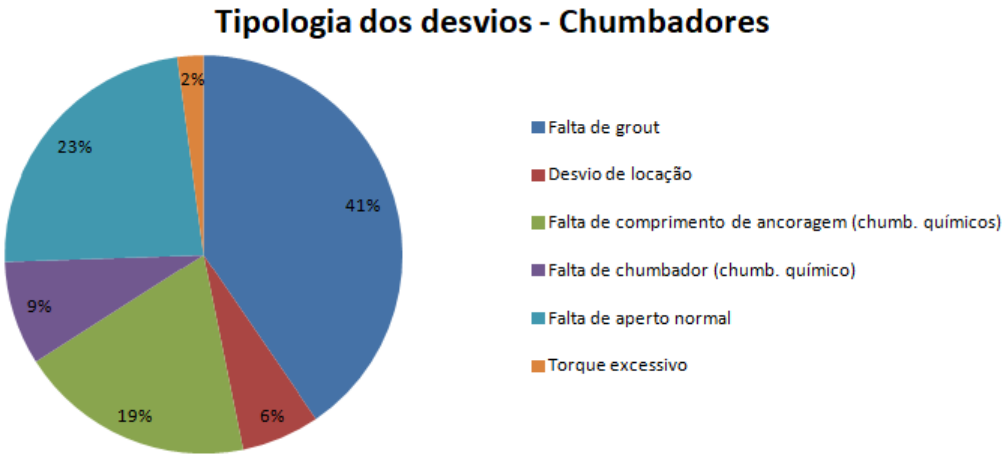


Gráfico 03 – Percentual das tipologias de desvios – Chumbadores

3.2 Ligações soldadas

Nessas 21 obras inspecionadas, a grande maioria das ligações é parafusada tanto nas estruturas principais quanto nas secundárias. As ligações soldadas ocorrem principalmente em estruturas metálicas com insertos e não em ligações entre perfis. Neste capítulo, estão contidas também inspeções nas fusões de conectores (*stud bolts*) em vigas metálicas de estruturas mistas – lajes em *steel deck*.

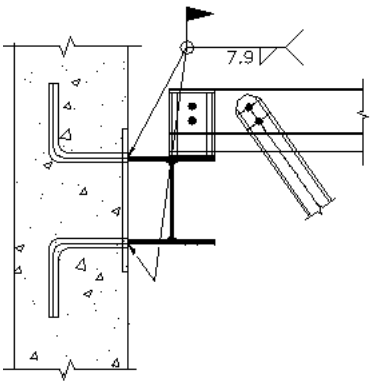


Figura 08 – Exemplo de ligação soldada – solda de viga de oitão em inserto

3.2.1 Desvios (Não conformidades)

Um dos principais desvios executivos de solda é a falta de execução completa da solda conforme determinado em projetos executivos de montagem. Na figura acima, o perfil (viga de oitão) é soldado em 4 insertos. Contudo, ao longo de todo o oitão deste empreendimento, verificou-se a execução de solda em apenas 2 insertos.

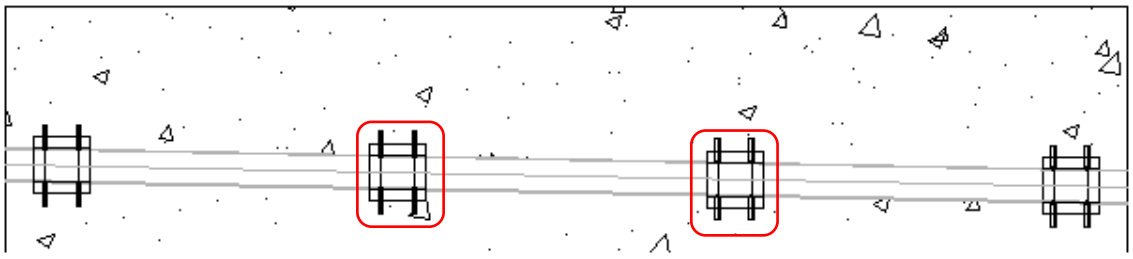


Figura 09 – Locação da não execução de ligação soldada entre inserto e viga de oitão

A seguir, será visualizada a falta da execução de solda citada acima.

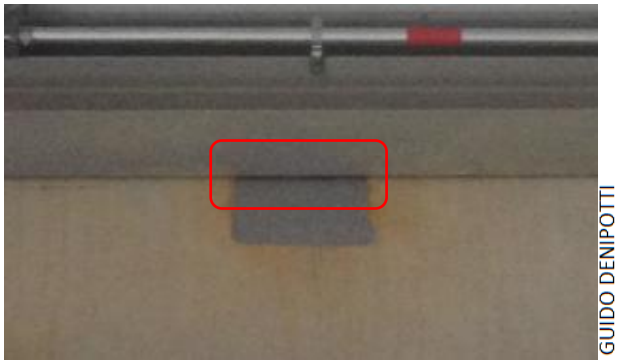


Figura 10 – Visualização da não execução de ligação soldada entre inserto e viga de oitão

Para a fusão de conectores (*stud bolts*) em vigas metálicas, o processo de eletrofusão é o mais produtivo. Contudo, há inúmeras variáveis que interferem diretamente na eficiência da fusão. Ou seja, o montador deverá se atentar a todo o procedimento, dando atenção a todos os quesitos, o que vai desde a fonte de energia gerada à garantia de não umidade das cerâmicas.



Figura 11 – Falta de fusão dos conectores (*stud bolts*) com viga metálica

Comumente são verificadas irregularidades como: desvios de locação dos *stud bolts*, tinta na área de fusão entre pinos com mesas das vigas metálicas, sobreposição das telhas do *steel deck* e impurezas nos locais de fusão.



Figura 12 – Irregularidades diversas durante a montagem dos *stud bolts* - 01



Figura 13 – Irregularidades diversas durante a montagem (fusão) dos *stud bolts* - 02

A seguir, algumas das principais recomendações para a execução dos trabalhos de fusão dos *stud bolts*.

- Antes da conexão dos *bolts*, proceder com a limpeza do *steel deck*, além de deixa-lo isento de água (umidade);
- A cerâmica somente poderá ser utilizada se estiver totalmente seca. Caso a mesma esteja úmida, deixá-la em estufa por duas horas em 120^{o}C;
- Para a amperagem e tempo de trabalho, deve-se adotar recomendação do fornecedor do *Stud Bolt*;
- Após a execução dos primeiros conectores (10 primeiros para cada início de turno de trabalho), recomenda-se fazer a verificação visual (se há filete de solda em todo o contorno do *bolt*) e o ensaio de dobramento (no mínimo 30^{o}).
- Para os conectores arrancados nos ensaios, dever-se-á proceder com a limpeza completa do local para instalação do novo conector;
- Para os conectores que não tem filete de solda em todo o seu contorno, pode-se proceder com um reforço com a utilização de solda manual com eletrodo E-7018, executando um cordão de 8mm.

As patologias nas soldas executadas em campo devem-se, principalmente, à falta de seguimento completo do procedimento de soldagem que vai desde a preparação da superfície ao tratamento dos consumíveis. Nas inspeções realizadas, a maioria das soldas já havia recebido proteção superficial (pintura), o que dificulta sua visualização. Contudo, algumas das patologias como mordedura, porosidade e falta de fusão eram visualizadas.



Figura 14 – Patologias em soldas - 01

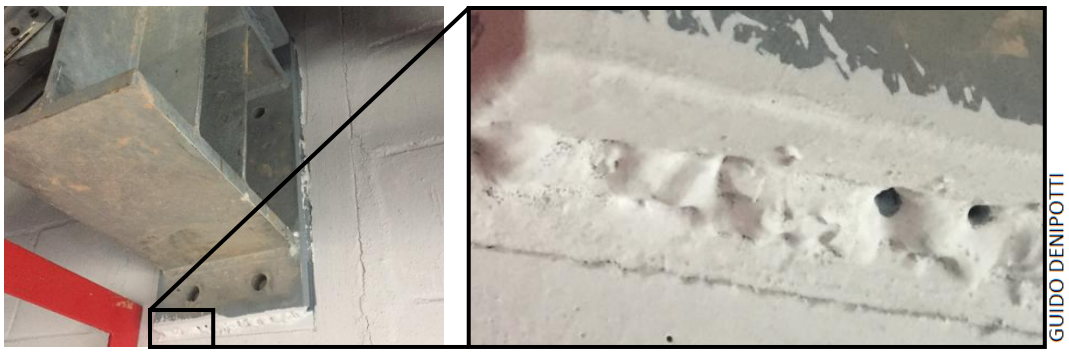


Figura 15 – Patologias em soldas - 02

3.2.2 Resumo gráfico

Para permanecer com o comparativo de desvios por obras e grupos de obras, opta-se por não separar obras que contenham ou não determinados quesitos, como exemplo: *steel deck*. Ou seja, sempre se trabalhará com o número total de obras. Porém, para exemplificação de casos específicos, poder-se-á expor mais comparativos.

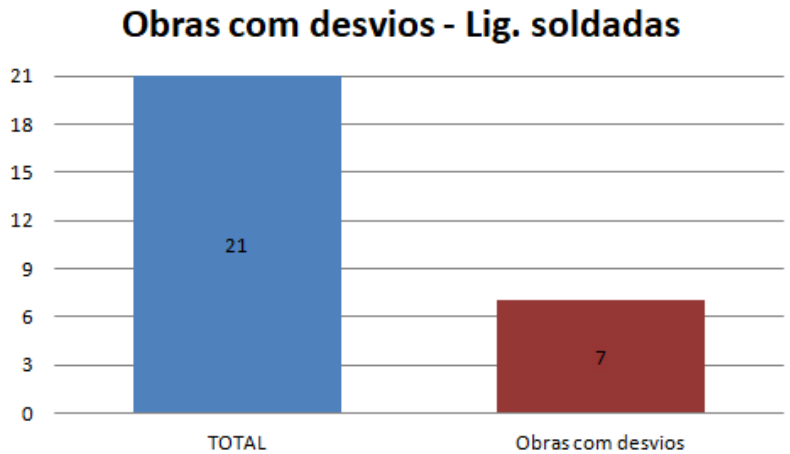


Gráfico 04 – Ocorrência de obras com desvios – Ligações soldadas

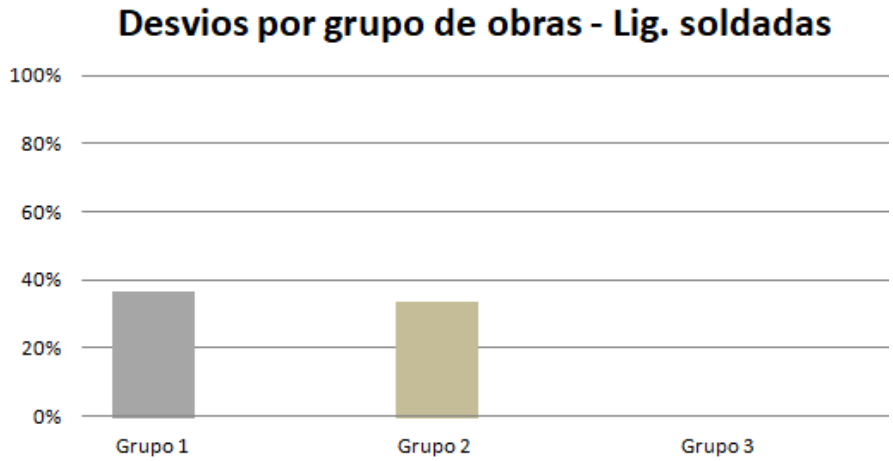


Gráfico 05 – Percentual de obras, separadas por grupos, com desvios – Ligações soldadas

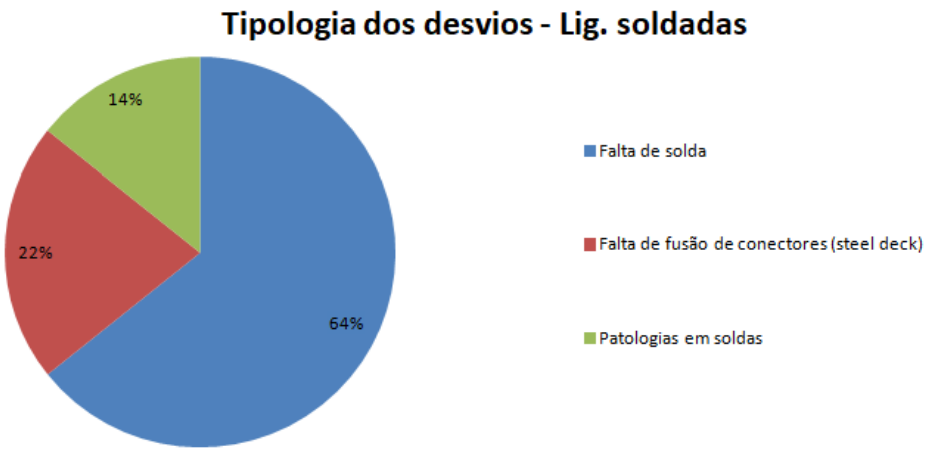


Gráfico 06 – Percentual das tipologias de desvios – Ligações soldadas

Neste capítulo, abre-se parênteses para reportar que apenas 4 obras, das 21 inspecionadas, possuíam lajes mistas (*steel deck*). Dessas 4 obras, em três foram observados desvios nas fusões dos conectores.

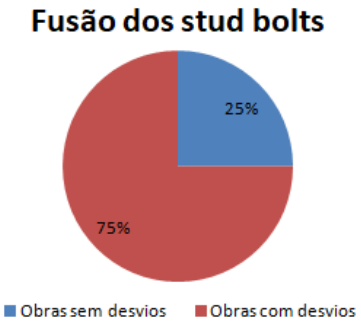


Gráfico 07 – Percentual de obras com desvios na fusão dos conectores (*stud bolts*) de *steel decks*

3.3 Ligações parafusadas

Conforme exposto por Bellei [2], as ligações parafusadas têm como vantagens: a rapidez nas ligações de campo; economia no consumo de energia; exclusão da necessidade de registro de qualificação (como no caso de soldadores) e melhor resposta às tensões de fadiga.

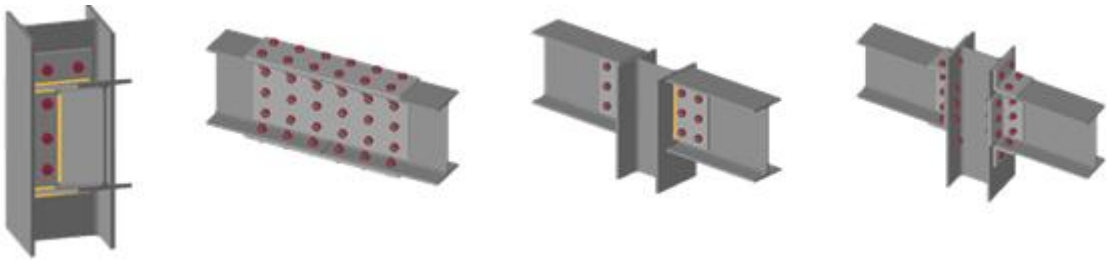


Figura 16 – Ilustração de ligações parafusadas – Fonte: csiportugal.com

3.3.1 Desvios (Não conformidades)

O maior desvio executivo na montagem das estruturas metálicas é a não finalização das ligações metálicas, sejam em estruturas principais ou em secundárias. Neste trabalho, compreende ligações parafusadas inconclusas tanto falta de parafusos quanto a falta de aperto normal de parafusos. Este desvio foi observado em 100% dos empreendimentos inspecionados e diligenciados.
Conforme NBR 8800 [3] (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 76), *"...o aperto normal pode ser obtido por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas."*

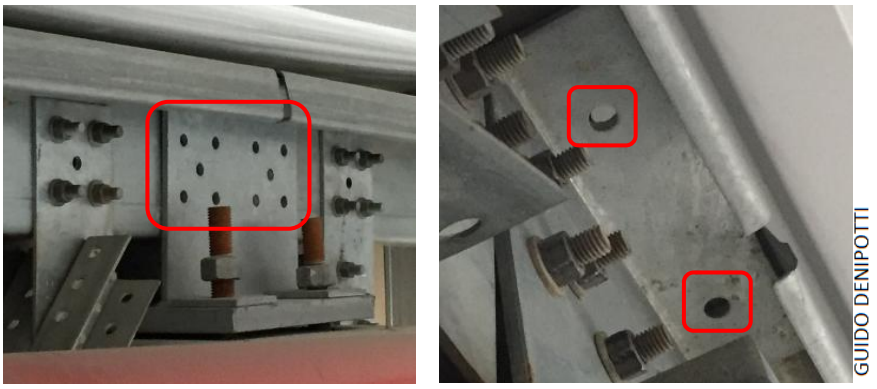


Figura 17 – Ligações parafusadas inconclusas

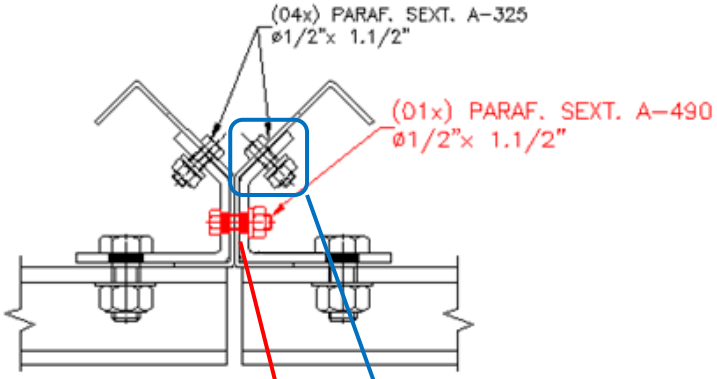


Figura 18 – Detalhe executivo de ligação em nó de *joist*

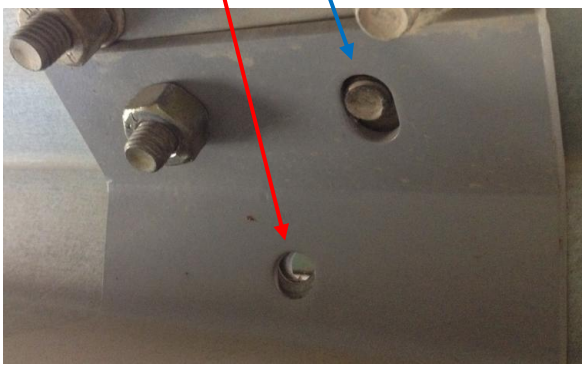


Figura 19 – Ligação inconclusa – Falta de parafuso e falta de porca (aperto normal)

Por vezes, considera-se que o desvio em determinados quesitos são na verdade a falta de responsabilidade do executor da montagem das estruturas metálicas. Abaixo, tem-se imagens de uma mesma ligação de emenda de viga principal de uma fábrica em iminência de iniciar seu funcionamento, ou seja, conclusão da montagem. Foi reportado sobre a pendência de finalização de ligação, porém, tempos depois a pendência apontada continuava negligenciada.

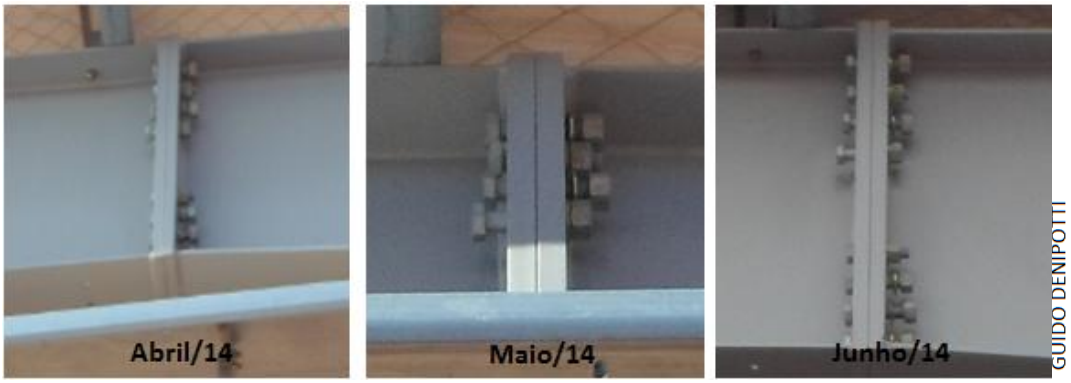


Figura 20 – Ligação inconclusa – Falta de aperto normal

Outro desvio que se verificou frequente nas inspeções é a alteração de furação através do alongamento de furações com a utilização de oxicorte. Esse desvio é realizado para a compensação de outro desvio prévio, ou seja, para compensar o deslocamento de estruturas em concreto que receberão as estruturas metálicas ou mesmo devido a desvios dimensionais ocorridos durante o processo de fabricação. O alongamento das furações poderá ocasionar na alteração da concepção da ligação dimensionada/projetada.

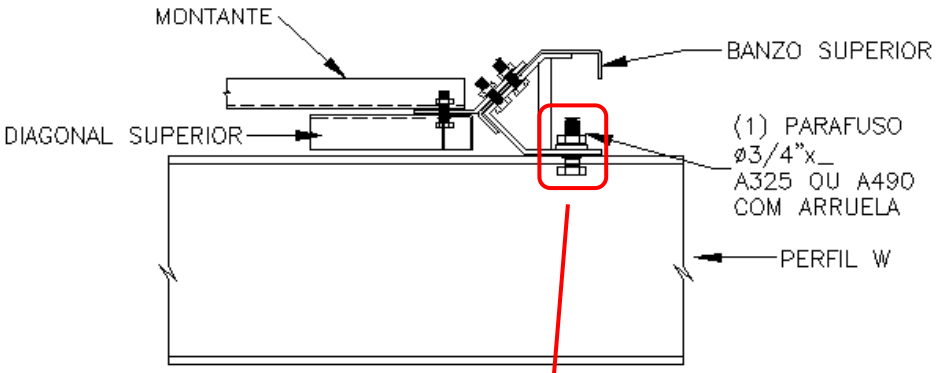


Figura 21 – Detalhe da ligação do apoio superior de *joist*



Figura 22 – Alongamento de furação (através de oxicorte)

Parafusos com mesmo diâmetro e mesmo comprimento, porém com especificações diferentes (exemplo: A325 e A490) podem ser "trocados" durante o processo de montagem sem a percepção do montador. Em três das obras inspecionadas, foi observado essa substituição. Não se pode garantir que a substituição foi ocasionada propositalmente pelo montador ou por falta de orientação. Independentemente, a opção por parafusos com dimensões idênticas, porém com resistências diferentes devem ser evitadas a fim de se prevenir o desvio na montagem.

A seguir, observa-se que em uma ligação com a solicitação de parafusos A490, em um lado foi utilizado corretamente, porém no outro foi utilizado o parafuso A325.

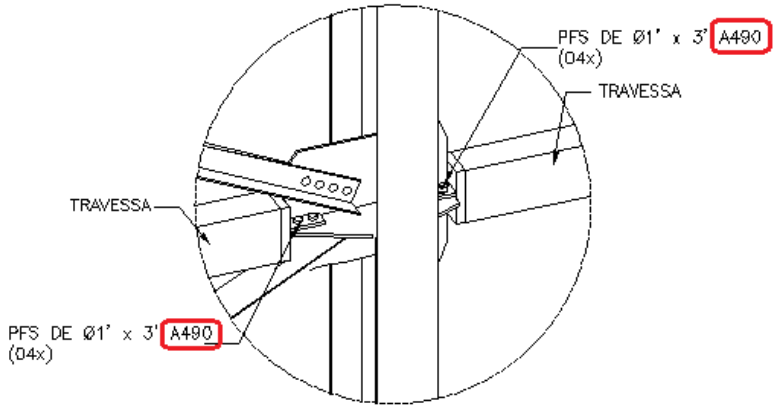


Figura 23 – Detalhe executivo de montagem

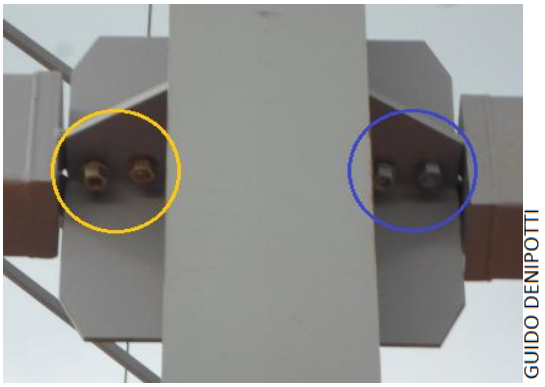


Figura 24 – Utilização errônea de parafusos (Esq. A325, Dir. A490)

Nas inspeções realizadas, eventualmente é solicitado a substituição de parafusos com comprimento inferior ao mínimo necessário para preenchimento total da porca, conforme NBR 8800 [3], Item 6.7.2, "O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou ultrapasse a face externa da porca...". Mas, também ocorre a solicitação de substituição devido ao aperto da ligação, pois chapas que compõem a ligação ocorrem antes do início da parte roscada do fuste do parafuso.

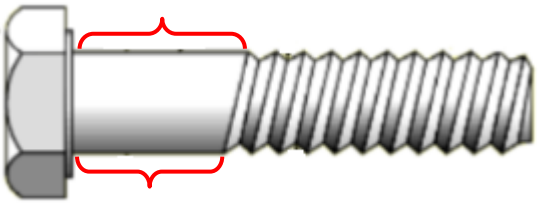


Figura 25 – Ilustração de parafuso. (Det. vermelho) Fuste, diâmetro nominal



Figura 26 – Parafuso com comprimento inferior ao necessário

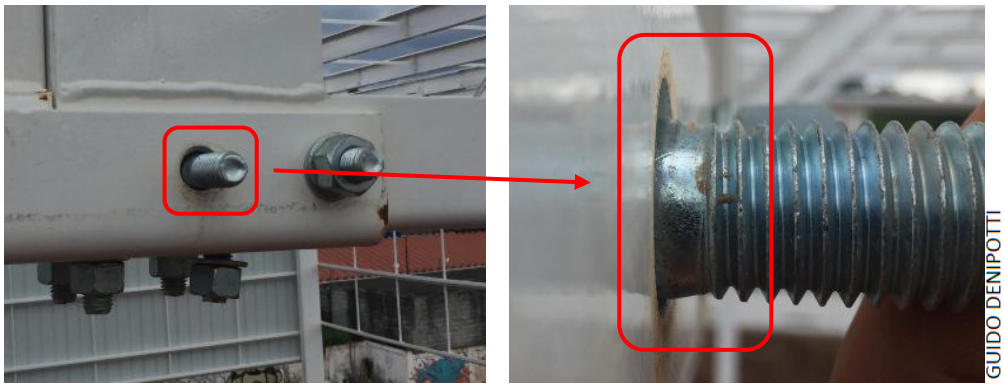


Figura 27 – Falta de comprimento de rosca no fuste do parafuso

Em uma das obras inspecionadas, ocorreu a ruptura de parafusos durante o processo de controle de protensão inicial (torque). Conforme NBR 8800 [3], Item 6.7.4.1 Força de protensão mínima de aperto, *"Os parafusos de alta resistência com protensão inicial devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão (FTb) adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado. Essa força de protensão é fornecida na Tabela 15 para os parafusos ASTM e equivale a aproximadamente 70 % da força de tração resistente nominal do parafuso, dada em 6.3.3.2."*

Durante a verificação da protensão inicial, identificou-se que o aperto inicial estava sendo superior à resistência dos parafusos, levanto parte destes à ruptura. Isso se deve ao fato do não entendimento de que há diferença entre a obtenção de protensão inicial com utilização de tabela "prontas" de torques. A NBR 8800 [3] alerta: *"Não existe uma relação geral entre força de protensão em parafusos e torque aplicado durante o aperto da porca, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies com movimento relativo."*

3.3.2 Análises gráficas

Com base nos Gráficos 09 e 10, verifica-se a grande incidência de desvios nas execuções das ligações parafusadas de estruturas metálicas. Este quesito (ligações parafusadas) é o que requer maior inspeção, porém não somente, e maiores e melhores instruções aos montadores de estruturas metálicas.

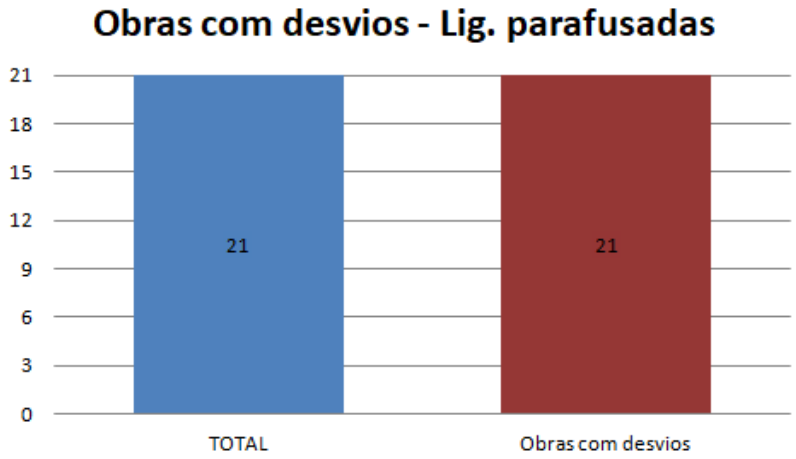


Gráfico 08 – Ocorrência de obras com desvios – Ligações parafusadas

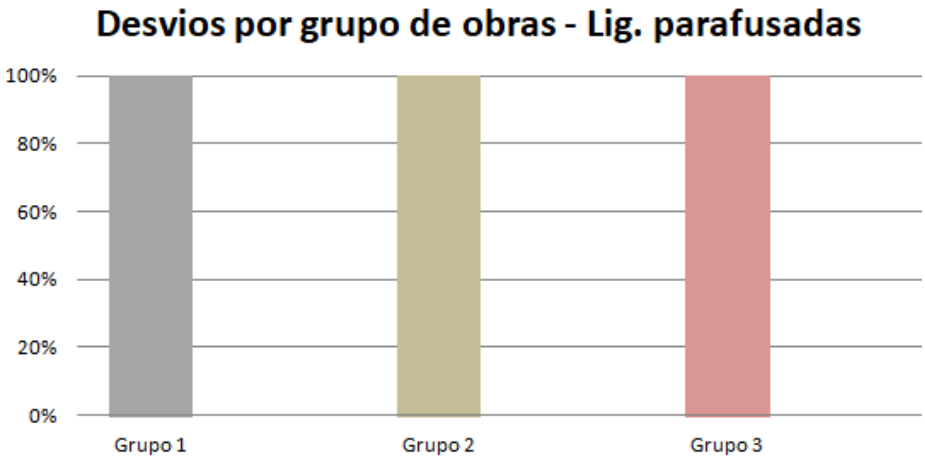


Gráfico 09 – Percentual de obras, separadas por grupos, com desvios – Ligações parafusadas

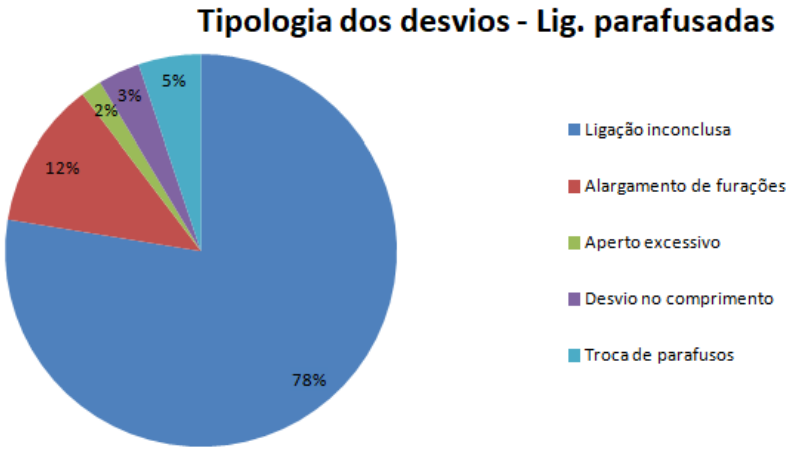


Gráfico 10 – Percentual das tipologias de desvios – Ligações parafusadas

3.4 Contraventamentos

Conforme Bellei [2], *"contraventamentos são barras colocadas nas estruturas com a finalidade de garantir a estabilidade do conjunto durante sua vida útil e durante a fase de montagem, e para dar ao edifício uma rigidez espacial."* Neste capítulo, não se fará distinção entre os contraventamentos verticais e horizontais.

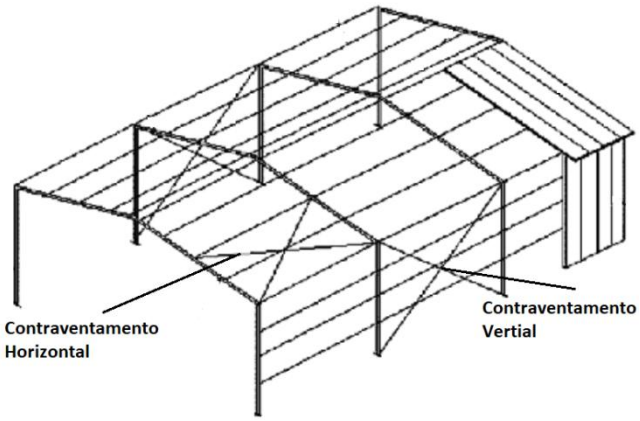


Figura 27 – Ilustração de contraventamento horizontal e vertical

3.4.1 Desvios (Não conformidades)

O principal desvio executivo dos contraventamentos verticais (fechamento) e horizontais (cobertura) é a falta de tensionamento. Tanto durante a fase de montagem quanto durante a utilização do empreendimento observa-se a falta de tensionamento dos contraventamentos.



Figura 28 – Falta de tensionamento de contraventamento horizontal

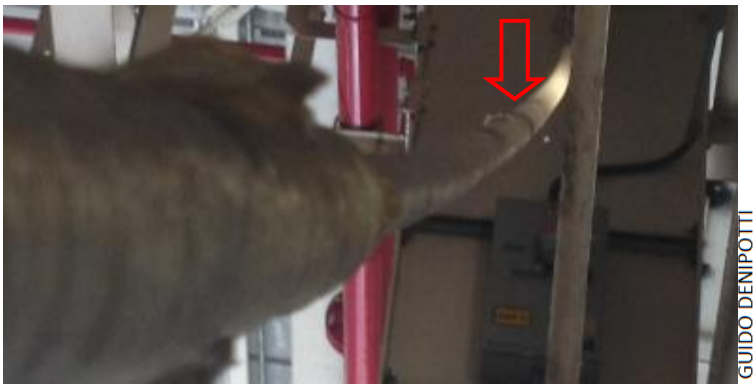


Figura 29 – Falta de tensionamento de contraventamento vertical

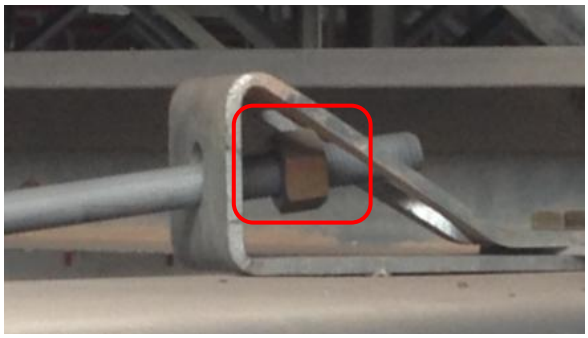


Figura 30 – Falta de tensionamento do contraventamento

Não raro, é observada a falta de montagem de contraventamentos verticais e/ou horizontais. Em entrevista aos montadores e ajudantes de montagem, é relatada também a desmontagem dos contraventamentos para passagens de tubulações entre outras interferências.



Figura 31 – Contraventamentos verticais não montados



Figura 32 – Contraventamentos horizontais não montados

Em contraventamentos que também trabalham à compressão (com cantoneiras laminadas) é observado a alongamento das furações no sentido paralelo à compressão e/ou tração. Conforme NBR 8800 [3], Espaçamento mínimo entre furos, *"A distância entre centros de furos-padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a 2,7 db, de preferência 3 db, sendo db o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada."*

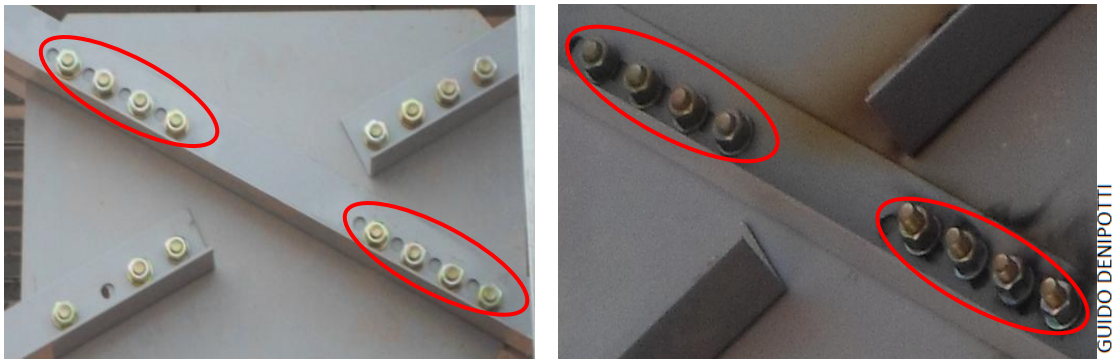


Figura 33 – Contraventamentos - Falta de distância mínima entre furos

3.4.2 Análises gráficas

Neste quesito (contraventamentos) também é observado significativo número de desvios executivos. A Figura 30, por exemplo, trata-se de um empreendimento que já estava em funcionamento. É fundamental que os montadores sejam orientados em relação ao funcionamento e importância de tais elementos estruturais.

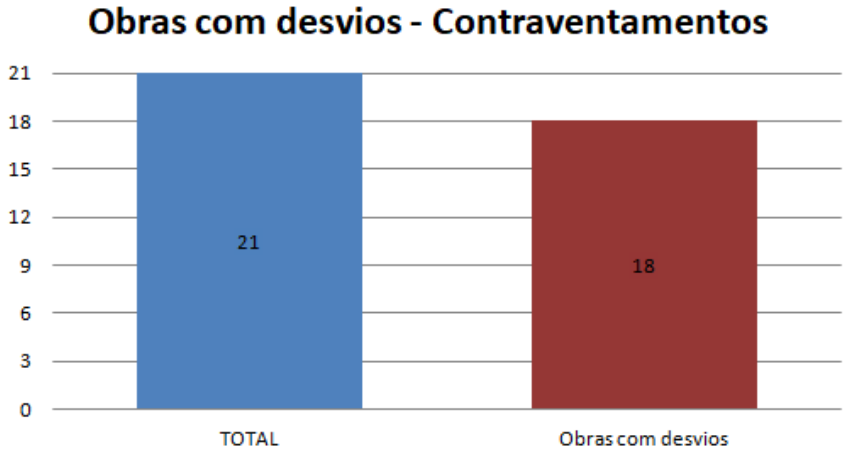


Gráfico 11 – Ocorrência de obras com desvios – Contraventamentos

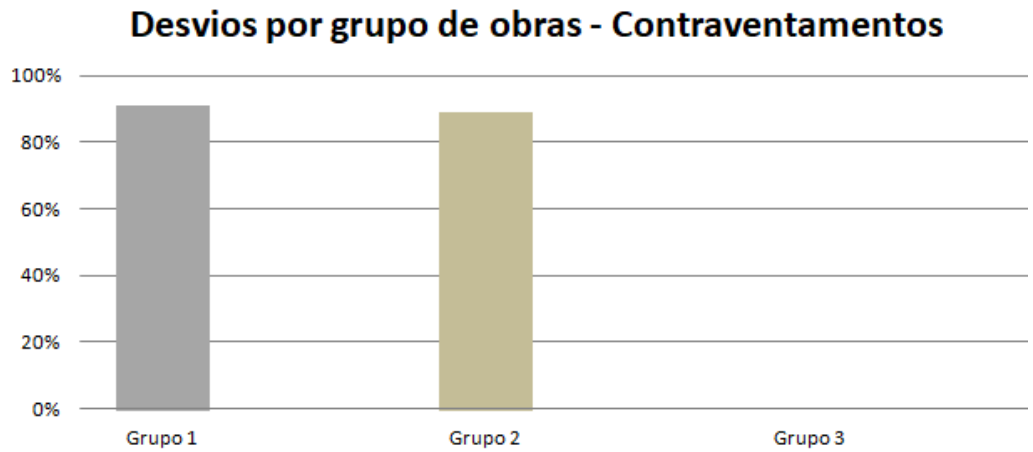


Gráfico 12 – Percentual de obras, separadas por grupos, com desvios – Contraventamentos

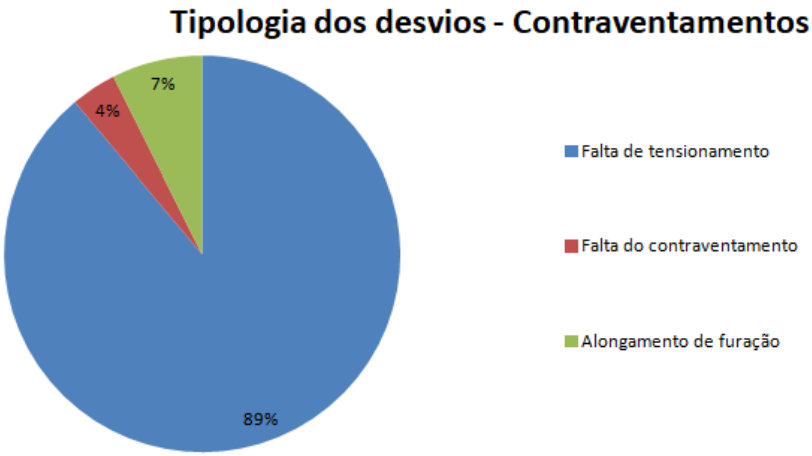


Gráfico 13 – Percentual das tipologias de desvios – Contraventamentos

4 CONCLUSÃO

Mesmo com a discretização de desvios executivos de montagem em estruturas metálicas em 4 quesitos: chumbadores; ligações soldadas; ligações parafusadas e contraventamentos, para cada um deles observa-se a necessidade de acompanhamento, inspeção e diligenciamento durante o processo de montagem.

É de suma importância o contato direto e aberto entre responsável técnico pelo dimensionamento da estrutura metálica e responsável pela montagem. Imprevistos, interferências, incompatibilidade de projetos inevitavelmente irão ocorrer durante o processo de montagem. Por tal, para cada uma das alterações das execuções descritas em projetos executivos de montagem o responsável pela montagem deve contatar o engenheiro calculista das estruturas metálicas para ser munido de orientações e informações.

Outro favor de suma importância é a orientação assídua do profissional especialista aos montadores, sejam supervisores de montagem ou ajudantes. Todavia, mesmo com o contato direto e orientações realizadas, mostra-se necessário a execução de inspeção e diligenciamento independentes, conforme corrobora a Figura 20, onde o apontamento de pendência executiva não foi o suficiente para que a mesma fosse sanada. Comprovando que podem ocorrem negligências e imperícias durante o processo de montagem.

Agradecimentos

Agradeço profundamente a todos os meus clientes que me proporcionam o prazer de fazer o que eu gosto e ainda ser remunerado. Agradeço a todos os montadores e ajudantes de montagem de estruturas metálicas que sempre me tratam com muito respeito, além de me munirem com informações que elevam o meu conhecimento e ainda, permitem que eu passe um pouco de meu conhecimento a eles. Agradeço à minha família (filhas e esposa) que compreendeu que mesmo após uma semana longe de casa, a trabalho, eu deveria ficar o final de semana isolado para conseguir escrever este artigo.

REFERÊNCIAS

1 Bellei, Ildony Hélio. Interfaces aço-concreto (2ª edição). Rio de Janeiro: IABr/CBC; 2006.
2 Bellei, Ildony Hélio. Edifícios industriais em aço (6ª edição). São Paulo: Pini, 2010.
3 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.
4 AMERICAN WELDING SOCIETY. AWS D1.1/D1.1M An American National Standard: Structural Welding Code – Steel (22ª Edition). Miami, 2010.

Tema: Coberturas e fechamentos: materiais, tecnologia e projeto

Ambientes climatizados - Viabilidade econômica de investimentos em isolamento térmico e sistemas de coberturas

Lucas Leitão da Cunha*

Resumo

Este trabalho objetiva relacionar o emprego de isolamento térmico em sistemas de cobertura refletivos para ambientes climatizados com a correspondente redução de capacidade dos equipamentos de climatização e com a economia de energia elétrica consumida pelos mesmos. Assim, pode-se obter o retorno financeiro de tais investimentos e a justificativa economico-financeira para o eventual uso de materiais de sistemas de cobertura refletivos com isolamento térmico. O trabalho foi desenvolvido dentro de uma justificativa da relação entre energia e meio ambiente, da busca pela eficiência, do entendimento da teoria termodinâmica e suas implicações no emprego dos materiais estudados. O resultado comprova que o sistema de cobertura com alto grau de refletividade associado a isolamento térmico propicia retorno financeiro positivo o que suporta a tese de que investimentos nesse tipo de soluções traz ganhos de produtividade para a economia e para a sociedade.

Palavras-chave: Eficiência energética; Isolamento térmico; Refletividade em coberturas; Construção sustentável.

Air conditioned environments – Return of investment in thermal insulation and roofing sistems.

Abstract

This work aims to relate the use of thermal insulation and reflective roofing systems in climate-controlled buildings with a corresponding reduction of capacity of air conditioning equipment and power consumption savings. Thus, one can obtain the financial return from such investments and economic and financial justification for the use of reflective roofing materials and thermal insulation. The study was conducted within the scope of the justification of the relationship between energy and the environment, the search for efficiency, understanding of thermodynamics theory and its implications for the use of the materials studied. The result proves that the roofing system with a high degree of reflectivity associated with thermal insulation provides positive financial return which supports the thesis that investment in this type of solutions brings productivity gains to the economy and society.

Keywords: Energy efficiency; Thermal insulation; Roof reflectivity; Sustainable construction.

* Engenheiro Civil, Sócio da Maxply Sistemas de Cobertura, São Paulo, SP, Brazil

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

B	Emissividade corpo negro
Btu	British thermal unit
EC	Energia Cinética
EP	Energia Potencial
ET	Energia Térmica
I	Emissividade corpo não negro
kWh	kilowatt Hora
LED	Light Emitting Diode
MWh	Mega watt hora
Q	Calor
SRI	Solar Reflectance Index
TIR	Taxa Interna de Retorno
TIR	Thermal Infrared
VPL	Valor Presente Líquido
VSWIR	VSWIR – Ultra Violet - Visible to Short Wave Infrared
W	Trabalho (J)
W	Watt
Ws	Watt segundo

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um pais predominantemente tropical com algumas regiões com clima subtropical. Isso faz com que a maior parte das edificações com ambientes climatizados tenham quase todos os dias do ano considerados como dias de resfriamento, onde a temperatura ambiente externa é mais elevada do que a temperatura interna alvo dos ambientes.

Portanto, o isolamento térmico das edificações visa, na maioria dos casos, a proteger os ambientes do calor externo. Nesse contexto, a refletividade e a resistência térmica das coberturas são de vital importância para essa finalidade.

A primeira, por reduzir a diferença entre a temperatura externa e interna e a segunda, por reduzir a quantidade de calor que passa através da cobertura. Contudo, a utilização de materiais adequados para atender tais premissas não é considerada usualmente como deveria a fim de economizar os recursos energéticos, aumentando a produtividade da economia.

Esse trabalho tem a finalidade de definir os requisitos de materiais para uma cobertura que atenda às zonas climáticas brasileiras, possibilitando um retorno financeiro ao dono ou operador da edificação decorrente do consequente ganho em economia de equipamentos e energia.

Comprovada a existência dessa relação, as coberturas passariam a ser fonte de retorno econômico financeiro caso tenham materiais corretamente especificados e empregados, o que beneficiaria toda a sociedade.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

O objetivo principal do trabalho é estudar se existe retorno financeiro pela economia de energia e de equipamentos devido ao uso de isolamento térmico associado a materiais com alta refletividade em telhados / coberturas de ambientes climatizados. Esse levantamento comparativo será feito pelos dados de investimentos e economias de dois sistemas de cobertura, o Zipado e o Single Ply. O primeiro sistema comumente chamado de Zipado, que é amplamente utilizado em obras de grandes coberturas de armazéns logísticos, plantas fabris entre outros. O segundo, o sistema Single Ply que permite uma combinação de alta refletividade com isolamento térmico.

1.1.2 Objetivos Específicos

Descrever as alternativas propostas de isolamento térmico e de materiais de cobertura.

Desenvolver a Teoria Termodinâmica relacionada ao tema.

Apontar os eventuais ganhos financeiros e calcular a TIR (taxa interna de retorno) e VPL (valor presente líquido) de uma aplicação dessas para todas as zonas climpaticas definidas.

Simular o desempenho energético ao longo do tempo considerando os dados climáticos de 3 regiões através de software Energyplus.

1.2 JUSTIFICATIVAS

Os recentes aumentos nos preços das tarifas de energia elétrica no país criaram um cenário mais propício a iniciativas de investimento em eficiência energética, sejam elas de iluminação natural e de LED, de redução de carga de refrigeração, de condicionamento de ar ou de fontes de geração alternativas como as fotovoltaicas e eólicas.

Isso ocorre, porque os valores de eventuais economias em energia (kWh) passam a ser maiores e, consequentemente, tendem a viabilizar uma quantidade maior de projetos de investimento em eficiência energética que objetivem economia nesse recurso.

Além disso, o Brasil é um país onde a grande maioria das regiões e dos dias do ano apresentam uma temperatura externa maior que a desejável nos ambientes internos, o que faz do país uma região onde predomina o condicionamento de ambientes por resfriamento.

Nesse contexto, vale a pena estudar o papel dos isolamentos térmicos e produtos correlatos, como os de refletividade de superfícies, porque são materiais que reduzem a quantidade de calor transmitida para dentro dos ambientes, reduzindo a potência e energia necessárias para manter a temperatura interna no ponto desejado pelas normas de conforto ambiental.

1.3 ABRANGÊNCIA

Esse trabalho se limita a estudar a transmissão de calor em coberturas (fluxo unidirecional) em ambientes climatizados (temperatura interna constante) em regiões climáticas pré-determinadas.

Não é proposta desse trabalho estabelecer o fluxo total de calor para dentro dos ambientes em estudo, mas somente apresentar o impacto que isolantes térmicos e materiais refletivos de cobertura podem ter na economia de equipamentos e de consumo energético.

2 MÉTODO DE TRABALHO E MATERIAIS

O primeiro ponto a ser abordado no trabalho é a determinação do papel da eficiência energética dentro do conceito de energia e meio ambiente. O objetivo é inserir o tema do trabalho em um campo mais abrangente e estabelecer o contexto dentro do qual o estudo se encontra.

Em uma segunda etapa, a teoria termodinâmica será explicada a fim de relacionar as características dos materiais e dos climas estudados com o fluxo de calor para os ambientes internos. O fluxo de calor também depende dos fatores de refletividade e emissividade das superfícies sob radiação solar. Portanto, esses pontos serão explicados e os dados também serão levados em conta para a definição do fluxo de calor via simulações computacionais.

Posteriormente, serão levantadas as características físicas dos materiais isolantes e demais a serem estudados a fim de embasar o cálculo da resistência térmica global de cada um dos sistemas de cobertura.

Posteriormente, serão identificadas as características climáticas das regiões brasileiras para que sejam identificadas as áreas com maior potencial segundo critérios de relevância econômica e clima favorável ao estudo. Os dados climáticos serão associados aos dados de refletividade e resistência térmica dos sistemas de cobertura comparados em simulação de software Energy Plus que definirá o fluxo de calor em função do tempo para cada zona climática e a necessidade de equipamentos e energética para cada situação.

Finalmente, serão levantadas as economias decorrentes dessas iniciativas sejam elas reduções em investimentos em equipamentos ou consumo de energia menor ao longo da vida útil do empreendimento. Assim, obtendo-se de um lado os investimentos e economia de outro, passa a ser possível a definição dos resultados financeiros de tal projeto através da sua TIR, VPL e Payback.

2.1 MATERIAIS E FERRAMENTAS

2.1.1 Espectrômetro

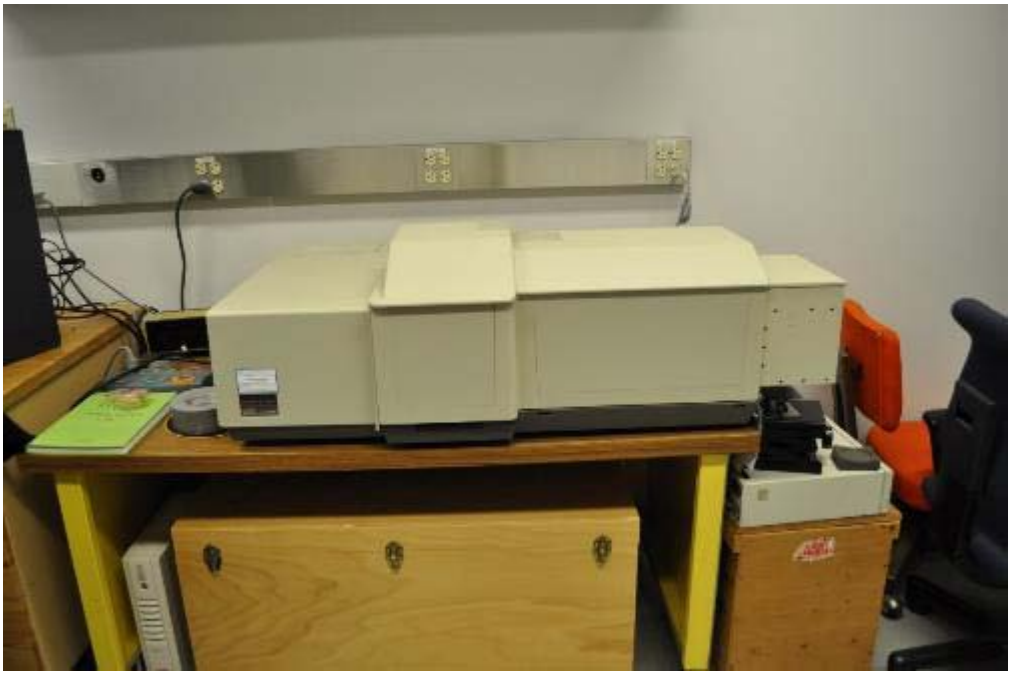
A obtenção dos dados de refletividade ocorre a partir do levantamento dos dados dos materiais da camada externa, aquela que vai refletir ou absorver a radiação solar, em um expectômetro que levanta a refletividade do material em função do comprimento de onda.

Os dados de refletividade foram obtidos por dois espectrômetros complementares:

a) VSWIR – Ultra Violet - Visible to Short Wave Infrared (Ultra Violeta – Visível ao Infravermelho de ondas curtas; 250 – 2500 nm)

b) TIR – Thermal Infrared (Infravermelho Termal; 5.000 a 700 cm-1).

Figura 1: Vista de espectrômetro de grade de refração Perkin Elmer Lambda 900 (VSWIR)



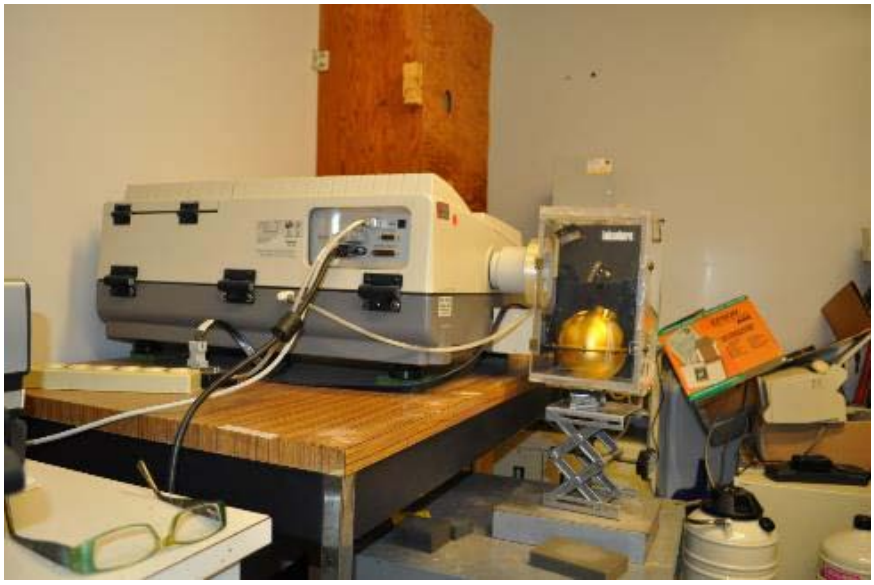
Fonte: arquivo pessoal

Figura 2: Vista de espectrômetro de grade de refração Perkin Elmer Lambda 900 (VSWIR) – abertura de captação



Fonte: arquivo pessoal

Figura 3: Figura 3.3 – Vista de espectrômetro FTIR Nicolet Nexus 670 (Thermo Fisher Scientific Inc., Waltham, MA, USA)



Fonte: arquivo pessoal

2.1.2 Software Energy Plus

O Software Energy Plus é financiado pelo U.S. Departmento of Energy Building Technologies Office (DOE)1 e foi desenvolvido para simular o consumo total de energia e de água para construções de modo a considerar todas as variáveis que influenciam esses quesitos em uma construção. A versão atual do sistema é a 8.6.0 disponível em 27 de setembro de 2016. O software é gratuito e roda em Windows, Mac OS X e Linux. Faz parte do programa de modelagem energética de construções ou building energy modeling program do Building Technologies Office (BTO) do DOE

Algumas funções principais do software:

- Simulações integradas e simultâneas
- Soluções para equilíbrio de calor
- Taxa combinada de calor e de massa
- Modelos de janelas avançados
- Calculo de luminância e reflexo
- Componentes de climatização
- Maquetes funcionais
- Sistemas de controle estratégico de iluminação e condicionamento de ar incorporados
- Relatórios padrão e detalhado dos resultados
- Dados climáticos incorporados

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Energia e Meio Ambiente

> **Energia não é um fim em si mesma. Os objetivos fundamentais que devemos ter em mente são uma economia e um ambiente saudáveis. Temos que delinear nossa política energética como um meio para atingir esses objetivos, e não apenas para este país, mas também em termos globais (Balzhiser, in: Hinrichs, Kleinbach e Reis , 2010, p.3)**

Segundo Hinrichs, Kleinbach e Reis (2010) p. 3, Energia é um conceito básico em todas as disciplinas da engenharia e das ciências e entender a energia consiste de compreender os recursos energéticos e suas limitações e também que Energia, meio ambiente e desenvolvimento econômico estão intimamente ligados.

"Vivemos em uma era de preocupação ambiental. Políticos terão dificuldade para serem eleitos se não tiverem, pelo menos, uma clara preocupação com as questões ambientais. " (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010, p 4)

Ainda de acordo com Hinrichs, Kleinbach e Reis (2010) p . 13, para se entender a Energia, deve-se ter alguma ideia do tamanho que cada recurso energético tem e quanto tempo ele vai durar. Ainda, os autores complementam que essa é tarefa difícil de executar, uma vez que tecnologias, preços e taxas de crescimentos futuros são difíceis de serem antecipados. Contudo, afirmam que a melhora da abordagem de ajuste técnico para conservação de energia ainda é possível e o raciocínio econômico é de vital importância para a otimização de recursos como por exemplo a decisão entre se construir uma fábrica de lâmpadas mais econômicas ou uma nova usina de geração de eletricidade.

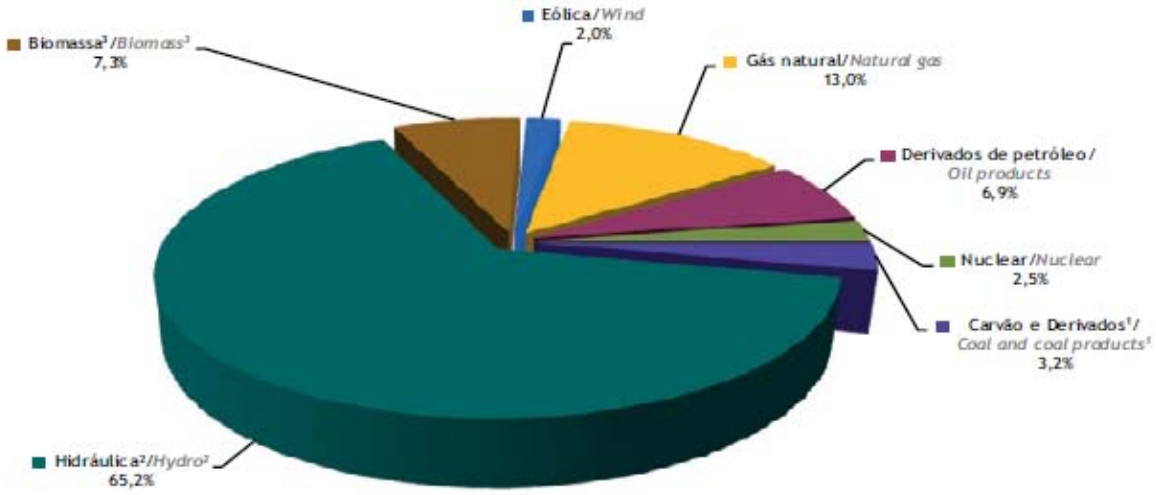
Os autores complementam que na conservação de energia, as questões são muito mais que apenas tecnológicas, porque o consumo de energia é consequência também da frequência da atividade e existem muitas barreiras para o emprego de medidas nesse sentido, como as restrições de mercado, por exemplo o custo inicial do isolamento térmico residencial.

Ainda consideram que:

> **A crença de que o crescimento econômico sempre significaria o aumento da quantidade de energia usada era fortemente defendida alguns anos atrás. Como há necessidade de energia para gerar determinado produto, pode-se esperar uma relação constante entre PIB e consumo de energia. Essa relação foi constante até o início da década de 1980, quando os altos preços do petróleo encorajaram programas de conservação de energia e aumento da eficiência, causando uma significativa diminuição do uso per capita de energia, em especial nos Estados Unidos. (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010 p. 27)**

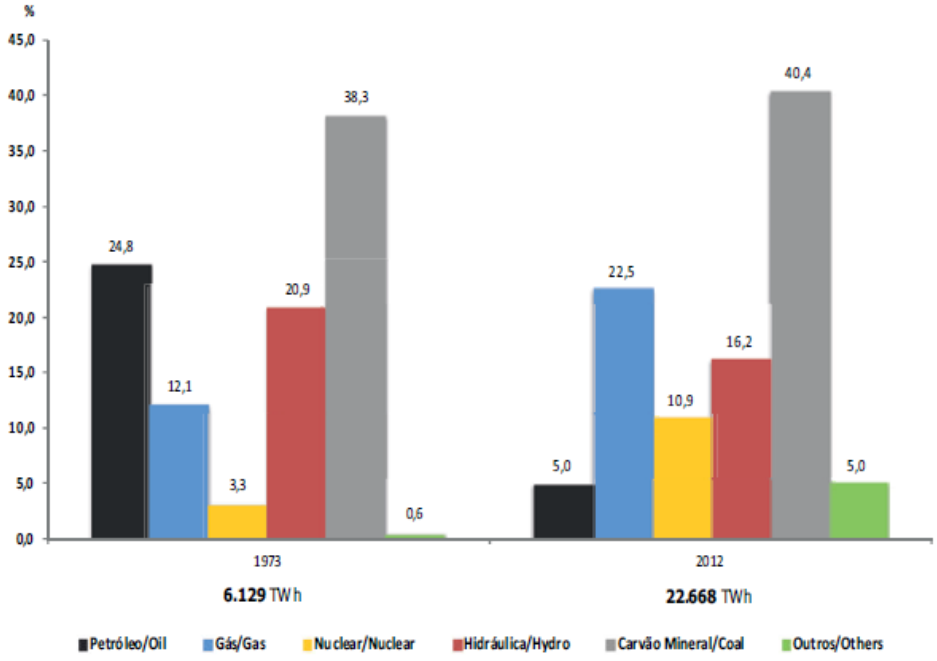
Os autores acima ainda esclarecem que o caso brasileiro é bastante distinto do padrão mundial no que toca às fontes de energia e em especial a elétrica, mas que não ficam de lado totalmente as implicações que o tema traz mesmo assim. Como pode ser visto na figura 4.1, a fonte de energia elétrica no Brasil é predominantemente renovável por ser 65,2% de origem hidráulica. Proporção essa muito maior que a média mundial, como pode-se concluir ao se comparar os dados das figuras 4 e 5.

Figura 4: Fontes de Energia Elétrica – Brasil



Fonte: Empresa de Pesquisa Energética, Relatório Final EPE 2015 p. 16

Figura 5: Fontes de Energia Elétrica - Mundo



Fonte: Empresa de Pesquisa Energética, Relatório Final EPE 2015 p. 193

Portanto, a abordagem de eficiência energética é de crucial importância e seus mecanismos precisam ser entendidos para embasarmos um desenvolvimento sustentável. Nesse contexto, a engenharia de sistemas térmicos oferece insumos importantíssimos.

3.2 Engenharia de sistemas térmicos

> **A engenharia de sistemas térmicos está relacionada com a forma pela qual a energia é utilizada em benefício da indústria, do transporte e das residências e também com o papel da energia no estudo das vidas humanas, animal e vegetal. (MORAN et al., 2005, p. 1)**

Segundo Moran et al, a engenharia de sistemas térmicos deve considerar três disciplinas (Termodinâmica, Transferência de Calor e Mecânica dos fluidos) para que a abordagem seja completa. Portanto, é fundamental para o estudo apresentado nesse documento que princípios de conservação de energia, transferência de calor por condução e radiação sejam considerados.

Segundo o mesmo autor, a termodinâmica fornece a base para a análise de sistemas térmicos através dos princípios da conservação de massa e de energia. A mecânica dos fluídos e a transferência de calor fornecem conceitos adicionais. A transferência de calor, muito importante nesse estudo, é relacionada com o fluxo de energia como consequência da diferença de temperatura.

Para entendermos o fluxo de energia, faz-se necessário entender o conceito de energia e seus desdobramentos.

3.3 Energia

> **Um dos tipos básicos de energia é aquela associada ao movimento de um corpo. A este tipo de energia damos o nome de energia cinética. .... Existe também a energia associada à posição de um corpo, chamada energia potencial. .... Energias cinética e potencial podem ser classificadas como formas do que chamamos de energia mecânica.**
>
> **Outras formas de energia são química, nuclear, térmica, luminosa (ou radiante) e elétrica. (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010 p. 47)**

Os autores complementam considerando que todas as formas de energia serão energia potencial ou energia cinética a nível microscópico.

Outra definição importante de energia é a seguinte: “energia é definida como a capacidade de realizar “trabalho” ”. (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010 p. 58). Segundo os autores, o trabalho é o produto de uma Força pela distância ao longo da qual essa Força age.

Equação 1 - Trabalho:

$$W = F \times d \text{ (unidade: Joules – J)}$$

Os autores seguem analisando a relação entre Força e Trabalho: “Podemos dizer que **a consequência de realizar trabalho sobre um corpo é fornecer-lhe energia”** (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010 p. 58).

“Trabalho é uma forma de se transferir energia a um corpo”. Se empurrarmos um corpo ladeira acima a partir do repouso, estamos realizando trabalho para lhe fornecer energia cinética e energia potêncial gravitacional. O trabalho foi feito para aumentar a energia mecânica do corpo. Podemos escrever a equação

Equação 2 – Trabalho e energia:

$$W = \Delta (EC + EP)$$

O Δ (delta) nesta expressão significa “uma variação de”. A energia mecânica – energia cinética mais potencial – do corpo (nosso sistema) aumentou pela quantidade de trabalho realizado.

Volte-se agora a outra forma de energia. Na seção “Formas de Energia e Conversões de Energia”, a energia térmica (ET) de um corpo é definida como função de sua temperatura. ET é a energia interna de um corpo e igual à soma de todas as energias microscópicas das moléculas que compõem tal corpo. Pode-se alterar a energia térmica de um corpo esfregando-o em uma superfície rugosa. Se você movimentar um bloco de madeira para a frente e para trás sobre uma superfície plana, as energias cinética e potencial não são alteradas (a velocidade permanece aproximadamente constante), mas o trabalho foi realizado. O que ocorre é que a temperatura do bloco está aumentando, de forma que sua ET está variando. Como resultado, temos de adicionar um termo de energia térmica à nossa expressão de trabalho:

Equação 3 – Trabalho e energia:

$$W = \Delta (EC + EP + ET)$$

Outra maneira de se transferir energia a um sistema é pela adição de calor..... O bloco de madeira do parágrafo anterior poderia ter sua energia térmica aumentada se fosse colocado em contato com um corpo muito quente: o calor vai fluir do corpo quente para o bloco mais fio. **Calor é a energia transferida como resultado da diferença de temperatura entre dois corpos.** Note a diferença entre calor e energia térmica: um corpo nunca contém calor; mas, sim, energia térmica.

Juntando essas duas ideias, conclui-se que a energia térmica de um corpo pode ser alterada pela realização de trabalho W ou pela adição de calor Q. Nossa equação básica de energia torna-se agora:

Equação 4 – primeira lei da termodinâmica:

$$W + Q = \Delta (EC + EP + ET)$$

Esta relação é conhecida como a **primeira lei da termodinâmica**”. (HINRICHS; KLEINBACH; REIS, 2010 p. 59 e 60). Segundo definição dos autores, outro conceito da mecânica da energia é a potência, cuja unidade é o Watt (W) que é igual a Joule por segundo e a energia usada é igual a potência vezes tempo e tem como unidade o Ws, kWh, MWh entre outras.

3.4 Princípio da conservação de Energia

Para HINRICHS; KLEINBACH; REIS (2010), Existem duas formas de alterar a energia de um sistema, isto é, usá-la para realizar algum trabalho no sistema ou para adicionar calor ao sistema. Em um sistema isolado Δ (EC + EP + ET) = 0; portanto W + Q = 0.

Para o nosso problema, entender esse mecanismo é importante, uma vez que todo o calor adicionado a um ambiente climatizado terá que ser compensado por trabalho para que o sistema se mantenha em equilíbrio energético e, portanto, a uma temperatura constante no nível desejado.

Para se entender a taxa de transferência de calor através de um sistema de cobertura, é importante entender a relação entre temperatura (T) e calor (Q)

3.5 Temperatura e Calor

De acordo com os mesmos autores, a relação de temperatura (T) e calor (Q) se dá pela seguinte euqação:

Equação 5 – Taxa de transferência de Calor:

$$Q = m\,c\,\Delta T$$

Onde *m* é a massa e *c* é o **calor específico**. Materiais diferentes vão absorver diferentes quantidades de calor quando sofrerem o mesmo aumento de temperatura. O calor específico é a quantidade de calor adicionada (ou removida) por unidade de massa por grau de temperatura e é medido em J por kg ˚C.

Essa equação é de fundamental importância para entendimento do nosso problema por relacionar a variação de temperatura com o calor e, consequentemente, com o trabalho que precisará ser executado para manter o ambiente em equilíbrio.

Além disso, o fluxo de calor ou seja, a quantidade de calor que é transferido para o interior do ambiente em função do tempo é outro ponto que precisa ser entendido.

3.6 Transferência de calor em regime permanente e unidimensional

> **A literatura geralmente reconhece três modos distintos de transmissão de calor: condução, radiação e convecção. Estritamente falando, apenas a condução e a radiação devem ser classificados como processos de transmissão de calor, pois somente esses dois mecanismos dependem, para sua operação, da mera existência de uma diferença de temperatura. (Kreith, 1977 p. 3)**

Para Hinrichs, Kleinbach e Reis (2010) a definição de condução de calor (Qc / *t*) se dá por:

Equação 6 - Taxa de transferência de Calor:

$$\frac{Qc}{t} = \frac{k\,A\,(T2 - T1)}{\delta}$$

Onde A é a área da superfície, δ é a espessura do material pelo qual o calor flui, T1 e T2 são as temperaturas de cada lado do material e k é a condutividade térmica do material. Essa taxa é normalmente expressa em Btu por hora ou em Watts. Já Kreith (1977) define a condução de Calor como

Equação 7 - Taxa de transferência de Calor:

$$q_k = -k\,A\,\frac{dT}{dx}$$

Onde q_k é o calor transferido por unidade de tempo expresso em kcal por hora, k o coeficiente térmico do material (kcal / m K); A é a área do material em m^2, dT é o diferencial de temperatura em graus K ou C e dx a espessura do material em metros.

Para a aplicação prática desse conceito, é importante considerar que os sistemas contrutivos, entre eles os sistemas de cobertura, não são totalmente homogêneos e a diferença de calor transferido pelos diferentes materiais precisa ser considerada, como por exemplo a diferença do calor que passa por um material de isolamento térmico e os parafusos que fixam o material em algum estrutura de suporte. A norma ISO 10211 – *Thermal bridges in building construction – Heat flows and surface temperatures – Detailed calculations* – trata do assunto e caracteriza a existência das pontes térmicas que ocorrem em geral na junção de compoenentes construtivos ou onde a estrutura muda de composição, tendo duas consequências:

a) Alteração nna taxa do fluxo de Calor
b) Alteração na temperatura da camada interna

Equação 8: Cálculo da condutividade térmica em camadas quase-homogêneas - ISO 10211:2007 – 5.3.3.3

$$\lambda' = \frac{(\mathrm{A1}\lambda 1 + \cdots .. + \mathrm{An}\lambda \mathrm{n})}{(\mathrm{A1} + \cdots .. + \mathrm{An})}$$

Onde:

- $\lambda 1, .. \lambda n$ são as condutividades térmicas individuais de cada material constitutivo
- $\mathrm{A1}, \ldots .. \mathrm{An)}$ são as áreas de cada material constitutivo medidos no plano da camada

O diferencial de temperatura da nossa equação de taxa de calor depende da temperatura interna e externa da superfície estudada. A temperatura interna é dada por norma, uma vez que nosso trabalho trata de ambientes climatizados. Já a temperatura externa depende da radiação solar sobre a camada externa da superfície e o comportamento do material dessa camada com relação à refletividade e à emissividade dessa radiação.

3.7 RADIAÇÃO

> **.... o mecanismo de transferência de radiação não é local e pode ser realizado sem contato físico entre as entidades que apresentam temperaturas diferentes. A transferência líquida de calor por radiação pode ocorrer mesmo que o espaço entre as duas superfícies esteja totalmente evacuado**.
>
> **A radiação térmica pode ser encarada como o fluxo de radiação eletromagnética emitido por uma entidade material (corpo sólido, banho de líquido, mistura de gases) devido a temperatura absoluta finita da entidade. A temperatura e a radiação térmica emitida são reflexos do grau de agitação do material . (Bejan, 1996 p 411 .)**

Kreith define radiação como a quantidade de energia que deixa uma superfície como calor radiante e depende da temperatura absoluta e da natureza da superfície. Um irradiador perfeito ou corpo negro emite energia radiante de sua superfície à razão q_r, dada por:

Equação 9 – Taxa de transferência de calor por radiação:

$$q_{r=} \sigma A_1 T_1^4 \; kcal/h$$

Onde A_1 é a área da superfície em metros quadrados, T_1 é a temperatura da superfície em grau kelvin (K), e σ é uma constante dimensional com o valor de $4{,}88 \; x \; 10^{-8}$ kcal / h m^2 K^4.

Calor radiante líquido entre dois corpos negros (irradiadores perfeitos)

Equação 10– Taxa de transferência de calor por radiação:

$$q_{r=} \sigma A_1 (T_1^4 - T_2^4) \; kcal/h$$

Calor radiante líquido para dois corpos cinzentos (emite uma fração do corpo negro) onde ε é a emissividade do corpo.

Equação 11– Taxa de transferência de calor por radiação:

$$q_{r=} \sigma A_1 \varepsilon_1 (T_1^4 - T_2^4) \; kcal/h$$

E, finalmente, Kreith define a equação abaixo onde nenhum dos dois corpos é um irradiador perfeito e possuem uma dada relação geométrica entre si, ambas propriedades definidas por F.

Equação 12– Taxa de transferência de calor por radiação:

$$q_{r=} \sigma A_1 \mathrm{F}_{1-2} (T_1^4 - T_2^4) \; kcal/h$$

Segundo o autor, a equação simplificada da irradiação pode ser dada pelo coeficiente de condutância térmica Kr, ou pela resistência térmica Rr, para a radiação. A definição de Kr é semelhante a de Kk, a condutância térmica para condução.

Equação 13– Taxa de transferência de calor por radiação:

$$q_{r=} K_r(T_1 - T_2') \; kcal/h$$

Como esse estudo trata de um caso prático comparativo, faz se mister entender a refletividade da superfície sob radiação solar, ou seja, quanto da radiação solar em todos os comprimentos de onda será refletida e quanta será absorvida pela superfície, aumentando sua temperatura e, consequentemente, a quantidade de calor transmitida para o interior do ambiente estudado.

3.8 SUPERFÍCIES DIFUSAS – CINZENTAS

A intensidade da radiação emitida por uma superfície real que apresente temperatura T é uma fração da intensidade de radiação de corpo negro correspondente. (Bejan, 1996 p. 431)

Smith em seu texto sobre a equação de Plank também confirma que a emissividade de um corpo que não seja um corpo negro é sempre menor que a de um corpo negro ideal.

Equação 14:

$$I = \epsilon B$$

Radiação é a energia emitida pela superfície de todos os corpos na forma de ondas eletromagnéticas. Radiação viaja no vácuo à velocidade da luz e também é transmitida pelo ar ou outros meios semi-transparentes. Todas as superfícies emitem radiação proporcional à quarta potência de sua temperatura absoluta. (Gates, 1980, p.76)

Segundo Smith, A emissividade na faixa infravermelho do spectro é sempre muito próxima de 1. Contudo, na faixa de micro-ondas já pode ter uma grande variação. Portanto, conlcuí-se que é importante saber a emissividade dos materiais para se calcular a sua temperatura em uma dada situação.

3.8.1 Emissividade ou radiação

> **Uma superfície real opaca absorve apenas uma fração da radiação incidente sobre ela. O resto, a fração não absorvida, é refletida para o meio. (Bejan, 1996, p. 434)**

Essa energia refletida ao meio é de suma importância para o estudo proposto, porque permite quantificar exatamente a temperatura que a superfície se encontrará sob uma determinada irradiação solar.

Segundo Brito Filho e Santos, superfícies refletivas reduzem fortemente a temperatura externa das superfícies de coberturas.

Complementarmente, Hernández-Péres, et al relatam que uma cobertura “fria” ou refletiva reduz o ganho de calor entre 11% e 60% durante o dia dependendo da resistência térmica da camada e das condições climáticas.

A exposição da cobertura a radiação solar aumenta a sua temperatura e inicia um fluxo de calor em paralelo com o existente pelo diferencial de temperatura, segundo apontam Suehrcke, Peterson e Selby.

Ambos os fluxos de calor precisam ser considerados para que se tenha o fluxo total e consequentemente o trabalho a ser executado pelos equipamentos de condicionamento de ar no interior do ambiente.

Segundo Gates (p. 206), a distribuição da energia solar ao longo dos comprimentos de onda se dá principalmente entre 300 e 2500 nm. Portanto, essa é a faixa do espectro de refletividade onde os materiais de alto desempenho térmico devem ter alta refletividade.

3.8.2 Absorvidade, refletividade e seus efeitos

> **Uma superfície real opaca absorve apenas uma fração da radiação incidente sobre ela. O resto, a fração não absorvida, é refletida para o meio. (Bejan, 1996 p 434.)**

Essa energia refletida ao meio é de suma importância para o estudo proposto, porque permite quantificar exatamente a temperatura que a superfície se encontrará sob uma determinada irradiação solar.

Segundo Brito Filho e Santos, superfícies refletivas reduzem fortemente a temperatura externa das superfícies de coberturas.

Complementarmente, Hernández-Péres, et al relatam que uma cobertura “fria” ou refletiva reduz o ganho de calor entre 11% e 60% durante o dia dependendo da resistência térmica da camada e das condições climáticas.

A exposição da cobertura a radiação solar aumenta a sua temperatura e inicia um fluxo de calor em paralelo com o existente pelo diferencial de temperatura, segundo apontam Suehrcke, Peterson e Selby.

Ambos os fluxos de calor precisam ser considerados para que se tenha o fluxo total e consequentemente o trabalho a ser executado pelos equipamentos de condicionamento de ar no interior do ambiente.

Segundo Gates (p. 206), a distribuição da energia solar ao longo dos comprimentos de onda se dá principalmente entre 300 e 2500 nm. Portanto, essa é a faixa do espectro de refletividade onde os materiais de alto desempenho térmico devem ter alta refletividade.

3.9 Refletividade dos materiais e perdas de radiação na atmosfera

Para nosso estudo, será importante definir a refletividade dos materiais de cobertura na sua face exposta ao exterior e sua temperatura em um dado momento em decorrência da temperatura ambiente, da radiação solar e da porção dessa radiação refletida.

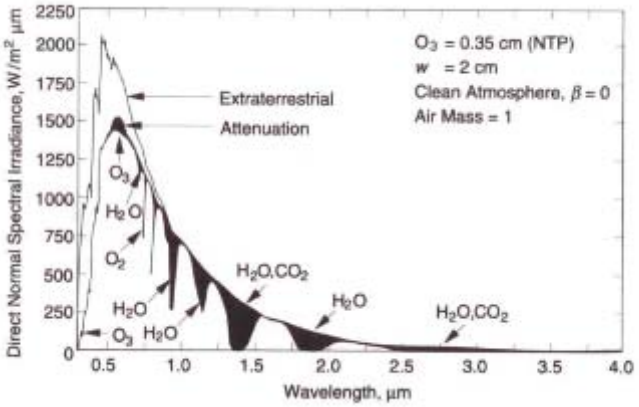
> **Os equipamentos de medição de refletância espectral fornecem valroes para cada comprimento de onda considerando uma energia constante ao longo de todo o espectro avaliado. Entretanto, a intensidade da radiação solar que atinge a superfície terrestre não é constante ao longo do espectro. Ao atravessar a atmosfera, parte da radiação é dispersa pelas moléculas de ar, água e poeira, e parte dela é absorvida por gases como o ozônio, vapor de água e gás carbônico (Duffie; Beckman, 1991)**

Segundo Pereira et al., 2015 existem padrões de consenso para serem adotados nesse caso de ajuste da refletividade total dos materiais para a refletividade dentro das condições atmosféricas terrestres.

> **A American Society for Testing and Materiais (ASTM) definiu um espectro solar padrão com base em uma série de dados medidos nos Estados Unidos. O espectro padrão da norma ASTM G173 (ASTM, 2012b) apresenta os valores espectrais da irradiação solar hemisférica global, em W/m2.nm, (composta pela radiação direta, somada à radiação difusa que é dispersa pela atmosfera e refletida pelo solo) para uma superfície orientada ao Sul e com inclinação de 37°, em condições atmosféricas médias representativas do território dos Estados Unidos. Tais valores são apresentados para comprimentos de onda de 280 a 4000**

nm. Na falta de dados específicos para o Brasil, é sugerida a adoção dos valores indicados na ASTM G173. (Pereira et al., 2015)[1]

Figura 6: Radiação solar extraterrestre e com atenuação da atmosfera



(Duffie; Beckmann, 1991)

Segundo Pereira o ajuste das refletividades dos materiais deve ser feito pelo processo de se multiplicar o valor absoluta da refletividade pela radiação solar dentro da atmosfera. Posteriormente a função é integrada levando ao resultado de toda a energia solar refletida pelo material.

Também é preciso que se defina a temperatura interna do ambiente climatizado a fim de estabelecer o diferencial de temperatura entre as faces externas e internas da cobertura (lei 1 da termodinâmica). Para isso, existe definição prevista em norma.

3.10 Temperatura interna

Segundo a ABNT NBR 16401-2 2008 os parâmetros de conforto interno a serem mantidos por um sistema de ar condicionado são:

a) Verão - de 22,5 ℃ a 25,5 ℃ e umidade relativa de 65%

b) Inverno – de 21,0 ℃a 23,5 ℃ e umidade relativa de 60%

[1] A tabela com os dados desse espectro padrão também está disponível em: http://rredc.nrelgov/solar/spectra/am1.5/ASTMG173/ASTMG173.html.

Para termos um dado padronizado para o trabalho, adotar-se-á a temperatura 22,5 ℃ como referência tanto para o verão como para o inverno.

Considerando-se os conceitos apresentados até aqui, poderemos definir o fluxo de calor para o interior do ambiente e, consequentemente, os valores monetários do equipamento de condicionamento de ar que atenda as necessidades do ambiente e seu consumo de energia elétrica. Finalmente, poderá ser definido o retorno financeiro do investimento face a eventuais benefícios ao longo do uso do prédio.

3.11 Avaliação de retorno financeiro

É fundamental que a busca pela eficiência tanto na construção civil como na eficiência energética busque respaldo na comprovação financeira da otimização do uso de recursos. Segundo Vannucci (2013) os métodos de VPL (Valor Presente Líquido) e TIR (Taxa Interna de Retorno) são as referências para a comparação de opções de investimentos e projetos.

Segundo o autor, o VPL é a diferença entre a valor presente das entradas e saídas de fluxo de caixa.

O VPL é calculado pela fórmula:

Equação 15

$$VPL = \sum_{t=1}^{T} \frac{C_t}{(1+r)^t} - C_o$$

Onde:

Ct = Entrada de caixa durante o período t

Co = Investimento inicial

r = taxa de desconto (juros)

t = quantidade de períodos

Um investimento com VPL positivo significa que é atrativo do ponto de vista de custo de capital ou taxa de oportunidade (r).

Vannuci (2013) também define TIR como a taxa de desconto (juros) na qual o VPL é igual a zero. Significa que a TIR é a taxa de rentabilidade real do projeto. O cálculo da TIR se dá por interpolação das taxas de desconto na fórmula do VPL até a obtenção de VPL = 0.

O Payback é definido como a quantidade de tempo até que o fluxo de caixao do projeto se torne superavitário.

4 RESULTADO E DISCUSSÃO

4.1 Sistemas de cobertura a serem estudados

Foram estudados dois sistemas de cobertura para galpões. Um amplamente aplicado atualmente chamado de cobertura Zipada e outro com desempenho de resistência térmica e refletividade superiores chamado de Single Ply.

Sistema de coberturas com telha Zipada

O sistema amplamente utilizado é comumente chamado de cobertura Zipada e é conhecido internacionalmente como *standing sea*. É composto por uma telha metálica simples perfilada diretamente na estrutura com espessura de aço galvanizado de 0,5mm sobre uma camada de lã de vidro. O procedimento de montagem inclui o içamento de uma perfiladeira para o nível da cobertura através de um guindaste. A partir dai, as telhas são conformadas e lançadas na cobertura sobre o isolamento térmico. Posteriormente, as telhas são unidas umas às outras através de uma ferramenta que faz a emenda através de uma dobra conjunta da borda de duas telhas que ficam presas em uma cantoneira presa à estrutura.

Figura 7: Perfiladeira no nível da cobertura e bobina para conformação da telha



Fonte: Artserv Sistemas de Cobertura[2]

Figura 8: Processo de união das telhas chamado de zipagem

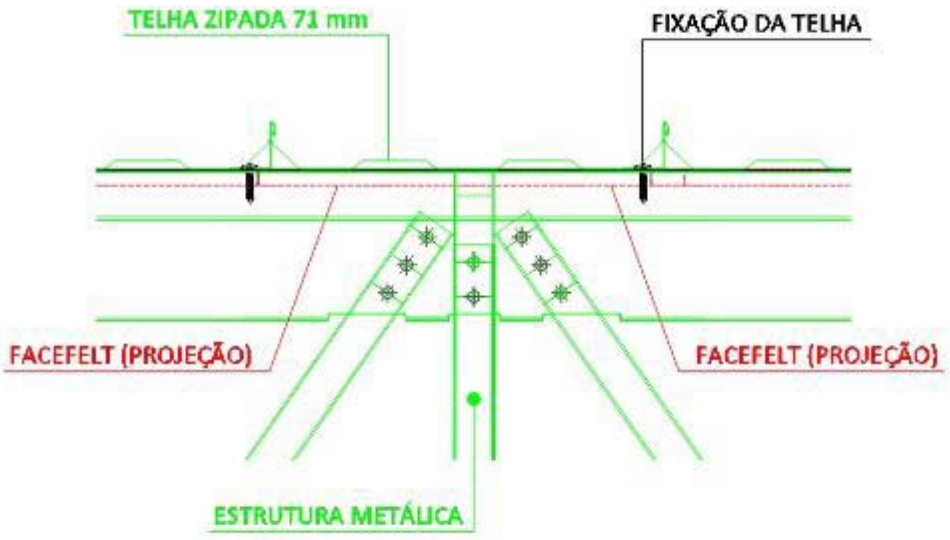


Fonte: Perfil Alumínio do Brasil S.A.[3]

[2] Disponível em: http://www.artservengenharia.com.br/portfolio-item/recobertura/. Último acesso em 01 de dezembro de 2016

[3] Disponível em: http://www.perfilcm.com.br/2012/galerias/20090422235652.jpg. Último acesso em 01 de dezembro de 2016

Figura 9: Detalhe da cobertura zipada



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 10: Lã de vidro



Fonte: Cemear Distribuidora[4]

Figura 11: Exemplo de forro pronto com lã de vidro

[4] Disponível em: http://www.cemear.com.br/produto/facefelt/. Último acesso em 01 de dezembro de 2016



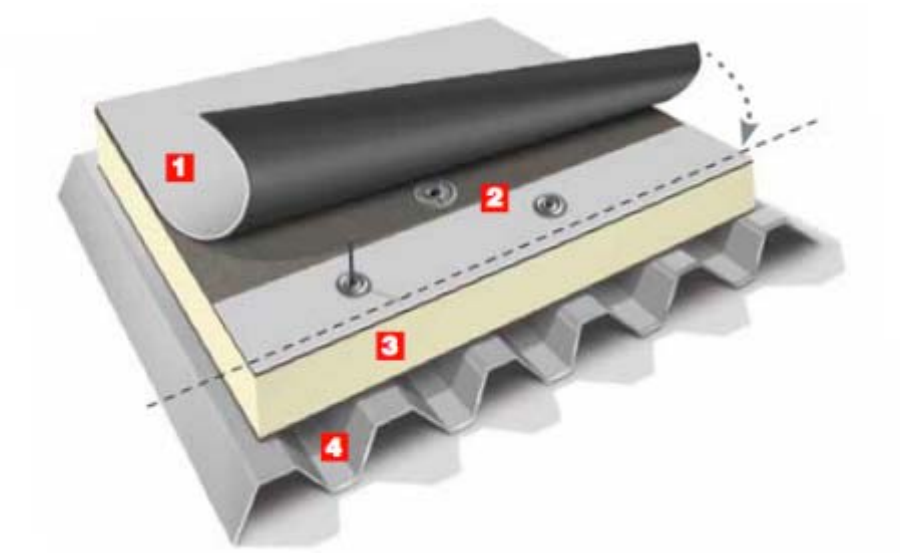
Fonte: Cemear Distribuidora[5]

Sistema Single Ply

Como alternativa, será estudado o sistema *single ply.* Utilizado no Brasil a partir da década de 90, o sistema de cobertura é composto por superfície externa em manta termoplástica de alta refletividade de poliolefina termoplástica (TPO) (1), camada de isolamento térmico poli-isocianurato (3) e um deck de aço galvanizado (telha metálica trapezoidal perfil 40) em espessura 0,65mm ou superior (4).

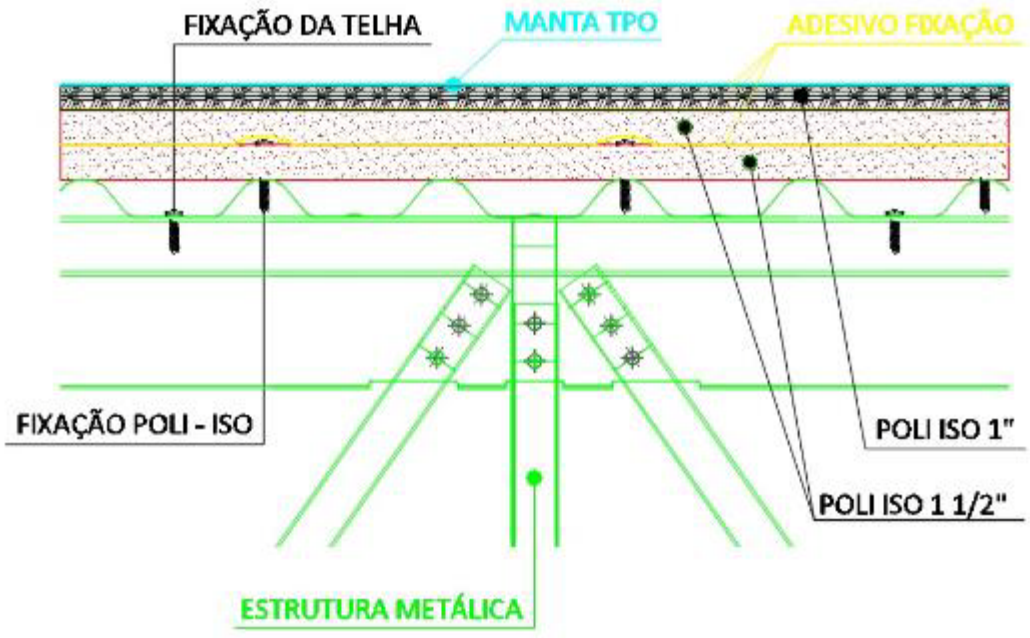
Figura 12: Sistema single ply

[5] Disponível em: http://www.cemear.com.br/produto/facefelt/. Último acesso em 01 de dezembro de 2016



Fonte: GAF Materials Corporation[6]

Figura 13: Sistema single ply detalhe construtivo considerado



Fonte: Elaborado pelo autor

[6] Disponível em: http://www.gaf.com. Último acesso em 1 de dezembro de 2016

Figura 14: Montagem deck metálico



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 15: Montagem camada isolamento térmico poli isocianurato (PIR)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 16: Montagem manta TPO



Fonte: Arquivo pessoal

4.2 Cálculo do coeficiente global de transmissão de calor - critérios da ISO 10211

O cálculo do coeficiente global de transmissão de calor segundo a norma ISO 10211, item 5.3.3.3, é definido primeiramente pelo atendimento de critérios básicos de acordo com a tabela pelo qual ambas as soluções são enquadradas no grupo 3.

Tabela 1 – Critérios para enquadramento na ISSO 10211:

	λtb (W/m·K) *	Atb (m2) **	Ro (m2·K / W) ***	Rt,i (m2·K / W) ****
Grupo 3	>3	$\leq 30\ x\ 10^{-6}$	> 0,50	>=0,50
Zipada	51,9	$19{,}6\ x\ 10^{-6}$	1,40	1,40
Single Ply	51,9	$28{,}2\ x\ 10^{-6}$	4,08	4,08

* condutividade térmica material ponte térmica
** área seção transversal da ponte térmica
*** Resistência térmica camada sem a ponte térmica
*** Resistência térmica camada total sem a ponte térmica

O cálculo do coeficiente global de transmissão de calor considera as pontes térmicas decorrentes dos parafusos de fixação de ambos os sistemas de cobertura na estrutura, porque esses fixadores transpassam o isolamento térmico criando uma zona de fluxo mais intenso de calor entre a face externa e interna da cobertura.

Coeficientes globais de transmissão de calor[7]

Cobertura Zipada

1,363 m^2 K / W

Coberutra Single Ply

3,999 m^2 K / W

4.3 Ensaio sobre refletividade dos materiais

Os materiais de revestimento dos sistemas de cobertura, telha metálica e manta termoplástica, devem ter sua refletividade medidas por meio de um levantamento spectral. Esses dados são vitais para que seja definida a temperatura das faces externas das coberturas. Assim, será possível calcular pelo Energy Plus, quanto de radiação solar será transmitido para dentro da construção sob forma de calor pela absorção da radiação pelos materiais.

[7] Ver anexo II

4.3.1 Materiais

a) Amostra de aço galvanizado medindo 8 x 8 x 0,1 cm (a).
b) Manta de cobertura de telhados GAF Everguard 45 MIL TPO. A mebrana possui superfícies branca (b)

Figura 17: Amostras usadas para medidas espectrais

a) b)



Fonte: arquivo pessoal

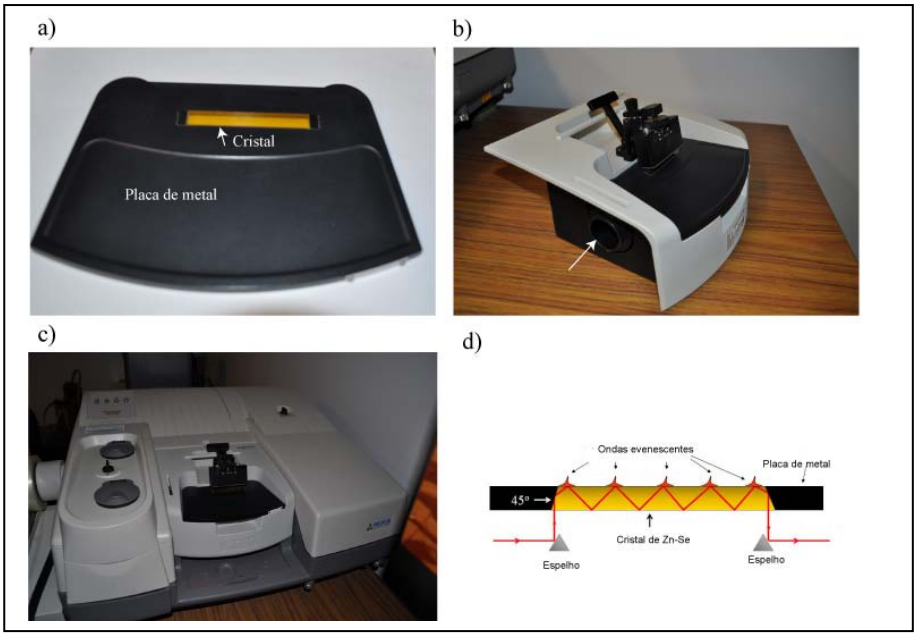
4.3.2 Métodos

As medidas foram feitas com um espectrômetro FTIR Nicolet Nexus 670 (Thermo Fisher Scientific Inc., Waltham, MA, USA), purgado constantemente com ar seco, e com um acessório de refletância atenuada horizontal com um cristal feito de zinco selênio (Zn-Se), com um índice de refração de 2,4 e um ângulo de incidência de 45° (Figura 2) . O detector foi um sulfato de triglicina deuterado (DTGS - deuterated triglycine sulfate). O intervalo usado foi entre 4000 e 650 cm-1 com espaçamento de 2 cm^{-1} e uma resolução de 4 cm-1. Os materiais foram colocados em contato direto com o cristal e uma média de 100 varreduras (100 scans) por medida.

A medida de Refletância Total Atenuada (ATR) não é uma medida de refletância da amostra como o nome sugere; mas é uma medida de transmisão da superfície da amostra. A palavra refletância no nome do refere-se à refletância da luz dentro do cristal; que é parte principal do acessório.

A luz vinda do espectrômetro entra no cristal num determinado ângulo depois de ser refletida por um espelho. Neste caso o ângulo é de 45. A refletância interna seria total se não fosse atenuada por ondas evanescentes que escapam pela superfície externa do prisma. Quando aomostras são colocadas em contato próxoimo com sua superfície, o resultado é um espectro de transmissão da superfície da amostra.

Figura 18 ATR



Fonte: arquivo pessoal

a) Placa de metal com o cristal de zinco selênio.

b) Acessório completo mostrando a entrada de luz vinda do espectrômetro, a placa de metal (a) sobre a base, e uma alvanca de pressão para pressionar a amostra sobre o cristal.

c) acessório montado no espectrômetro.

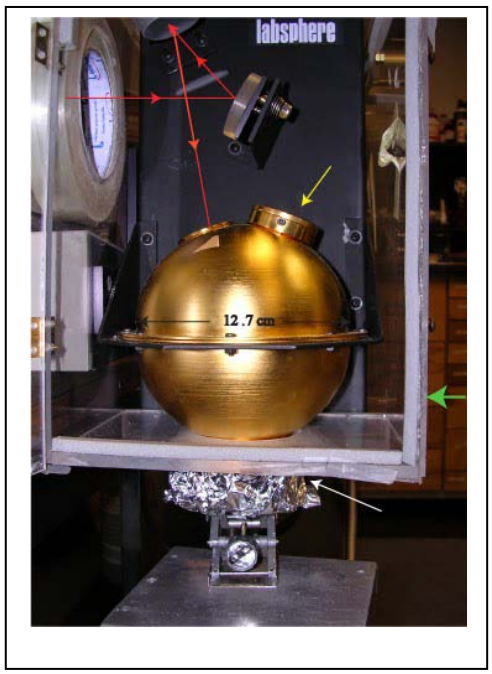
d) Ilustração mostrando como a luz vindo da fonte do espectrômetro é refletida por um espelho fazendo com que a luz entre no cristal no ângulo ideal para ser totalmente refletida internamente, com excessão de ondas evanescentes que escapam pela superfície do cristal. Quando uma amostra é colocada na superfície do cristal, as ondas penetram na superfície da amostra, gerando um espctro de transmitância da superfície da amostra.

DHR - *Directional Hemispferical Reflectance* (Refletância direcional hemisférica)

TIR - *Thermal Infrared* (infravermelho termal, 5000 - 700 cm^{-1})

As medidas de DHR no TIR foram feitas usando o espectrômetro FTIR Nicolet Nexus 670 (Thermo Fisher Scientific Inc., Waltham, MA, USA) com uma esfera integradora de 12,7 cm de diâmetro feita pela Labsphere, Inc., North Sutton, New Hampshire (Figura 5.3.3). A esfera integradora é revestida internamente com Infragold™, um material difuso tendo uma refletância uniforme no TIR de aproximadamente 0.96. Possui 4 aberturas ou portas: uma para o raio irradiante (setas vermelhas), uma para a amostra e para a referência de background (seta branca), uma para a refletância especular que fica quase sempre fechada (seta amarela), e outra para o detector que fica a 90° da amostra. A referência usada para o background foi papel de alumínio amassado para dar uma refletância difusa (seta branca).

Figura 19: TIR

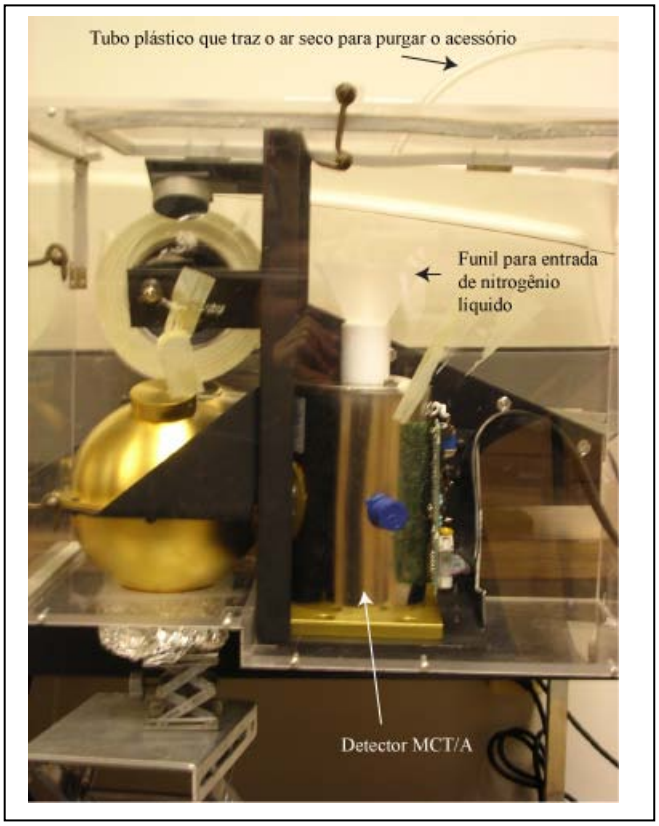


Fonte: arquivo pessoal

Esfera integradora internamente revestida de ouro. A luz vindo da fonte do espectrômetro atinge dois espelhos de superfície (setas vermelhas), entrando na esfera por uma porta superior antes de irradiar a amostra colocada numa porta inferior (seta branca). O espelho é colocado a 10° em relação à amostra. A saída de refletância especular está fechada (seta amarela). O acessório, que consiste da esfera e do detector, fica dentro de uma caixa de acrílico (seta verde) constantemente purgada com ar seco.

O detector usado foi um MCT-A (mercúrio–cadmio–telurídio) (Figura 5.3.4), que cobre o intervalo entre 5000 e 700 cm-1 (2.0 a 14 μm). O detector tem que ser resfriado com nitrogênio líquido, que isola o detector do calor ao redor.

Figura 20: Detector TIR



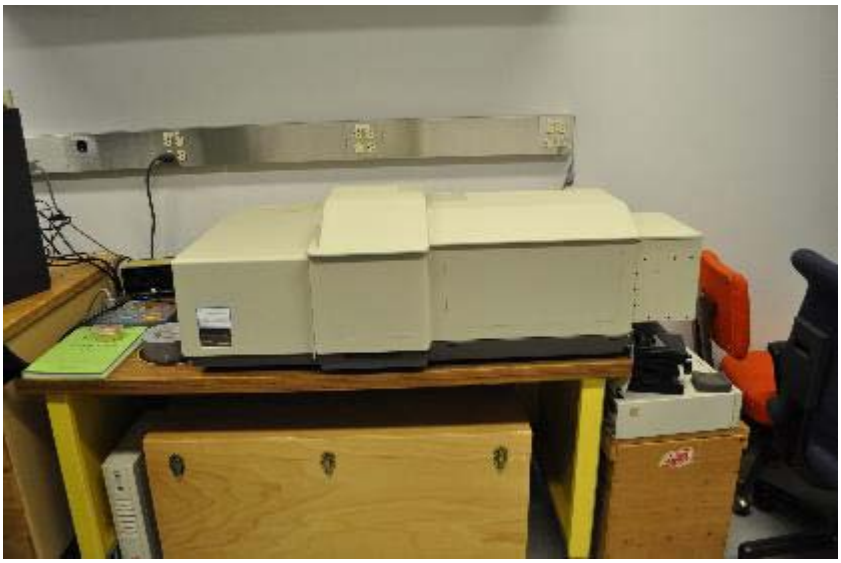
Fonte: arquivo pessoal

Detector MCT-A (mercúrio- cadmio-telurídio) em relação à esfera integradora. O detector fica dentro de um recipiente térmico cheio de nitrogênio líquido quando em uso, e que serve para isolar o detector do calor do ambiente.

VSWIR - *Ultra violet -Visible to Short Wave Infrared* (Ultra-violeta, visível ao Infravermelho de Ondas Curtas; 250 - 2500 nm)

As medidas de DHR entre o ultra-violeta e o infravermelho de ondas curtas foram feitas com um espectrômetro de grade de refração Perkin Elmer Lambda 900 (Figura 5), que cobre o intervalo entre 250 a 2500 nm, com um intervalo de 1 nm ou 4 nm. O acessório usado foi uma esfera integradora usinada de Spectralon® branco (Labsphere, Inc., North Sutton, New Hampshire), um material de refletância difusa. A referência usada também foi o Spectralon® branco.

Figura 21: Espectrômetro



Fonte: arquivo pessoal

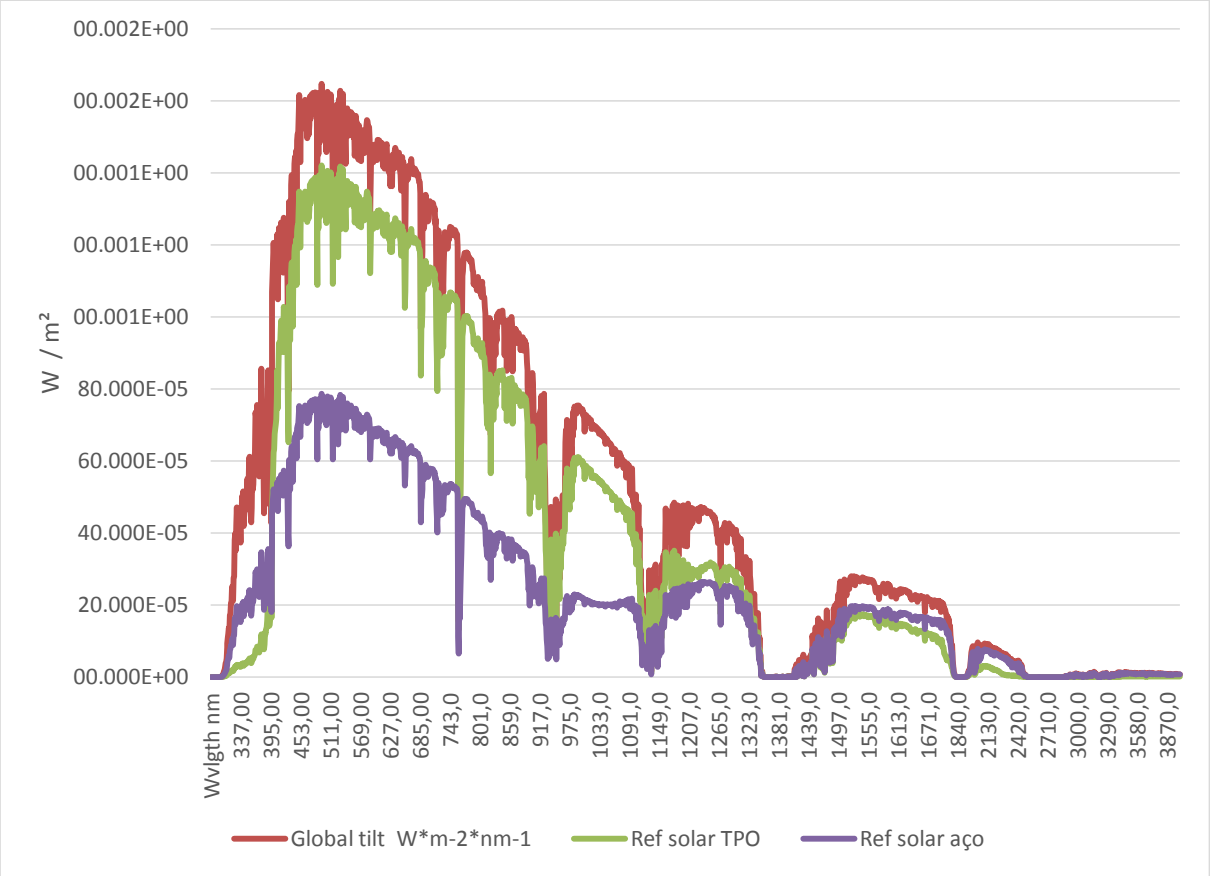
Espectrômetro Perkin Elmer Lambda 900. A esfera integradora fica embutida, do lado direito na foto.

4.4 Resultados da refletividade ajustada

Os dados de refletividade obtidos através dos espectrômetros foram posteriormente ajustados para a radiação solar dentro da atmosfera terrestre, ou seja, com as perdas oriundas da reflexão da radiação solar nas partículas de água, ar e poeira e da absorção por elementos como o ozônio. O ajuste foi feito seguindo a ASTM G173[8].

[8] Ver anexo III

Figura 22: Radiação solar dentro da atmosfera e refletividades obtidas



Fonte: Elaborado pelo autor

Após a integração da refletividade dos dois materiais obtida para cada comprimento de onda, chega-se ao resultado de refletividade total[9].

- Aço: 47,24%
- Manta TPO: 75,21%

4.5 Zonas climáticas a serem estudadas

Foram escolhidas as zonas climáticas de Itupeva, SP, Rio de Janeiro, RJ e Fortaleza, CE

[9] Ver anexo III

A primeira foi escolhida por ser próxima ao centro econômico do país em uma região com mais dias de sol que a capital do estado e por estar em região com grande concentração de contruções tipo galpão (centros logísticos e plantas fabris). Embora não tenha as maiores incidências de radiação solar e tenha seus preços de energia (insumos a ser economizado por maior proteção térmica nas coberturas) entre os mais baixos do país, São Paulo é importante para o estudo por sua importância econômica. Rio de Janeiro, RJ foi escolhida por ser uma região economicamente relevante com altos preços de energia elétrica e forte incidência de radiação solar. Fortaleza foi escolhida por estar em um dos estados com as maiores incidências de radiação soalr do país e também por possuir tarifas de energia elevadas.

As tarifas de energia são um componenete fundamental da análise aqui proposta, porque é exatamente esse um dos recursos a ser economizado. Quanto menos energia é gasta através do uso de isolamento térmico, melhor é o retorno no capital investido nesse tipo de material. Complementarmente, as perspectivas brasileiras para os preços de energia são de aumento dos preços acima da inflação, o que reforça a importância futura do estudo proposto aqui. Além disso, o cenário brasileiro onde existem tarifas de energia diferentes para cada região, associado a diferenças climáticas pela grande dimensão do país torna importante uma análise para mais de uma localidade como é proposto acima.

4.6 Resultados da simulação computacional Energy Plus

Os dados obtidos nas etapas anteriores e os dados climáticos das regiões escolhidas foram utilizados no programa Energy Plus para modelagem e posterior cálculo do fluxo de calor, dimensionamento de equipamento de climatização e consumo de energia.

Premissas

- Tarifa de energia – Tarifa Azul A4 comercial – bandeira verde
- Material das paredes externas - painel isolante PUR 30mm branco
- Material Piso – concreto armado padrão armazén logístico sem isolamento térmico
- Área da cobertura 40.000 m2
- Pé direito: 12 m
- Perímetro 160 x 250 m
- Temperatura interna: 22,5 graus celsius (ABNT NBR 16401-2 2008)

Tabela 2: Tarifas de energia consideradas

Local	Descrição	Tarifa Ponta	Tarifa Fora da ponta
Itupeva, SP, CPFL	Demanda (R$ / kW)	16,96	5,69
	Consumo (R$/kWh)	0,79	0,55
Fortaleza, CE, Coelce	Demanda (R$ / kW)	44,87	14,81
	Consumo (R$/kWh)	0,62	0,41
Rio de Janeiro, RJ (Light)	Demanda (R$ / kW)	33,80	17,86
	Consumo (R$/kWh)	74,17	53,55

Fonte: Elaborada pelo autor, a partir dos dados das concersionárias autorizadas

Resultados

Os resultados das simulações contemplam as temperaturas externas e internas das coberturas, o fluxo de calor que passa por elas em função do tempo e das condições climáticas de hora em hora para os 365 dias de um ano[10].

A partir desses dados, o software Energy Plus calculou a capacidade dos chillers (equipamentos de condicionamento de ar) e seu consumo de energia para que a temperatura interna desejada seja mantida durante 100% do tempo.

Tabela 3: Resultados simulação Energy Plus

	ITUPEVA			RIO DE JANEIRO			FORTALEZA		
	Zipada	TPO	REDUÇÃO (%)	Zipada	TPO	REDUÇÃO (%)	Zipada	TPO	REDUÇÃO
CONSUMO ANUAL (kWh)	524.443	215.169	**59%**	1.451.774	873.342	**40%**	2.202.989	1.403.778	**36%**
CAPACIDADE DO CHILLER (W)	2.463.971	1.374.778	**44%**	3.174.756	2.304.900	**27%**	2.953.898	2.120.167	**28%**
CUSTO ANUAL ENERGIA (R$)	262.488	124.951	**52%**	1.045.065	658.933	**37%**	1.214.873	788.139	**35%**

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7 Cálculo da viabilidade financeira comparativa entre as soluções

Assumiu-se que todas as etapas da obra simulada terão os mesmos custos e cronogramas com exceção dos investimentos relativos à cobertura e chillers.

O resultado é favorável à solução em todos os cenários e permite concluir que a cobertura Single Ply é um investimento com rentabilidade positiva para galpões de grande porte com ambientes

[10] Ver anexos IV e V

climatizados. As planilhas de cálculo de TIR e VPL para os três cenários encontram-se nos anexos VI, VII e VIII.

Tabela 4: Resultados financeiros dos ambientes simulados

	TIR	VPL R$ a 20% a.a.	Payback (anos)
Fortaleza, CE	26,95%	859.991,17	9,5
Itupeva, SP	27,19%	284.118,01	9,7
Rio de Janeiro, RJ	26,98%	780.592,87	9,5

Fonte: Elaborada pelo autor

5 CONCLUSÃO

O sistema de cobertura Single Ply provou ser uma alternativa economicamente viável para a cobertura de galpões climatizados quando comparado com a cobertura em telhas Zipadas. Com o uso do sistema Single Ply, as decorrentes economias em equipamentos de climatização e em consumo de energia elétrica contrapõem o investimento adicional nos materiais da cobertura pelas simulações executadas através do software Energy Plus.

Uma análise de retorno financeiro favorável é ponto crucial na tomada de decisão para investimentos de grande porte. Portanto, esse estudo trará suporte argumentativo em favor da solução Single Ply e de seu potencial de trazer eficiência energética aos projetos com o mesmo perfil que o desse estudo.

As taxas internas de retorno (TIR) acima de 25% serão atrativas para os padrões brasileiros o que também permite concluir que investimentos desse tipo serão atrativos quando comparados com alternativas similares.

Os prazos em que os investimentos simulados se pagarão (Payback) ficam próximos de 10 anos, o que pode ser um fator limitador na adoção desse tipo de solução, porque o horizonte da maioria dos investimentos no país ainda é de curto prazo.

Como sugestão para futuras pesquisas podem ser mencionados: Complemento desse estudo considerando uma cobertura Single Ply intermediária com investimento inicial mais baixo, simulação de um galpão incluindo as pontes térmicas ou ligações entre o piso, fachada e cobertura ou inclusão da iluminação natural nas coberturas para verificação do ganho energético versus a economia de energia em iluminação.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 16401-2 2008 **Instalações de ar condicionado. Sistemas centrais e unitários. Parte 2. Parâmetros de conforto.**

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS G173-03 (Reapproved 2012); **Standard Tables for Reference Solar Spectral Irradiances: Direct Normal and Hemispherical on 37 degree Tilted Surface**. ASTM International, 2012b

BEJAN, Adrian; **Transferencia de calor.** São Paulo: Edgard Blucher, 1996. 540 p.

BRITO FILHO, J. P.; OLIVEIRA SANTOS, T.V.; **Thermal analysis of roofs with termal insulation layer and reflective coatings in subtropical and equatorial climate regions of Brazil,** Energy and Buildings, 84 (2014), pag 466-474.

DUFFIE, J.A.; BECKMAN, W. A. **Solar engineering of thermal processes**. Second Edition. Wiley-Interscience: New York, 1991

GATES, David M.; **Biophysical ecology**. New York: Springer-Verlag, 1980, 656 p.

HERNÁNDEZ-PÉREZ, et al. **Thermal performance of reflective materials applied to exterior building componentes – A review.** Energy and Buildings, 80 (2014), pag 81-105.

HINRICHS, Roger A.; KLEINBACH, Merlin; REIS, Lineu Belico dos. **Energia e Meio Ambiente.** 4. ed. Sao Paulo: Cengage Learning, 2010. 724 p.

INMET **www.inmet.gov.br** Acesso em 20 de maio de 2016

ISO – Iternational Standard. ISO 10211 – **Thermal bridges in building construction – Heat flows and surface temperatures** – Detailed calculations, 2007.

KREITH, Frank. **Princípios da Transmissão de Calor.** 3. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1977. 550 p.

MORAN, M. J. et al. **Introdução à engenharia de sistemas térmicos: Termodinâmica, Mecânica dos Fluidos e Transferência de calor**. Rio de Janeiro: LTC Livros Tércnicos e Científicos Editoral LTDA, 2005. 603 p.

PEREIRA, Cláudia. D. et al. **Guia de medição e cálculo para a refletância e absortância solar em superfícies opacas (v.1)**. Florianópolis, Santa Catarina: Centro Brasileiro de Eficiência Energética em Edificações / UFSC, 2015.

SMITH, Ronald B.. **Computing the Planck function**. Yale University, [S.L], set. 2005.

SUEHRCKE, Harry; PETERSON, Eric L.; SELBY, Neville. **Effect of roof solar reflectance on the building heat gain in a hot climate.** Energy and Buildings, 40 (2008) pag 2224-2235.

VANNUCCI, Luiz Roberto. **Matemática Financeira e engenharia econômica: princípios e aplicações.** São Paulo: Blucher, 2013. 280 p.

7 ANEXOS

(VER TAMBÉM ARQUIVOS ADICIONAIS)

ANEXO I – Fichas técnicas dos materiais

ANEXO II – Cálculo resistência térmica global ISO 10211

	Telhado Zipado	R (m2 K / W)	Single Ply	R (m2 K W)
Camada externa	Aço galvanizado 0,65 mm *	0,00001252	Manta TPO GAF Everguard 1,15mm	0,002556
Camada intermediária			Polyiso Energyguard 1,5 pol + ponte térmica	1,4271
Camada intermediária			Polyiso Energyguard 1,5 pol	1,5100
Camada intermediária			Polyiso Energyguard 1,0 pol	1,0600
Ajuste ponte termica				
Camada interna + ponte térmica	Facefelt 1.4 63,5mm	1,3693	Aço galvanizado 0,65 mm *	0,00001252
	TOTAL	1,3693	TOTAL	3,9997
			*fonte Kreith pag 7	

PONTE TERMICA				
	parafuso por m2	3,20	paraf por m2	2,16
	Area parafuso (m2)	1,9635E-05	area parafuso	2,82743E-05
	Area facefelt (m2)	0,999937168	Area isso	0,999938976
	k facefelt (W/mK)	0,045357143	k Polyiso	0,02523
	k parafuso (W/mK)	51,9	k parafuso	51,9
	k medio	0,046373347	k medio	0,026697686
	R (m2K/W)	1,369321043	R	1,427089959

ANEXO III – Cálculo refletividade ajustada

ANEXO IV Exemplos resultados intermediários Energy Plus - TPO

ANEXO V Exemplos resultados intermediários Energy Plus - Aço

ANEXO VI Cálculos Financeiros Itupeva, SP

Ano	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Premissas																					
Inflação Energia		6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%
Itupeva, SP																					
Saidas																					
Investimento cobertura TPO	(9.970)																				
Investimento chillers TPO	(7.699)																				
Custos Energia chillers TPO		(132)	(140)	(149)	(158)	(167)	(177)	(188)	(199)	(211)	(224)	(237)	(251)	(267)	(283)	(299)	(317)	(336)	(357)	(378)	(401)
TOTAL Saidas	(17.668)	(132)	(140)	(149)	(158)	(167)	(177)	(188)	(199)	(211)	(224)	(237)	(251)	(267)	(283)	(299)	(317)	(336)	(357)	(378)	(401)
Entradas																					
Cobertura Zipada	3.200																				
Chillers Zipada	13.798																				
Custos energia chillers zipada		278	295	313	331	351	372	395	418	443	470	498	528	560	593	629	667	707	749	794	842
TOTAL Entradas	16.998	278	295	313	331	351	372	395	418	443	470	498	528	560	593	629	667	707	749	794	842
Fluxo de Caixa	(670)	146	155	164	174	184	195	207	219	232	246	261	277	293	311	330	349	370	393	416	441
TIR	27,19%																				
Taxa VPL (% a.a.)	20																				
Fluxo descontado VPL	(670)	121	107	95	84	74	65	58	51	45	40	35	31	27	24	21	19	17	15	13	12
VPL	284																				
Payback	(670)	(549)	(441)	(347)	(263)	(189)	(123)	(66)	(15)	30	70	105	136	164	188	209	228	245	260	273	284
										9,7											

Valores monetários em R$ .000

ANEXO VII Cálculos Financeiros Rio de Janeiro, RJ

Ano	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Premissas																					
Inflação Energia		6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%	6,00%
Itupeva, SP																					
Saidas																					
Investimento cobertura TPO	(10.170)																				
Investimento chillers TPO	(12.907)																				
Custos Energia chillers TPO		(698)	(740)	(785)	(832)	(882)	(935)	(991)	(1.050)	(1.113)	(1.180)	(1.251)	(1.326)	(1.405)	(1.490)	(1.579)	(1.674)	(1.774)	(1.881)	(1.994)	(2.113)
TOTAL Saidas	(23.077)	(698)	(740)	(785)	(832)	(882)	(935)	(991)	(1.050)	(1.113)	(1.180)	(1.251)	(1.326)	(1.405)	(1.490)	(1.579)	(1.674)	(1.774)	(1.881)	(1.994)	(2.113)
Entradas																					
Cobertura Zipada	3.400																				
Chillers Zipada	17.779																				
Custos energia chillers zipada		1.108	1.174	1.245	1.319	1.399	1.482	1.571	1.666	1.766	1.872	1.984	2.103	2.229	2.363	2.505	2.655	2.814	2.983	3.162	3.352
TOTAL Entradas	21.179	1.108	1.174	1.245	1.319	1.399	1.482	1.571	1.666	1.766	1.872	1.984	2.103	2.229	2.363	2.505	2.655	2.814	2.983	3.162	3.352
Fluxo de Caixa	(1.898)	409	434	460	487	517	548	581	615	652	692	733	777	824	873	925	981	1.040	1.102	1.168	1.238
TIR	26,98%																				
Taxa VPL (% a.a.)	20																				
Fluxo descontado VPL	(1.898)	341	301	266	235	208	183	162	143	126	112	99	87	77	68	60	53	47	41	37	32
VPL	781																				
Payback	(1.898)	(1.557)	(1.256)	(990)	(755)	(547)	(364)	(202)	(59)	68	180	278	365	442	510	570	623	670	712	748	781
										9,5											

Valores monetários em R$ .000

ANEXO VIII Cálculos Financeiros Fortaleza, CE

Tema: Coberturas e Fechamentos: Materiais, Tecnologia e Projetos

SOLUÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO PARA COBERTURA DE ARENA ESPORTIVA EM FORMATO DE CÚPULA

Matheus Pimentel Tinoco[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo

Cúpulas são estruturas curvas de formato esferoide ou parabólico, largamente empregadas em coberturas de arenas esportivas devido a diversas vantagens frente a coberturas planas ou retas para grandes vãos. Coberturas em forma de cúpula apresentam comportamento estrutural que as diferenciam das coberturas usuais, merecendo um estudo diferenciado, para que se possa chegar a um projeto seguro e eficiente. Quando construídas em aço, a escolha do sistema construtivo e estrutural, o desenvolvimento do projeto da estrutura, das ligações, assim como os projetos de fabricação e montagem apresentam desafios para o engenheiro estrutural. O presente trabalho, baseado no Projeto Final do Curso do primeiro autor, apresenta o desenvolvimento do projeto da estrutura de aço para cobertura em forma de domo de uma arena esportiva, desde a concepção arquitetônica até o detalhamento dos elementos estruturais. São apresentados os fundamentos para a escolha do partido estrutural, os resultados da análise computacional da estrutura, o dimensionamento estrutural das barras e sistemas treliçados, além do dimensionamento e detalhamento de ligações típicas e vínculos dos apoios. O resultado final apresenta um projeto básico, incluído o consumo de aço, que os autores julgam eficiente e viável, com o objetivo de fornecer uma base de informações que possa ser usada como referência para desenvolvimentos futuros com formato semelhante.

Palavras-chave: Estruturas de Aço; Estruturas Espaciais; Cobertura em Cúpula; Arenas Esportivas.

STEEL STRUCTURAL DOME ROOFING DESIGN OF SPORTS ARENA

Abstract

Domes are curved structures of spheroid or parabolic shape widely used for the construction of sports arenas roofing due to several advantages if compared with flat or straight roofing systems for large spans. Dome-shaped roofs have typical structural behavior deserving original structural analysis, in order to achieve safe and reliable design. For the case of structural solution in steel, the design of the structure, connections, manufacturing, transporting and erection, present

challenges for the structural engineer. The present work, based on the Final Course Project of the first author, aims at showing the basis of the design of this type of roof system, including the architectural conception, structural design of trussed members, computational structural analysis. Finally, a basic structural design is presented, which includes the steel consumption and will provide guidance and reference for similar future developments.

Keywords: Steel Structures; Space Structures; Dome Roofing; Sports Arenas.

[1] Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro.
[2] Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Cúpulas ou domos são estruturas ocas em formato esferoide ou parabólico, obtidas a partir da revolução do arco, utilizadas pela humanidade desde os tempos remotos para a construção de coberturas sem a necessidade de escoramento. Recentemente, avanços tecnológicos têm permitido o florescimento de coberturas em cúpula em todo o mundo. As maiores cúpulas da atualidade são as encontradas em estádios e arenas, com vãos que ultrapassam os 200 metros.

As cúpulas podem ser formadas por estruturas monolíticas sólidas, as quais apresentam comportamento de membrana, como por exemplo as cúpulas de concreto, ou por estruturas reticuladas, formadas pela associação de barras curvas ou por barras retas cujos vértices se encontram sobre uma superfície curva, como as cúpulas de madeira e aço.

No caso de cúpulas em estrutura metálica, a adoção de um sistema estrutural reticulado aliado ao formato curvo confere a esse tipo de estrutura diversas peculiaridades que vão desde a concepção arquitetônica, escolha dos materiais, definição das ligações entre os elementos, até os processos de montagem. É fundamental conhecer suas características para a realização de um projeto baseado nas escolhas corretas, de modo a se evitar desperdícios e garantir uma estrutura tecnicamente segura e economicamente viável.

Há poucos trabalhos na literatura que abordam práticas de projeto referentes a este tipo de estrutura, entre eles o trabalho de VENDRAME[1], que apresenta a sequência de projeto de uma estrutura em cúpula lamelar utilizando perfis tubulares e de SILVA [2], o qual apresenta a realização de um projeto de uma cúpula de aço sujeita a ação de sismos.

Nesse sentido, o presente trabalho apresenta o desenvolvimento do projeto da estrutura de aço para cobertura em forma de domo de uma arena esportiva, desde a concepção arquitetônica até o detalhamento dos elementos estruturais. São apresentados os fundamentos para a escolha do partido estrutural, os resultados da análise computacional da estrutura, o dimensionamento estrutural das barras e sistemas treliçados, além do dimensionamento e detalhamento de ligações típicas e vínculos dos apoios, baseado no Projeto Final de Curso do primeiro autor [3].

2 METODOLOGIA

2.1 Concepção arquitetônica e estrutural

O presente trabalho partiu da necessidade de se cobrir uma arena fictícia de planta circular, com vão livre de 91,4 metros em planta, cuja arquitetura foi definida por TINOCO [3]. Optou-se por uma cobertura em cúpula nervurada, formada por arcos dispostos a cada 15 graus, também chamados de nervuras, totalizando 24 nervuras formadas por treliças, conforme na Figura 1.

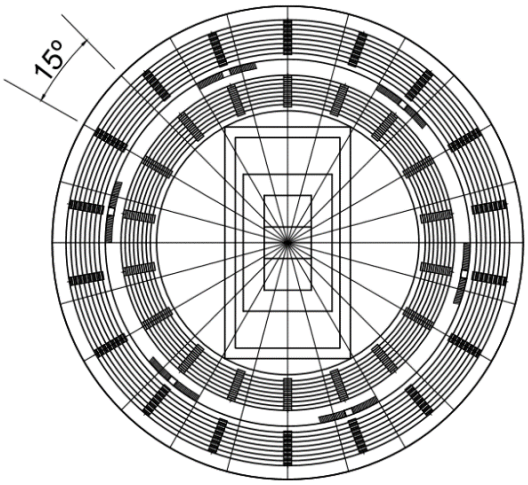


Figura 1: Disposição das treliças da cobertura

O traçado dos arcos foi definido conforme o conceito de formas funiculares, aquelas que idealmente não desenvolvem esforços de flexão para uma dada situação de carregamento. No caso de cúpulas, as formas mais eficientes são aquelas formadas pela revolução de catenárias e parábolas [4]. Desse modo, optou-se pela forma de uma parábola de segundo grau, com altura de 16 metros e comprimento de 91,4 metros, como mostrado na Figura 2. Optou-se pela não utilização de perfis calandrados, mas sim de perfis retos ligados por chapas Gusset a cada nó. As dimensões mostradas estão em metros.

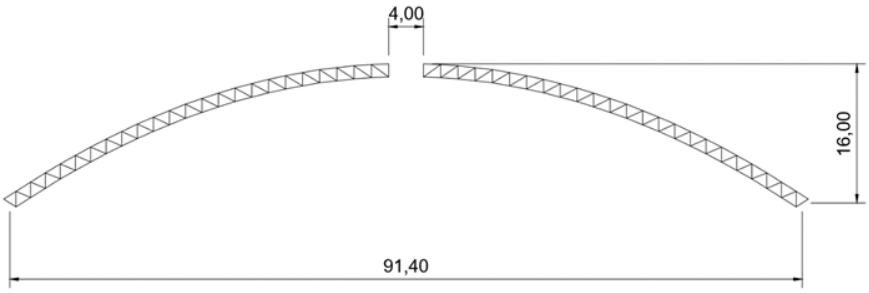


Figura 2: Geometria da Cobertura em forma de parábola de segundo grau

A altura das treliças foi inicialmente definida como 2,30 metros, usando a relação L/40 proposta por SALES [5]. Entretanto, verificou-se que devido ao funcionamento em conjunto dos arcos

entrelaçados, o valor produzia flechas demasiadamente pequenas e que havia espaço para redução da altura. Desse modo, foi utilizada a relação L/60 e a altura adotada para as treliças foi de 1,50 metro. Além disso, foi utilizada a distância entre nós de 2 metros, correspondente ao vão das terças. As dimensões adotadas são mostradas na Figura 3, com valores expressos em milímetros. Também são mostrados os perfis utilizados, cuja verificação estrutural será mostrada adiante.

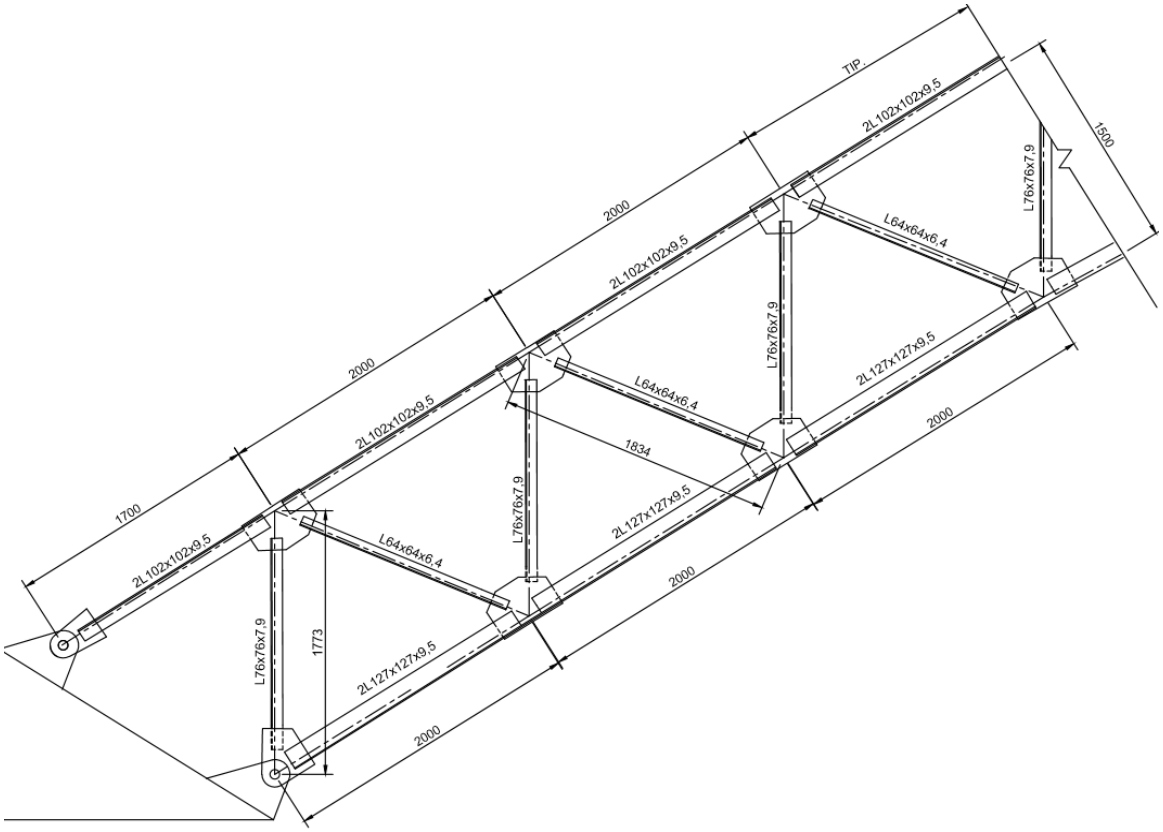


Figura 3: Arranjo das ligações na treliça principal

As ligações foram realizadas através de chapas *Gusset* de espessura t=9,5mm no plano da treliça, aos quais se ligam montante, diagonal e barras do banzo, e utilizando ligações soldadas, com eletrodos E70XX. A opção pela a utilização de ligações soldadas se deve ao fato de que parte das peças deverão ser montadas em oficinas, em módulos, os quais serão conectados em campo por soldas pontuais.

No topo da cobertura foi prevista uma abertura com diâmetro de 4 metros, mostrada na Figura 2, também chamada de óculo, e as treliças foram interligadas entre si através de um anel de ligação treliçado. A ligação adotada entre as treliças principais e o anel de ligação é mostrada na Figura 4, sendo formada por chapas *Gusset* e ligações por solda.

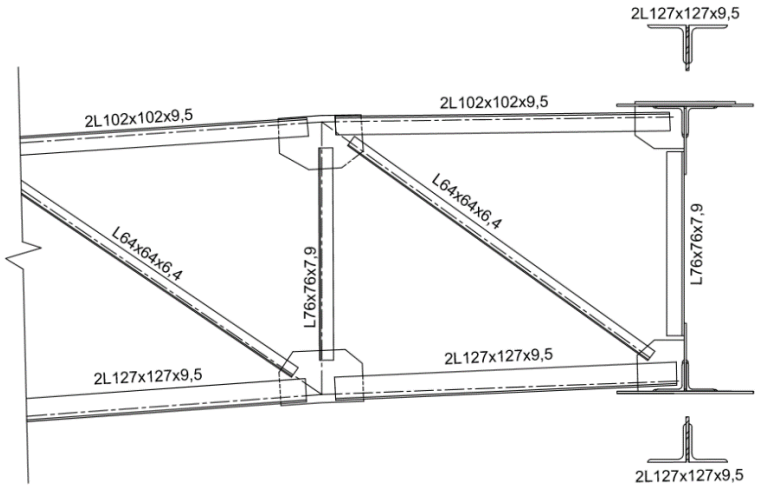


Figura 4 - Ligação entre as treliças principais e o anel de ligação

Quanto ao sistema de contraventamento, necessário para garantir estabilidade lateral e reduzir o comprimento de flambagem de elementos comprimidos, optou-se por utilizar o contraventamento em "X", formado por perfis cantoneira de abas iguais dispostos lado a lado, uma vez que a estrutura se trata de uma cobertura, não havendo, portanto, interferência com elementos arquitetônicos, como janelas, entre outros, conforme mostrado na Figura 5. Os contraventamentos foram ligados aos banzos inferior e superior da treliça, uma vez que ambos estão sujeitos a esforços de compressão, como será mostrado mais adiante.

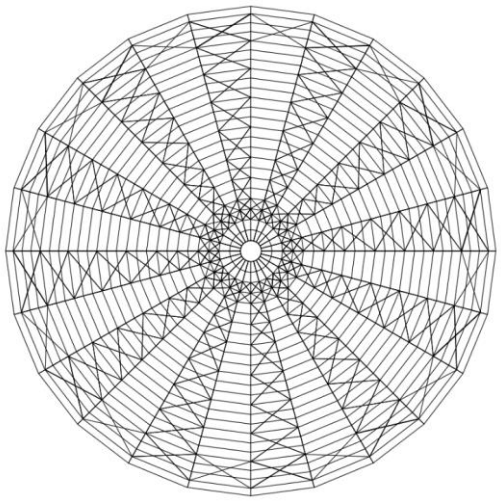


Figura 5: Vista superior da cobertura, com sistema de Contraventamento adotado

As barras do sistema de contraventamento foram ligadas às barras dos banzos através de chapas Gusset soldadas em suas laterais. As ligações entre as barras e as chapas foram realizadas através de ligações parafusadas, como mostrado na Figura 6.

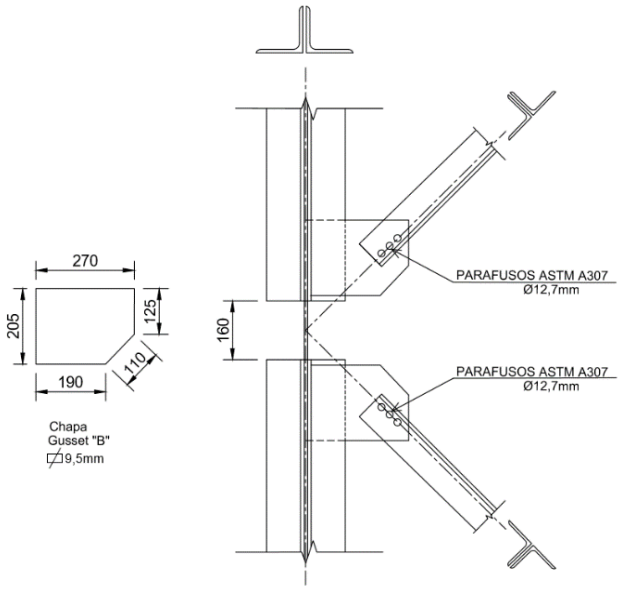


Figura 6: Detalhe típico da ligação entre contraventamentos e as treliças principais

Para as terças de cobertura, foram adotados joists do tipo leve, sem montantes, modelo 22K6, da VULCRAFT [6]. Na ligação dos joists com as treliças principais foi adotada uma peça de apoio soldada à chapa de nó, para atender ao comprimento mínimo de ligação do modelo. O detalhe da ligação entre a terça e a treliça principal é mostrado na Figura 7. As treliças *Steel Joist* são travadas lateralmente através de barras diagonais em planos perpendiculares aos das treliças.

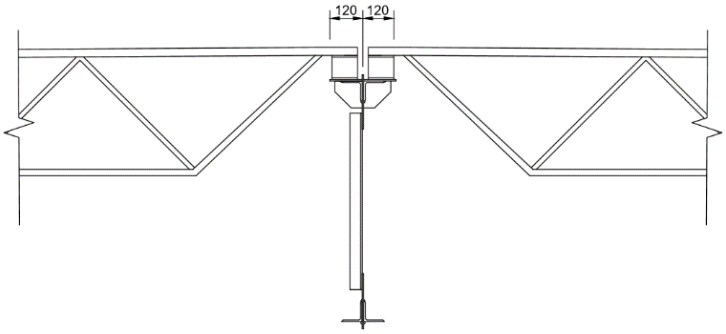


Figura 7: Detalhe da ligação entre a terça tipo *Steel Joist* e a treliça principal

Como sistema de vedação, foram adotadas telhas zipadas, que consistem de chapas metálicas contínuas, perfiladas na própria obra através de perfiladeiras portáteis, podendo alcançar grandes comprimentos de água [7]. As chapas são fixadas entre si através de uma "costura" denominada zipagem longitudinal, que não deixa frestas e dispensa o uso de parafusos ou fitas de vedação, garantindo estanqueidade e aspecto estético superior, O sistema é especialmente indicado para grandes áreas a serem cobertas e para coberturas em formato curvo, côncavo ou convexo, já que as chapas podem ser perfiladas e calandradas no próprio canteiro.

2.2 Modelagem Numérica

Para a obtenção dos esforços nos elementos estruturais e para a obtenção dos deslocamentos na estrutura, foi realizado um modelo matemático no software SAP 2000 [8]. As barras do modelo foram representadas através de elementos de pórtico espacial, os quais possuem 6 graus de liberdade por nó. Quanto às vinculações das barras consideradas no modelo, as diagonais e montantes foram modeladas com as extremidades rotuladas, para que as vigas da cobertura funcionem como treliça. O modelo numérico utilizado nas análises é mostrado na Figura 8.

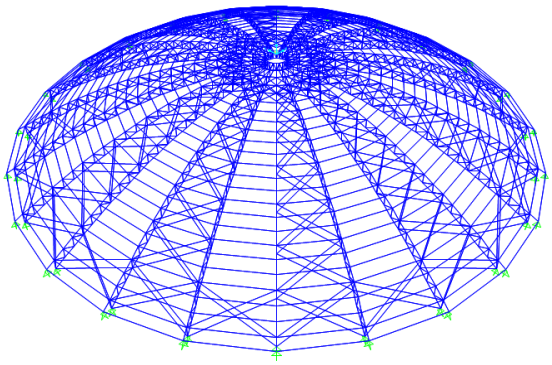


Figura 8: Modelo tridimensional da estrutura

2.3 Definição do Carregamentos

2.3.1 Ações Permanentes

O peso próprio dos elementos estruturais é calculado automaticamente pelo programa SAP2000 a partir da massa específica, de 7850 kg/m³ para aços estruturais. Além disso, foi considerado um acréscimo de 5% ao peso próprio para contabilizar, de modo preliminar, o peso das chapas e parafusos de ligação. Quanto às telhas de vedação, considerou-se que as mesmas possuem um peso próprio de cerca de 0,10kN/m² [9]. Além disso, foi adotado um painel eletrônico, para mostrar o placar dos jogos, posicionado no centro da cobertura. O painel escolhido possui 2,00 metros de altura, 4,30 metros de largura e pesa cerca de 1200kg. O mesmo é sustentado por quatro cabos, conectados em nós dos banzos inferiores de quatro nervuras da cobertura, o que corresponde à aplicação de cargas de 3kN em cada nó de conexão.

2.3.2 Ações Variáveis

Quanto às ações variáveis, foi considerada uma sobrecarga de 0,25 kN/m², em projeção horizontal, conforme recomendação do item B.5.1 da NBR 8800/2008 [10], para coberturas comuns não sujeitas a acumulo de quaisquer materiais e na ausência de especificações sobre. Para a variação de temperatura, foi utilizada uma variação de 10,9°C, correspondente a 60% das temperaturas médias máximas e mínimas diárias, no local da obra, de 42°C e 23,8°C, do conforme o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) [11], seguindo recomendação da NBR8800/2008. A Figura 9 mostra a aplicação da variação de temperatura no modelo numérico.

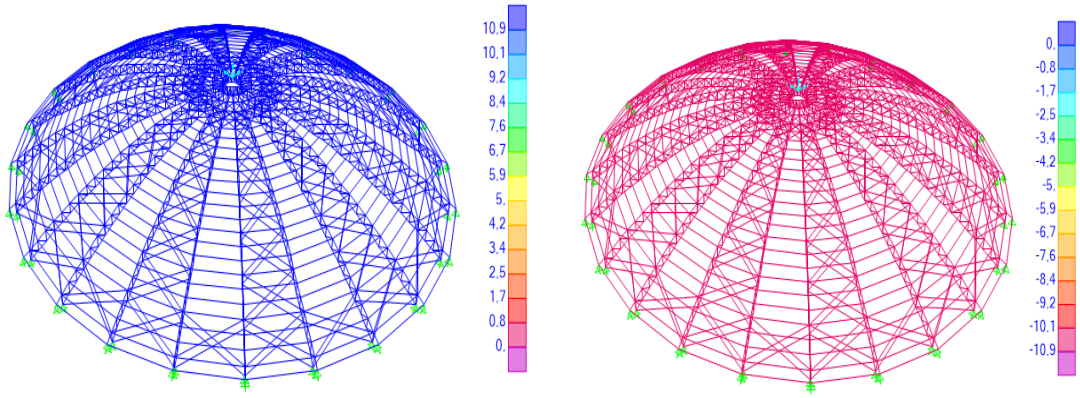


Figura 9: Aplicação da variação uniforme de temperatura

2.3.4 Ação do Vento

Quanto à ação do vento, cabe ressaltar que para edificações com formas e dimensões fora do usual, como o caso do presente trabalho, estudos especiais, como ensaios experimentais em túneis de vento, são recomendados para determinar o efeito do vento de forma mais próxima da realidade. Entretanto, para efeitos didáticos, a ação do vento atuante na estrutura foi calculada de acordo com as recomendações da NBR 6123/1998 [12], em especial do item E.2, destinado a cúpulas. Conforme a norma, a velocidade característica do vento (V_k) pode ser obtida pela Eq. 1, em que V_0 é a velocidade básica do vento, S1 é um fator de correção devido à topografia, S_2 é um fator de correção de rugosidade do terreno e S3, um fator estatístico, relacionado à segurança requerida para a estrutura.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

A velocidade básica do vento, V_0 é definida como a velocidade de uma rajada de 3s, com tempo de recorrência de 50 anos, a 10 metros acima do terreno, para um campo aberto e plano. De acordo com mapa de isopletas da NBR6123/1988 [12], a velocidade básica do vento V0 para a cidade do Rio de Janeiro é de cerca de 35,0 m/s. O fator topográfico S1 foi tomado igual a 1,0, considerando que a obra se encontra em um local com terreno plano a levemente acidentado. Para a rugosidade do terreno, considerou-se o valor de S_2=0,93, conforme a Tabela 2 da NBR6123/1988, para edificações Categoria IV e Classe C. Para o fator S_3, a edificação se enquadra no Grupo 2, considerando que a arena em questão é utilizada para a realização de eventos com grande quantidade de público. Desse modo, S_3=1,0.A partir da velocidade característica Vk, a pressão dinâmica do vento (q) é obtida através da Eq. 2, permitindo obter o valor de 0,65kN/m².

$$\mathrm{q} = 0{,}613 \cdot \mathrm{V_k^2} \quad (2)$$

Em seguida, foram determinados os coeficientes aerodinâmicos de pressão externa c_{pe} e pressão interna c_{pi}. Quanto aos coeficientes de pressão externa, foi necessário lançar mão do Eurocode 1 - Parte 1-4 [13], uma vez que o item E.2.2 da NBR6123/1988 contempla apenas as cúpulas

sobre paredes cilíndricas com relação h/d≥1/4, o que inviabiliza a interpolação para valores h/d<1/4, na qual se encaixa a cúpula do presente trabalho. Desse modo, os coeficientes de pressão externa foram obtidos por interpolação linear através do ábaco da norma europeia para cúpula, mostrado na Figura 10.

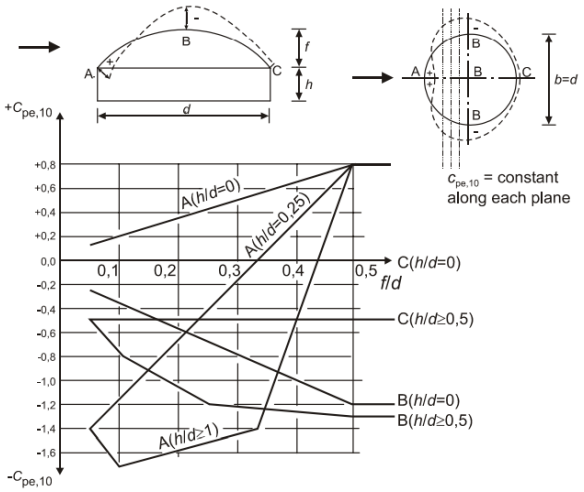


Figura 10: Valores recomendados de coeficiente de pressão externa [13]

O valor de c_{pe} obtido para a posição de barlavento (A) foi de -0,30, para o topo (B) foi de -0,60 e para sotavento (C), de -0,20. Além disso, a norma europeia diz que os coeficientes podem ser tomados como constantes ao longo de planos perpendiculares à direção do vento e que os valores intermediários podem ser obtidos por interpolação linear entre A, B e C. Desse modo, foi adotada a distribuição de coeficientes mostrada na Figura 11.

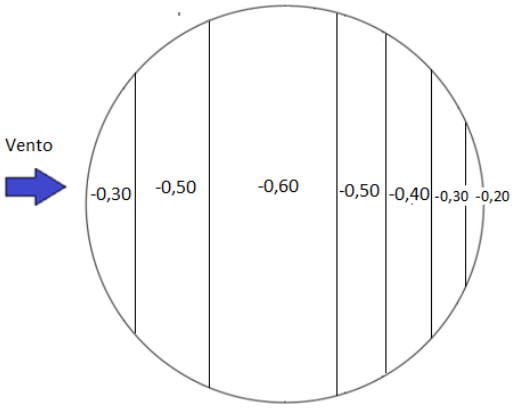


Figura 11: Valores de coeficiente de pressão externa distribuídos em faixas conforme recomendação do Eurocode 1 - Parte 1-4

O coeficiente de pressão interna foi tomado como c_{pi}=0,0, valor mais desfavorável considerando a sucção da cobertura. Definida a pressão dinâmica do vento q e os coeficientes de pressão interna e externa, a pressão efetiva, Δp, pode ser obtida a partir da Eq. 3, mostrada a seguir.

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q \quad (3)$$

Para facilitar a aplicação do carregamento ao modelo, as telhas foram modeladas como elementos de casca com rigidez desprezível, de modo a não influenciar na rigidez da estrutura, possuindo apenas a função de auxiliar na transmissão dos carregamentos para as terças.

Em seguida, as pressões efetivas, calculadas através da Eq. 3, foram aplicadas em faixas seguindo a distribuição dos coeficientes de pressões externas da Figura 11, como mostrado na Figura 12. As pressões foram aplicadas perpendicularmente aos elementos de casca que representam as telhas. Os valores mostrados se encontram em N/m².

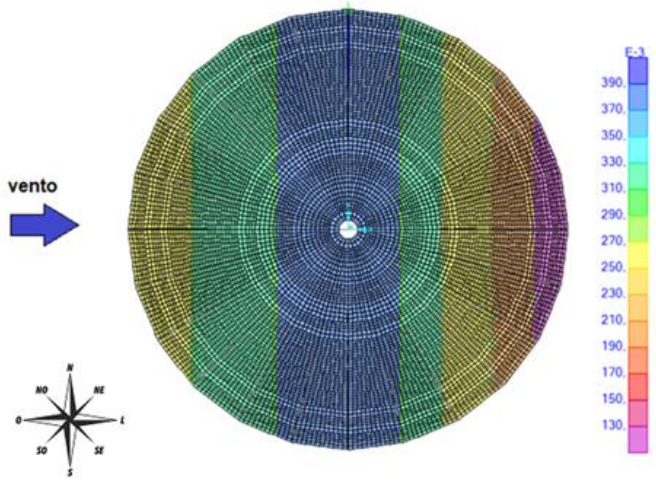


Figura 12: Aplicação das pressões efetivas devidas ao vento na direção Leste

2.3.5 Combinação de Carregamentos

A fim de se obter os esforços para dimensionamento dos elementos estruturais, foram utilizadas combinações últimas normais, as quais incluem todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura. Considerando os coeficientes de ponderação e de combinação recomendados pela NBR 8800 [14], foram determinadas as combinações de carregamentos mostradas na Tabela 1.

Tabela 1: Combinações no Estado Limite Último

Estado Limites Últimos						
Carregamento	ELU-1	ELU-2	ELU-3	ELU-4	ELU-5	ELU-6
Peso Próprio	1,25	1,25	1,00	1,25	1,00	1,00
Peso das Telhas	1,40	1,40	1,00	1,40	1,00	1,00
Placar Eletrônico	1,50	1,50	1,00	1,50	1,00	1,00
Sobrecarga	1,50	1,05	-	1,50	-	-
Vento	-	-	1,40	-	0,84	1,40
Temperatura	0,72	1,20	-	-	1,20	0,72

As combinações 1, 2 e 3 se referem à condição em que apenas o vento é favorável, já as combinações 4, 5 e 6 referem-se a casos em que vento e temperatura são favoráveis, ou seja, geram esforços contrários aos esforços gerados pelo peso próprio. Para verificação dos deslocamentos na estrutura, foram utilizadas combinações de serviço frequentes, que de acordo com a NBR 8800 [14] são indicadas para a verificação de movimentos excessivos que possam comprometer a vedação. As combinações obtidas, considerando os coeficientes de redução recomendados pela norma, são mostradas na Tabela 2.

Tabela 2: Combinações quase permanentes de serviço

Estado Limites de Serviço						
Carregamento	ELS-1	ELS-2	ELS-3	ELS-4	ELS-5	ELS-6
Peso Próprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso das Telhas	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Placar eletrônico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sobrecarga	0,60	0,40	-	0,60	-	-
Vento	-	-	0,30	-	-	0,30
Temperatura	0,30	0,50	-	-	0,50	0,30

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados da Análise Numérica

As Figuras 13 e 14 mostram os diagramas de esforços normais obtidos para os carregamentos de peso próprio e vento, bem como seus valores máximos nos banzos superior e inferior. É possível observar que o peso próprio, assim como todos os outros carregamentos na direção gravitacional (sobrecarga, peso das telhas e peso do placar eletrônico), gera compressão nos banzos, enquanto que o vento gera tração, pelo fato de estar gerando sucção na cobertura.

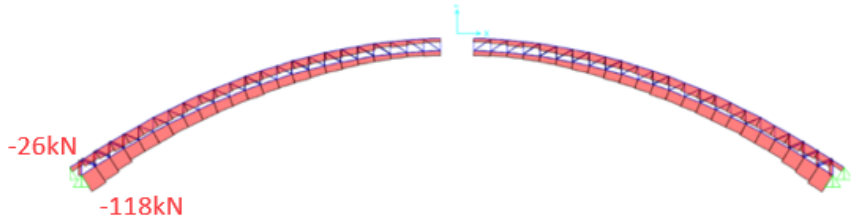


Figura 13 - Diagrama de esforços normais devido ao peso próprio

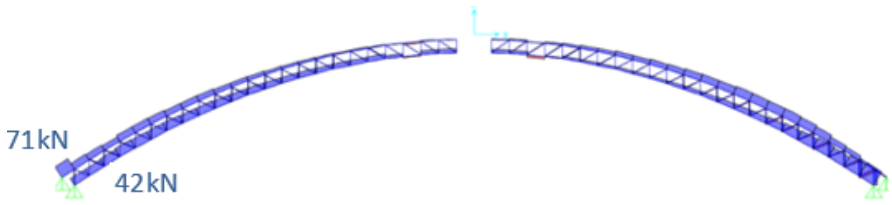


Figura 14 - Diagrama de esforços normais devido ao vento

A Figura 15 mostra a envoltória de esforços normais para as combinações no Estado Limite Último, a qual mostra os máximos esforços entre as combinações ELU-1, ELU-2, ELU-3, ELU-4, ELU-5 e EL6-6. Os valores obtidos a partir da envoltória foram utilizados para dimensionamento dos elementos estruturais, conforme a NBR8800. Os esforços cortantes e de momentos fletores desenvolvidos nas barras são desprezíveis frente aos esforços normais.

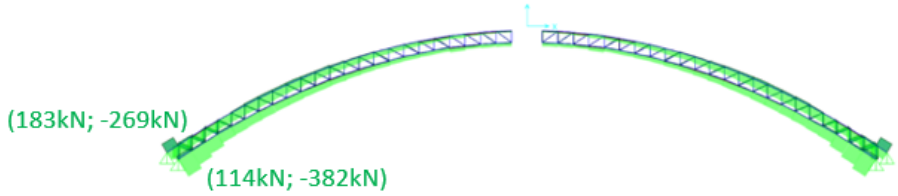


Figura 15: Envoltória de esforços normais no Estado Limite Último

3.2 Verificação dos Deslocamentos

A verificação dos deslocamentos na estrutura foi realizada utilizando a envoltória de combinações dos estados limites de serviço. Os máximos valores obtidos para as treliças principais são mostrados na Figura 16.

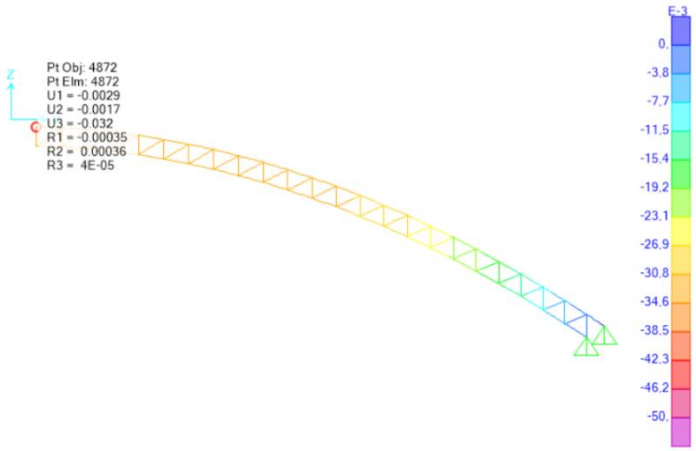


Figura 16: Deslocamentos máximos nas treliças principais

Para as treliças principais, foi obtido o valor de 3,2cm para o deslocamento vertical e 0,29cm para o deslocamento horizontal. De acordo com a NBR 8800, os valores limites de deslocamento são 36,0 cm (L/250) para os deslocamentos verticais e 4,0 cm (H/400) para os deslocamentos horizontais, logo, as treliças atendem ao Estado Limite de Serviço.

3.3 Razão de Esforços

O programa SAP-2000 fornece como resultado a razão entre os esforços atuantes e resistentes nos elementos estruturais, baseado nos critérios da norma americana AISC 360-10 (American

Institute of Steel Construction), como mostrado pela Eq. 4, a seguir. O elemento estrutural é considerado seguro quando o valor obtido é menor do que 1,0.

$$\frac{N_d}{N_{Rd}} + \frac{M_{xd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{yd}}{M_{yRd}} \leq 1{,}0 \qquad (4)$$

Sendo N_d o esforço normal atuante, N_{Rd} o esforço normal resistente, M_{xd} e M_{yd}, momentos fletores atuantes e M_{xRd} e M_{yRd}, os momentos fletores resistentes. A Figura 17 mostra a razão de esforços para a estrutura em questão.

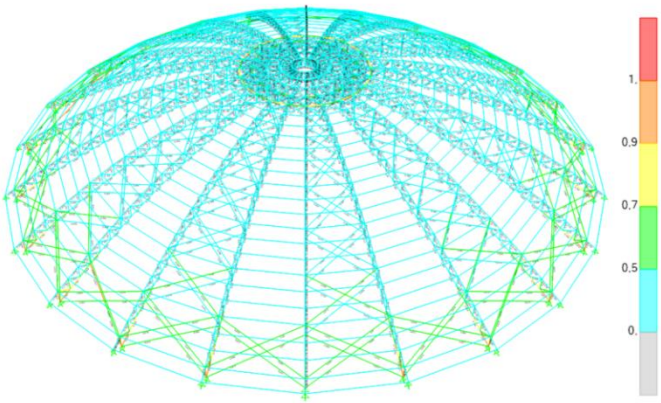


Figura 17: Razão de Esforços nas barras da estrutura

Os valores encontrados mostram, de maneira preliminar, que as dimensões adotadas resistem aos esforços solicitantes. Desse modo, a seguir são mostradas as verificações detalhadas com base na norma brasileira, NBR 8800/2008 [14].

3.4 Verificação dos Elementos Estruturais

A seguir são mostradas as verificações dos elementos estruturais que compõem as treliças principais (nervuras), mostrados na Figura 3. A Figura 18 mostra os perfis estruturais adotados. A Tabela 3 mostra os esforços obtidos para cada elemento a partir da análise estrutural. Para os elementos constituintes da superestrutura, foi adotado o aço ASTM A36.

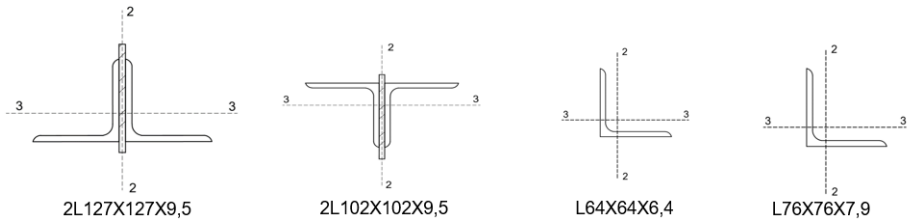


Figura 18: Perfis adotados para: (a) banzo inferior das treliças; (b)banzo superior; (c) diagonais; (d) montantes

Tabela 3: Esforços nos elementos da Treliça Principal

Elemento Estrutural	Perfil Adotado	Esforço Normal Máximo (kN)	Esforço Normal Mínimo (kN)
Banzo inferior	2L 127x127x9,5	114	-382
Banzo superior	2L102x102x9,5	183	-269
Diagonal	L64x64x6,4	73	-45
Montante	L76x76x7,9	62	-100

3.4.1 Elementos Comprimidos

Nos elementos comprimidos, inicialmente foi realizada a verificação do limite de esbeltez definido norma, conforme a Eq. 5, onde l_{fl} é o comprimento efetivo de flambagem e i é o raio de giração da seção.

$$\left(\frac{l_{fl}}{i}\right) < 200 \tag{5}$$

Em seguida, foi realizada a verificação quanto à flambagem local, conforme as expressões mostradas nas Verificação quanto à flambagem local. Para tanto, foram calculados os limites de esbeltez das chapas para ocorrência de flambagem local em regime elástico e inelástico, através das Eq. 6 e 7, respectivamente, em que b é a largura do perfil e t, a espessura.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_r = 0{,}45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{6}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_e = 0{,}91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{7}$$

Para os perfis que não atenderam aos limites de esbeltez, foi calculado um coeficiente de redução de resistência Q_s, a partir da Eq. 8, onde E é o módulo de elasticidade longitudinal.

$$Q_s = 1{,}34 - 0{,}76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 1 \tag{8}$$

Em seguida, foi calculado o índice de esbeltez reduzido, λ_0 , através da Eq. 9, e o fator adimensional χ, através das Eq. 10 ou 11, dependendo do valor obtido para λ_0.

$$\lambda_0 = \frac{kl}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 . E}} \tag{9}$$

$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}\ ,\ para\ \lambda_0 \leq 1{,}50 \tag{10}$$

$$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}\ ,\ para\ \lambda_0 \geq 1{,}50 \tag{11}$$

A partir do fator adimensional χ, foi calculada a tensão resistente f_c, através da Eq. 12.

$$f_c = \chi \cdot f_y \tag{12}$$

Por último, foi calculada a resistência da seção, através da Eq. 13, considerando o fator de redução Q_s , a área bruta da seção A_g , a tensão resistente f_c e o coeficiente de segurança $\gamma_{a1} = 1{,}10$. Esse valor deve ser maior que o esforço normal solicitante N_d.

$$N_{dres} = \frac{(Q_s \cdot A_g \cdot f_c)}{\gamma_{a1}} \geq N_d \tag{13}$$

3.4.2 Elementos Tracionados

Para as peças tracionadas, inicialmente foi verificada a limitação do índice de esbeltez, através da Eq. 14.

$$\left(\frac{l_{fl}}{i}\right) < 300 \tag{14}$$

A seguir, foram calculados os coeficientes de excentricidade através da Eq. 15, para os elementos formados por uma única cantoneira e que possuem excentricidade de ligação (montantes e diagonais). Nessa expressão, e_c representa a excentricidade da ligação e l, o comprimento da ligação.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} \geq 0{,}60 \tag{15}$$

A partir do coeficiente de excentricidade, calculou-se a área efetiva $A_{n,ef}$, a partir da Eq. 16, em que A_n é a área bruta da seção. E por último, foi calculada a resistência de projeto a partir da Eq. 17, a qual deve ser maior que o esforço normal solicitante.

$$A_{n,ef} = C_t \cdot A_n \tag{16}$$

$$N_{dres} = A_{n,ef} \cdot \frac{f_y}{1{,}35} \geq N_d \tag{17}$$

3.4.3 Ligações

Nos nós das treliças, os elementos estruturais foram interligados através de chapas *Gusset* de 9,5mm de espessura, utilizando soldas de filete, eletrodo E70. A Figura 19 mostra os

comprimentos de solda utilizados e o arranjo típico da ligação, devidamente verificado quanto à resistência da solda, cisalhamento de bloco e escoamento da do chapa de ligação.

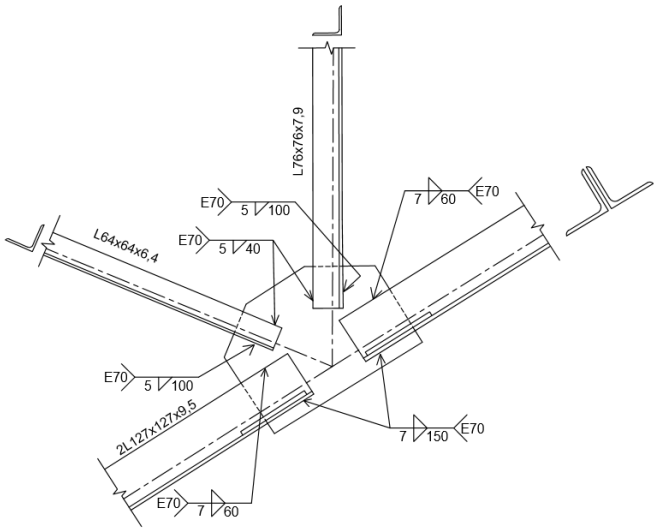


Figura 19: Ligação típica nos nós da treliça

Nos apoios os elementos da treliça se conectam a uma chapa de espessura 9,5mm através de ligações soldadas do tipo filete. A chapa de 9,5 mm sofre um aumento de espessura para 19mm através da soldagem de duas chapas de reforço de 4,75mm em cada lado e é conectada às chapas de apoio de espessura 15,9 mm através de um pino de 80mm de diâmetro em aço ASTM A36 (f_y = 250MPa). As chapas de apoio possuem enrijecedores para evitar a ocorrência de flambagem local. O esquema da ligação no apoio é mostrado na Figura 20.

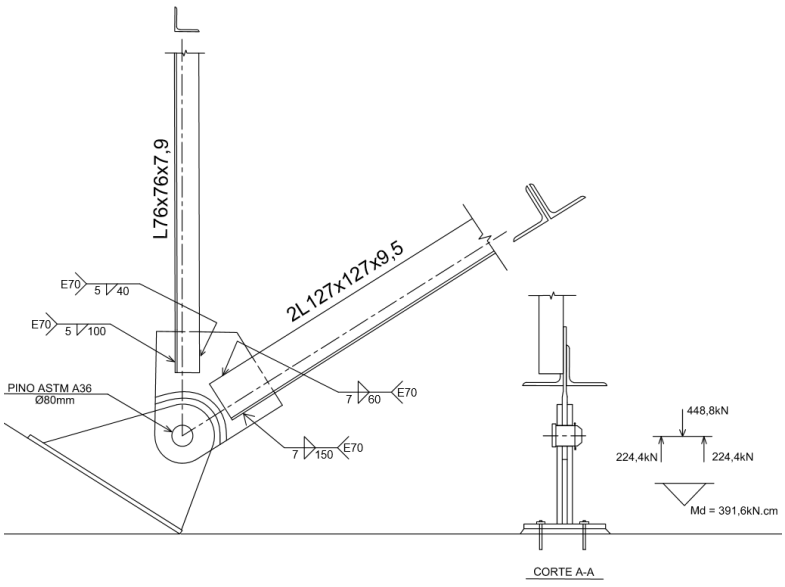


Figura 20: Ligação típica nos apoios

3.5 Quantitativo de Materiais

Com base na verificação dos elementos estruturais, é possível concluir que as seções adotadas atendem às solicitações previstas. As seções adotadas permitem obter a relação de materiais utilizados, com os comprimentos totais e peso de cada tipo de perfil. A relação é mostrada na Tabela 4. A Tabela 5 mostra o consumo de aço na estrutura e as taxas de consumo de aço.

Tabela 4: Lista de Materiais Utilizados

Grupo	Perfil	Material	Comp. Total (m)	Peso (kg)
Superestrutura	2L102X102X9,5	ASTM A36	1273,8	36081,9
Superestrutura	2L127X127X9,5	ASTM A36	1142,9	41436,1
Superestrutura	L64X64X6,4	ASTM A36	1165,4	6889,0
Superestrutura	L76X76X7,9	ASTM A36	967,1	8560,3
Superestrutura	2L89X89X7,9	ASTM A36	2828,0	59208,9
Superestrutura	2L89X89X12,7	ASTM A36	1184,5	38385,3
Terças	C150X12,2	ASTM A36	175,0	2074,5
Terças	22K6	ASTM A36	3719,9	49944,9

O consumo de aço em coberturas metálicas depende do tipo de cobertura, dos vãos e dos carregamentos previstos, podendo variar de 10kg/m² até mais de 100kg/m² [15]. A literatura não apresenta valores específicos para coberturas em formato de cúpula. O valor obtido para a taxa de consumo total de aço foi de 37 kg/m², um valor aceitável, tendo em vista a dimensão dos vãos da estrutura. A taxa de consumo de aço para as terças foi de 8 kg/m², dentro de valores usuais para estruturas metálicas, entre 5 a 10kg/m² [16]. A área total ocupada pelas telhas foi de 14.256m².

Tabela 5: Consumo de Aço na Estrutura

Consumo de aço na superestrutura (kg)	190562
Consumo total de aço (kg)	242581
Área de influência (m²)	6561
Taxa de consumo de aço na superestrutura (kg/m²)	29
Taxa de consumo de aço nas terças (kg/m²)	8
Taxa de consumo total de aço (kg/m²)	37

4 CONCLUSÕES

No desenvolvimento do presente trabalho ficou evidente que as cúpulas são estruturas especiais, cujo projeto se diferencia em diversos aspectos do projeto de estruturas usuais, através da concepção arquitetônica, escolha do formato, escolha do tipo de vedação, definição da ligação entre elementos estruturais, e definição das ações sobre a estrutura, como o vento, que foi determinado de maneira aproximada.

O formato da estrutura e aos grandes vãos existentes apresentam desafios no projeto desse tipo de estrutura e as escolhas realizadas para solucioná-las podem ser tomadas como referência para novos projetos do tipo, tento em vista que podem surgir problemas semelhantes. Ainda assim, a variada gama de possibilidades de concepção arquitetônica e estrutural tornam difícil a recomendação de um procedimento geral de projeto. Desse modo, cada projeto deve ser pensado de maneira individual.

Por último, cabe ressaltar que a verificação dos elementos estruturais foi realizada apenas para a fase final, de utilização. Entretanto, em um projeto real, essa verificação deveria ser realizada para todas as etapas de transporte e montagem. Além disso, quaisquer mudanças nas premissas de projeto adotadas podem introduzir efeitos não contabilizados na estrutura e devem ser verificadas de modo individual.

REFERÊNCIAS

1 VENDRAME, A. M., Contribuição ao Estudo das Cúpulas Treliçadas utilizando elementos tubulares em aço. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

2 SILVA, S.T.F.B. Dimensionamento dos Elementos Constituintes de uma Estrutura Espacial em Aço. Dissertação de Mestrado. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2011.

3 TINOCO, M. P. Solução estrutural em Aço para Cobertura de Arena Esportiva em Formato de Cúpula. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2018.

4 NUNES, P.C.C. Teoria do Arco de Alvenaria: Uma perspectiva histórica. Dissertação de Mestrado. Brasília: Universidade de Brasília, 2009.

5 SÁLES, J. J. *et. al.*. Sistemas Estruturais: Teoria e Exemplos. São Carlos: SET/EESC/USP, 2013.

6 VULCRAFT, Joists & Joist Girders , Disponível em: < www.vulcraft.com/joists-joist-girders> Acesso em 30 de março de 2018.

7 FURTINI, F. M. Estudo de Cobertura para Grandes Vãos Utilizando Perfis Tubulares. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.

8 COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc. SAP 2000 – Version 20. Berkley, 2018.

9 BEMO, Bemo Coberturas Zipadas, Disponível em
< http://www.bemo.com.br/produtos/coberturas-zipadas/> Acesso em 24 de março de 2018.

10 ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – NBR 8800. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

11 INMET, INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA, Disponível em:
<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/dist_Probabilidade> Acesso em 25 de abril de 2018.

12 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Forças Devidas ao Vento em Edificações – NBR 6123. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

13 EUROPEAN STANDARD, Eurocode 1: Actions on structures — General actions — Part 1-4: Wind actions. Bruxelas, 2010.

14 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – NBR 8800. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

15 MADEIRA, A. R.. Estrutura em Aço para pavilhão industrial - Comparação entre soluções com elementos treliçados e com alma cheia. Trabalho de Conclusão de Curso. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS , 2009.

16 LEITE, I. C. S. Avaliação de Soluções Estruturais para Hangares de Grandes Vãos em Perfis de Aço de Seção Aberta e Tubulares. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 5.

Construções leves estruturadas em aço

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

ABORDAGEM ANALÍTICA E NUMÉRICA DE VIGAS DE PAREDES FINAS REFORÇADAS POR ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS

Alberto Borges Vieira Júnior[1]
Bruno Lôbo Vaz de Carvalho[2]
Danielle Silva Leão de Jesus[2]
Kaique Moreira Matos Magalhães[2]
Carlos Moacyr Magalhães Andrade Júnior[3]
Luiz Fernando Alves Macedo[4]
Marcos Matos de Souza[4]

Resumo
Na busca constante pela redução do peso próprio das estruturas, vigas esbeltas são cada vez mais comuns na construção civil. Tais perfis, sobretudo aqueles de seção transversal aberta e paredes finas são mais susceptíveis ao fenômeno da flexo-torção. O presente estudo analisa o aumento da resistência de uma viga em perfil formado a frio, de seção "U", com a utilização de enrijecedores transversais. Um modelo computacional é desenvolvido utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), através do software ANSYS®, para simulação da eficiência dessa solução. Um modelo analítico, baseado na Teoria de Vlasov, é implementado para validação dos resultados, com o intuito de viabilizar sua aplicabilidade prática na determinação da capacidade resistente dessas peças.

Palavras-chave: Vigas de Paredes Finas; Flexo Torção; Enrijecedores Transversais; Método dos Elementos Finitos.

ANALYTICAL AND NUMERICAL APPROACH OF THIN-WALLED BEAMS REINFORCED BY TRANSVERSE CONNECTIONS

Abstract

In the constant search to reduce structure's dead weight, slender beams are increasingly common in the civil construction. These beams, especially open cross-section and thin-walled, are more susceptible to the phenomenon of flexural torsion. The present study analyzes the increase in the strength of cold formed "U" beams reinforced by transverse connections. A computational model is developed using the Finite Element Method (FEM), through ANSYS® software, to simulate the efficiency of this solution. An analytical model, based on Vlasov Theory, is implemented to validate the results, to make feasible its practical applicability in determining the resistant capacity of these elements.

Keywords: Thin-Walled Beams; Flexural Torsion; Transverse Connections; Finite Element Method.

[1] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado do Departamento de Construção e Estruturas, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, Mestrando, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil.

[3] Engenheiro Civil, Mestrando, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil.

[4] Engenharia Civil, Graduando, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas metálicas, como processo construtivo no Brasil, vem aumentando a cada dia, e esse acréscimo deve-se principalmente às diversas vantagens que esse sistema construtivo oferece [1]. Pode-se citar, por exemplo, o seu baixo peso próprio em relação aos outros materiais, a facilidade e rapidez de fabricação em larga escala, elevando assim a velocidade de construção da obra, além da redução do desperdício de materiais, deixando o canteiro de obra mais limpo e eficiente.

A utilização dos perfis formados a frio vem representando uma solução economicamente viável, quando comparados aos outros tipos de perfis disponíveis, principalmente em função da pequena variedade dos perfis laminados e ao custo relativamente elevado dos perfis soldados. Recentemente, em nosso país, uma nova aplicação desses perfis surge como uma alternativa, através do sistema construtivo industrializado denominado *Light Steel Frame*. Esse sistema é constituído de elementos pré-fabricados em aço galvanizado, classificados em vigas, guias, montantes, diagonais, vergas e elementos de cobertura (Castro [2])

Como consequência da busca cada vez maior pela inovação e redução dos custos na construção civil, os elementos esbeltos têm sido amplamente utilizados. O projeto dessas peças esbeltas tem representado um permanente desafio para a engenharia estrutural, tendo em vista que sua análise pertence mais ao campo da estabilidade do que da resistência dos materiais propriamente dita. Segundo Souza [3] os perfis laminados a frio apresentam comportamento diferenciado dos perfis laminados e soldados, ficando sujeitos a diversos fenômenos de instabilidade. Além da flambagem global por flexão e por flexo-torção, os perfis de paredes esbeltas são bastante suscetíveis aos fenômenos de flambagem locais, como a flambagem local de placas e a flambagem distorcional.

A flambagem lateral em vigas tem sido muito pesquisada. A teoria de Vlasov [4] considera a não validade da hipótese de Bernoulli (as seções planas permanecem planas e ortogonais ao eixo após a flexão), surgindo tensões normais oriundas do empenamento das seções transversais das vigas. A flambagem distorcional, por sua vez, caracteriza-se pela flexão de um ou mais elementos, acompanhada pelo deslocamento das arestas comuns a esses elementos. Para aumentar a eficiência dos perfis, sobretudo aqueles de seção transversal aberta e paredes finas, que são mais susceptíveis ao fenômeno da flexo-torção, são utilizados enrijecedores transversais, que aumentam significativamente a sua rigidez, deixando-os mais resistentes.

Este artigo tem como objetivo avaliar o efeito da presença de enrijecedores transversais discretos em vigas com seção aberta de paredes finas na tentativa de diminuir as rotações em torno do eixo longitudinal da peça para carregamentos situados fora do centro de torção. Aplica-se um carregamento distribuído excêntrico a vigas biengastadas de seção "U" e avaliam-se as rotações em pontos específicos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para se atingir o objetivo deste artigo, foram usadas vigas de seção transversal com altura, largura e espessura constantes, variando-se o comprimento em três valores, para validação das discrepâncias observadas. Nessas vigas foram obtidos os deslocamentos e rotações com e sem enrijecedores, avaliando a razão entre esses valores para aferir a melhoria na adoção de tal solução.

2.1 Modelagem Numérica

Para investigar o aumento de rigidez pela inserção de enrijecedores transversais, foram desenvolvidos e calibrados modelos computacionais pelo Método dos Elementos Finitos através do software ANSYS [5] para as duas hipóteses: sem a presença de enrijecedores e com a presença em pontos específicos ao longo do comprimento.

Foram utilizados elementos de casca denominados SHELL181, sendo retangulares e baseados na hipótese de Mindlin-Reissner (paredes semi-espessas) [6,7], apresentando seis graus de liberdade por nó, referentes a três translações e três rotações segundo um sistema de três eixos ortogonais (x,y,z).

Visando definir uma malha de elementos finitos que possuísse um número de elementos adequado e com boa capacidade de adaptação, foi realizada uma avaliação da influência do refino da malha na precisão dos resultados, levando em consideração ainda a alocação de memória em cada caso, como mostra a Tabela 1. Para esse estudo, foi utilizado o modelo de viga de 150 cm de vão, com seção U de altura 150 mm, mesas de 50 mm e espessura de 2 mm submetida a um carregamento uniforme de 2,5 kN/m aplicado ao longo do plano da alma. Como o método dos elementos finitos calcula essencialmente deslocamentos, foram utilizados seus máximos valores para comparação entre sucessivas iterações. Ao final, optou-se por utilizar uma malha com tamanho do elemento de 25 mm tendo em vista que a alocação de memória foi significativamente menor que o da malha com elemento de 12,5 mm e a diferença entre os deslocamentos foi de no máximo 0,31%.

Tabela 1 – Análise do Refino de Malha

L (mm)	Dx (mm)	εx	Dy (mm)	εy	Alocação (MB)	Aumento
50	0,41452	-	-0,48854	-	86	-
25	0,41667	0,52%	-0,49084	0,47%	125	45,35%
12,5	0,41797	0,31%	-0,49207	0,25%	271	116,80%

Para o mesmo tipo de elemento no ANSYS, SHELL181, uma forma de avaliar qual análise demandou mais capacidade de processamento é observando a memória total máxima usada, a saber: 271 MB para a malha com elementos de 12,5mm; 125 MB para 25 mm e 86 MB para 50mm. Logo, conforme esperado, a malha com elementos de 12,5mm realmente necessita de mais capacidade de processamento, o que só não teve implicações na quantidade de tempo total devido à alocação da velocidade de processamento dos dados em um computador Intel(R) Core(TM) i5-7200U CPU de 2.50 GHz.

Nos modelos numéricos foi adotado um diagrama tensão *versus* deformação linear do aço, considerando o módulo de elasticidade longitudinal *E* igual a 20.500 kN/cm^2 e o modulo de elasticidade transversal *G* igual a 8.000 kN/cm^2.

O carregamento distribuído foi aplicado ao longo do plano da alma, com valor de 2,5 kN/m, excêntrico, portanto, tanto ao Centro de Gravidade (localizado internamente à seção transversal) quanto ao centro de torção (localizado externamente).

A geometria foi definida pelas linhas médias das paredes da seção transversal, chamadas “linhas de esqueleto”. O eixo y está na direção da alma, o eixo x na direção da mesa e o eixo z na direção longitudinal da viga.

A seção transversal das vigas estudadas tem formato de “U” com altura de 150 mm, mesas com largura de 50 mm, espessura constante de 2 mm e ângulos retos entre os componentes, como mostrado na Figura 1. As vigas foram modeladas com comprimentos de 1500 mm, 2250 mm e 3000 mm. Os enrijecedores são chapas com 50 mm de largura por 2 mm de espessura, com seu eixo dividindo a peça em 3(três), 4 (quatro) e 5 (cinco) partes iguais, além de em toda sua extensão (imaginando uma seção fechada, do tipo “box”). Foram ao todo 15 (quinze) modelos diferentes.

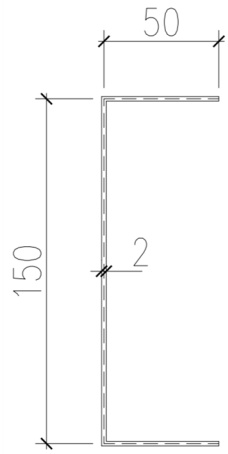


Figura 1 - Seção transversal dos perfis utilizados nas modelagens
Fonte: Autores

2.2 Modelo Analítico Baseado na Teoria de Vlasov

A teoria de vigas de seção aberta desenvolvida por Vlasov é baseada na hipótese da seção transversal de contorno rígido (indeformável) e na consideração da deformação por cisalhamento na superfície média como nula. Além disso, é considerada a distorção da seção transversal plana causada pelo deslocamento longitudinal relativo de seus pontos (empenamento).

A tensão longitudinal em um perfil de paredes finas é dada pela seguinte equação:

$$\sigma(z,s) = \frac{N(z)}{A(z)} - \frac{M_y(z)}{J_y(z)}\, x(s) + \frac{M_x(z)}{J_x(z)}\, y(s) + \frac{B(z)}{J_\omega(z)}\, \omega(s) \qquad (1)$$

Os três primeiros termos da equação são conhecidos da teoria clássica de vigas de Euler-Bernoulli baseada no princípio das seções planas. O quarto termo descreve a tensão normal provocada pelo empenamento da seção transversal baseada na lei das áreas setoriais desenvolvida por Vlasov. A coordenada setorial $\omega(s)$ é o dobro da área compreendida pelo arco M_1M e as duas retas AM_1 e AM, onde M_1 e A são a origem e o polo da área setorial, respectivamente, enquanto M é um ponto variável definido pela coordenada s.

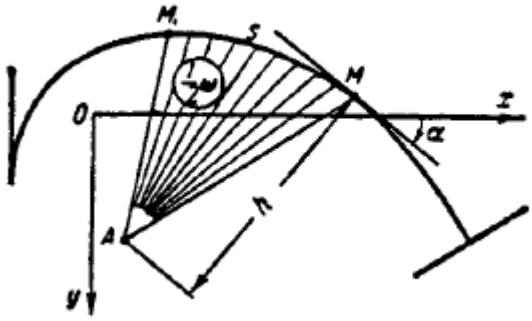


Figura 2 – Representação gráfica da área setorial
FONTE: Vlasov (1959)

O momento de inércia setorial $J_\omega(z)$ é definido pela seguinte equação:

$$J_\omega = \int_A \omega^2 \, dA \tag{2}$$

O esforço interno $B(z)$ foi denominado bimomento, expresso pela equação a seguir:

$$B = E\, J_\omega \, \frac{d^2}{dz^2}\theta(z) \tag{3}$$

2.3 Vigas Reforçadas por Enrijecedores Transversais

As vigas de seção transversal aberta e paredes finas possuem rigidez à torção e ao empenamento relativamente baixa quando comparadas às vigas de seção fechada e, consequentemente, são mais suscetíveis a apresentar maiores rotações e maiores tensões normais devidas ao empenamento. O comportamento das vigas com enrijecedores transversais é intermediário entre as vigas de seção aberta e as vigas de seção fechada, com rigidez à torção diretamente proporcional ao número de enrijecedores.

Vlasov [4] apresenta um processo de cálculo analítico para as vigas com enrijecedores considerando, em adição aos carregamentos externos, uma série de bimomentos concentrados

aplicados nas posições dos enrijecedores. O somatório dos bimomentos é calculado pela seguinte equação:

$$\sum_{i=1}^{n} B_i = \sum_{i=1}^{n} \Omega Z_i \qquad (4)$$

Onde:

Ω é o dobro da área formada pelo plano médio das chapas;

Z_i é a força cortante no i-ésimo enrijecedor.

O parâmetro Ω é numericamente igual à diferença entre a área setorial das extremidades L e K do enrijecedor apresentando uma fenda à meia altura conforme ilustrado na Figura 3.

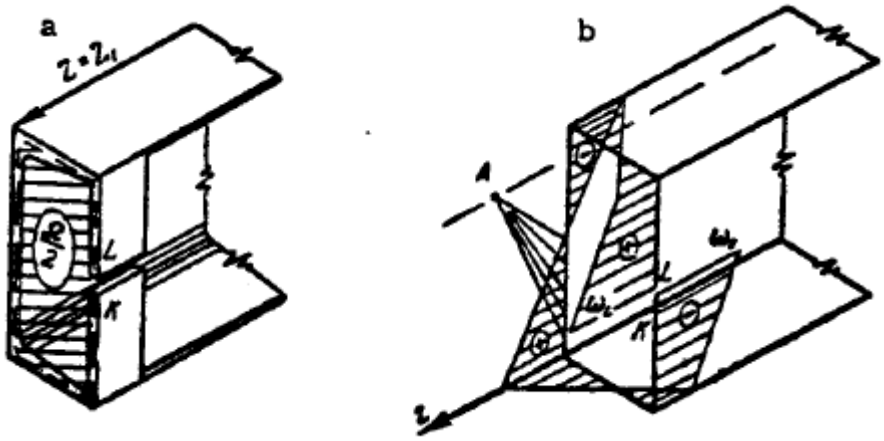


Figura 3 - Área Setorial da Seção Transversal da Seção com Enrijecedor com uma Fenda Infinitesimal
FONTE: Vlasov (1959)

Utilizando método das forças, pode-se calcular a força cortante (Z_i) em cada enrijecedor a partir do sistema de n equações, apresentado a seguir:

$$\begin{cases} (\delta_{11} + \overline{\delta_{11}})Z_1 + \delta_{12}Z_2 + \cdots + \delta_{1n}Z_n + \delta_{1q} = 0 \\ \delta_{21}Z_1 + (\delta_{22} + \overline{\delta_{22}})Z_2 + \cdots + \delta_{2n}Z_n + \delta_{2q} = 0 \\ \cdots \\ \delta_{n1}Z_1 + \delta_{n2}Z_2 + \cdots + (\delta_{nn} + \overline{\delta_{nn}})Z_n\delta_{nq} = 0 \end{cases} \quad (5)$$

Ou, na forma matricial:

$$\left\{ \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \delta_{nn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \overline{\delta_{11}} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \overline{\delta_{22}} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \overline{\delta_{nn}} \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \vdots \\ Z_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \delta_{1q} \\ \delta_{2q} \\ \vdots \\ \delta_{nq} \end{bmatrix} = 0 \quad (6)$$

Onde,

δ_{ik} : É o deslocamento relativo das extremidades do i-ésimo enrijecedor causado pela força unitária aplicada no k-ésimo enrijecedor considerando apenas o empenamento da viga e desprezando as deformações no enrijecedor;

$\overline{\delta_{11}}$: É o deslocamento relativo das extremidades do i-ésimo enrijecedor causado pela força unitária aplicada no mesmo considerando a deformação por flexão e por cortante no enrijecedor;

δ_{iq} : É o deslocamento relativo, na mesma direção, das extremidades do i-ésimo enrijecedor devido a um carregamento externo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores da rotação calculados com a teoria de Vlasov foram comparados com os valores das rotações calculadas através dos deslocamentos obtidos nos modelos numéricos para os três comprimentos de viga adotados. Para essa comparação foram traçados os gráficos da rotação em radianos mostrados nas figuras 4, 5 e 6, para as vigas de comprimento 1500, 2250 e 3000 mm, respectivamente, em função da coordenada Z que indica a posição em centímetros.

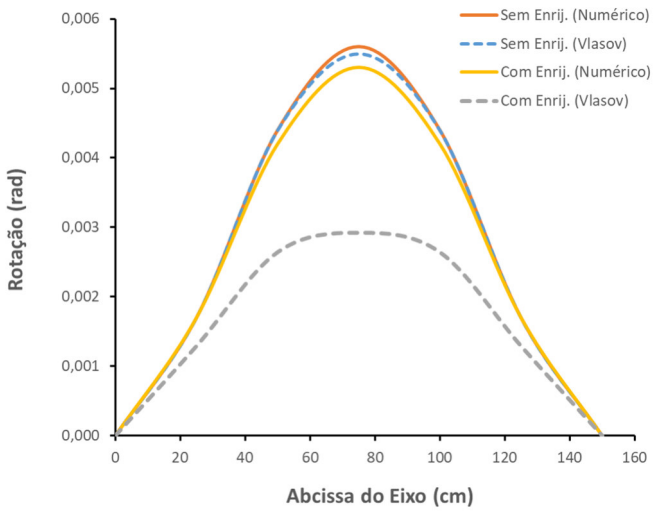


Figura 4 - Rotação em função da posição para a viga de comprimento 150 cm

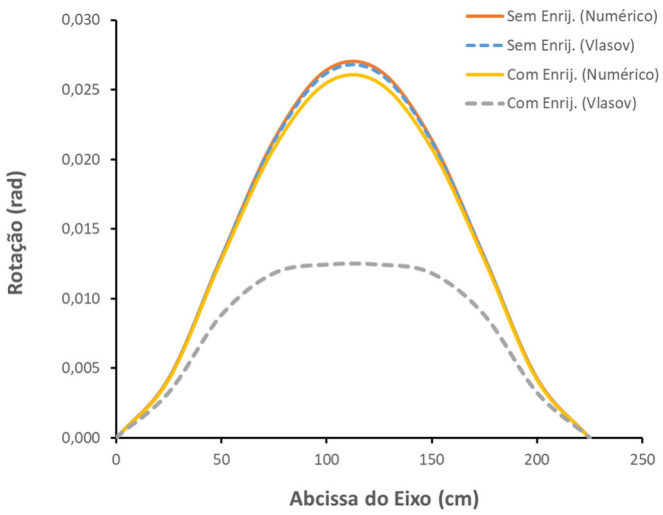


Figura 5 – Rotação em função da posição para a viga de comprimento 225 cm

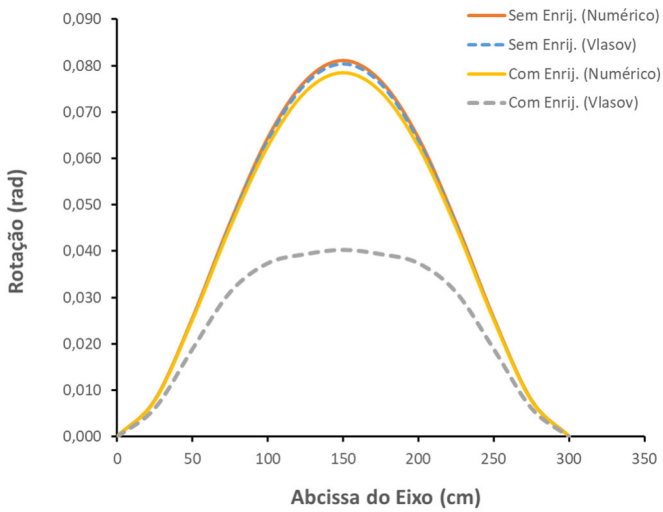


Figura 6 – Rotação em função da posição para a viga de comprimento 300 cm

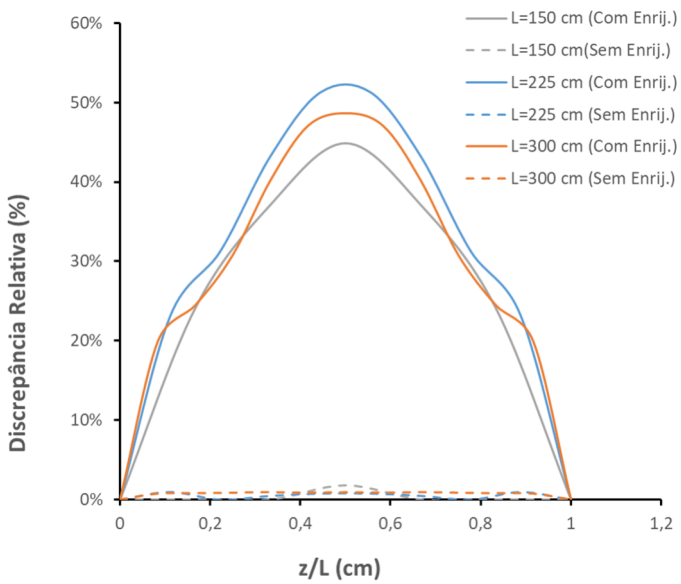


Figura 7 – Discrepância relativa entre o modelo numérico e o modelo analítico em função da razão z/L

Observa-se das figuras 4 a 7 que a curva dos resultados obtidos com o emprego da teoria de Vlasov se ajusta à curva dos resultados oriundos do modelo numérico para as vigas sem enrijecedores transversais, apresentando discrepância relativa da ordem de 1%. As equações propostas pelo modelo analítico subestimam a rotação da viga, com discrepância relativa entre 40 e 50%, tomando como referência os resultados do modelo numérico.

3.1 Adaptação do Modelo Teórico de Vlasov

Visando obter uma metodologia de cálculo analítico mais preciso para a rotação em vigas com enrijecedores transversais, sugere-se uma adaptação na consideração do efeito desses enrijecedores. A modificação sugerida consiste na substituição do parâmetro Ω na equação (5) pela diferença entre a área setorial das extremidades superior e inferior no ponto de conexão com os enrijecedores:

$$\sum_{i=1}^{n} B_i = \sum_{i=1}^{n} (\omega_{i,sup} - \omega_{i,inf}) Z_i \qquad (7)$$

O parâmetro Ω está associado à diferença entre as coordenadas setoriais ω_L e ω_K, para uma seção transversal com enrijecedor com uma fenda infinitesimal, empregado para o cálculo da força cortante Z_i no i-ésimo enrijecedor. O cálculo das rotações e tensões longitudinais, todavia, para uma viga de seção aberta e paredes finas com enrijecedores é efetuado considerando a superposição dos efeitos das cargas externas e dos bimomentos concentrados provocados pelos enrijecedores, ambos considerando as propriedades geométricas da seção aberta. Ou seja, após o cálculo das forças cortantes nos enrijecedores, os bimomentos concentrados B_i são tomados como cargas atuantes na viga de seção originalmente aberta. Adotar o parâmetro Ω, implicaria em considerar duplamente o efeito do enrijecedor, superestimando a rigidez à torção e ao empenamento, como foi observado nas figuras 4 a 7.

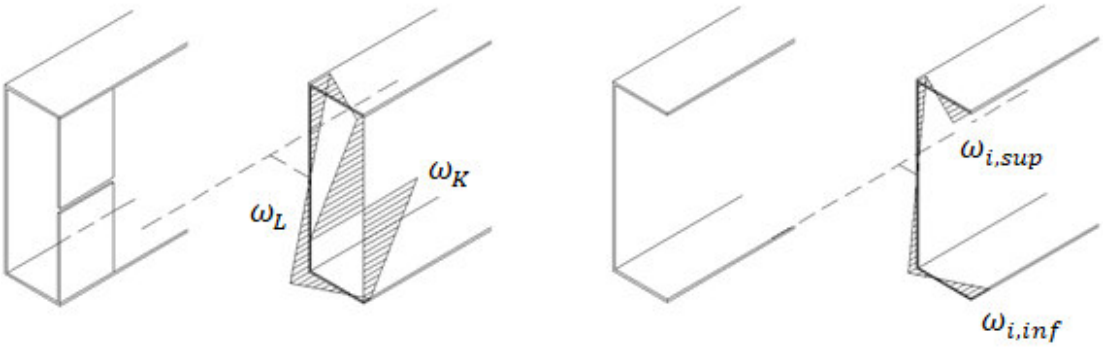


Figura 8 – Diagrama da Área Setorial e Esforços no Enrijecedor

Apresenta-se nas figuras a seguir os valores de rotação obtidos empregando os dois modelos teóricos (Vlasov [4] e Vlasov adaptado) e o modelo numérico com base no método dos elementos finitos.

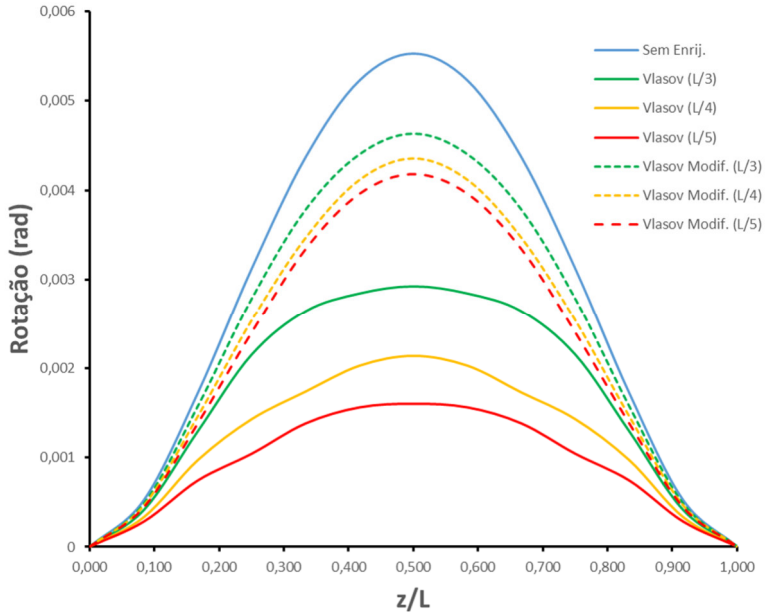


Figura 9 – Gráfico comparativo dos resultados da rotação para viga de comprimento 150 cm

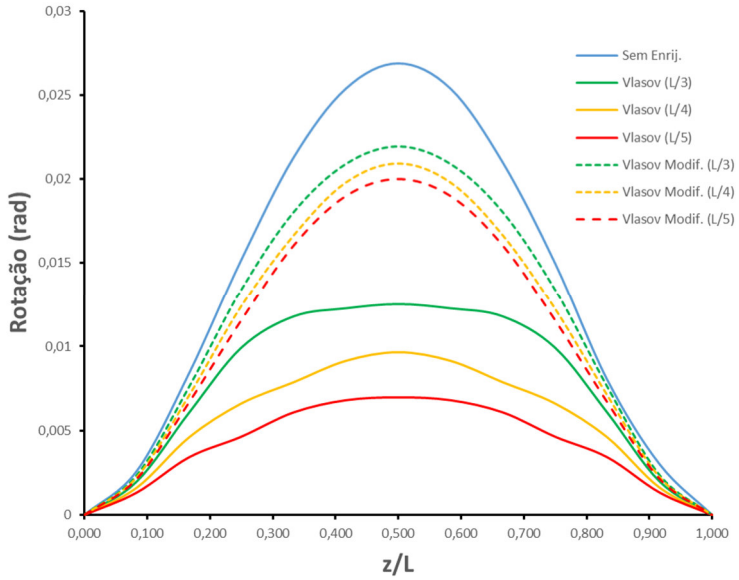


Figura 8 – Gráfico comparativo dos resultados da rotação para viga de comprimento 225 cm

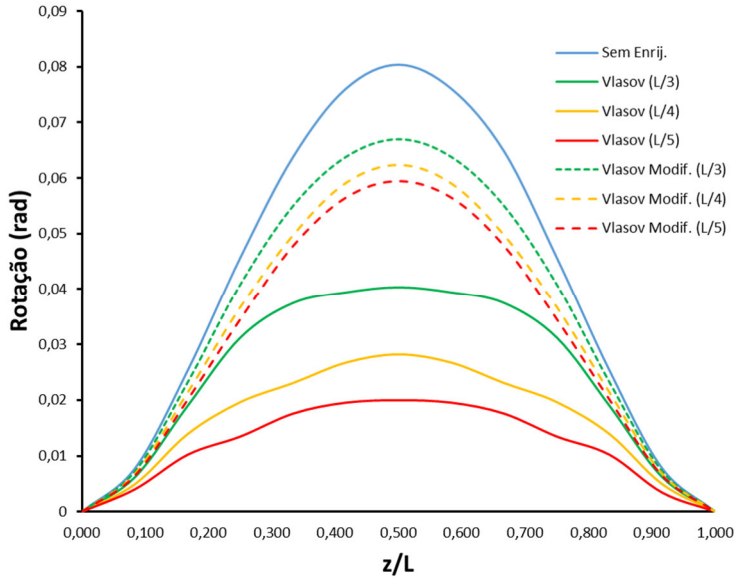


Figura 9 – Gráfico comparativo dos resultados da rotação para viga de comprimento 300 cm

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentada a teoria de Vlasov para cálculo da rotação em perfis de seção aberta e paredes finas bem como o cálculo para seções com enrijecedores transversais. Os resultados obtidos pelo modelo analítico foram comparados com os resultados do modelo numérico desenvolvido utilizando o método dos elementos finitos.

Constatou-se que o modelo analítico possui resultados satisfatórios para vigas sem enrijecedores, com discrepância relativa da ordem de 1%, todavia, a metodologia analítica da teoria de flexo-torção de perfis de seção aberta superestima a rigidez à torção das vigas com enrijecedores transversais, com discrepância relativa superior a 50% para os modelos analisados.

Foi sugerida uma adaptação à teoria de Vlasov e, empregando as equações modificadas, foram obtidos resultados com discrepância relativa variando entre 10 e 15%. Alguns fatores podem justificar essa diferença: a hipótese da seção transversal indeformável admitida na teoria de flexo-torção; desconsideração dos efeitos da flambagem local e a concentração de tensões no ponto de aplicação dos enrijecedores não prevista no modelo analítico, além da hipótese de força cortante constante ao longo da largura do enrijecedor, o que não foi observado no modelo numérico.

REFERÊNCIAS

1 CONSTRUÇÃO em Aço: Estatísticas. CBCA, 2019. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-estatisticas.php>. Acesso em: 03 de mar. de 2019.

2 CRASTO, R. C. M**. Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: light steel framing**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

3 SOUZA, D. A.; FREITAS, M. S. R.; FREITAS, A. M. S. **Estabilidade de colunas com seções enrijecidas em perfis de aço formados a frio**. Rem: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v. 59, n. 2, p. 199-205, June 2006.

4 VLASOV, V.Z. **Thin-Walled Elastic Bars**, Fizmatgiz, Moscow. (em língua russa − tradução em língua inglesa: Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, 1961), 1959

5 ANSYS. **Basic Analysis Procedure Guide**. Houston: ANSYS Inc., 1996.

6 MINDLIN, R.D. **Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates**. Vol. 18. ASME Journal of Applied Mechanics, pp. 31–38. 1951

7 REISSNER, E. **The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates**. Vol. 12. ASME Journal of Applied Mechanics, pp. A68–77. 1945

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE PERFURAÇÕES EM COLUNAS EM PERFIL FORMADO A FRIO COM SEÇÃO TIPO RACK

Luiz Henrique de Almeida Neiva[1]
Juliane Aparecida Braz Starlino[2]
Guilherme Cássio Elias[1]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[3]

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo realizar um estudo numérico e teórico da capacidade resistente de colunas perfuradas constituídas de perfis formados a frio submetidas a compressão centrada. A avaliação numérica das colunas com perfurações foi realizada via softwares ANSYS e GBTul, determinando-se as forças críticas de flambagem e a força resistente de compressão. Utilizou-se comprimentos de colunas que enfatizaram o modo de flambagem distorcional. As forças resistentes de compressão foram comparadas às equações do Método da Resistência Direta, contemplado na ABNT NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Os resultados teóricos, por não contabilizarem a influência dos furos, apresentaram valores superiores aos resultados numéricos. Por esse motivo, foram sugeridas adequações às equações presentes no Método da Resistência Direta de forma a permitir o dimensionamento de elementos que apresentem as perfurações estudadas.

Palavras-chave: Perfis formados a frio; Estruturas metálicas; Racks; Método da Resistência Direta.

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF PERFORATIONS IN COLD-FORMED STEEL RACK UPRIGHTS

Abstract

This work has the objective of performing a numerical and theoretical study of the strength of cold-formed steel perforated uprights under axial compression. The numerical evaluation of the perforated elements was carried out using software ANSYS and GBTul, determining the buckling critical loads and the ultimate load of the uprights. Upright lengths were used which emphasized the distortional buckling mode. The ultimate load was compared to the Direct Strength Method equations, contemplated in ABNT NBR 14762: 2010 – Design of cold-formed steel structures. The theoretical results did not account the influence of the holes, therefore presented higher values than the numerical results. For this reason, it was suggested adaptations to the equations present in the Direct Strength Method to allow the design of elements that present the studied perforations.

Keywords: Cold-formed profiles; Steel structures; Racks; Direct Strength Method.

[1] M.Sc. em Engenharia Civil, Doutorando em Engenharia Civil, UFOP.
[2] Técnica em Edificações, Graduanda em Engenharia Civil, UFOP.
[3] D.Sc. em Engenharia Civil, Professora Titular, UFOP.

1 INTRODUÇÃO

Os sistemas de armazenagem industrial, conhecidos como *racks*, são estruturas utilizadas para armazenamento de produtos manufaturados. Variam de pequenas estantes carregadas manualmente até estruturas de mais de 30 metros de altura, com carregamento automatizado. Geralmente, são construídos em perfis formados a frio com seções especialmente desenvolvidas para facilitar sua montagem, com perfurações ao longo da altura das colunas para fixar as ligações com as vigas (longarinas) (Figura 1).



(a) (b)

Figura 1 – (a) Sistema de armazenagem; (b) Ligação entre longarina e coluna. (Fonte: Elias *et al.*, 2018).

Os perfis formados a frio são obtidos por meio do dobramento ou perfilamento de chapas finas de aço em temperatura ambiente. Em relação aos perfis laminados, este tipo de perfil apresenta vantagens como a versatilidade de aplicação, facilidade de produção, manuseio e transporte, além de redução do peso da estrutura.

Pode-se entender a seção transversal desses perfis como uma associação de placas. Devido a utilização de chapas finas, essas placas apresentam relações de largura-espessura elevadas, tornando-os mais propensos aos fenômenos de instabilidade local de placa. A instabilidade local de placa caracteriza-se pela perda de estabilidade em que as paredes que compõe a seção transversal apresentam deslocamentos laterais na forma de senóides, mas mantendo os ângulos entre tais paredes inalterados (Figura 2).

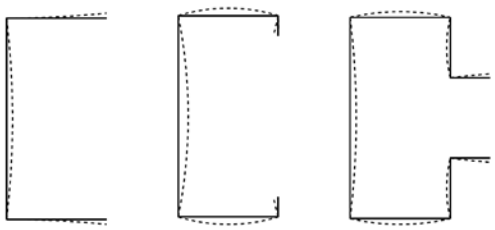


Figura 2 – Instabilidade local em seções U simples, U enrijecido e Rack (ou garrafa). (Fonte: Neiva et al., 2018b)

Os perfis formados a frio apresentam o modo de instabilidade distorcional, que não é verificado nos perfis laminados. Este modo se caracteriza pela perda de estabilidade que provoca alterações na seção transversal com deslocamentos de pelo menos um dos vértices, abrindo ou fechando a seção (Figura 3).

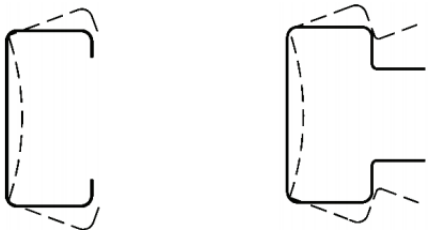


Figura 3 – Instabilidade distorcional em seções U enrijecido e Rack (Fonte: ABNT NBR 14762:2010).

Em relação ao elemento submetido à compressão uniforme (pilar), a instabilidade global se dá pela perda de estabilidade em função de deslocamentos laterais ao longo do comprimento de elemento. A instabilidade global pode ser de três tipos: por flexão em tordo de um dos eixos principais da seção transversal; por torção em torno do eixo longitudinal; ou por flexo-torção. Todos os fenômenos de instabilidade citados (local, distorcional e global) influenciam no comportamento e capacidade resistente da estrutura. Adicionalmente, as perfurações existentes ao longo do comprimento dos pilares também influenciam na estabilidade e capacidade dos elementos dos sistemas de armazenagem.

A seção comumente utilizada nos pilares dos sistemas de armazenagem é a tipo *rack* ou garrafa. Na Figura 4 estão detalhados os elementos dessa seção. A seção tipo *rack* é mais vantajosa quando comparadas à do tipo U enrijecido, por apresentaremos flanges de ligação para conexão dos contraventamentos, tornando a montagem do sistema mais rápida.

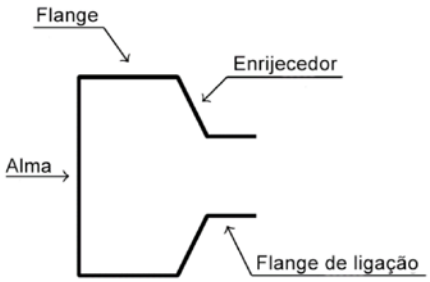


Figura 4 – Seção tipo *rack*. (Fonte: Neiva *et al.*, 2018b)

Estudos da influência das perfurações na estabilidade e capacidade resistente de elementos comprimidos são relativamente recentes, a exemplo dos trabalhos de Schafer (2006, 2008), Freitas et al. (2010, 2013), Faria et al. (2015), Casafont et al. (2009, 2012, 2014 e 2016), Neiva et al. (2018a), Elias et al. (2018) e também trabalhos relativos à utilização do Método da Resistência Direta em tais elementos, como Camotim e Basaglia (2014), Landesmann et al. (2016), Zhao et al. (2017), Neiva et al. (2018b) dentre outros.

2 ANÁLISE TEÓRICA

A ABNT NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, prevê a determinação da capacidade resistente de elementos comprimidos considerando-se o Método da Largura Efetiva, Método da Seção Efetiva ou o Método da Resistência Direta (MRD).

O Método da Resistência Direta, considera a determinação da capacidade resistente por meio da determinação prévia das forças críticas de instabilidade (obtidas por análise de estabilidade). Para tanto, é necessário resolver um problema de autovalor (análise linear) determinando assim os valores das forças críticas de instabilidade elástica. Os programas de análise de estabilidade elástica mais conhecidos e disponíveis gratuitamente são o GBTul (Teoria Generalizada de Vigas) e o CUFSM (faixas finitas).

Para obter-se a força axial de compressão associada ao modo distorcional, $N_{c,Rdist}$, de seções sem perfurações, a ABNT NBR 14762:2010 utiliza as seguintes expressões:

$$\begin{aligned} &\lambda_{dist} \leq 0{,}561 \rightarrow N_{c,Rdist} = P_y = Af_y \\ &\lambda_{dist} > 0{,}561 \rightarrow N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right)\frac{Af_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} \\ &\lambda_{dist} = \left(\frac{Af_y}{N_{dist}}\right)^{0,5} \end{aligned} \quad (1)$$

Onde P_y é a força axial de escoamento; A é a área bruta da seção transversal; f_y é a tensão de escoamento do aço; N_{dist} é a força axial de instabilidade distorcional elástica; e λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado à instabilidade distorcional.

3 ANÁLISE NUMÉRICA

Existem métodos bastante difundidos para a análise de estabilidade de seções em perfis formados a frio, como a Teoria Generalizada de Viga (GBT), utilizando o software GBTul (Bebiano, Camotim e Gonçalves, 2018) e o Método das Faixas Finitas (FSM), via programa CuFSM (Schafer e Àdani, 2006). A principal vantagem da utilização da GBT ou FSM é o fato de que os métodos informam a participação modal de cada modo de instabilidade do elemento analisado. No entanto, os dois métodos realizam a análise de estabilidade apenas para seções sem perfurações. Portanto, neste trabalho, utilizou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) via programa ANSYS (Ansys, 2016).

3.1 Geometria e identificação das seções

Foram estudadas 16 seções transversais tipo rack, variando a largura da alma, b_w, (80 mm, 90 mm, 110 mm e 120 mm) e a espessura da chapa, t, (1,4 mm, 1,8 mm, 2,25 mm e 3,0 mm), como indicado na Figura 5. Também foram considerados três tipos de perfurações inclinadas, variando a altura do furo, h_f (25 mm, 31 mm e 37 mm) e mantendo constante o ângulo entre furos, α, igual a 30°, como mostrado na Figura 6.

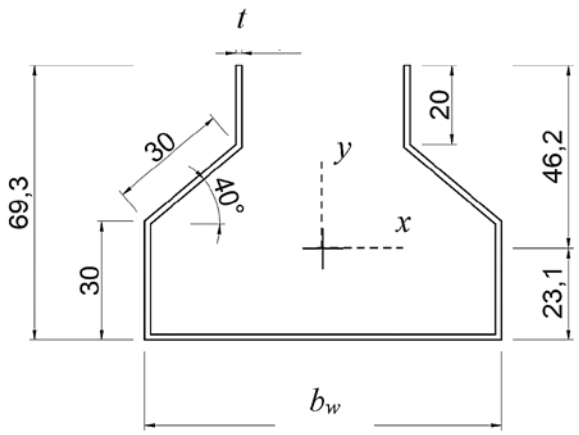


Figura 5 – Dimensões, em milímetros, da seção transversal dos modelos analisados. (Fonte: Neiva *et al.*, 2018a)

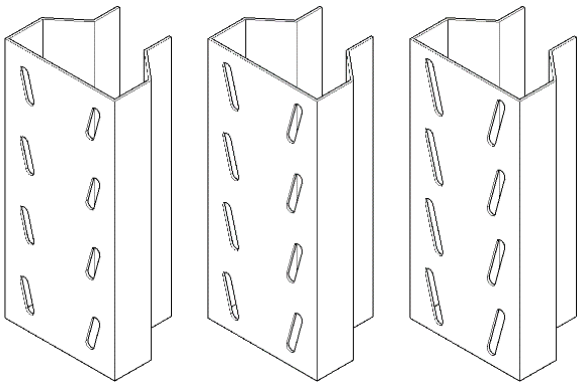


Figura 6 – Tipologia de furos utilizadas. (Fonte: Neiva, 2017)

Para facilitar o entendimento, a nomenclatura apresentada na Tabela 1 foi utilizada para identificar os modelos numéricos e os parâmetros variados.

Tabela 1. Nomenclatura utilizadas nos modelos.

Descrição: XXX-YY-ZZZ	
XXX	Largura da alma (b_w): 80 mm, 90 mm, 110 mm e 120 mm
YY	Espessura da seção (t): 1,4 mm, 1,8 mm, 2,25 mm e 3,0 mm
ZZZ	Altura de furos (h_f): 25 mm, 31 mm e 37 mm.

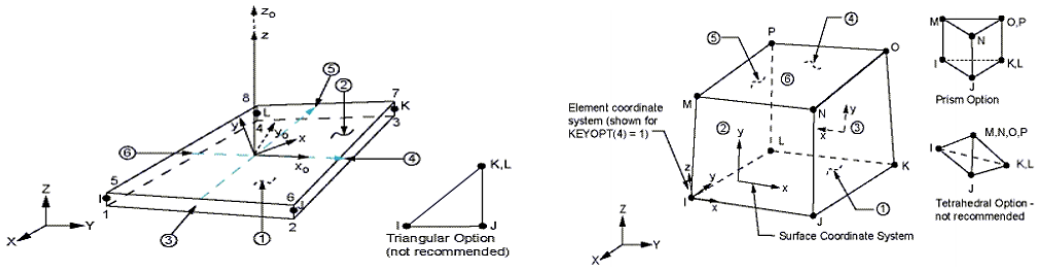
3.2 Modelo de Elementos Finitos

O modelo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos via ANSYS tem como base os trabalhos de Faria (2016) e Neiva (2017). Com o objetivo de automatizar o modelo, com a variação dos parâmetros estudados, foi utilizada a linguagem de programação do ANSYS, a APDL (*ANSYS Parametric Design Language*).

O modelo é composto por um pilar com seção do tipo rack, utilizando o elemento de casca SHELL 181 (Figura 7a), em concordância com trabalhos anteriores de Freitas et al. (2010) e Souza (2013) em que foi realizada um estudo de vários elementos finitos de casca e melhores resultados foram encontrados quanto utilizado o SHELL181. Tal elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó, três rotações e três translações.

A fim de que o empenamento da seção fosse restringido, chapas retangulares de 8 mm de espessura foram modeladas nas extremidades dos pilares. O centro geométrico (CG) das

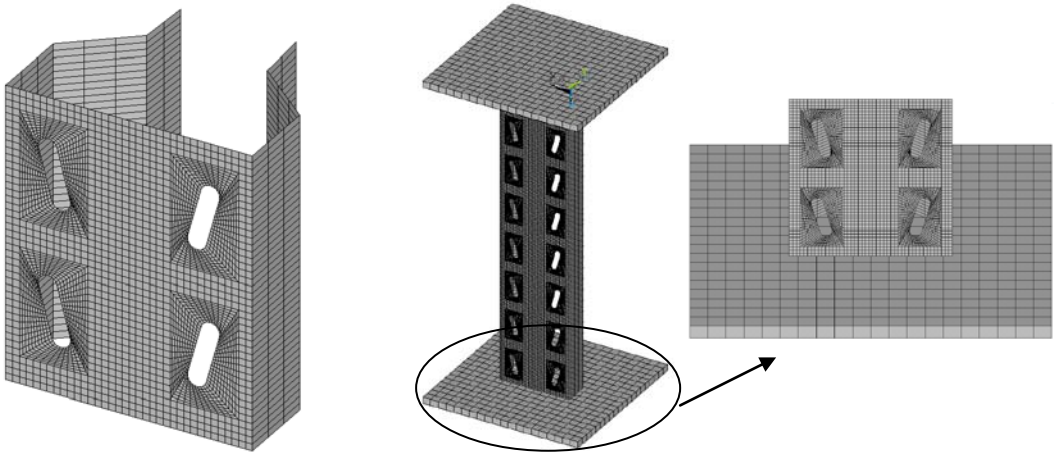
chapas coincide com o CG da seção transversal do pilar. Para as chapas foi utilizado o elemento de volume SOLID45 (Figura 7b), caracterizado por oito nós com três graus de liberdade (translações) por nó, baseando-se nos estudos de Casafont et al. (2016). Estas chapas apresentam rigidezes mais elevadas que a do perfil do pilar, de maneira que não se deformem nos níveis de carregamento utilizado.



(a) (b)

Figura 7 – Elementos utilizados: (a) SHELL181 e (b) SOLID45.

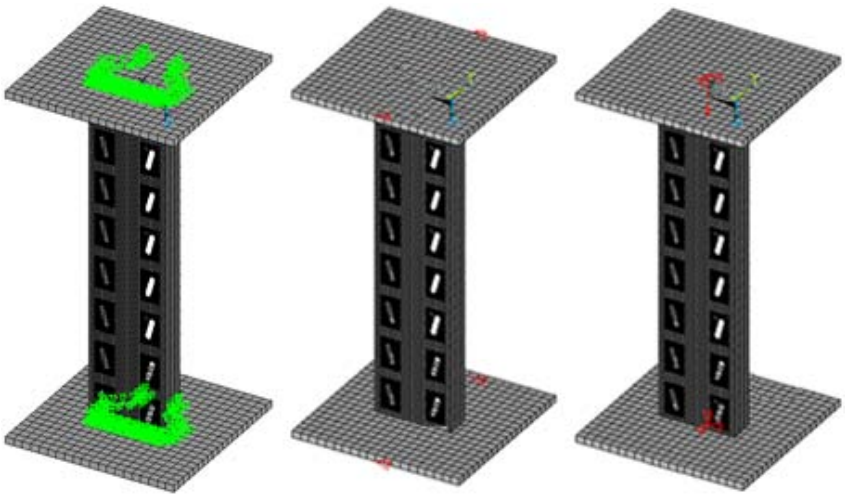
A malha utilizada nos elementos de casca foi refinada na região próxima aos furos (utilizando tamanho de 2,0 mm) e tomada uniformemente distribuída nas demais regiões, como pode ser visto na Figura 8a. Para os elementos de volume, foi utilizada malha mapeada, com elementos hexaédricos e largura igual a 10% de b_w (Figura 8b).



(a) (b)

Figura 8 – Distribuição da malha de elementos finitos: (a) nos elementos de casca; (b) na chapa de extremidade.

Para simular as condições de contorno desejadas (extremidades rotuladas com empenamento restringido), foram realizadas as seguintes considerações: (i) os nós coincidentes da seção transversal do pilar com a chapa de extremidade foram acoplados em todas as direções. (Figura 9a); (ii) para impedir a rotação da coluna em torno do eixo longitudinal, os deslocamentos de dois nós de cada uma das chapas de extremidade foram restringidos (Figura 9b); (iii) em cada chapa de extremidade, todos os graus de liberdade do nó correspondente à aplicação do carregamento (pontual) foram restringidos de modo a simular o sistema de forças reativas. Na outra chapa, no respectivo ponto, apenas dos deslocamentos no plano da chapa foram restringidos e o carregamento pontual longitudinal foi aplicado (Figura 9c).



(a) (b) (c)

Figura 9 – Condições de contorno implementadas.

A análise do modelo pode ser dividida em duas partes: a análise linear (de estabilidade elástica) e a não-linear. Na primeira, é resolvido o problema de autovalor (forças críticas de flambagem) e autovetor (modos de instabilidade associados) para o pilar submetido a compressão centrada. Na análise não-linear posterior, são inseridas as não-linearidades física e geométrica. A não-linearidade física (propriedades elastoplásticas do material) foi representada utilizando valores nominais de tensão de escoamento e tensão última do aço A36 (f_y = 250 MPa e f_u = 400 MPa), e diagrama de tensão x deformação multilinear (Faria, 2016). A não-linearidade geométrica foi obtida atualizando a geometria do modelo com a introdução de imperfeições iniciais baseadas no primeiro modo de instabilidade determinado na análise de estabilidade elástica. A amplitude utilizada foi de metade da espessura das chapas da seção transversal, *t*.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Análise de instabilidade elástica das seções

Na Figura 10 são apresentados os resultados das forças críticas de instabilidade, P_{cr}, obtidas no ANSYS para uma variação de comprimento, L, de até 3000 mm, considerando b_w = 80 mm e t = 1,4 mm e as três tipologias de furos estudadas. Para as outras seções, observou-se comportamento similar.

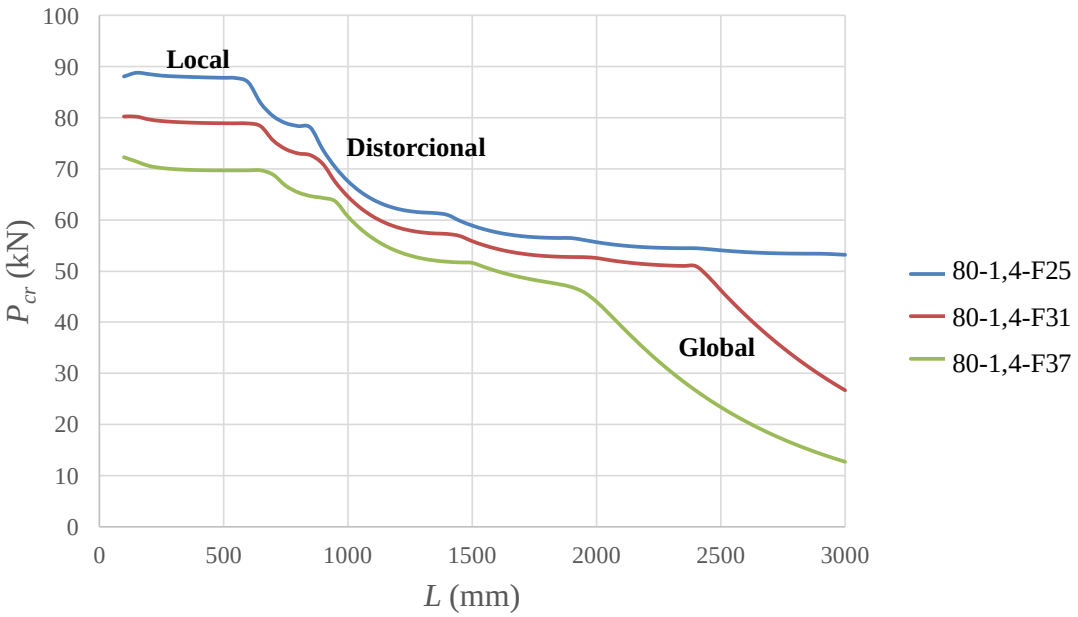


Figura 10 – Relação entre as forças críticas e comprimentos para b_w = 80 mm e t = 1,4 mm.

Da Figura 10, percebe-se que, como esperado, para menores alturas de furo (25 mm), a força crítica de instabilidade do pilar é maior. Percebe-se também que conforme aumenta-se a altura do furo, precipita-se a ocorrência do modo global, uma vez que há maior variação da inércia em função da perda de material. Para o furo menor, com altura de 25 mm, os modos globais acontecem em comprimentos próximos para as duas inclinações, mas em comprimentos fora do intervalo estudado.

Na Figura 11 representa-se as forças críticas considerando b_w = 80 mm e h_f = 31 mm para as quatro espessuras estudadas.

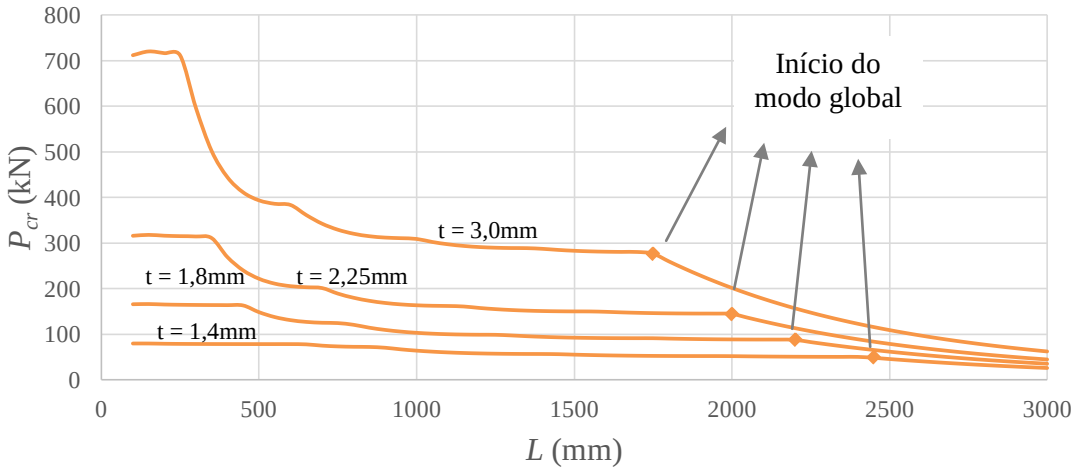


Figura 11 – Relação entre as forças críticas e comprimentos para b_w = 80 mm e h_f = 31 mm.

Pode-se perceber da Figura 11 que conforme se aumenta a espessura da seção transversal, mantendo constante a largura da alma, tem-se menores esbeltezas de placa, fazendo com que o modo de flambagem global ocorra antes. Isso ocorre em função dos modos locais e distorcionais possuírem menor influência em seções de menor esbeltez. Por exemplo, o modo global inicia-se num comprimento de 2450 mm para a seção t = 1,4 mm, enquanto para t = 3,0 mm, o mesmo ocorre em 1750 mm.

Na Figura 12 tem-se as curvas das dos modelos com b_w = 80 mm e t = 1,4 mm, indicando os pontos de mudança do modo de flambagem predominante: local (L), distorcional (D) e global (G).

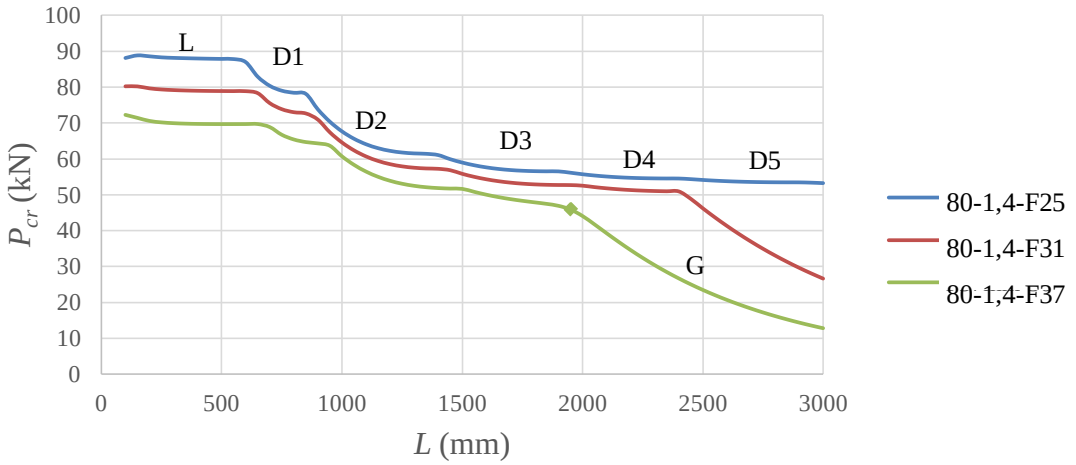
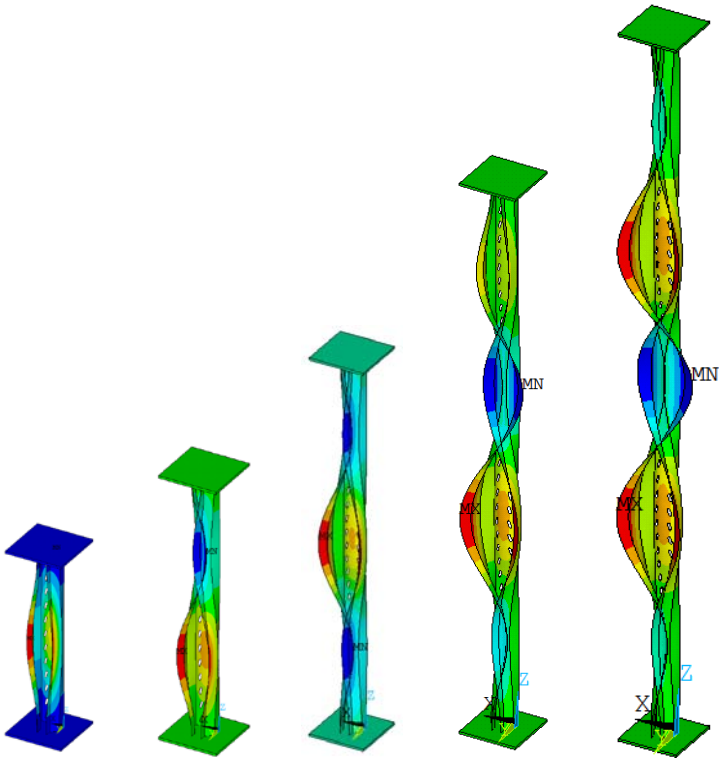


Figura 12 – Relação entre as forças críticas e comprimentos para b_w = 80 mm e t = 1,4 mm.

Tais seções apresentaram inicialmente o modo local e cinco modos distorcionais (D1, D2, D3, D4 e D5), variando a quantidade de meias-ondas (Figura 13).



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 13 – Modos distorcionais: (a) D1, (b) D2, (c) D3, (d) D4 e (e) D5.

4.2 Análise de força última das seções

Em seguida, foram obtidas as forças últimas, P_u, dos modelos com comprimentos variando de 500 mm a 1500 mm, de forma a evidenciar o modo de instabilidade distorcional.

Como os modelos com elevadas esbeltezes de placa apresentaram acoplamento do modo local na análise linear (Figura 14), optou-se por excluir da análise não-linear as seções com espessuras de 1,4 mm e 1,8 mm com larguras de 110 mm e 120 mm. Também foram excluídas as seções com espessuras de 2,25 mm e 3,0 mm com larguras de 80 mm e 90 mm, pois apresentaram menos efeitos de instabilidade em função de menor esbeltez da seção.

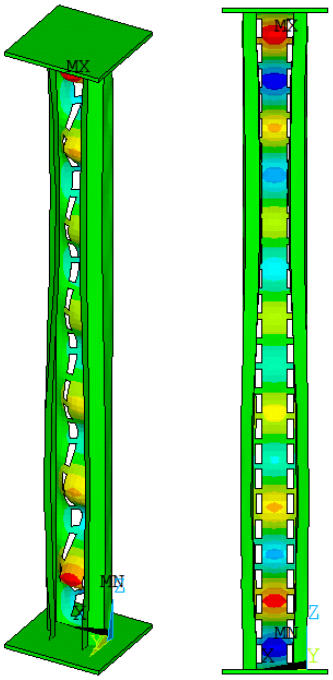


Figura 14 – Acoplamento dos modos local e distorcional na seção 120-1,8-F31 com L = 1260 mm.

Na Figura 15 tem-se os resultados das forças últimas para a seção com largura de alma igual a 80 mm e as duas espessuras utilizadas. As outras curvas apresentaram comportamento semelhante.

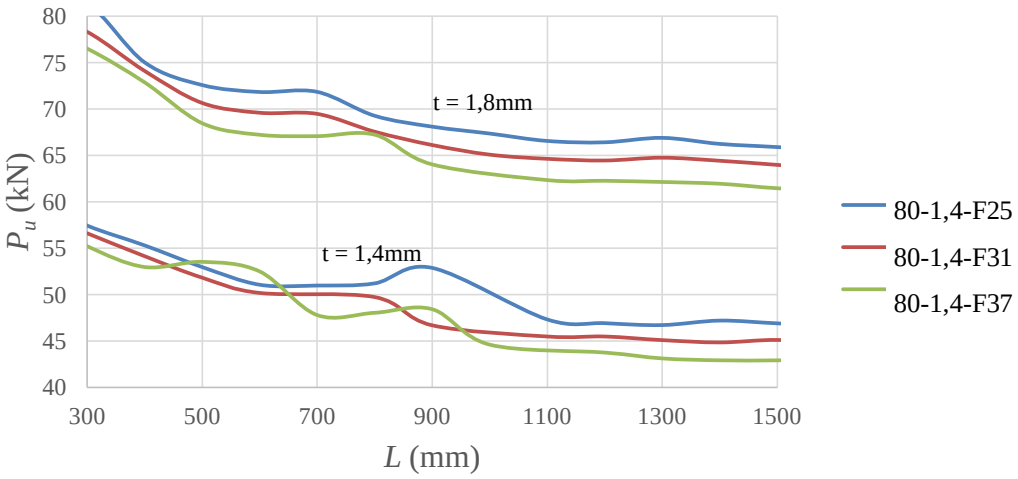


Figura 15 – Relação entre as forças últimas e comprimentos para b_w = 80 mm.

Para menores alturas de furos (25mm), como esperado, a força última da coluna é maior. Mantendo-se a largura b_w constante, pode ser observado, da mesma forma que nas análises anteriores, que conforme se aumenta a espessura, a altura do furo influencia mais na dispersão dos valores das forças últimas.

4.3 Comparação entre o MRD e os resultados numéricos do ANSYS

A Figura 16 apresenta todos os resultados encontrados para as forças últimas via ANSYS de todos os modelos estudados, organizados por largura de alma, b_w, e a curva de dimensionamento da ABNT NBR 14762:2010 para o modo distorcional (Equação 1).

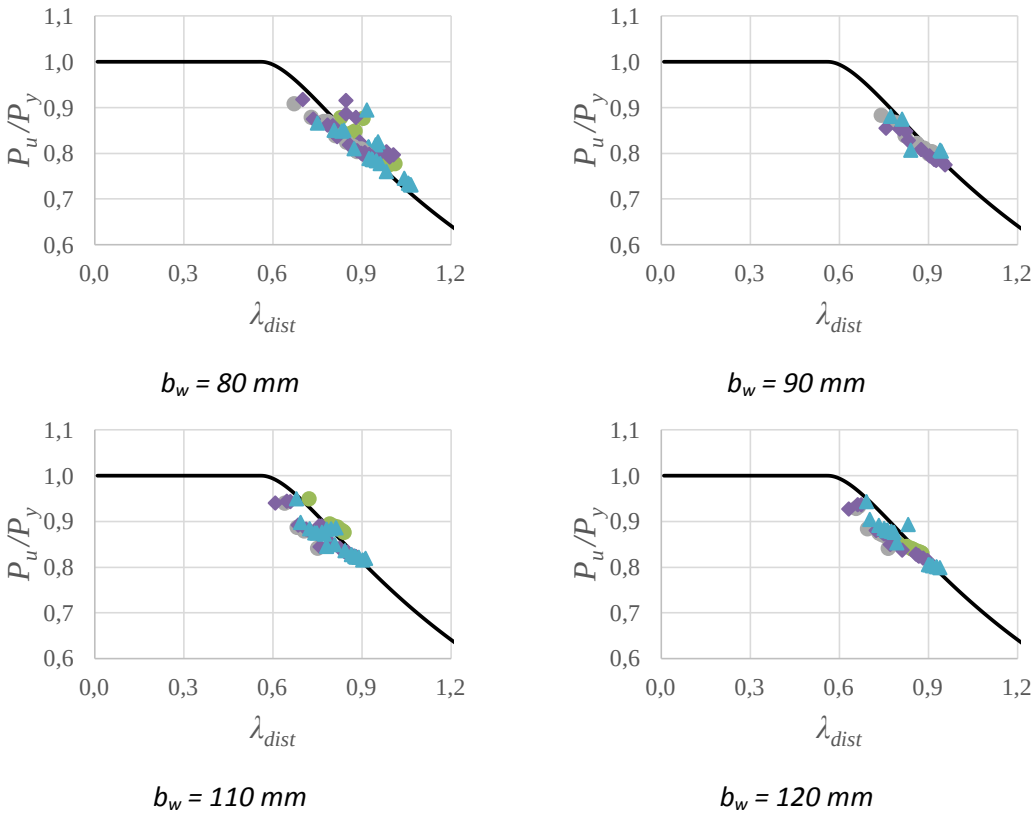


Figura 16 – Comparação entre a curva da ABNT NBR 14762 e resultados numéricos.

Da Figura 16, tem-se como principais observações: (i) como esperado, a prescrição normativa apresenta forças últimas maiores que os resultados numéricos, uma vez que não leva em consideração a existência de perfurações ao longo do elemento; (ii) percebe-se que os

resultados indicam tendência similar à curva de dimensionamento da norma brasileira. Essa tendência indica a possibilidade de adequação dos parâmetros da curva de forma a levar em consideração a influência das perfurações na força última do elemento.

Portanto, os coeficientes da Equação 1 foram alterados de forma a obter uma curva com valores de força última inferiores aos encontrados na análise do Método dos Elementos Finitos. Além disso, foi considerada a área mímica líquida, $A_{min,liq}$, tomada como a área da seção transversal descontando-se o furo. A seguinte modificação é proposta:

$$\lambda_{dist,furo} \leq 0{,}530 \rightarrow N_{c,Rdist,furo} = A_{min,liq} f_y$$
$$\lambda_{dist,furo} > 0{,}530 \rightarrow N_{c,Rdist,furo} = \left(1 - \frac{0{,}30}{\lambda_{dist,furo}^{0{,}65}}\right) \frac{A_{min,liq} f_y}{\lambda_{dist,furo}^{0{,}95}} \quad (2)$$
$$\lambda_{dist,furo} = \left(\frac{A_{min,liq} f_y}{N_{dist,furo}}\right)^{0{,}5}$$

Na Figura 17 são apresentadas as forças últimas para todas as seções estudadas, a curva original da ABNT NBR 14762:2010 e a nova curva adaptada para as perfurações estudadas.

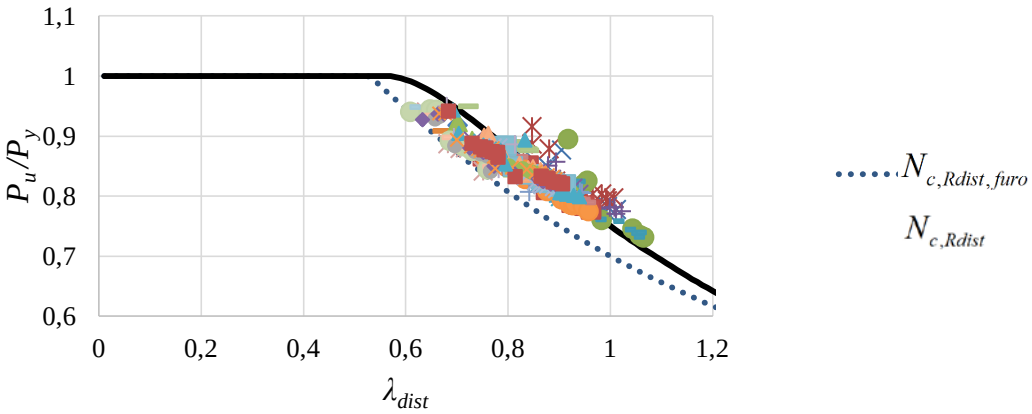


Figura 1 – Adequação da curva do modo distorcional da ABNT NBR 14762.

Pode-se perceber na Figura 17 que ao utilizar a Equação 2 a curva gerada apresenta valores de forças últimas inferiores aos resultados numéricos, podendo, portanto, ser utilizada no dimensionamento de seções com essa tipologia de furos.

4 CONCLUSÃO

Analisando-se os resultados numéricos encontrados no ANSYS, percebe-se que a tendência do comportamento dos resultados é similar tanto em relação às forças críticas de instabilidade como às forças últimas. Como esperado, menores alturas de furos apresentam maiores valores de forças (crítica ou última).

Por fim, os resultados numéricos de forças últimas obtidos na análise não-linear foram comparados com a curva de dimensionamento de instabilidade distorcional do Método da Resistência Direta da ABNT NBR 14762:2010. Como esperado, uma vez que a norma não considera a existência de perfurações, os resultados numéricos são inferiores aos prescritos. Portanto, foram propostas adequações à curva, de modo que a mesma pudesse ser utilizada no dimensionamento das seções e tipologias de perfurações estudadas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa) e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

REFERÊNCIAS

1 ANSYS, Ansys program version 17.0. Finite Element Software. Ansys Incorporation, Houston, PA, 2016.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio, Rio de Janeiro, 2010.

3 BEBIANO, R.; CAMOTIM, D.; GONÇALVES, R. GBTUL 2.0– A second -generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. Thin-Walled Structures 124, 235-257, 2018.

4 CAMOTIM, D.; BASAGLIA C. On the behaviour, failure and direct strength design of thin-walled steel structural systems. Thin-Walled Structures, v. 81, p. 50-66, 2014.

5 CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. Selection of the initial geometrical imperfection in nonlinear FE analysis of cold-formed steel rack columns. Thin - Walled Structures 51, 99-11, 2012.

6 CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. Imperfection amplitudes for nonlinear analysis of open thin-walled steel cross-sections used in rack column uprights. Thin - Walled Structures 76, 28-41, 2014.

7 CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. Distortional Influence of Pallet Rack Uprights Subject to Combined Compression and Bending. Structures 8, 275-285, 2016.

8 CASAFONT, M.; MARIMON, F.; PASTOR, M.M. Calculation of pure distortional elastic buckling loads of members subject to compression via finite element method. Thin-Walled Structures 47, 701-729, 2009.

9 ELIAS, G. C.; NEIVA, L. H. A.; SARMANHO, A. M C.; ALVES, V. N.; CASTRO, A. F. B. Ultimate load of steel storage systems uprights. Engineering Structures 170, 53-62, 2018.

10 FARIA, V. O. Análise de estabilidade de perfis formados a frio com perfurações. Dissertação de Mestrado, PROPEC - UFOP, 2016.

11 FARIA, V. O. ; SOUZA, F. T. ; MIRANDA, S. A. ; SARMANHO, A. M. C. . Análise de perfis formados a frio com perfurações sob compressão centrada. Revista da Estrutura de Aço, v. 4, p. 163-180, 2015.

12 FREITAS, A. M. S.; FREITAS, M. S. R.; SOUZA, F. T. Theoretical analysis of perforated rack columns. SDSS Rio 2010 International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures v.2, p.953-960, 2010.

13 FREITAS, A. M. S.; FREITAS, M. S. R.; SOUZA, F. T.; SILVA, G.G. Theoretical and experimental analysis of perforated rack columns. Revista Escola de Minas 66, 289-294, 2013.

14 LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D.; GARCIA, R. On the strength and DSM design of cold-formed steel web/flange-stiffened lipped channel columns buckling and failing in distortional modes. Thin-Walled Structures, v. 105, p. 248-265, 2016.

15 NEIVA, L. H. A. Análise da influência da variação de perfurações no comportamento e capacidade de carga de perfis formados a frio de seção tipo rack. Dissertação de Mestrado, PROPEC - UFOP, 2017.

16 NEIVA, L. H. A.; SARMANHO, A. M C.; FARIA, V. O.; SOUZA, F. T.; STARLINO, J. A .B. Numerical and experimental analysis of perforated rack members under compression. Thin-Walled Structures 130, 176-193, 2018a.

17 NEIVA, L. H. A.; SALES, A. E. C. A.; ELIAS, G. C.; SARMANHO, A. M. C.; SOUZA, F. T. Análise do modo distorcional de elementos perfurados segundo método da resistência direta. Revista da Estrutura de Aço, 7-1, 17-36, 2018b.

18 SCHAFER, B. Designing cold-formed steel using the direct strenght method. 18th International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures, Orlando, Florida, 2006.

19 SCHAFER, B. Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research 64, p.766-778, 2008.

20 SCHAFER, B., ÁDÁNI, S. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained methods. 18th International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures, Orlando, Florida, 2006.

21 SOUZA, F. T. Análise Teórico-Experimental da Estabilidade de Colunas Perfuradas em Perfis de Aço Formados a Frio em Seções Tipo Rack. Tese de Doutorado, PROPEC - UFOP, 2013.

22 ZHAO, X; REN C.; QIN, R. An experimental investigation into perforated and non-perforated steel storage rack uprights. Thin-Walled Structures, v. 112, p. 159-172, 2017.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DE BARRAS EM DUPLA CANTONEIRA DE AÇO FORMADAS A FRIO COM TRAVEJAMENTO EM QUADRO SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

Gabriel Caixeta Coelho[1]
Wanderson Fernando Maia[2]

Resumo
Barras formadas por dupla cantoneira de aço, com travejamento em quadro, são constituídas por dois perfis idênticos, dispostos paralelamente, afastados e ligados entre si em alguns pontos ao longo do comprimento. Tal disposição de barras, apesar de muito difundida, apresenta poucos estudos sobre seu comportamento na literatura. Apresenta-se no trabalho uma análise numérica não linear de barras submetidas à compressão, variando-se o número de conexões, a fim de estudar a eficiência das mesmas na força normal resistente. Os resultados mostraram um aumento significativo na força normal resistente com a introdução das conexões. Foram observados modos de instabilidade local, por flexão, flexo-torção e combinação dos modos. Os valores obtidos foram comparados com resultados de hipóteses de cálculo adotadas com base na ABNT NBR 14762:2010 [1], considerando compressão centrada. Com os resultados obtidos nas análises numéricas e nas hipóteses de cálculo adotadas, são apresentadas recomendações para o dimensionamento desse componente estrutural.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; Dupla cantoneira; Análise numérica não-linear.

NUMERICAL ANALYSIS OF COLD FORMED STEEL DOUBLE ANGLE IN BATTENED SYSTEM UNDER COMPRESSION

Abstract
Double angle members with batten plates consist of two identical angles set up in parallel, spaced apart, and connected to each other by batten plates at specified points along the length. This members arrangement, although very widespread, presents few studies about its behavior in the literature. A nonlinear numerical analysis of the menbers under compression is presented, varying the number of connections, to study the influence on the nominal axial strength. The results showed a significant increase in the nominal axial with the introduction of the connections. The buckling modes observed were local, flexion, flexural-torsional and combination of modes. The results were compared with results of calculation hypotheses adopted based on ABNT NBR 14762:2010 [1], considering centered compression. With the results obtained in the numerical analyzes and in the calculation hypothesis adopted, recommendations are presented for the dimensioning of this structural component.

Keywords: Cold-formed steel members; Double-angle; Nonlinear numerical analysis.

[1] Engenheiro Civil, Engenheiro na Bild Desenvolvimento Imobiliário, Ribeirão Preto, SP, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, tem sido cada vez mais frequente a adoção de perfis de aço formados a frio em obras de engenharia. Tais perfis apresentam elevada resistência mecânica e, em vista disso, maior relação inércia/peso, quando comparados a outros tipos de perfis, como os laminados e soldados. Percebe-se também outras vantagens na adoção de seções formadas a frio, como o menor consumo de material e sua elevada disponibilidade no mercado atual, fatores que corroboram para sua utilização, pois podem promover reduções consideráveis no custo total do empreendimento. Existem diversos tipos de seções formadas a frio que são utilizadas atualmente, dentre as quais é possível destacar: U, U enrijecido, cantoneira simples, cantoneira enrijecida, entre outras. Além das seções simples, têm-se a associação de duas ou mais seções, formando as seções compostas, que é o foco principal desse trabalho.

As cantoneiras simples de aço formadas a frio apresentam dois modos de instabilidade críticos: modo coincidente local chapa/global de flexo-torção (que no trabalho será tratado apenas como flexo-torção), que é dominante para barras de menor esbeltez e modo global de flexão, crítico para barras de maior esbeltez. Devido a essa coincidência de modos, para alguns autores as normas são excessivamente conservadoras para o dimensionamento dessa seção.

As barras em dupla cantoneira de aço com travejamento em quadro são constituídas por duas seções idênticas, dispostas paralelamente, afastadas e ligados entre si em alguns pontos ao longo do seu comprimento por chapas separadoras (Figura 1). Apesar dessa configuração de seções ser bastante utilizada em estruturas, são poucos os estudos disponíveis na literatura.



Figura 1 – Dupla cantoneira com travejamento em quadro (Maia [2])

No trabalho, foi realizada análise numérica de barras em seção isolada e em dupla cantoneira com travejamento em quadro, submetidas à compressão centrada e excêntrica, por meio de análise numérica não-linear pelo Método dos Elementos Finitos, realizada no programa ANSYS [3]. A análise numérica de seção isolada sob compressão centrada foi realizada inicialmente para validar o modelo numérico a ser utilizado, já que se dispunha de resultados de análise

experimental apenas para essa configuração. Na análise de barras compostas, variou-se o número de chapas separadoras, a fim de se estudar a eficiência das mesmas na força normal resistente. Os resultados obtidos foram comparados com resultados de procedimentos de cálculo teóricos adotados com base nos procedimentos normativos e com os ensaios experimentais realizados por outros autores.

1.1 Previsão normativa

Apresenta-se o procedimento geral da ABNT NBR 14762:2010 [1], que é idêntico ao procedimento da ANSI/AISI S100:2016 [4]. A força normal resistente de uma barra submetida à compressão centrada é calculada de acordo com a Equação 1.

$$N_{c,R} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_y \quad (1)$$

Onde:
χ é o fator de redução associado a resistência à compressão, calculado pela Equação 2.
A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra, calculada com base nas larguras efetivas dos elementos (b_{ef}), determinadas pelas Equações 3 e 4.
f_y é a resistência ao escoamento do aço.

$$\chi = \begin{cases} \left(0{,}658^{\lambda_0^2}\right) & \text{Para } \lambda_0 \le 1{,}5 \\ \left(\dfrac{0{,}877}{\lambda_0^2}\right) & \text{Para } \lambda_0 > 1{,}5 \end{cases} \quad (2)$$

λ_0 é índice de esbeltez reduzido da barra, calculado pela Equação 5.

$$b_{ef} = b\left(1 - 0{,}22/\lambda_p\right)/\lambda_p \quad (3)$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95(kE/\sigma)^{0{,}5}} \quad (4)$$

b é a largura plana do elemento.
t é a espessura do elemento.
λ_p é o índice de esbeltez reduzido do elemento.
k é o coeficiente de flambagem local, igual a 0,43 para elemento AL sob tensão uniforme.
σ é a tensão normal atuando no elemento.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} \quad (5)$$

A é a área bruta da seção transversal da barra.
N_e é a força normal de flambagem elástica da barra.

Com relação às barras compostas submetidas à compressão, a ABNT NBR 14762:2010 [1] estabelece que a esbeltez de cada perfil componente da barra deve ser inferior à metade do índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de presilhas ou ao índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de travejamento em treliça. Neste caso, o índice de esbeltez

das barras do travejamento deve ser inferior a 140. A substituição de travejamento em treliça por chapas regularmente espaçadas, formando travejamento em quadro, não é prevista pela norma. O ANSI/AISI S100:2016 [4] apresenta uma equação para cálculo da esbeltez modificada de barras compostas constituídas por duas seções, no entanto, entende-se que a equação se aplica a situações em que as barras compostas sejam propícias à flexão em relação ao eixo y (Figura 2a), neste caso, o modo de flambagem mobiliza as conexões, o que geralmente não acontece no caso em estudo no presente trabalho (Figura 2b).

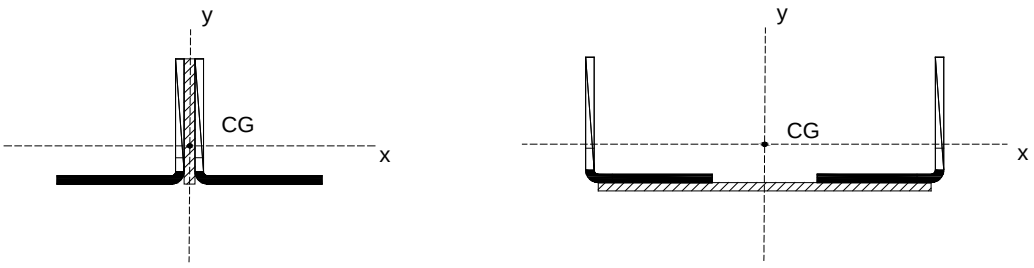


Figura 2 – Configurações de dupla cantoneira simples (Maia [5])

1.2 Resultados de análise experimental

Young [6] apresenta resultados de ensaios experimentais para três seções de cantoneiras simples submetidas à compressão centrada. As cantoneiras foram fabricadas com chapas de aço de alta resistência com revestimento de zinco. Nas extremidades foram soldadas chapas de aço com espessura de 25 mm para assegurar o pleno contato entre o perfil e o dispositivo de aplicação da força. Foi realizado o engastamento das extremidades das barras, impedindo rotação e translação em todas as direções. As propriedades geométricas e mecânicas das seções ensaiadas estão apresentados na Tabela 1. Foram ensaiadas barras com comprimento variando de 250 mm a 3500 mm para todas as seções.

Tabela 1 – Propriedades geométricas e mecânicas das seções ensaiadas

Seção	b_f (mm)	t (mm)	r_i (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)
L 70x1,20	71,7	1,17	2,60	550	575	208000
L 70x1,50	71,5	1,50	2,60	530	550	207000
L 70x1,90	72,0	1,88	2,60	500	530	208000

b_f é a largura da aba.
t é a espessura da aba.
r_i é o raio interno de dobra.
f_y é a resistência ao escoamento do aço.
f_u é a resistência à ruptura do aço.

Adaptado de Young [6]

Os resultados obtidos são apresentados com mais detalhes no item 3.1, onde são comparados com os resultados do procedimento normativo e da análise numérica realizada. Com relação aos procedimentos normativos, Young [6] concluiu que os mesmos são excessivamente conservadores, o que levou o autor a recomendar a desconsideração do modo global de flexo-torção no dimensionamento das barras, ou seja, considerar apenas o modo global de flexão para o cálculo da força normal resistente das barras.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Análise numérica

Para simular o comportamento das barras utilizou-se um programa baseado no Método dos Elementos Finitos, o ANSYS [3]. Em todas as simulações foi utilizado o elemento SHELL 181 para a modelagem das cantoneiras, chapas das extremidades, chapas separadoras e perfis U das extremidades das barras compostas. De acordo com a biblioteca interna do ANSYS, o elemento é ideal para análise não-linear de cascas de pequena espessura sujeitas a grandes deformações e rotações. O elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó, translações e rotações em relação aos eixos x, y e z.

Simulações realizadas por Maia [7] mostraram que em casos onde não se conhecia o modelo reológico do material, o modelo trilinear apresentou resultados bastante satisfatórios. Em vista disso, tal modelo foi utilizado nas análises numéricas deste trabalho. Na Figura 3 é apresentado o modelo trilinear.

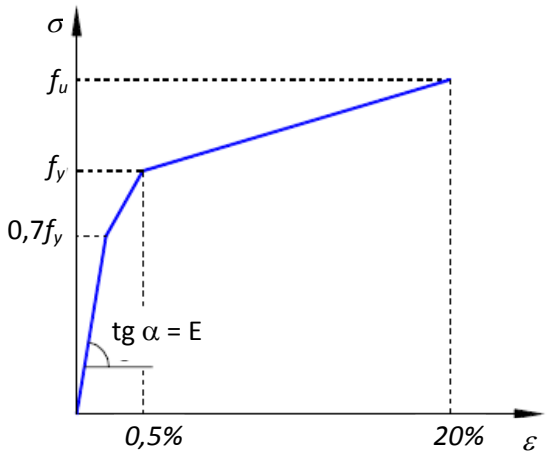


Figura 3 – Curva tensão x deformação: modelo aproximado trilinear (Maia [7])

Foi realizada análise não-linear geométrica. Para a resolução do sistema não-linear foi utilizado o método iterativo e incremental "Newton-Raphson Completo" que atualiza a matriz de rigidez tangente a cada iteração. Foi aplicado deslocamento nos modelos, utilizando-se a ferramenta do ANSYS [3] conhecida como "Automatic Load Stepping". Tal ferramenta atualiza de forma automática o incremento a ser aplicado, no entanto, foram introduzidos limites superior e inferior para tais incrementos. Foi utilizado o critério de convergência em termo dos deslocamentos, o qual verifica se a solução obtida possui a precisão julgada suficiente. No trabalho foi adotado um erro de 0,1%, que é o default do ANSYS [3]. Todos os elementos foram adotados aproximadamente quadrados, com lado de aproximadamente 1 cm, com exceção dos cantos que foram discretizados em dois elementos ao longo da seção. Todas as seções foram construídas utilizando as dimensões da linha de esqueleto e cantos arredondados.

2.1.1 Cantoneira isolada

Inicialmente, foi realizada análise numérica de seção isolada sob compressão centrada, já que se dispunha de resultados de análise experimental para essa configuração. O modelo é composto pela cantoneira e duas chapas nas extremidades com 25 mm de espessura, assim como nos ensaios realizados por Young [6]. As duas extremidades foram simuladas engastadas (sem rotações e translações), permitindo apenas o deslocamento longitudinal em uma das extremidades, onde foram acoplados todos os nós e aplicado o deslocamento (carregamento). A Figura 4 mostra o modelo analisado, bem como a malha adotada.

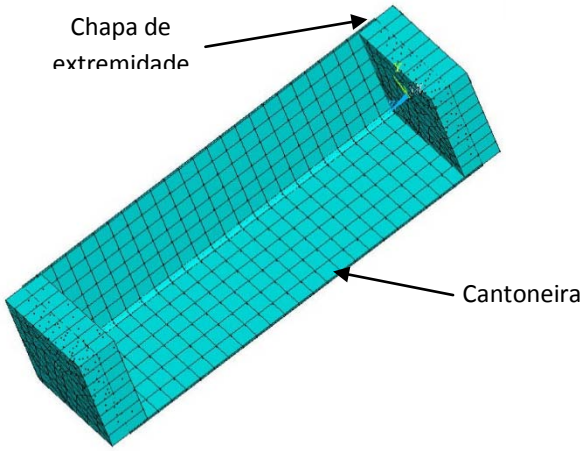
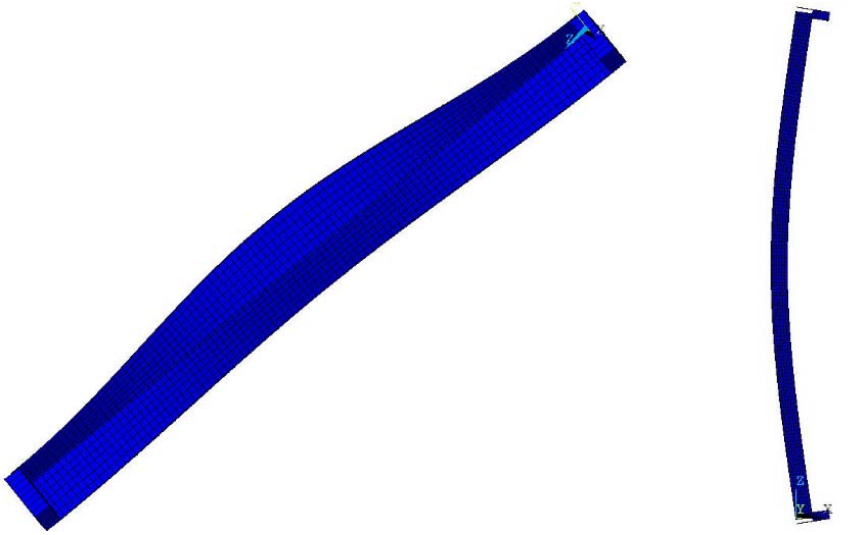


Figura 4 – Ilustração do modelo e da malha da cantoneira isolada

A estratégia adotada para inserção de imperfeições geométricas iniciais foi a mesma utilizada por Maia [7]. Inicialmente, foi realizada uma análise de autovalor utilizando-se o programa ANSYS [3], que fornece como resultado tanto o autovalor (força crítica) como o autovetor (deformada da barra) para os modelos. Nesta análise buscou-se identificar os modos críticos isolados: flexo-torção e flexão, como mostra a Figura 5.



(a) Flexo-torção (b) Flexão

Figura 5 – Configuração das imperfeições adotadas para os modelos

A partir da configuração deformada referente a cada um dos modos críticos escolhidos para cada caso, foi adotado um critério a fim de se atualizar a geometria da barra, ou seja, com imperfeições. Vale frisar que houve sobreposição das imperfeições, procurando sempre a combinação mais desfavorável. Foram adotadas imperfeições do tipo 2, conforme apresentado por Schafer e Peköz [8], no valor de 0,64t (t é a espessura da cantoneira) para o modo de flexo-torção e $L_{barra}/1500$ para o modo de flexão. De acordo com Maia [7], os valares adotados apresentaram resultados bastante coerentes com obtidos em analise experimental.

2.1.2 Dupla cantoneira

Com o modelo numérico definido para cantoneira isolada, apresentando resultados satisfatórios, o mesmo foi adaptado para dupla cantoneira. Neste caso, nas extremidades foram modelados dois perfis U que simulam os banzos superior e inferior de uma treliça, sendo dessa forma, o carregamento transferido dos perfis U para as cantoneiras por apenas uma das abas. As extremidades dos perfis U (alma) foram simuladas engastadas (sem rotações e translações), permitindo o deslocamento longitudinal em uma das extremidades, onde foram acoplados todos os nós e aplicado o deslocamento (carregamento). Os perfis U e as cantoneiras foram construídas com um espaço entre eles de 0,1 mm, de forma que não houvesse sobreposição de nós. Posteriormente, foram unidos os nós coincidentes na região do contato das cantoneiras e dos perfis U (Figura 6). Com relação as chapas separadoras, foi adotado o mesmo critério de união de nós (Figura 6). Foram adotados o mesmo material, a mesma largura e espessura da aba das cantoneiras para as chapas separadoras.

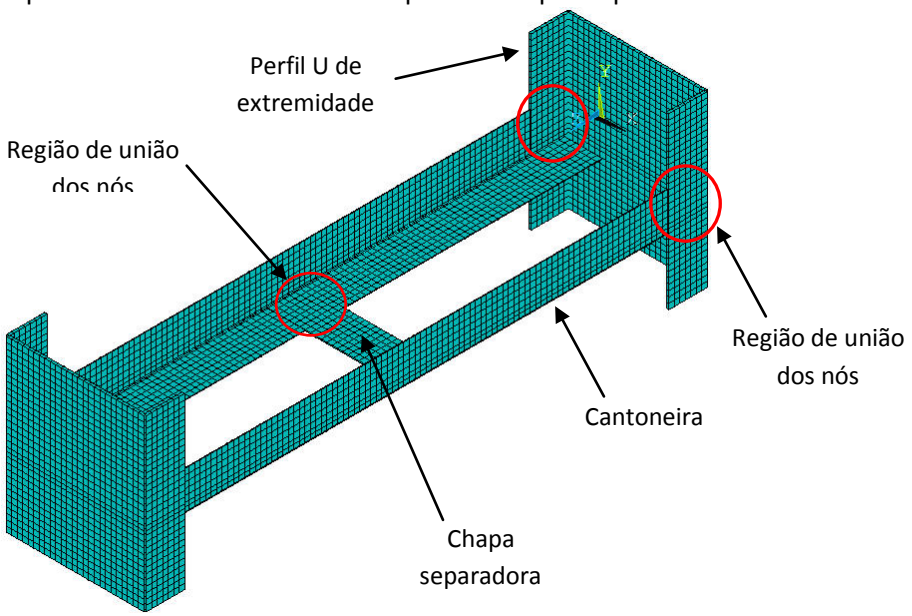
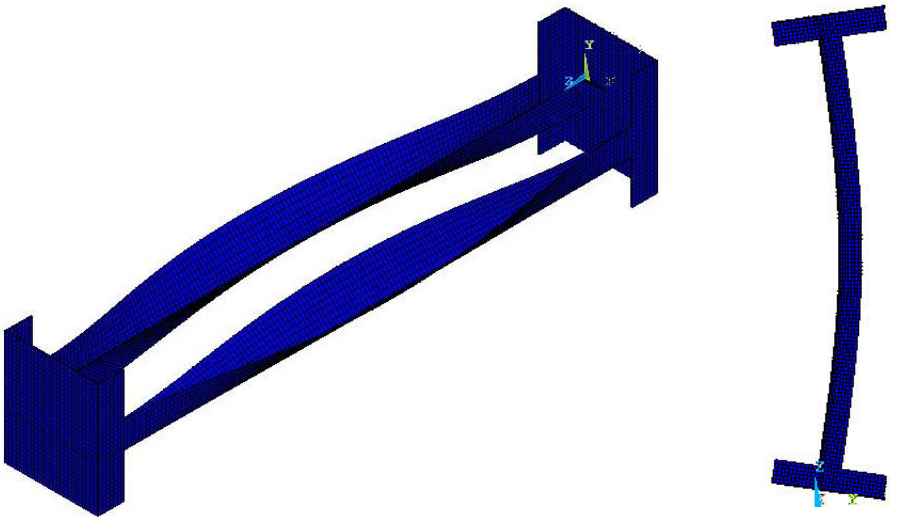


Figura 6 – Ilustração do modelo, da malha, da chapa separadora e da região de união dos nós

Para inserção das imperfeições geométricas iniciais utilizou-se a mesma estratégia adotada para cantoneira isolada, ou seja, identificando os modos críticos isolados: flexo-torção e flexão, como mostra a Figura 7. Vale ressaltar que as configurações deformadas adotadas para dupla cantoneira foram obtidas para as duas cantoneiras sem chapas separadoras, mas foram adotadas para todos os modelos, independente do número de chapas separadoras inseridas. Também foram adotadas imperfeições do tipo 2, conforme apresentado por Schafer e Peköz

[8], no valor de 0,64t (t é a espessura da cantoneira) para o modo de flexo-torção e $L_{barra}/1500$ para o modo de flexão.



(a) Flexo-torção (b) Flexão

Figura 7 – Configuração das imperfeições adotadas para os modelos

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Cantoneira isolada

Nas Tabelas 2, 3 e 4 são apresentados os resultados da análise numérica de cantoneira isolada comparados com os resultados experimentais obtidos por Young [6] para cada umas das seções, bem como os resultados calculados de acordo com a ABNT NBR 14762:2010 [1]. A Figura 8 mostra um típico modo de instabilidade observado na análise numérica e a distribuição das tensões de von Mises observado no instante em que a barra atinge a resistência máxima.

Tabela 2 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção L 70x1,20

L_{barra} (mm)	N_{EXP} (kN)	Modo de falha	N_{EF} (kN)	Modo de falha	$N_{c,R}$ (kN)	N_{EXP}/N_{EF}	$N_{EXP}/N_{c,R}$
250	23,8	L	25,6	FT	2,7	0,93	8,81
250	23,6	L	25,6	FT	2,7	0,92	8,74
1000	18,7	F + FT	22,5	F + FT	2,7	0,83	6,93
1500	15,2	F + FT	18,2	F + FT	2,6	0,84	5,85
2000	12,6	F + FT	13,7	F + FT	2,6	0,92	4,85
2500	11,6	F + FT	10,5	F + FT	2,6	1,10	4,46
2500	11,9	F + FT	10,5	F + FT	2,6	1,13	4,58
3000	8,0	F + FT	8,6	F + FT	2,6	0,93	3,08
3500	5,8	F + FT	7,0	F + FT	2,6	0,83	2,23

L_{barra} é o comprimento da barra.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio por Young [6].
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
$N_{c,R}$ é a força de compressão obtida pelo procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [1].
$K_x = K_y = K_z = 0,5$ para barras engastadas.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.

Tabela 3 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção L 70x1,50

L_{barra} (mm)	N_{EXP} (kN)	Modo de falha	N_{EF} (kN)	Modo de falha	$N_{c,R}$ (kN)	N_{EXP}/N_{EF}	$N_{EXP}/N_{c,R}$
250	39,6	L	38,8	FT	5,6	1,02	7,07
1000	31,0	L	32,7	F + FT	5,5	0,95	5,64
1500	25,2	F + FT	25,6	F + FT	5,5	0,98	4,58
2000	17,5	F + FT	19,8	F + FT	5,5	0,88	3,18
2500	15,7	F + FT	15,6	F + FT	5,5	1,01	2,85
3000	13,1	F + FT	12,4	F + FT	5,5	1,06	2,38
3500	11,5	F + FT	10,0	F + FT	5,4	1,15	2,13

L_{barra} é o comprimento da barra.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio por Young [6].
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
$N_{c,R}$ é a força de compressão obtida pelo procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [1].
$K_x = K_y = K_z = 0,5$ para barras engastadas.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.

Tabela 4 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção L 70x1,90

L_{barra} (mm)	N_{EXP} (kN)	Modo de falha	N_{EF} (kN)	Modo de falha	$N_{c,R}$ (kN)	N_{EXP}/N_{EF}	$N_{EXP}/N_{c,R}$
250	56,5	L	54,5	FT	11,1	1,04	5,09
250	57,7	L	54,5	F + FT	11,1	1,06	5,20
1000	47,8	FT	45,6	F + FT	11,1	1,05	4,31
1500	35,6	F + FT	36,0	F + FT	11,0	0,99	3,24
2000	27,1	F + FT	28,0	F + FT	11,0	0,97	2,46
2500	22,4	F + FT	21,9	F + FT	10,9	1,02	2,06
3000	14,8	F + FT	17,6	F + FT	10,9	0,84	1,36
3500	14,4	F + FT	14,7	F + FT	10,8	0,98	1,33

L_{barra} é o comprimento da barra.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio por Young [6].
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
$N_{c,R}$ é a força de compressão obtida pelo procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [1].
$K_x = K_y = K_z = 0,5$ para barras engastadas.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.

Comparando os resultados obtidos na análise numérica com os valores da análise experimental realizada por Young [6], percebe-se que o modelo numérico é bastante satisfatório, tanto com relação à força normal resistente quanto aos modos de instabilidade observados. Para seção L 70x1,20 a relação N_{EXP}/N_{EF} variou de 0,83 a 1,10 com média de 0,94. Para a seção L 70x1,50 a relação variou de 0,88 a 1,15 com média de 1,01. Para a seção L 70x1,90 a relação variou de 0,84 a 1,06 com média de 0,99. De forma geral, os modos de instabilidade observados foram o de flexo-torção para barras mais curtas e a combinação de flexão e flexo-torção para barras mais longas. Com o modelo definido para cantoneira isolada, passou-se então para análise do comportamento de dupla cantoneira, que é o foco principal do trabalho.

Com relação ao procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [1], o mesmo se mostrou excessivamente conservador, principalmente para seções em que predominou a instabilidade por flexo-torção, conforme concluiu Young [6]. Para a seção L 70x1,20 a relação $N_{EXP}/N_{c,R}$

variou de 2,23 a 8,81, para a seção L 70x1,50 a relação variou de 2,13 a 7,07 e para a seção L 70x1,90 a relação variou de 1,33 a 5,09.

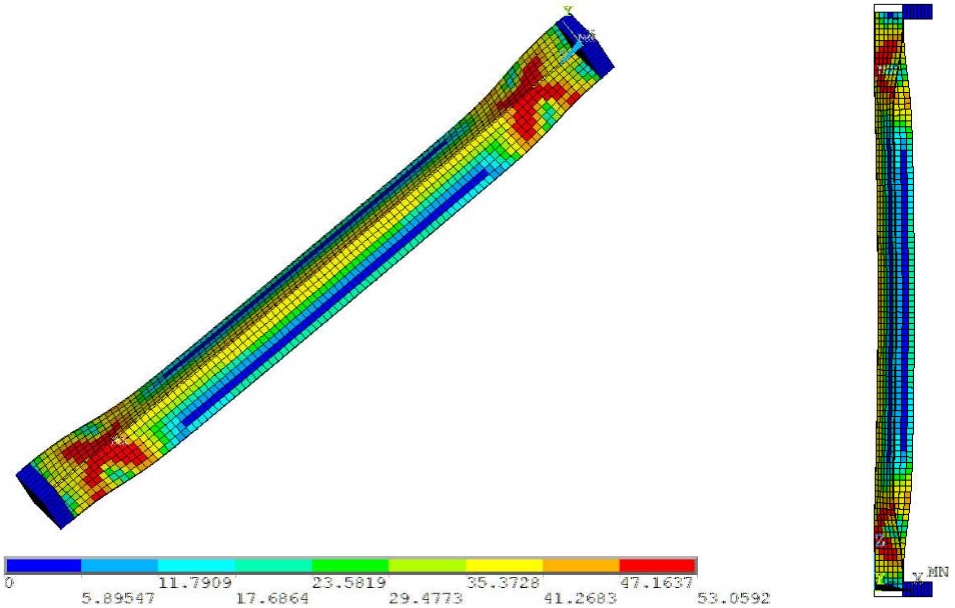


Figura 8 – Instabilidade por flexo-torção e flexão e distribuição de tensões de von Mises: (L_{barra} = 1000 mm, seção L 70x1,50)

3.2 Dupla cantoneira

Para as barras com comprimento de 250 mm, foram realizadas análises sem chapas separadoras e com a inserção de uma chapa. Nos demais comprimentos, foram realizadas análises sem chapas separadoras e com a inserção de uma, duas e três chapas. Nas Tabelas 5 a 7 estão apresentados o valor de força normal resistente obtido para cada barra, seu respectivo modo de falha, a comparação entre a resistência obtida pelas barras com a presença de chapas separadoras e barras sem chapas, além da comparação com os resultados obtidos pelas hipóteses de cálculo adotadas.

Para comparação dos resultados obtidos, foram adotadas três hipóteses de cálculo com base no procedimento geral da ABNT NBR 14762:2010 [1] que é idêntico ao procedimento do ANSI/AISI S100:2016 [4], considerando compressão centrada. A primeira hipótese considerou barra isolada, independente da presença das chapas separadoras, admitindo-se instabilidade local, global por flexo-torção e por flexão, ou seja, o procedimento recomendado para o dimensionamento de cantoneira isolada. A segunda também considerou barra isolada, no entanto, admitiu-se apenas instabilidade global por flexo-torção e por flexão, ignorando a instabilidade local, ou seja, admitiu-se área efetiva igual a área bruta. A terceira hipótese considerou barra composta admitindo-se apenas instabilidade local e global por flexão em relação ao eixo principal de menor inércia do conjunto (eixo x, conforme Figura 2b). As Figuras 9 a 11 mostram graficamente a comparação entre os resultados obtidos na análise numérica e nas hipóteses de cálculo adotadas.

Tabela 5 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção 2L 70x1,20

L_{barra} (mm)	NCH	N_{EF} (kN)	Modo de Falha	Comparação*	$N_{EF}/N_{C,R}^1$	$N_{EF}/N_{C,R}^2$	$N_{EF}/N_{C,R}^3$
250	0	47,8	FT	-	9,02	7,71	1,17
	1	54,1	FT	1,13	10,21	8,73	1,32
$N_{C,R}^1$ = 5,3 kN		$N_{C,R}^2$ = 6,2 kN		$N_{C,R}^3$ = 40,9 kN			
1000	0	45,8	FT	-	8,64	7,39	1,26
	1	47,0	FT	1,03	8,87	7,58	1,29
	2	46,9	FT	1,02	8,85	7,56	1,29
	3	48,5	FT	1,06	9,15	7,82	1,34
$N_{C,R}^1$ = 5,3 kN		$N_{C,R}^2$ = 6,2 kN		$N_{C,R}^3$ = 36,3 kN			
1500	0	38,0	F + FT	-	7,17	6,23	1,22
	1	41,1	F + FT	1,08	7,75	6,74	1,32
	2	38,8	F + FT	1,02	7,32	6,36	1,25
	3	43,1	F + FT	1,13	8,13	7,07	1,39
$N_{C,R}^1$ = 5,3 kN		$N_{C,R}^2$ = 6,1 kN		$N_{C,R}^3$ = 31,1 kN			
2000	0	28,6	F + FT	-	5,50	4,69	1,14
	1	29,2	F + FT	1,02	5,62	4,79	1,17
	2	34,5	F + FT	1,21	6,63	5,66	1,38
	3	37,9	F + FT	1,33	7,29	6,21	1,52
$N_{C,R}^1$ = 5,2 kN		$N_{C,R}^2$ = 6,1 kN		$N_{C,R}^3$ = 25,0 kN			
2500	0	22,1	F + FT	-	4,25	3,68	1,15
	1	23,2	F + FT	1,05	4,46	3,87	1,20
	2	30,2	F +FT	1,30	5,81	5,03	1,56
	3	31,2	F +FT	1,34	6,00	5,20	1,62
$N_{C,R}^1$ = 5,2 kN		$N_{C,R}^2$ = 6,0 kN		$N_{C,R}^3$ = 19,3 kN			
3000	0	17,3	F + FT	-	3,39	2,93	1,11
	1	23,9	F + FT	1,38	4,69	4,05	1,53
	2	25,7	F + FT	1,49	5,04	4,36	1,65
	3	26,2	F + FT	1,52	5,14	4,44	1,68
$N_{C,R}^1$ = 5,1 kN		$N_{C,R}^2$ = 5,9 kN		$N_{C,R}^3$ = 15,6 kN			
3500	0	13,8	F + FT	-	2,71	2,38	1,07
	1	14,1	F + FT	1,02	2,76	2,43	1,09
	2	16,8	F + FT	1,22	3,29	2,90	1,30
	3	21,3	F + FT	1,54	4,17	3,67	1,65
$N_{C,R}^1$ = 5,1 kN		$N_{C,R}^2$ = 5,8 kN		$N_{C,R}^3$ = 12,9 kN			

L_{barra} é o comprimento da barra.
NCH é o número de chapas separadoras que conecta os perfis.
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.
*Relação entre a força normal resistente da barra com chapa separadora e a força normal resistente da barra sem chapa separadora.
$N_{c,R}^1$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo cantoneira isolada e compressão centrada.
$N_{c,R}^2$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo cantoneira isolada, mas desconsiderando instabilidade local (A_{ef} = A) e compressão centrada.
$N_{c,R}^3$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo flexão em relação ao eixo de menor inércia do conjunto e compressão centrada.
$K_x = K_y = K_z = 1,0$; com comprimento da barra sendo a distância entre os centros das ligações.

Tabela 6 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção 2L 70x1,50

L_{barra} (mm)	NCH	N_{EF} (kN)	Modo de Falha	Comparação*	$N_{EF}/N_{C,R}^1$	$N_{EF}/N_{C,R}^2$	$N_{EF}/N_{C,R}^3$
250	0	72,9	FT	-	6,51	5,56	1,16
	1	76,0	FT	1,04	6,79	5,80	1,20
$N_{C,R}^1$ = 11,2 kN		$N_{C,R}^2$ = 13,1 kN		$N_{C,R}^3$ = 63,1 kN			
1000	0	65,6	FT	-	5,91	5,05	1,17
	1	64,8	FT	0,99	5,84	4,98	1,15
	2	67,9	F + FT	1,04	6,12	5,22	1,21
	3	71,9	F + FT	1,10	6,48	5,53	1,28
$N_{C,R}^1$ = 11,1 kN		$N_{C,R}^2$ = 13,0 kN		$N_{C,R}^3$ = 56,2 kN			
1500	0	49,6	F + FT	-	4,51	3,88	1,03
	1	57,7	F + FT	1,16	5,25	4,51	1,20
	2	59,0	F + FT	1,19	5,36	4,61	1,22
	3	64,9	F + FT	1,31	5,90	5,07	1,35
$N_{C,R}^1$ = 11,0 kN		$N_{C,R}^2$ = 12,8 kN		$N_{C,R}^3$ = 48,2 kN			
2000	0	37,4	F + FT	-	3,43	2,94	0,96
	1	39,9	F + FT	1,07	3,66	3,14	1,03
	2	42,8	F + FT	1,14	3,93	3,37	1,10
	3	57,5	F + FT	1,54	5,28	4,53	1,48
$N_{C,R}^1$ = 10,9 kN		$N_{C,R}^2$ = 12,7 kN		$N_{C,R}^3$ = 38,9 kN			
2500	0	28,7	F + FT	-	2,66	2,31	0,95
	1	41,4	F + FT	1,44	3,83	3,34	1,38
	2	42,3	F + FT	1,47	3,92	3,41	1,41
	3	48,7	F + FT	1,70	4,51	3,93	1,62
$N_{C,R}^1$ = 10,8 kN		$N_{C,R}^2$ = 12,4 kN		$N_{C,R}^3$ = 30,1 kN			
3000	0	22,0	F + FT	-	2,07	1,82	0,91
	1	22,1	F + FT	1,00	2,08	1,83	0,92
	2	30,8	F + FT	1,40	2,91	2,54	1,28
	3	38,0	F + FT	1,73	3,58	3,14	1,58
$N_{C,R}^1$ = 10,6 kN		$N_{C,R}^2$ = 12,1 kN		$N_{C,R}^3$ = 24,1 kN			
3500	0	17,1	F + FT	-	1,64	1,45	0,86
	1	17,9	F + FT	1,05	1,72	1,52	0,90
	2	25,8	F + FT	1,51	2,48	2,19	1,29
	3	31,3	F + FT	1,83	3,01	2,65	1,57
$N_{C,R}^1$ = 10,4 kN		$N_{C,R}^2$ = 11,8 kN		$N_{C,R}^3$ = 20,0 kN			

L_{barra} é o comprimento da barra.
NCH é o número de chapas separadoras que conecta os perfis.
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.
*Relação entre a força normal resistente da barra com chapa separadora e a força normal resistente da barra sem chapa separadora.
$N_{c,R}^1$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo cantoneira isolada e compressão centrada. $N_{c,R}^2$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo cantoneira isolada, mas desconsiderando instabilidade local (A_{ef} = A) e compressão centrada.
$N_{c,R}^3$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 [1] admitindo flexão em relação ao eixo de menor inércia do conjunto e compressão centrada.
$K_x = K_y = K_z = 1,0$; com comprimento da barra sendo a distância entre os centros das ligações.

Tabela 7 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados: seção 2L 70x1,90

L_{barra} (mm)	NCH	N_{EF} (kN)	Modo de Falha	Comparação*	$N_{EF}/N_{C,R}^1$	$N_{EF}/N_{C,R}^2$	$N_{EF}/N_{C,R}^3$
250	0	94,5	FT	-	4,30	3,68	1,02
	1	98,7	FT	1,04	4,49	3,84	1,07
$N_{C,R}^1$ = 22,0 kN		$N_{C,R}^2$ = 25,7 kN		$N_{C,R}^3$ = 92,6 kN			
1000	0	84,6	F + FT	-	3,86	3,33	1,02
	1	90,6	F + FT	1,07	4,14	3,57	1,09
	2	99,0	F + FT	1,17	4,52	3,90	1,19
	3	99,6	F + FT	1,18	4,55	3,92	1,20
$N_{C,R}^1$ = 21,9 kN		$N_{C,R}^2$ = 25,4 kN		$N_{C,R}^3$ = 83,2 kN			
1500	0	62,0	F + FT	-	2,87	2,48	0,86
	1	76,4	F + FT	1,23	3,54	3,06	1,06
	2	83,1	F + FT	1,34	3,85	3,32	1,15
	3	88,7	F + FT	1,43	4,11	3,55	1,23
$N_{C,R}^1$ = 21,6 kN		$N_{C,R}^2$ = 25,0 kN		$N_{C,R}^3$ = 72,1 kN			
2000	0	47,1	F + FT	-	2,21	1,93	0,80
	1	56,2	F + FT	1,19	2,64	2,30	0,95
	2	74,8	F + FT	1,59	3,51	3,07	1,27
	3	77,8	F + FT	1,65	3,65	3,19	1,32
$N_{C,R}^1$ = 21,3 kN		$N_{C,R}^2$ = 24,4 kN		$N_{C,R}^3$ = 58,9 kN			
2500	0	36,5	F + FT	-	1,75	1,54	0,80
	1	41,0	F + FT	1,12	1,97	1,73	0,90
	2	57,3	F + FT	1,57	2,75	2,42	1,25
	3	71,9	F + FT	1,97	3,46	3,03	1,57
$N_{C,R}^1$ = 20,8 kN		$N_{C,R}^2$ = 23,7 kN		$N_{C,R}^3$ = 45,7 kN			
3000	0	29,0	F + FT	-	1,48	1,34	0,79
	1	33,5	F + FT	1,16	1,71	1,54	0,92
	2	45,6	F + FT	1,57	2,33	2,10	1,25
	3	58,8	F + FT	2,03	3,00	2,71	1,61
$N_{C,R}^1$ = 19,6 kN		$N_{C,R}^2$ = 21,7 kN		$N_{C,R}^3$ = 36,5 kN			
3500	0	23,4	F + FT	-	1,49	1,46	0,78
	1	26,8	F + FT	1,15	1,71	1,68	0,89
	2	38,4	F + FT	1,64	2,45	2,40	1,28
	3	50,5	F + FT	2,16	3,22	3,15	1,68
$N_{C,R}^1$ = 15,7 kN		$N_{C,R}^2$ = 16,0 kN		$N_{C,R}^3$ = 30,0 kN			

L_{barra} é o comprimento da barra.
NCH é o número de chapas separadoras que conecta os perfis.
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
L é instabilidade local, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.
*Relação entre a força normal resistente da barra com chapa separadora e a força normal resistente da barra sem chapa separadora.
$N_{c,R}^1$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 admitindo cantoneira isolada e compressão centrada.
$N_{c,R}^2$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 admitindo cantoneira isolada, mas desconsiderando instabilidade local (A_{ef} = A) e compressão centrada.
$N_{c,R}^3$ é a força calculada com base na ABNT NBR 14762:2010 admitindo flexão em relação ao eixo de menor inércia do conjunto e compressão centrada.
$K_x = K_y = K_z = 1,0$; com comprimento da barra sendo a distância entre os centros das ligações.

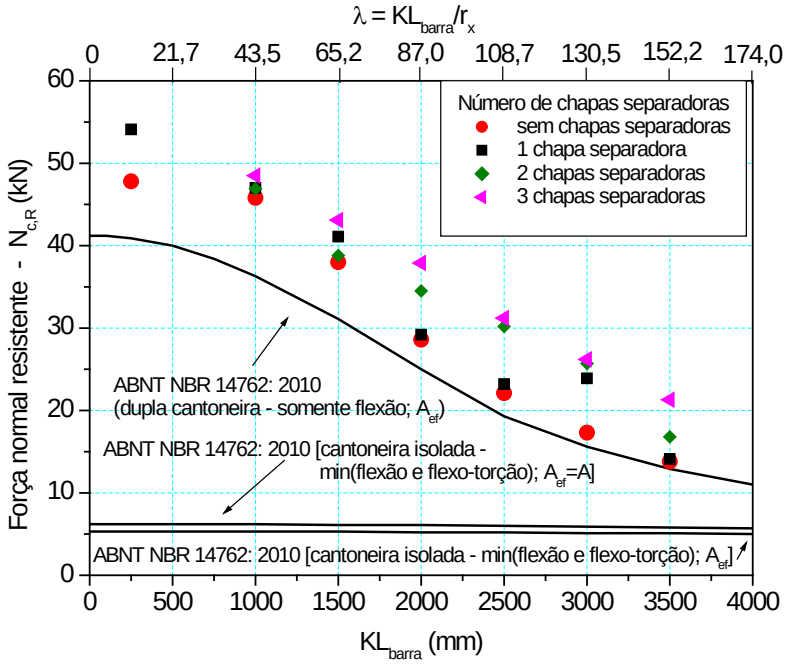


Figura 9 – Resultados da análise numérica comparados com os resultados das hipóteses teóricas adotadas (seção: 2L 70x1,20)

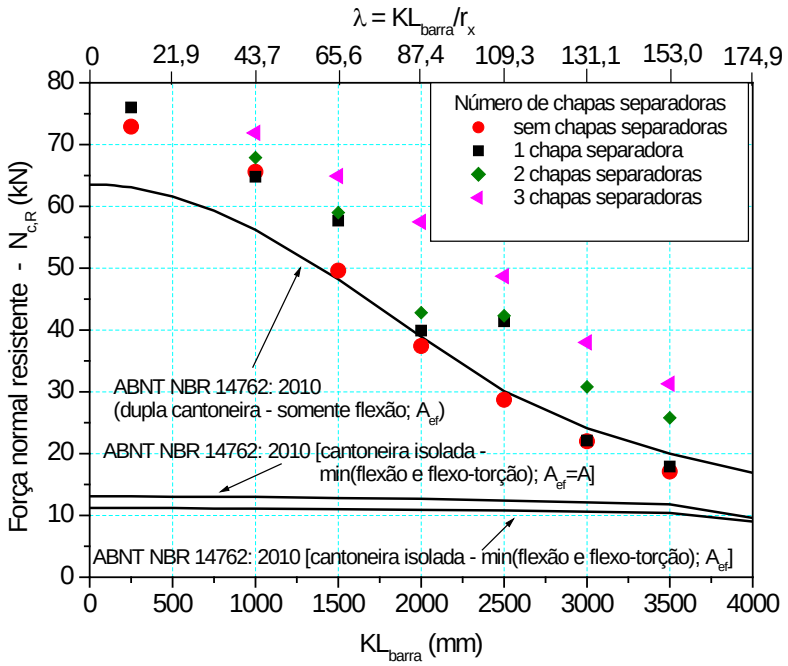


Figura 10 – Resultados da análise numérica comparados com os resultados das hipóteses teóricas adotadas (seção: 2L 70x1,50)

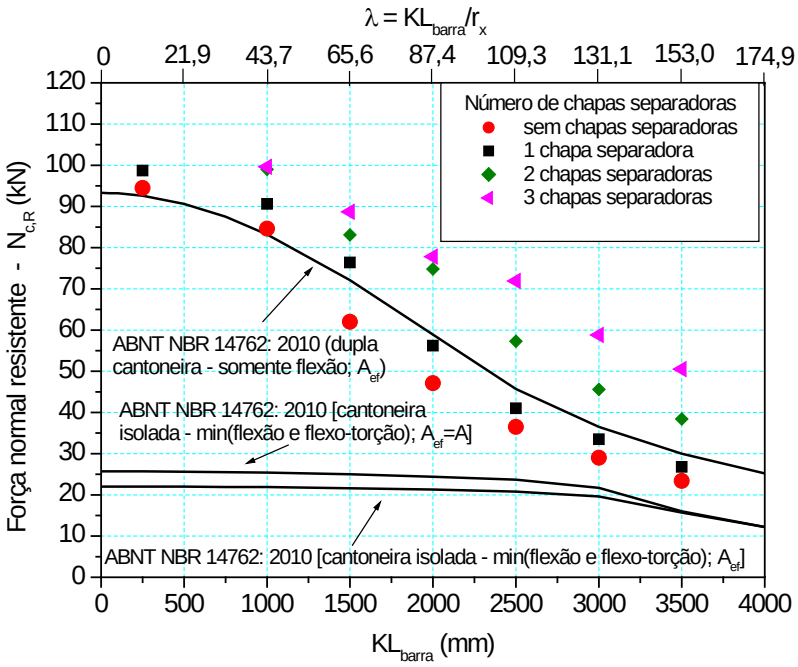


Figura 11 – Resultados da análise numérica comparados com os resultados das hipóteses teóricas adotadas (seção: 2L 70x1,90)

Nas Figuras 12 a 15 são apresentados típicos modos de instabilidade observados na análise numérica. As mesmas figuras ilustram o panorama de tensões de von Mises observado no instante em que a barra atinge a resistência máxima.

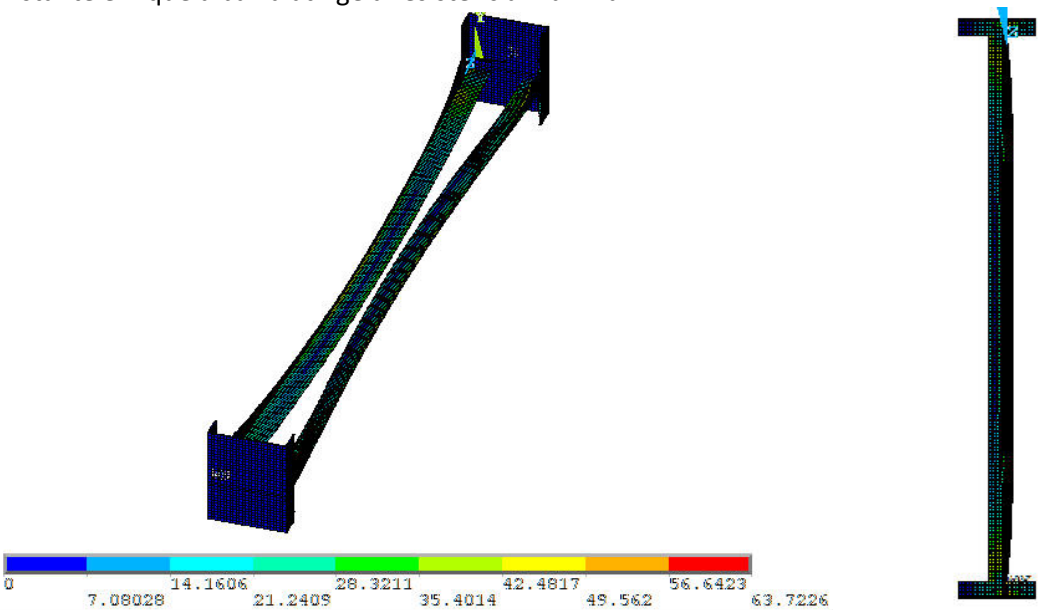


Figura 12 – Instabilidade por flexo-torção e flexão e distribuição de tensões de von Mises: (L_{barra} = 2500 mm, seção 2L 70x1,90)

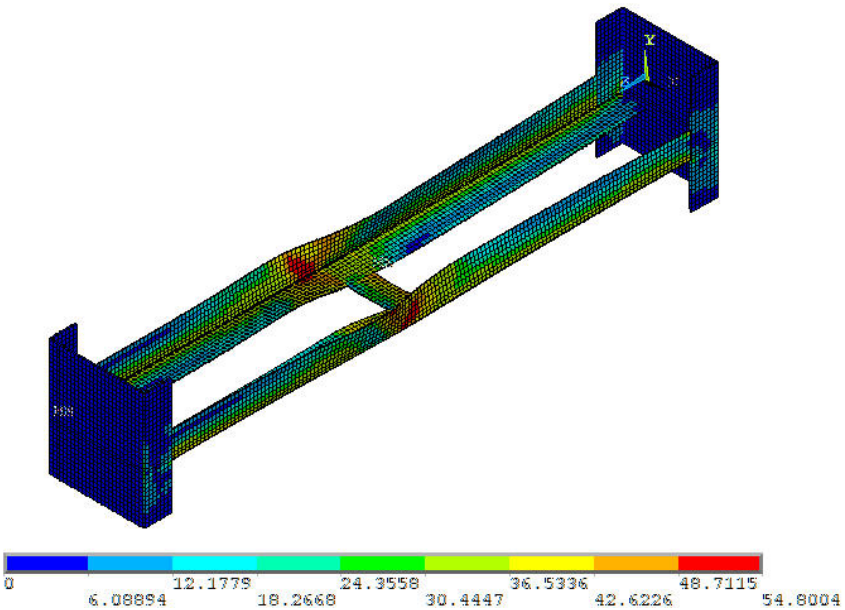


Figura 13 – Instabilidade por flexo-torção e flexão e distribuição de tensões de von Mises: (L_{barra} = 1500 mm, seção 2L 70x1,90)

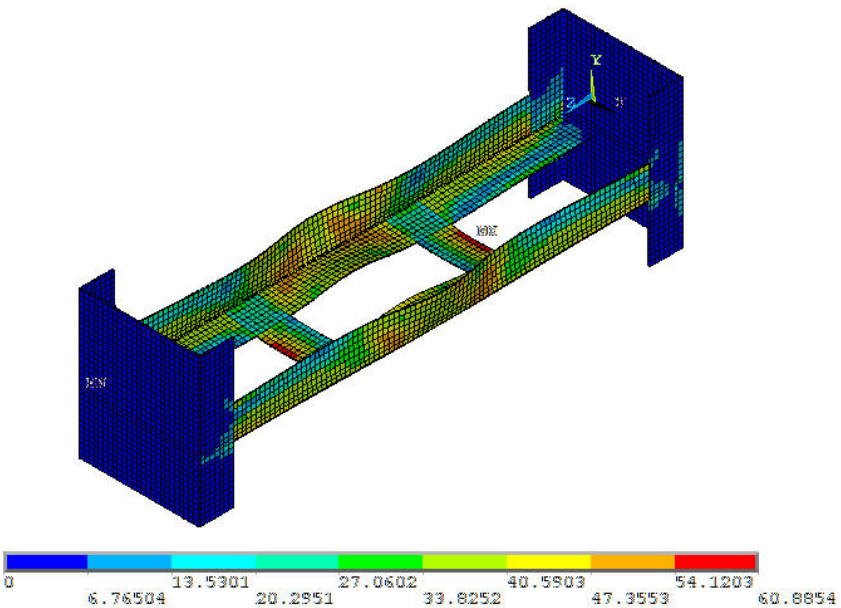


Figura 14 – Instabilidade por flexo-torção e flexão e distribuição de tensões de von Mises: (L_{barra} = 1000 mm, seção 2L 70x1,90)

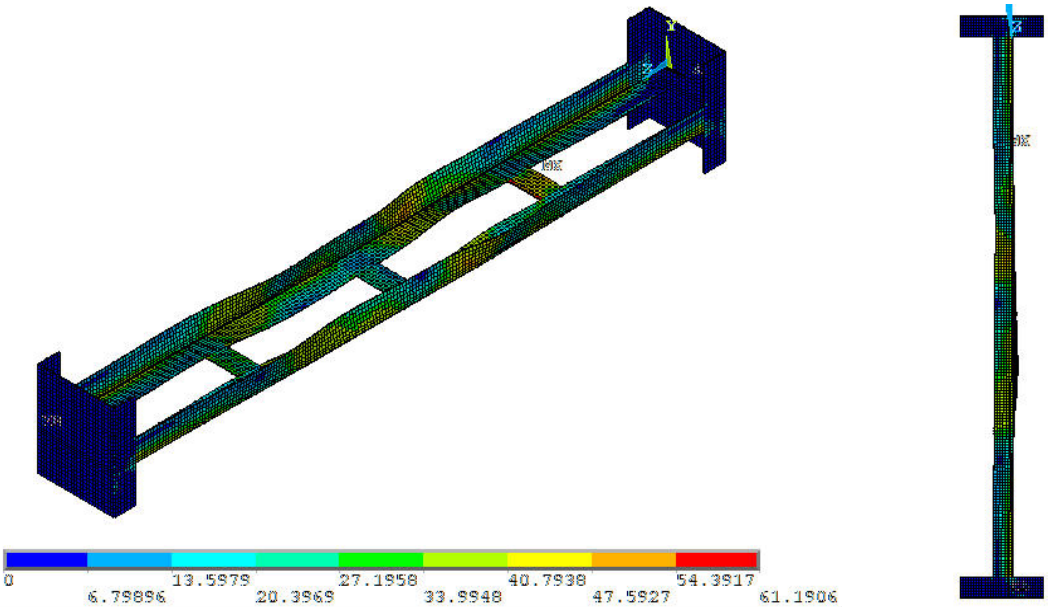


Figura 15 – Instabilidade por flexo-torção e flexão e distribuição de tensões de von Mises: (L_{barra} = 2000 mm, seção 2L 70x1,90)

Os resultados mostram que a inserção de uma chapa separadora, em geral, possibilitou um considerável aumento na resistência da dupla cantoneira, visto que permite que as seções trabalhem em conjunto para uma maior resistência. Em alguns casos, a inserção de duas chapas separadoras provocou uma redução da capacidade resistente da barra, quando comparados com a inserção de uma chapa separadora. Deve a este fato a predominância do modo de instabilidade por flexo-torção. Observa-se que os deslocamentos são mais significativos na metade do comprimento do perfil, em relação às demais regiões. Em vista disso, é recomendável para o aumento da resistência, a presença de uma chapa separadora na metade do comprimento das barras.

No caso das seções mais espessas, a presença de duas chapas separadoras entre os perfis provocou um aumento da capacidade resistente das barras, quando comparados com a inserção de uma chapa separadora. Deve a isso a predominância do modo de instabilidade por flexão. Neste caso, observa-se deslocamentos mais uniformes ao longo comprimento do perfil.

Pelos resultados obtidos, observa-se que os procedimentos normativos resultaram conservadores, principalmente para as seções com maior esbeltez local e menor esbeltez global, ou seja, situações em que predomina instabilidade por flexo-torção. Para a seção L 70x1,20, todos os resultados da análise numérica foram superiores aos obtidos pela hipótese de cálculo que considerou barra composta, inclusive para as barras sem inserção de chapas separadoras. Para a seção L 70x1,50, o mesmo ocorreu para barras com comprimento de até 1500 mm, sendo necessárias duas chapas separadoras para que todos os resultados fossem superiores à hipótese de cálculo. Para a seção L 70x1,90, o mesmo ocorreu para barras de até 1000 mm, sendo também necessárias duas chapas separadoras para que todas os resultados fossem superiores à hipótese de cálculo. Observa-se que para todos os casos, a inserção de duas chapas separadoras levou a resultados superiores à hipótese de cálculo que considerou barra composta, no entanto, como em alguns casos houve redução quando comparados às

barras com uma chapa separadora, entende-se que o número ideal de chapas separadoras seria três, já que neste caso todos os resultados são superiores à hipótese de cálculo, além de garantir a presença de uma chapa no meio do comprimento, visto que em todos os casos analisados houve instabilidade por flexo-torção, mesmo não sendo o modo predominante.

4 CONCLUSÃO

Com os resultados obtidos pode-se concluir que: no caso de seções menos espessas, recomenda-se a inserção de pelo menos uma chapa separadora na metade do comprimento das barras, pois o modo de instabilidade predominante – o de flexo-torção – promove maiores deslocamentos na região central dos perfis. Nas seções mais espessas, é mais razoável aumentar o número de chapas separadoras ao longo do perfil, visto que o modo de instabilidade preponderante – o de flexão – promove deslocamentos mais uniformes ao longo do comprimento. Sendo assim, um maior número de chapas é mais eficaz para aumento da resistência do que a colocação de chapas em locais pontuais (como na região central do perfil).

O modo de flexo-torção não deve ser desconsiderado no dimensionamento de cantoneiras formadas a frio isoladas, pois é o crítico para diversos casos dentre os perfis analisados. Contudo, sua utilização tem levado a valores bastante conservadores de resistência pelas normas nacionais e internacionais, como já ressaltado em outros trabalhos. Deste modo, é preciso que se faça uma análise criteriosa, para que a seção a ser utilizada seja segura e econômica. Para os perfis em dupla cantoneira com chapas separadoras, entende-se que o modo de flexo-torção pode ser desconsiderado, conforme mostrado no estudo aqui realizados, considerando apenas flexão em relação ao eixo de menor inércia do conjunto. No entanto, entende-se que deve ser inserido no mínimo três chapas separadoras ao longo do comprimento dos perfis, já que em alguns casos a inserção de apenas uma chapa separadora levou a resultados abaixo da hipótese sugerida, garantindo assim a presença de uma chapa separadora no meio do comprimento. Vale ressaltar que as conclusões obtidas no trabalho estão bastante coerentes com o trabalho apresentado por Maia [2].

O programa ANSYS [3] foi muito eficiente no estudo do comportamento das seções analisadas, permitindo a obtenção de resultados satisfatórios em comparações com resultados experimentais obtidos por outros autores.

Tais conclusões demonstram a validade dos resultados encontrados, contribuindo para a ampliação do conhecimento sobre estruturas metálicas formadas a frio, em perfis em dupla cantoneira simples, visando a adequada utilização em obras da construção civil.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela bolsa concedida.

REFERÊNCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

[2] MAIA, W.F.; VIEIRA JR. L. C. M.; SCHAFER, B. W.; MALITE, M. Experimental and numerical investigation of cold-formed steel double angle members under compression. Journal of Constructional Steel Research. 2016, v. 121, 398–412.

[3] ANSYS, Structural Nonlinearities. v.13.0, Houston, USA, 2011.

[4] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, ANSI/AISI S100: North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC, AISI, 2016.

[5] MAIA, W. F. Análise teórica e experimental de barras em dupla cantoneira de aço formada a frio submetidas à compressão. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

[6] YOUNG, B. Tests and design of fixed-ended cold-formed steel plain angle columns. Journal of Structural Engineering, 2004, v. 130, n. 12, 1931-1940.

[7] MAIA, W. F. Sobre a estabilidade de cantoneiras de aço formadas a frio submetidas à compressão. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

[8] SCHAFER, B. W; PEKOZ, T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing eometric imperfections and residual stresses. Journal of Constructional Steel Research. 1998, v. 47, 193-210.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

BARREIRAS SETORIAIS PARA O DESENVOLVIMENTO DE FACHADAS LEVES ESTRUTURADAS EM LIGHT STEEL FRAMING

Marcelo Micali Ros[1]
Flavio Maranhão[2]

Resumo
O estudo em questão visa avaliar os diversos agentes envolvidos na cadeia produtiva da construção a industrializada a seco, tendo como principal foco os sistemas de fachadas leves estruturadas em Light Steel Framing. A questão que se busca esclarecer é, devido à natureza diversa dos sistemas apresentados em relação aos sistemas ditos convencionais e onde a tecnologia e os agentes envolvidos são plenamente conhecidos no setor, quais são as dificuldades para implementação de um sistema novo que implica não somente em uma mudança cultural construtiva, como também na formação de uma nova cadeia produtiva englobando novos agentes e produtos. O estudo apresenta as dificuldades no que diz respeito a como considerar as diferenças envolvidas, de modo a se identificar e relacionar os agentes envolvidos. Dessa maneira este estudo optou pela metodologia de revisão bibliográfica aliada ao levantamento da cadeia produtiva do setor e a coletânea de informações obtidas e compiladas ao longo de dez anos de reuniões técnicas e institucionais envolvendo os principais agentes da cadeia e, finalmente, a apresentação de pesquisa realizada com profissionais atuantes em toda a cadeia produtiva em nível nacional, aliada ao estudo de obras que que se utilizaram do sistema, permitindo a análise da questão em uma situação prática. Como conclusão, o resultado obtido com a pesquisa permitiu a identificação das barreiras setoriais atuantes na implementação de novos sistemas construtivos industrializados estruturados em aço e a elaboração de ações efetivas em âmbito comercial e acadêmico para que esses sistemas possam ser melhor divulgados e consequentemente ter uma maior amplitude de aplicação, possibilitando serem considerados usuais na construção civil nacional.

Palavras-chave: Light Steel Frame; Fachada Leve; Construção Industrializada; Construção a Seco.

SECTORAL BARRIERS FOR THE DEVELOPMENT OF LIGHT STEEL FRAMING STRUCTURED FACADES

Abstract

This study aims to evaluate the various agents involved in the production chain of the industrialized construction, focused in the light facade systems structured in Light Steel Framing. The question to be clarified is, due to the diverse nature of the systems presented in relation to so-called conventional systems and where the technology and the agents involved are fully known in the industry, what are the difficulties in implementing a new system that implies not only a constructive cultural change, as well as in the formation of a new productive chain encompassing new agents and products. The study presents the difficulties regarding how to consider the differences involved, in order to identify and relate the agents involved. In this way, this study opted for the methodology of bibliographical revision allied to the survey of the productive chain of the sector and the collection of information obtained and compiled over ten years of technical and institutional meetings involving the main agents of the chain and finally the presentation of research performed with professionals working in the entire production chain at the national level, combined with the study of constructions that had the system applied, allowing the analysis of the issue in a practical situation. As a conclusion, the research results allowed the identification of the sectoral barriers involved in the implementation of new industrialized structured steel systems and the elaboration of effective commercial and academic actions so that these systems can be better disseminated and, consequently, applied, becoming commonplace in national civil construction.

Keywords: Light Steel Frame; Lightweight Facade; Industrialized Construction; Dry Construction.

[1] Engenheiro Civil graduado pela FEI (Faculdade de Engenharia Industrial), pós-graduado em marketing pela ESPM e mestrando no ConstruINOVA – Mestrado Profissional em Inovação na Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP. Atua profissionalmente no desenvolvimento do sistema Framecad para LSF, São Paulo, SP, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor Doutor da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Com o crescimento da construção civil no Brasil um novo ciclo de oportunidades tem permitido que empresas ampliem suas atividades tanto na escala de empreendimentos como na abrangência de atuação no território nacional. É notório, no entanto que muitas deficiências estruturais do país, que já existiam, tenham se acentuado. Entre elas destacam-se a escassez de mão de obra especializada, a defasagem tecnológica das máquinas, ferramentas e equipamentos utilizados e de novas tecnologias que permitam o atendimento da crescente demanda nos prazos e custos esperados (GUAZZELLI; CASTELO 2012).

Outro importante ponto a ser considerado é a constante evolução de produtos e tecnologias que precisam ser conectados de modo a fazer um sentido lógico quando especificados em projetos e aplicados na construção civil. Essa evolução tem criado uma cadeia produtiva onde cada fabricante é responsável por um item a ser aplicado na montagem e na manutenção de uma construção industrializada de modo a demandar projeto, logística, mão de obra e processos diferentes dos que vem sendo aplicados na 'construção convencional'.

Este estudo parte das origens da construção em sistemas 'Framing', construção em aço, fachadas, novos produtos de isolamento térmico e acústico e complementos que historicamente tem evoluído item a item e por fim vindo a se unir em um produto único aplicado a construção industrializada e que altera os conceitos usuais de construção e montagem das obras.

Esse novo conceito, objeto deste estudo e conhecido como "Fachadas leves estruturadas em perfis de aço galvanizado" consiste de uma cadeia produtiva que envolve a construção a seco, especialmente sistemas estruturados em perfis leves para uso no sistema "Light Steel Framing" (LSF) que de um certo modo concorre com o conceito de 'construção convencional', que consiste basicamente da utilização de alvenaria para sistemas de vedação.

Por serem produtos diferentes e que utilizam processos e projetos distintos e aplicados para a mesma finalidade (vedações externas), surge uma nova cadeia produtiva, para a qual, até então, o mercado não estava acostumado e/ou não conhecia, trazendo também a necessidade de um método comparativo entre esses processos que permita a avaliação e a comparação considerando todas as possíveis variáveis envolvidas, permitindo a definição e escolha do melhor processo e produto para cada projeto e empreendimento.

O presente estudo considera a potencialidade da utilização de perfis estruturais leves de aço galvanizado na estruturação de painéis de fachadas e visa um melhor entendimento das barreiras que ainda inviabilizam tanto técnica como economicamente a utilização dessa tipologia na visão de profissionais atuantes no setor, produtores, usuários e proprietários diretamente ligados e esse mercado e mostrando as vantagens e alterações necessárias considerando a cultura construtiva nacional.

1.2 Objetivos

Considerando que o presente trabalho se situa no âmbito de um mestrado profissional e partindo da premissa de que o sistema de fachadas leves estruturadas em LSF, apesar de ser amplamente utilizado em alguns países, no Brasil ainda é considerado uma inovação tecnológica, fato que aliado a falta de normatização técnica, faz com que o emprego desse sistema enfrente barreiras técnicas, culturais e incertezas quanto a qualidade e aplicabilidade do processo, dos materiais envolvidos e da mão de obra disponível. Inserido nesse contexto, o presente trabalho busca compreender as barreiras que impedem que o sistema seja adotado no país como um método construtivo usual.

Considerando também que as características setoriais influenciam a forma como a tecnologia se difunde, o presente trabalho busca obter a visão de diversos agentes da cadeia produtiva e protagonistas no desenvolvimento do sistema para o levantamento e um melhor entendimento dos fatores que atuam no processo de divulgação e disseminação dessa tecnologia.

Para que o objetivo principal de identificar e quantificar os principais impeditivos ao desenvolvimento do sistema no atual contexto da construção civil no Brasil, torna-se necessário a análise dos objetivos secundários que seguem:

a) Levantamento e identificação da cadeia produtiva do sistema;
b) Identificação dos parâmetros técnicos, culturais e financeiros analisáveis pertinentes ao sistema e que influenciam na especificação e utilização desse processo construtivo;
c) Obter dados junto aos vários agentes do setor que permitam uma análise qualitativa e quantitativa visando identificar as barreiras atuantes ao longo da cadeia produtiva e entender sua atuação e importância relativa;
d) Descrição da visão dos diferentes agentes intervenientes no sistema sobre os parâmetros abordados no processo de coleta de dados;
e) Sugerir e promover ações que possam vencer as barreiras atuantes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A principal questão de pesquisa que se busca responder diz respeito a como o sistema é visto pelos diversos elos da cadeia produtiva, quais as barreiras técnicas e culturais envolvidas e o comportamento entre as diversas variáveis e diferenças entre o método industrializado e o método chamado de tradicional, de modo identificar as vantagens e as dificuldades enfrentadas para a implementação de um sistema construtivo industrializado frente a sistemas construtivos convencionais já conhecidos e com domínio de suas questões técnicas.

Para avaliação do sistema foram considerados 13 parâmetros considerados críticos no processo conforme segue:

- Escolha do sistema construtivo para determinado empreendimento;
- Formação acadêmica;
- Projeto;
- Velocidade Construtiva;
- Produtividade na Construção;
- Cultura Construtiva;
- Mão de Obra;
- Segurança Estrutural;
- Durabilidade;
- Desempenho térmico e Acústico;
- Manutenibilidade;
- Aspectos Financeiros
- Sustentabilidade

De forma paralela e como premissa a este trabalho, se busca entender como é composta a cadeia produtiva e quais as inter-relações entre os agentes envolvidos em um sistema industrializado de construção a seco, uma vez que não são totalmente conhecidos e ainda não existe o domínio completo da tecnologia envolvida.

Dessa maneira, este estudo seguiu a seguinte metodologia:

2.1 Revisão Bibliográfica

Para este trabalho optou-se por uma revisão bibliográfica narrativa, limitando-se a publicações escritas em português, espanhol e inglês. Foi realizado levantamento da literatura existente abordando especificamente o método construtivo do LSF e sistemas de fachadas com foco específico em sistemas de fachadas leves estruturadas em LSF, buscando o histórico desses sistemas e aventando o atual estado da arte, para tal utilizou-se palavras chave relacionadas ao sistema estudado como *Fachada leve, Fachadas, Light Steel Framing, Perfis de aço galvanizado, Construção a Seco, Construção Industrializada, Construção Metálica, Perfis Leves Formados a Frio, Wood Frame, EIFS, Fachadas Ventiladas* e outras derivadas correlacionadas em ambos os idiomas supracitados. A revisão contou também com indicações bibliográficas de agentes envolvidos na cadeia produtiva pertinentes ao assunto estudado e angariados durante reuniões presenciais com o autor.

Conjuntamente normas técnicas nacionais e estrangeiras relacionadas ao tema e referenciadas em publicações avaliadas esta revisão fizeram parte desta revisão bibliográfica selecionadas

2.2 Levantamento de Mercado

Como o sistema estudado é um sistema integrado que conta com vários elementos fornecidos por vários fabricantes diferentes, é necessário realizar um levantamento da cadeia produtiva, identificando os stakeholders de modo a analisar como a indústria atualmente atende a essa demanda. Nesta fase serão recolhidas diversas informações referentes a fabricantes, produtos,

desempenho, produtividade, área de atuação e características técnicas dos materiais diretamente junto aos seus fabricantes e sua respectiva rede de distribuição

2.3 Pesquisa de Campo

Esta etapa consistiu na aplicação de um questionário e entrevista junto aos profissionais envolvidos no processo. Para tal, considerando o levantamento da cadeia produtiva, foram selecionados profissionais atuantes nos elos mais representativos dessa cadeia de modo a identifica-los e localiza-los dentro do processo. O questionário teve uma seção qualitativa com perguntas abertas de modo a captar a percepção do agente sobre o que ele considera como impeditivo ou vantagem do sistema de fachadas leves estruturadas em LSF e outra seção quantitativa onde os 13 parâmetros pré-definidos citados no item 2 foram pontuados de modo a quantificar a importância relativa do determinado parâmetro. Devido a abrangência nacional da pesquisa, as entrevistas foram realizadas parte à distância e parte pessoalmente com um questionário padronizado e com convites individuais personalizados com uma apresentação e uma breve explicação sobre os objetivos da pesquisa, bem como com um termo de consentimento livre e esclarecido de participação na pesquisa. Os participantes foram identificados de acordo com sua participação e atuação na cadeia produtiva de modo a identificar o grau de conhecimento esperado em relação ao respondido, bem como analisando o nível de atuação no processo.

Foram analisadas 112 respostas com abrangência nacional e os dados compilados e tratados estatisticamente considerando pesos diferentes referentes ao grau de conhecimento informado e participação na cadeia.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Cadeia Produtiva

Cadeia produtiva é o conjunto complexo e organizado das relações entre os agentes produtivos e institucionais que participam da concepção, produção e gestão dos empreendimentos ao longo do seu ciclo de vida (CARDOSO, 2016).

Os sistemas industrializados a seco estruturados em perfis metálicos, além de diferir radicalmente da alvenaria tanto na questão dos materiais aplicados, como em processos, projetos, logística e montagem, também são elementos ainda muito pouco conhecidos na construção civil brasileira e carecem não somente de tempo de observação em aplicações como de bibliografia. Essa diferença entre os sistemas faz com que a comparação técnica, financeira e de viabilidade de aplicação entre esses sistemas seja ainda difícil de ser executada considerando todas as variáveis necessárias para reduzir as características dos sistemas a um coeficiente comum de comparação. Tal fato aliado ao fator cultural gera a necessidade de uma associação que se comunique de uma forma única e articulada com o público envolvido.

Na construção industrializada normalmente existe uma migração da mão de obra do canteiro para a indústria e, como a indústria trabalha sob um ambiente muito mais controlado e protegido de intempéries e imprevistos, evidentemente o índice de automatização e utilização de equipamentos de maior tecnologia é inevitável, gerando também um maior número de

agentes participantes na cadeia produtiva e o gerenciamento e manuseio desses equipamentos demandam uma mão de obra com maior especialização e treinamento. É também plausível considerar que produtos industrializados terão um índice de sofisticação maior que produtos artesanais ou construídos no canteiro de obras, gerando consequentemente, a necessidade de uma mão de obra também mais especializada para lidar com esses produtos e sistemas.

Naturalmente esse processo de industrialização fez com que certas atividades escapassem do core business original de uma construtora, levando então ao processo de terceirização de certos serviços. Da mesma fora, equipamentos especiais também se tornaram necessários para que as vantagens dos produtos industrializados pudessem ser aproveitadas em sua integralidade. Essas características fizeram com que a cadeia produtiva do sistema LSF assumisse uma forma diferente do que era apresentado na construção convencional de alvenaria.

A cadeia produtiva que envolve as fachadas leves estruturadas em LSF é formada por agentes interconectados por fluxos de materiais, de capital e de informações, objetivando suprir um mercado consumidor com os produtos do sistema LSF, com a participação de construtoras, incorporadoras, segmentos da indústria de transformação, que produzem materiais de construção, por segmentos do comércio varejista e atacadista e por várias atividades de prestação de serviços, tais como serviços técnico-profissionais, serviços financeiros e seguros.

No caso estudado em particular, existe uma importante interface entre o projeto e a produção de perfis e painéis, onde o projeto realizado com o auxílio de softwares de última geração se comunicam diretamente com as maquinas produtoras de perfil que fazem a leitura do projeto e produzem o perfil customizado nas medidas corretas e já com os cortes, furações e reforços necessários e devidamente identificados para a montagem dos painéis. Esta etapa de projeto e fabricação reforça a necessidade de uma mão de obra de nível superior devidamente habilitada para o sistema.

3.2 Resultados da Pesquisa

Os dados apresentados a seguir são resultados da tabulação e análise de uma pesquisa aplicada entre os meses de junho e outubro de 2018, realizada com profissionais e estudantes diretamente ligados à cadeia produtiva do Light Steel Framing no Brasil. A pesquisa foi dividida em quatro blocos conforme abaixo:

a) Bloco 01 – Identificação

Nesse bloco teve como objetivo a identificação dos termos respondentes e localização dos mesmos na cadeia através de seus contatos de e-mail e declaração da empresa em que estavam atuando no momento em que responderam a pesquisa, bem como em que região do país estavam atuando. Também neste primeiro bloco identificamos suas respectivas formações profissionais.

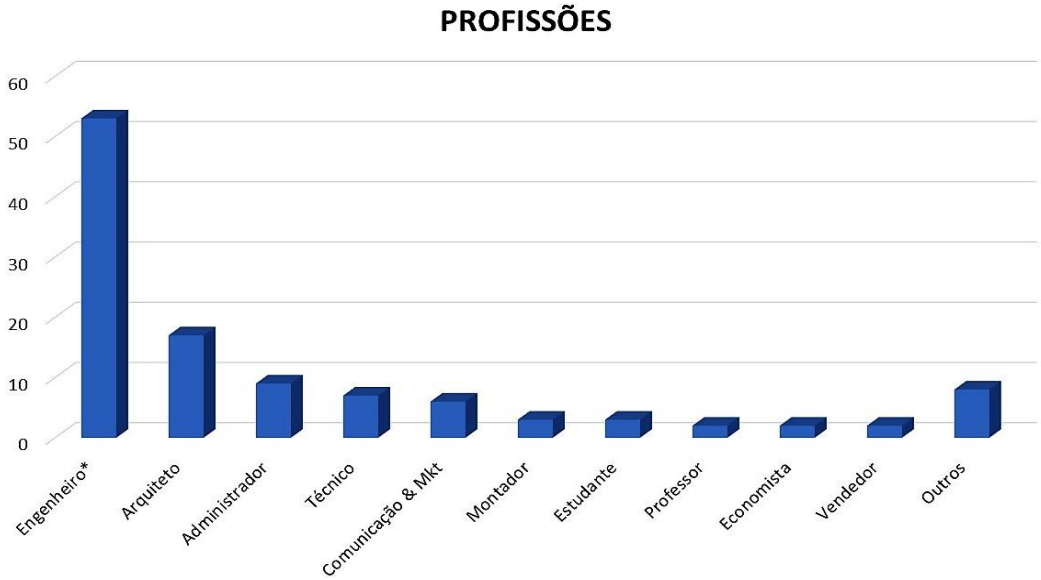
A pesquisa foi realizada com abrangência nacional obteve 112 respostas de profissionais e estudantes que atuam diretamente na cadeia produtiva representando 12 estados brasileiros, e as formações profissionais divididos conforme gráficos abaixo:

Gráfico 01 – Abrangência Nacional



*O termo respondente dos EUA atua em todo o Brasil como representante de empresa diretamente ligada ao setor

Gráfico 02 – Profissões



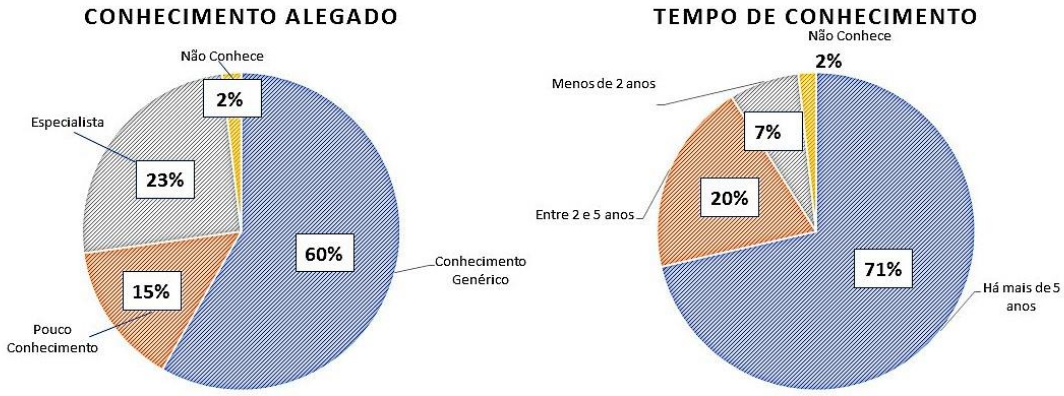
*Engenharia abrange as áreas civil, mecânica, metalúrgica, de produção, de materiais e química, sendo que 68% dos respondentes foram engenheiros civis.

b) Bloco 02 – Conhecimento do sistema

Esta parte visa estabelecer o nível de conhecimento do sistema alegado pelo entrevistado e comparado o tempo de conhecimento alegado juntamente com sua atuação na cadeia de modo a que possa ser feito um balanceamento e a correção dos dados com base nas respostas. Ainda por este bloco pretende-se identificar quando ocorreu o contato do entrevistado com o sistema, por qual motivo e se exista ainda uma atuação ativa do termo respondente com a cadeia produtiva ou diretamente com o sistema analisado neste trabalho.

Os termos respondentes foram convidados a responder qual o nível de conhecimento que eles próprios alegam ter do sistema e há quanto tempo conhecem o sistema de fachadas leves estruturadas em LSF. Como resultado desse questionamento temos os gráficos

Gráficos 03 e 04 – Conhecimento Alegado



De forma dirigida e com opções de respostas limitadas, foi questionado por qual meio ocorreu o primeiro contato do termo respondente com o sistema de fachadas leves estruturadas em LSF e, considerando que a pesquisa abrangeu agentes da cadeia de todo o sistema de Light Steel Frame, porém com foco específico nos sistemas de fachada, os termos respondentes também foram questionados como, na opinião deles, se enquadram na cadeia produtiva, se trabalham ou já trabalharam especificadamente com os sistema de fachadas leves estruturadas em LSF e se tem conhecimento de alguma obra que tenha se utilizado deste determinado sistema construtivo, obtendo os seguintes resultados:

Gráfico 05 – Posição na Cadeia Produtiva

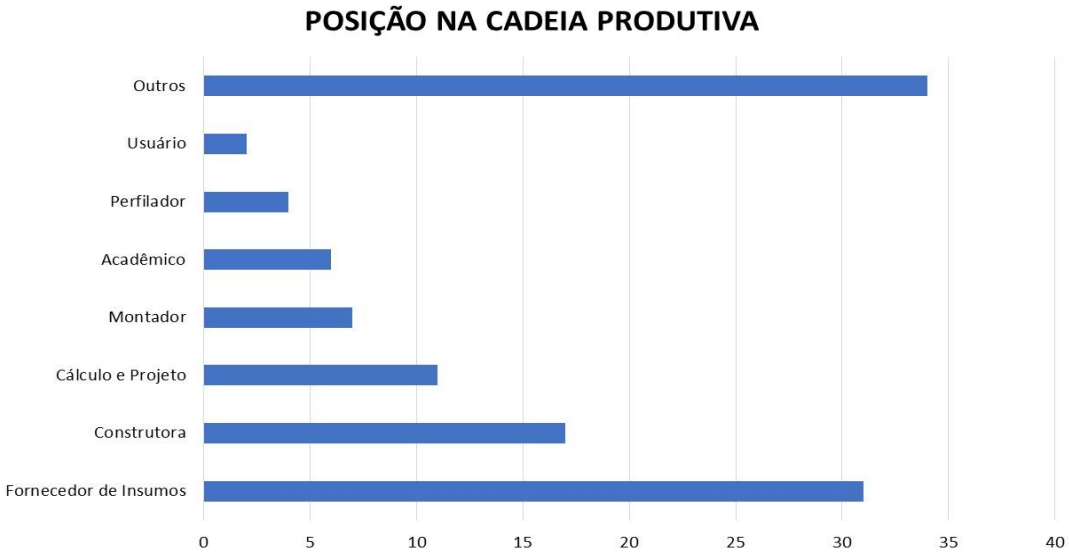


Gráfico 06 – Atuação

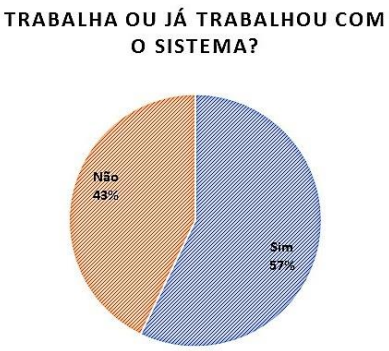




Gráfico 07 – Como veio a conhecer o Sistema de Fachadas em LSF



Com a obtenção dessas respostas foi possível compreender o nível de conhecimento global dos termos respondentes, permitindo uma análise quantificada dos próximos blocos de pesquisa, bem como identificar como e por que meios acontece a disseminação da informação do sistema analisado no mercado. Com essa informação real é possível a comparação com a percepção dos entrevistados quanto às eventuais barreiras levantadas e analisadas nos próximos blocos da pesquisa, permitindo a criação de uma base de dados e a comparação entre dados efetivos e dados perceptivos.

Os termos respondentes também foram convidados a indicar se conhecem alguma obra que se utilizou do sistema e com essas informações pudemos também comparar como ocorre a divulgação das obras e se o conhecimento dos termos respondentes se equipara com o percebido por eles.

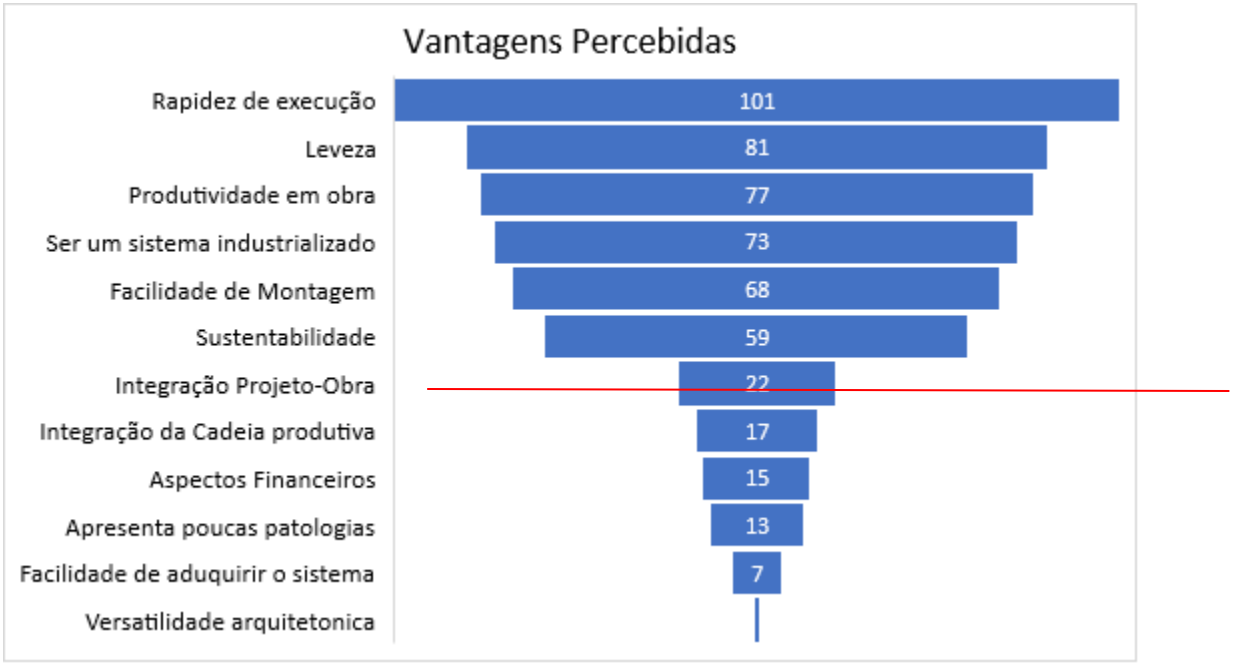
c) Bloco 03 – Visão do Sistema

Nesta etapa os termos respondentes foram convidados a responder de forma subjetiva em sua própria visão e de modo quantitativo quais as tipologias mais adequadas para a aplicação do sistema, quais as vantagens e desvantagens relativas em comparação às vedações de alvenaria (chamadas aqui de métodos convencionais) e também foram convidados a responder de forma subjetiva e direcionada (com respostas limitadas) quais seriam as barreiras mais impactantes para um maior desenvolvimento do sistema, onde também foi elencado um espaço para análise da mão de obra existente atualmente.

Esse bloco visa analisar qual a visão relativa dos entrevistados sobre o sistema de fachadas leves estruturado em LSF frente ao método convencional de alvenaria e quais as barreiras que eles,

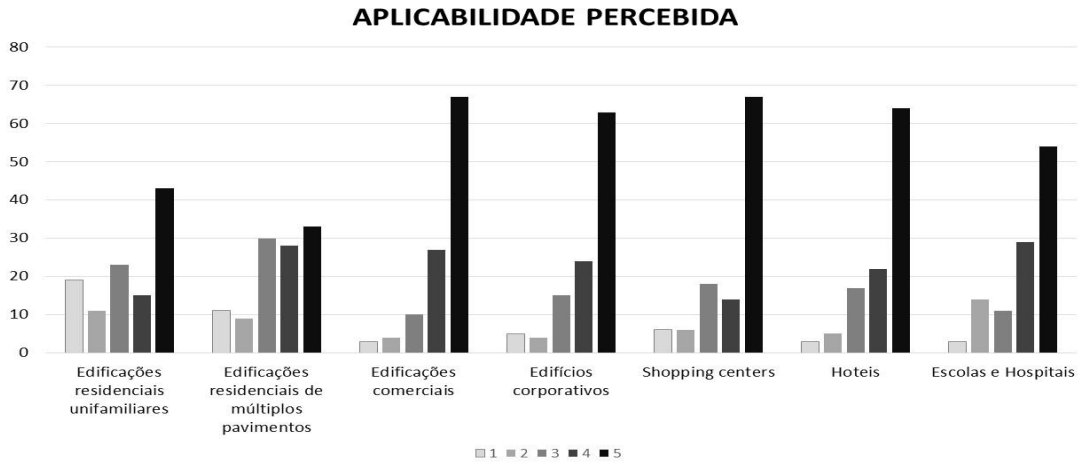
em suas próprias opiniões, consideram mais relevantes no desenvolvimento do sistema. A questão da mão de obra é abordada também como uma premissa da pesquisa, considerando que a falta de divulgação e conhecimento do sistema frente aos profissionais atuantes seria também um impeditivo ao crescimento de utilização do mesmo e a pesquisa visa, por meio de comparação entre a premissa inicial e as respostas fornecidas validar este item como uma barreira relevante ao desenvolvimento do sistema.

Gráfico 08 – Vantagens Percebidas



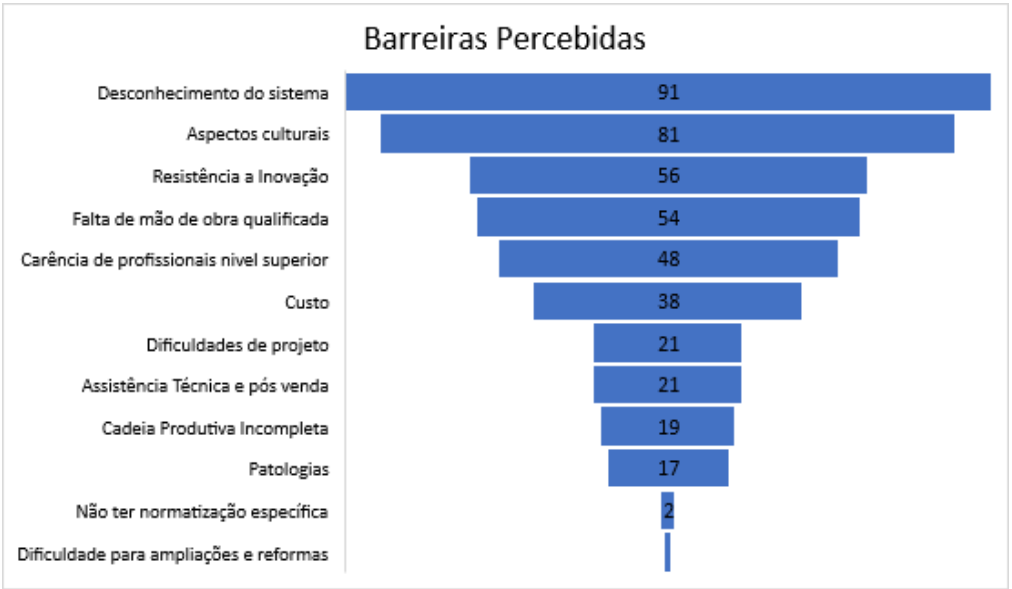
Ainda nessa etapa os termos respondentes indicaram em suas percepções quais seriam as tipologias que melhor se adaptariam à utilização do sistema de fachadas leves estruturadas em Light Steel Frame e que, portanto, na visão dos entrevistados teriam teoricamente menos restrições e ou barreiras que venham a limitar o desenvolvimento de sua utilização. Para tanto foi utilizado um sistema de pontuação na qual cada entrevistado elencaria o grau de potencial utilização do sistema aliado a uma determinada metodologia onde a pontuação variou de 1 ponto (pouco aplicável) a 5 pontos (muito aplicável), conforme indicado no gráfico 09 abaixo:

Gráfico 09 – Aplicabilidade Percebida



Colocadas as tipologias que melhor aceitariam o sistema na visão dos entrevistados juntamente com as vantagens percebidas no sistema, foi também perguntado aos termos respondentes quais em suas respectivas opiniões seriam as barreiras existentes que impedem que o sistema se torne mais popular e utilizado considerando que apresentam claras vantagens construtivas e adaptabilidade a diversas tipologias construtivas. Os entrevistados pontuaram livremente os itens que consideravam como impeditivos ao desenvolvimento do sistema, resultando no gráfico 10, de onde é possível destacar claramente as questões do desconhecimento do sistema juntamente com a não formação adequada e suficiente de mão de obra juntamente com os aspectos culturais da construção civil no Brasil.

Gráfico 10 – Barreiras Percebíveis

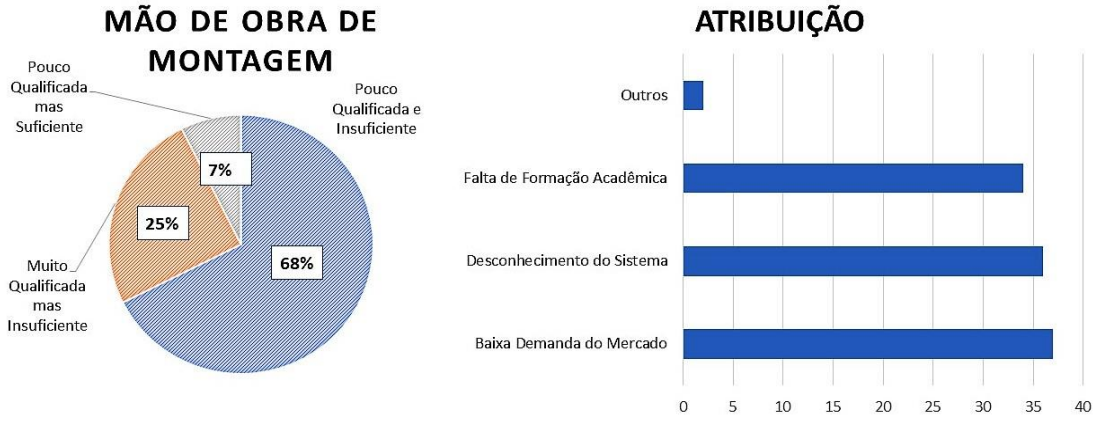


Há, portanto, uma clara percepção de que a formação profissional tanto em relação a profissionais de nível superior como de nível técnico e de montagem do sistema é um impeditivo ao aumento de utilização do mesmo e que essa questão de mão de obra aparenta estar diretamente ligada a falta de divulgação do sistema aliada a aspectos da cultura construtiva nacional. Posto isso torna-se importante a avaliação de uma análise mais centrada no quadro atual de formação de mão de obra disponível e atuante com o sistema.
Por essa avaliação, no ponto de vista dos entrevistados é possível relacionar o pouco conhecimento do sistema a uma carência de formação acadêmica de profissionais de nível superior, enquanto uma análise da qualificação de profissionais de montagem permite interpretar que trata-se de uma mão de obra de mais fácil formação e que só não está preparada para o mercado por falta de demanda e que, assim que ocorrer essa demanda, esse setor pode se adaptar e se qualificar mais facilmente e com maior velocidade para atender às demandas de mercado.

Gráfico 11 – Mão de obra de nível superior



Gráfico 12 – Mão de obra de montagem



d) Bloco 4 - Parâmetros Base

Por fim, no último bloco foram elencados treze parâmetros básicos tomados como hipótese premissa do trabalho, os quais foram ranqueados pelos entrevistados com uma pontuação de 1 a 5 sendo que 1 seria aplicado para parâmetro que afeta muito negativamente o sistema e 5 um parâmetro que afeta de forma muito positiva o desenvolvimento do sistema. Com esse questionamento pretendeu-se elaborar uma comparação partindo de uma hipótese empírica pré-definida com uma percepção relativa dos profissionais atuantes no setor. Dessa forma foi possível separar os parâmetros que são percebidos como vantagens do sistema daqueles que são percebidos como barreira ao seu desenvolvimento, resultando no gráfico e tabela a seguir:

Gráfico 13 – Parâmetros do Sistema

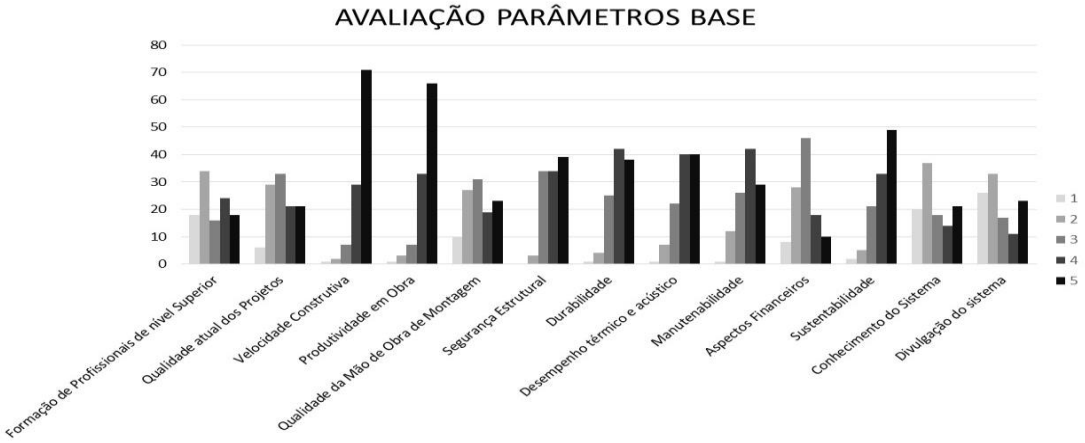


Tabela 01 – Treze Parâmetros

	1	2	3	4	5
Formação de Profissionais de nível Superior	18	34	16	24	18
Qualidade atual dos Projetos	6	29	33	21	21
Velocidade Construtiva	1	2	7	29	71
Produtividade em Obra	1	3	7	33	66
Qualidade da Mão de Obra de Montagem	10	27	31	19	23
Segurança Estrutural	0	3	34	34	39
Durabilidade	1	4	25	42	38
Desempenho térmico e acústico	1	7	22	40	40
Manutenabilidade	1	12	26	42	29
Aspectos Financeiros	8	28	46	18	10
Sustentabilidade	2	5	21	33	49
Conhecimento do Sistema	20	37	18	14	21
Divulgação do sistema	26	33	17	11	23

4 CONCLUSÃO

Como observado, o presente trabalho mostra que os sistemas industrializados de construção a seco estruturados em perfis de aço leve apresentam mudança conceitual radical em relação aos sistemas convencionais e apresentam uma cadeia produtiva mais complexa envolvendo um maior número de agentes e que nem sempre dividem o mesmo objetivo comum.

A quebra cultural causada por esses sistemas atinge não somente os consumidores, mas também os agentes incorporadores, financiadores, logística e produtores. O desenvolvimento acontece, portanto de modo contrário à cultura do país, requerendo que a cadeia produtiva do setor atue de modo uníssono buscando o comum objetivo de desenvolver o mercado.

O primeiro indício para essa conclusão parte da revisão bibliográfica, onde foi levantado que apesar de existir uma relativa grande quantidade de artigos técnicos e informações sobre o sistema LSF, são muito poucas as informações referentes especificamente a sistemas de fachadas leves estruturadas em LSF. Tal fato pode se dever, conforme constatado na pesquisa, a falta de profissionais de nível superior habilitados ou com conhecimento de atuação nesse sistema, causando essa lacuna na divulgação. Alguns poucos artigos ou bibliografia que abrangem o assunto foram elaborados e divulgados pelas próprias empresas atuantes na cadeia produtiva visando fomentar e esclarecer a utilização de algum determinado produto ou insumo integrante do sistema. Essa hipótese é corroborada quando analisamos a grade de cursos oferecidos pelas universidades no Brasil onde uma carga horária relativamente completa objetivando construção em concreto e alvenaria é oferecida em comparação a uma baixa carga horária relativa dedicada à construção metálica. E quando mencionamos construção metálica leve onde o sistema LSF se encontra, a oferta fica limitada a poucos cursos de especialização e alguns trabalhos de mestrado e doutorado.

A pesquisa aponta que o mercado em geral considera de forma clara algumas características que a cadeia enxerga algumas características do sistema como uma vantagem em comparação com o sistema de alvenaria, dos quais podemos destacar rapidez de execução, leveza, maior produtividade relativa em obra, facilidade de montagem e execução, se tratar de um sistema industrializado e apresentar características de sustentabilidade. Essa percepção de vantagem vem a se refletir nas tipologias indicadas nas respostas da pesquisa como tipologias as quais o sistema melhor se adapta (indicadas no gráfico 09).

A pesquisa também abordou a visão dos entrevistados em relação às possíveis barreiras que afetam uma maior utilização do sistema e neste ponto alguns pontos foram mais claramente mencionados pelos termos respondentes com destaque para a o desconhecimento do sistema, aspectos culturais da construção no país, resistência à inovações, falta de mão de obra qualificada e carência de profissionais de nível superior habilitados ao sistema.
A questão dos aspectos financeiro e custo relativo do sistema aparecem na pesquisa de forma intermediária, fato relacionado a sensibilidade desse item referente à tipologia aplicada. Em obras onde a antecipação financeira em função e construção mais rápida é justificada pela antecipação dos recebimentos resultantes da atividade exercida na edificação ou em situação das dificuldades geradas em canteiros caros ou de pouco espaço, obras com características

específicas que requeiram uma construção mais leve ou ainda em obras destinadas a alto padrão habitacional, a questão do custo é facilmente incorporada no empreendimento. Em contrapartida, obras de interesse social ou que a antecipação financeira não seja justificada a questão do custo passa a ser de maior relevância.

A questão da mão de obra aparece em diversos itens da pesquisa como uma barreira ao desenvolvimento do sistema e comtempla dois aspectos diferentes. O primeiro é referente à mão de obra técnica de montagem, a qual, no âmbito da pesquisa, tem como maior peso a baixa demanda resultando em poucos profissionais no mercado. Isso pode ser explicado por se tratar de uma mão de obra que necessita de um menor tempo de formação e que também já vem adaptada de outros sistemas construtivos mais divulgados e com mais aplicação atualmente na construção civil nacional como por exemplo o Drywall, que apesar de não ser um sistema estrutural, apresenta diversas similaridades de logística e montagem que o LSF.
Já em relação a mão do obra de nível superior, que é responsável direta na multiplicação conceitual do sistema, especificação do sistema em projetos e até na atuação técnica e comercial de convencimento do mercado e na venda do sistema, o problema é remetido diretamente à formação desses profissionais nas universidades, aliado também ao tempo de formação, necessitando geralmente a graduação acadêmica, cursos de especialização e pós-graduação, requerendo um maior tempo para a devida formação desses profissionais. Com esse hiato na cadeia produtiva, a correta divulgação do sistema fica prejudicada pois esses profissionais seriam o estopim da divulgação do sistema via projetos, especificações, vendas técnicas, informação ao mercado, pós-venda e manutenabilidade pós-ocupacional.
Outro dado que a pesquisa levanta é que o primeiro contato com o sistema acontece em geral por obrigação de trabalho, quando o profissional já está atuando em algum setor da construção civil e por razões de mercado se vê obrigado a atuar com o sistema (gráficos 6 e 7).

Cabe também notar que os entrevistados não percebem a versatilidade arquitetônica como uma vantagem do sistema (gráfico 08), corroborando que o sistema é pouco conhecido não somente no meio da engenharia, mas também na formação de arquitetura.

Para que se possa sanar esse déficit de informação técnica, é necessário que uma organização consiga reunir e agregar o setor na forma de uma associação representativa, se tornando um meio efetivo e capaz de ações incentivar a formação acadêmica de profissionais habilitados ao sistema aqui estudado, que atue em promoção, divulgação, treinamento e atuação junto a órgãos públicos de modo a propiciar a evolução do sistema tanto culturalmente como mercadologicamente.

Por fim uma última variável a ser considerada na cadeia é a sustentabilidade, não somente do material, mas do empreendimento de forma global. Essa certamente é a variável mais difícil de contabilizar por ainda contar com itens intangíveis ou que ainda não estão claramente especificados e firmados em nosso mercado, como conceitos de emissão de poluentes, emissão de calor e pegada ambiental. Contudo, apesar da dificuldade de inclusão do elemento sustentabilidade, este e seus agentes podem se tornar importantes peças na cadeia produtiva desses sistemas.

Agradecimentos

Meu muito obrigado a Silvia Scalzo pelo incentivo ao trabalho e por propiciar acesso a informações relevantes a continuidade da pesquisa, bem como pelo fornecimento de material bibliográfico e indicações que permitiram a realização do trabalho.
Agradeço também a FRAMECAD e a SIRIUS METAIS por parte do financiamento da pesquisa e por permitir acesso à informações e contatos do setor.

REFERÊNCIAS

AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. **O desafio da sustentabilidade na construção civil**. 1º edição. São Paulo: Editora E. Blücher, 2011. Série Sustentabilidade. Coordenador José Goldemberg. 2011. 141 p.

AMANCIO et al. Capítulo 2. O sistema brasileiro de avaliação técnica de produtos inovadores para a Construção Civil**.** In: FABRÍCIO, M. M.; ONO, R. (organizadores).

Avaliação de desempenho de tecnologias construtivas inovadoras: manutenção e percepção dos usuários. Porto Alegre: ANTAC, 2015. Livro eletrônico. 159 p.

AMANCIO, R. C. A; FABRICIO, M. M. Capítulo 3. Avaliação técnica do produto de construção inovador: contexto brasileiro e internacional**.** In: FABRÍCIO, M. M.; ONO, R. (organizadores). **Avaliação de desempenho de tecnologias construtivas inovadoras: manutenção e percepção dos usuários.** Porto Alegre: ANTAC, 2015. Livro eletrônico. 159 p.

AMANCIO, R. C. A; FABRICIO, M. M.; MITIDIERI FILHO, C. V. **Avaliações técnicas de produtos de construção inovadores no Brasil.** Engenharia para a sociedade. Investigação e inovação. Cidades e desenvolvimento. Jornadas LNEC. Lisboa, 2012. 7 p.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **Cold- Formed Steel in Building Construction.** 2010. 29 p. Disponível em: http://www.steel.org/~/media/Files/SMDI/Construction/Construction%20-%20Overview%20of%20CFS%20Apps%20in%20Bldg%20Const%20-%202010%20Update.pdf . Acesso em: Julho de 2016.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). **Corrosion of Galvanized Fasteners used in Cold-Formed Steel Framing.** Research Report RP 04-4. Final report. Steel Framing Alliance and University of Hawaii at Manoa. December, 2004. Revision on 2006. 181 p.

____. **Durability of Cold-Formed Steel Framing Members.** Design Guide. Second Edition. September 2004. Steel Framing Alliance. Washington. DC.16 p.

____. **Galvanized Steel Framing for Residential Buildings.** Research Report RP 06-1. NAHB Research Center, Inc. International Lead Zinc Research Organization, Inc. (ILZRO). May 2007. Revision 1. Steel Framing Alliance. Washington. DC.79 p.218

____. **S200-12**: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – General Provisions. Edition 2012 (2012a) Fisrt Printing. 2013. 18 p.

____. **S200-12-C**: Commentary on North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – General Provisions. Edition 2012 (2012b) Fisrt Printing. April 2013. 16 p.

____. **S201-12**: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Product Data. Edition 2012. (2012c) Fisrt Printing. 2013. 37 p.

ANAUATE, M. **Visão e Atuação da Caixa Econômica Federal sobre Sistemas Construtivos Industrializados.** In: Reuniões do GT Construção Industrializada do Programa Compete Brasil. Apresentações. FIESP. 2014. 12 p. Disponível em: http://www.fiesp.com.br/indices-pesquisas-e-publicacoes/gt-construcao-industrializada-do-programa-compete-brasil-apresentacoes Acesso em: setembro 2016.

ARCELOR. **European Lightweight Steel-Framed Construction**. Publisher Arcelor,

LSK. 2004. Based in “Hauser in Stahl –Leichtbauweise”. Document 560, first edition 2002. 88 p.

ARCELORMITTAL. **Catálogo de Produtos Laminados.** ArcelorMittal Aços Planos América Latina – Brasil. Edição 2015. Janeiro de 2015.100 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDUSTRIA DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO & FUNDAÇÃO GETULIO VARGAS PROJETOS (ABRAMAT/ FGV). **A cadeia produtiva da construção e o mercado de materiais.** Agosto, 2007. 30p. Disponível em: http://www.abramat.org.br/files/Estudo%20%20Cadeia%20Produtiva%20-%20Abramat%20.pdf. Acesso em: junho 2016.

____. **Tributação, Industrialização e Inovação Tecnológica na Construção Civil.**

Coordenação: Ana Maria Castelo. Fevereiro de 2013. 44 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR-6023:** Informação e documentação - Referências - Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14724**: Informação e documentação – Trabalhos Acadêmicos – Apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

____. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio. Padronização. Rio de Janeiro, 2012. 36 p.

____. **NBR 7008-1**: Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente - Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2012. 10 p.

____. **NBR 7008-3:** Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente - Parte 3: Aços estruturais. Rio de Janeiro, 2012. 3 p.

____. **NBR 14715-1:** Chapas de gesso para drywall. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2010. 7 p.

____. **NBR 14762:** Dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis conformados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87 p.

____. **NBR 15220-2:** Desempenho térmico de edificações. Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações. Rio de Janeiro, 2005. 34 p.

____. **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.

____. **NBR 15498:** Placa de fibrocimento sem amianto - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2014. 23 p.

____. **NBR 15575-1:** Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013. 51 p.

____. **NBR 15575-4:** Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas – SVVIE. Rio de Janeiro, 2013. 51 p.

____. **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.

BARROS, M. S. B. **Metodologia para implementação de tecnologias construtivas racionalizadas na produção de edifícios**, 1996. 422 p, Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo – USP, 1996

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.

____. 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.

____. **Sistema Nacional de Avaliações Técnicas** - **SINAT** – Disponível em: http://www4.cidades.gov.br/pbqp-h/projetos_sinat.php
Acesso em: Julho de 2016.

BROOKS, MONICA G. **Good Housekeeping Stran-Steel House in 1933-34 Chicago word's fair: A century of progress home planning.** Marshal University, Huntington, WV, 2013

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO (CBIC). **Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013.** Fortaleza: Gadioli Cipolla Comunicação, 2013. 300 p.

CARDOSO, SILVIA SCALZO. **Tecnologia construtiva de fachada em chapas delgadas estruturadas em *light steel framing*** Dissertação (mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Fevereiro de 2016

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA) & INSTITUTO DE METAIS NÃO FERROSOS (ICZ). **Cenário dos Fabricantes de Perfis Galvanizados para Light Steel Framing e *Drywall***. Rio de Janeiro, outubro 2015.

CICHINELLI, G. Saiba como executar paredes de painéis cimentícios. **Revista Equipe de Obra.** Editora Pini. Edição 65 - Novembro/2013. Disponível em: http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/65/paredes-com-paineis-cimenticios-fixacao-dos-parafusos-e-tratamento-300272-1.aspx. Acesso em: Junho 2016.

CLARO, ANDERSON. **Transportes verticais,** 2002. Disponível em: www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2002-2/transportes.verticais. Acesso em setembro 2016.

CLETO et al. Códigos de práticas: uma proposta de documentos técnicos de referência de boas práticas para a construção de edifícios no Brasil. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 11, n. 2, p. 7-19, abr./jun. 2011. 13 p.

Construbusiness 12. Congresso Brasileiro da Construção; FIESP; São Paulo; 2016

Congresso Latino Americano de Steel Framing; 1. Congresso Latino Americano de Steel Framing; ano 1 ; numero 1. Dezembro 2015

COSSONS, NEIL, TRINDER, BARRIE. **The iron bridge: Symbol of the industrial revolution.** Philimore. ISBN 978-1-86077-230-6, 2002

CSN Catálogo de Produtos Laminados a Quente, Frio, Zincado, Folhas Metálicas e Galvalume. CSN Brasil. Edição 2014; Janeiro 2014

FONTENELLE, J.H. **Sistema de fixação e juntas em vedações verticais constituídas por placas cimentícias: estado da arte, desenvolvimento de um sistema e avaliação experimental.** 2012**.** 219 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

FROTA, A.B.; SCHIFFER, S.T.R. **Manual de conforto térmico**. São Paulo: Editora Nobel. 1988

GONÇALVES, R; BROERING, L. O desafio global da produtividade. **Revista Conjuntura da Construção**, São Paulo, FGV/IBRE e Sinduscon-SP. Ano XIII, n. 1, p. 14-16, março 2015.

HARRIS, R. **Discovering Timber-framed buildings**. (3. rev.ed), Shire Publications, 1993

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Mercado Brasileiro de Aço**. Análise Setorial e Regional. Edição 2015, Outubro 2015.

INTERNATIONAL IRON AND STEEL INSTITUTE; **Thermal Performance of Light Steel Frame Housing**; IISI, Bruxelas, Março 2001

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO).**ISO 1182**: Reaction to fire tests for products. Non-combustibility test. 2010. 32 p.

INTERNATIONAL ZINC ASSOCIATION (IZA). **Flor de Zinco em Chapa de Aço Galvanizado por imersão a quente.** GalvInfoNote. Processos de Revestimento e Tratamentos de Superfície. Revisão 1.3 Agosto de 2011. 6 p.

KNAUF. **WM.es. Knauf Tabiques de Fachada.** 4/2013. 32 p.

KOSKELA, L. J.; VRIJHOEF, R. **The prevalent theory of construction is a hindrance for innovation.** In: 8th Annual Conference of the International Group for Lean Construction, 17th - 19th July 2000, Brighton, UK. 11 p.

LP. **Manual CES.** Construção Energitérmica Sustentável. Steel Frame, Wood Frame. Catálogo Comercial LP. 2011. 36 p. Disponível em: www.lpbrasil.com.br/inc/download.asp?caminho=materiais...CES... Acesso em: Agosto 2016.

LP BUILDING PRODUCTS. **Construção seca e sustentável com steel frame e wood frame.** Curitiba, 2011. Disponível em: htto://www.lpbrasil.com.br/aplicacoes/aplicacoes-na-construcao-ces.asp. Acesso em setembro 2016

LATERNSER, K; SILVA, J.; HOERMANN-GAST, A. **European Provisions for the Testing, Assessment and Design of Anchors in Concrete and Masonry**. Sem Data. 22 p. Disponível em: http://www.icc-es.org/news/pdf/europeanprovisions.pdf. Acesso em: Agosto de 2016.

LARSON, J; USAMI, A. **Corrosion protection for cold-formed steel framing in coastal areas.** Technical note on cold-formed steel construction D200-07. Cold-Formed Steel Engineers Institute (CFSEI). January 2007. 6 p.

LAWSON, R. M. **Light Steel Residential Buildings.** ED 011 Technical information sheet. SCI Document ED011. Ascot: Steel Construction Institute (SCI). 2012. 8 p.

MILLER, DONALD L. **City of the century – The epic of Chicago and the making of America.** Paperbak Publish, 1997

MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. **Sistema construtivo em "wood frame" para casas de madeira**. v. 31, n. 2. Londrina-PR, 2010. Site: http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/view/4017 Acesso em setembro 2016.

OLIVEIRA,F;SOLLERO,L.P; **Consumo de Aço no Brasil: Um Modelo Baseado na Técnica de Intensidade de Uso**; Trabalho 358; Banco Central do Brasil; Julho 2014

RODRIGUES, MARYLUCI B. **Diretrizes para a integração dos requisitos de construtibilidade ao processo de desenvolvimento de produtos de obras repetitivas.** Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.Porto Alegre. Dezembro de 2005

SABBATINI, F. H. **Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos - formulação e aplicação de uma metodologia.** 1989. 207 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

SABBATINI, F. H.; BARROS, M. M. B.; MEDEIROS, J. S. Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais (1º. :1998: São Paulo). **Anais**; ed. por Sabbatini, Barros, Medeiros. São Paulo, EPUSP/ PCC, 1998. 308 p.

SABBATINI, F. H. et al. **Desenvolvimento tecnológico de métodos construtivos para alvenarias e revestimentos: recomendações para a construção de paredes de vedação em alvenaria.** São Paulo, EPUSP. 1988. (Projeto EP/EN-1).

SANTIAGO, A. K. **O uso do sistema Light Steel Framing associado a outros sistemas construtivos como fechamento vertical externo não-estrutural.** 2008. 153p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

SILVA, E. L.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355**. Rio de Janeiro: IBS/ CBCA, 2008. (Série Manual de Construção em Aço). 119 p.

SQUICCIARINI,M; ASIKAINEN,A; **A Value Chain Statistical Definition of Construction and Performance of The Sector;** Organization for economic cooperation and development direcorate for Science technology and insdustry; Paris; setembro 2014

SPIER, LESLIE. **As invenções e a sociedade humana. Homem, cultura e sociedade.** Organização Harry L. Shapiro. Brasil⁄Portugal. Editora fundo de cultura. 1966

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI). **Infill walling**. SteelConstruction.info: The free encyclopedia for UK steel construction information.

Disponível em: http://www.steelconstruction.info/Infill_walling. Acesso em: agosto de 2016.

TANIGUTI, E. K. **Método construtivo de vedação vertical interna de chapas de gesso acartonado.** 1999. 293 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

THE HARTFORD LOSS CONTROL DEPARTMENT. **Exterior insulation and finishing systems.** Technical information paper series TIPS Series S 140.012, EUA. 1997

UTLEY, R.M. **The history of the west**, DK Publishing, Nova Yorque, 2003

WAY, A. G. L.; LAWSON, R. M. **Design and instalation of light steel external wall systems.** Technical Report. SCI Document ED017. Ascot: Steel Construction Institute (SCI). 2013. 43 p.

WAY, A. G. L. **Durability of Light Steel Construction.** Technical information sheet. SCI Document ED022. Ascot: Steel Construction Institute (SCI). 2014. 4 p.

https://drywall.org.br/ Acessado entre 01 e 20 de setembro de 2017

www.live-production.tv/case-studies/production-facilities/preview-fifa-world-cup-brasil-2014.html Acessado entre 02 a 10 de setembro de 2017

7.1 – REUNIÕES DO SETOR

Dados recolhido em reuniões do setor para elaboração de normas e criação da Associação Steel Framing envolvendo diversos agentes da cadeia produtiva do setor:

- Pettit Comitê Para elaboração do plano de elaboração da Associação Steel Frame; realizadas entre março 2011 a maio de 2012;
- Revisão das normas ABNT referente ao CE217 Drywall Realizadas na Associação Drywall entre janeiro de 2015 a maio de 2017;
- Reuniões do CE-02:125.004 – COMISSÃO DE ESTUDO DE SISTEMAS CONSTRUTIVOS LIGHT STEEL FRAMING, realizados na sede da ABCEM entre março de 2016 a maio de 2017;
- Reuniões de Formação da Associação Drywall realizadas na ABRAMAT entre janeiro de 2013 e dezembro de 2014;
- Primeiro e Segundo congressos Latino-Americanos de Light Steel Framing – São Paulo; 2016 e 2017;
- Road Shows CBCA realizados em todo o território nacional entre 2012 e 2014;
- Participação ativa no controle e gerenciamento de projeto e execução de obra do ITC da Copa do Mundo FIFA 2014. Rio de Janeiro entre 2012 e 2014 – Gypgroup / FIFA

Tema: Construções leves estruturadas em aço

CARACTERIZAÇÃO DA FACHADA EM CHAPAS DELGADAS COM ESTRUTURA EM LSF *

Silvia Scalzo Cardoso[1]
Mercia Maria Bottura de Barros[2]

Resumo
A tecnologia construtiva de fachadas de edificações em chapas delgadas com estrutura em Light Steel Framing (LSF) é uma solução construtiva com grande potencial para aumentar a produtividade e reduzir os prazos de execução, oferecendo qualidade e desempenho exigidos. O presente artigo tem por objetivo sistematizar e analisar o conhecimento relativo a essa tecnologia construtiva de fachada no que se refere à caracterização de suas camadas e propor uma terminologia. O método de pesquisa adotado compreende revisão bibliográfica. Como contribuição, o trabalho reúne um conjunto organizado de informações sobre a caracterização do sistema de fachada, de suas camadas e informações quanto ao grau de industrialização dos painéis em relação à montagem.

Palavras-chave: Chapas delgadas; Fachada leve; *Light Steel Framing;* Estrutura em perfis de aço galvanizado formados a frio.

CHARACTERIZATION OF THE FAÇADE IN LIGHT STEEL EXTERNAL WALL SYSTEM

Abstract
The building technology of light steel external wall system is a viable alternative, as it holds a potential to increase productivity, reduce construction deadline and bring benefits. This research aims to organize the knowledge on the building technology of light steel external wall facade. The research method comprises a technical literature review. As a result, this study combines an organized ensemble of information about characterization of the light steel external wall system, its layers and information about panel assembly according its industrialization grade. The information here presented may serve as reference to the technical community by compiling and organizing information available in various and dispersed references.
Keywords: Façade. Light steel external wall systems. Cold-formed steel structures

[1] Arquiteta FAUUSP (1982), Mestre em Ciências pelo Programa de Mestrado Profissional em Inovação na Construção Civil - POLI-USP (2016). Atua na ArcelorMittal (Gerência de Estratégia Comercial) e 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

A industrialização da construção é a chave para se incrementar o nível de produção e aprimorar o desempenho da atividade construtiva (Sabbatini [1]). Com foco em tecnologias que tragam ganhos de eficiência na modernização de suas formas de produção, para que possam obter aumento de produtividade, diminuição da rotatividade de mão de obra, redução de retrabalho e eliminação de atividades na etapa de pós-entrega, (Barros [2]), o presente trabalho aborda a industrialização de um importante subsistema: a fachada.

Dentre os diversos subsistemas que compõem o edifício, a fachada ou vedação vertical externa ocupa posição estratégica no sistema de produção da empresa construtora por razões de diferentes naturezas: (1) apresenta interface com grande parte dos demais subsistemas do edifício: estrutura, sistemas prediais, vedações horizontais, entre outros; (2) é a parte mais visível do edifício, e, por isto, interage fortemente com os usuários e com a paisagem rural e urbana; (3) está em contato com o meio ambiente, sofrendo sua influência e, consequentemente, pode apresentar problemas patológicos (por questões de concepção, execução ou manutenção), que são de difícil e onerosa solução, ainda mais, considerando-se as dificuldades de acesso que podem se colocar; (4) representa uma área significativa da superfície do edifício, sendo constituída por elementos de alto valor agregado (esquadrias e revestimentos); (5) em relação ao planejamento da obra, faz parte do caminho crítico da obra; em vista de todas as razões acima expostas, sua produção deve ser racionalizada.

Sendo um dos elementos primordiais na identidade e valorização do edifício, a fachada reflete a época de sua construção e a cultura construtiva desta época. Além disso, juntamente com a cobertura forma o invólucro ou envelope do edifício, responsável pela sua habitabilidade e por manter as condições ambientais internas, tais como: conforto térmico e acústico, segurança dos usuários, estanqueidade entre outros.

O artigo objetiva caracterizar essa tecnologia, identificando seus componentes, suas camadas e suas respectivas funções e, ainda, pela sistematização das informações tratadas, colaborar com o conhecimento sobre a tecnologia a fim de que essa inovação possa se viabilizar no País. Este artigo está baseado na dissertação de Mestrado de Cardoso [3].

2 MÉTODO

O método de pesquisa adotado compreende revisão bibliográfica. São identificadas basicamente duas fontes de informações para os capítulos de caracterização da tecnologia de fachada e de seu desempenho, a saber: (1) literatura acadêmica sobre sistemas construtivos de fachadas e mesmo, de outras tecnologias construtivas que contribuíram com a caracterização da tecnologia de fachadas e de suas camadas, e literatura sobre os principais itens de desempenho e de sua avaliação que tenham maiores impactos na fachada. Nesse item está inclusa a Diretriz Sinat 009 (BRASIL [4]); (2) literatura e normas técnicas elaboradas

pelas entidades de fomento da indústria do aço, como, por exemplo, o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), *American Iron and Steel Institute* (AISI), *Steel Framing Alliance*, *Steel Construction Institute* (SCI), entre outras.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A fachada estudada é um sistema de produto que compreende um conjunto de componentes e elementos que se integram e que exigem um sistema de produção previamente definido (SOUZA; SABBATINI [5]).

A tecnologia construtiva da fachada em chapas delgadas estruturadas em LSF é uma inovação tecnológica, que, pelo seu caráter, está afeita ao tipo de inovação radical, exigindo mudanças estruturais no processo de produção (EUROPEAN COMISSION [6]; AGOPYAN e JOHN [7]). Além de inovação radical, o sistema de fachada apresenta aspectos de inovação de sistema, por beneficiar outras inovações relacionadas, como as inovações incrementais e as inovações arquitetônicas.

Os avanços tecnológicos, conforme assinalado por Maugard [8], fizeram com que a complexidade de materiais modificasse o axioma implícito na construção que considera um material “pesado” como sinônimo de durabilidade e um material “leve” como ligado ao efêmero.

A tecnologia das fachadas em chapas delgadas estruturadas em LSF teve o seu desenvolvimento em grande parte alavancado pelo desenvolvimento das vedações verticais internas com chapas de gesso acartonado, drywall, que tornou propício o desenvolvimento das fachadas ao fomentar a indústria de componentes (perfis de aço, chapa de gesso acartonado, parafusos, etc.). As fachadas em chapas delgadas estruturadas em LSF fazem parte dessa longa história de evolução dos materiais, das tecnologias e das maneiras de se conceber o ambiente construído.

Segundo Way e Lawson [9], o sistema apresenta os benefícios de construção como o baixo peso, velocidade e facilidade de instalação.

Em relação à produtividade da tecnologia, Rocha [10] destaca que a produtividade da tecnologia em painéis leves é superior à produtividade da tecnologia tradicional. Acrescenta-se ainda que o LSF, conforme Olivieri e al. [11] contribui para a redução do consumo de mão de obra nos canteiros, podendo ainda ser intensificada no caso da pré-fabricação dos elementos, produzidos em condições mais favoráveis à industrialização – ambiente externo controlado – e permitiriam uma montagem mais rápida, além de uma qualidade técnica superior do sistema.

Segundo Fontenelle [12], a redução da massa torna esta tecnologia construtiva uma alternativa para produção de edifícios devido ao menor impacto sobre o ambiente e redução do consumo de recursos naturais, proporcionando, ainda, menor quantidade de resíduos após o término de sua vida útil.

A desmaterialização ou redução da massa dos materiais de construção, é apontada por Agopyan e John [7] como uma das estratégias para se adequar a demanda do setor da construção civil à capacidade de sustentação do planeta. Nabut Neto e Sposto [13] compararam dois sistemas de fachada: o primeiro, em chapas delgadas estruturadas em LSF e, o segundo, convencional de blocos cerâmicos revestidos: o primeiro apresentou menor consumo de materiais em massa e volume que o convencional, representando 8,9% do volume e 29% da massa total.

Sabbatini [14] afirma que devido ao uso de divisórias internas em gesso acartonado, a redução de massa, poderia representar em edifícios habitacionais, 5 a 7% da massa total. No entanto, o autor destaca que no Brasil se pratica estruturas extremamente esbeltas e deformáveis, ao contrário da Europa e Estados Unidos, que utilizam espessuras médias da estrutura muito superiores às utilizadas no Brasil. Dada a esbeltez da estrutura, o autor conclui que a retirada da alvenaria de contraventamento, seja ela utilizada nas vedações internas ou externas, no Brasil, deve ser compensada com o enrijecimento das estruturas.

3.1 CLASSIFICAÇÃO E TERMINOLOGIA ASSOCIADAS ÀS VEDAÇÕES VERTICAIS EXTERNAS

A ABNT NBR 15575- 4 [15]: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas – SVVIE define sistemas de vedação vertical interna e externa como “partes da edificação habitacional que limitam verticalmente a edificação e seus ambientes, tais como as fachadas e as vedações ou divisórias internas” (ABNT NBR 15575- 4, p.7) [15]. A norma utiliza a sigla SVVE para sistema de vedação vertical externa.

Em relação à densidade superficial, as vedações podem ser divididas em leves ou pesadas. A ABNT NBR 15575-4 [15] considera vedações leves as que possuem densidade menor que 60 kg/m². Segundo Santiago [16], a fachada em chapas delgadas em LSF, dado seu baixo peso próprio, gera alívio nas solicitações da estrutura e das fundações e facilita as atividades de transporte dos painéis ou seus componentes para o canteiro de obras.

O objeto de estudo deste trabalho é a vedação vertical externa auto-portante, sem função estrutural, dado que a responsabilidade estrutural do fechamento é resistir às cargas verticais (decorrentes de seu peso próprio e dos materiais de fechamento) e às cargas horizontais decorrentes da incidência do vento na fachada.

Em relação ao contraventamento, essa pesquisa considerou que as vedações leves não contraventam a estrutura. (Santiago [16]; Sabbatini e al. [17]). No entanto, nas edificações do sistema LSF as vedações são contraventadas com os painéis de cisalhamento “*shear wall*”.

Quanto à conformação, as vedações verticais se classificam em acoplamento úmido ou a seco. As classificadas por acoplamento a seco são executadas com o auxílio de fixações mecânicas (subestruturas, insertos, parafusos, etc.).

As classificações anteriores possibilitam caracterizar o objeto desta pesquisa: que é a vedação vertical externa, ou simplesmente fachada, como sistema sem função estrutural, formado por

acoplamento a seco de componentes de densidade superficial leve (como chapas cimentícias, de OSB, de gesso acartonado, membranas de estanqueidade, isolantes minerais, dentre outros), estruturados em perfis leves de aço galvanizado formados a frio, chamados de Light Steel Framing – LSF, com superfícies de acabamento de aparência monolítica ou modular e com várias possibilidades de revestimentos externos. Em função dessas características, neste trabalho, é utilizada a denominação tecnologia construtiva de fachada em chapas delgadas estruturadas em light steel framing.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DAS CAMADAS CONSTITUINTES E DE SUAS FUNÇÕES

A fachada em chapas delgadas em LSF é composta por elementos de vedo, revestimentos e esquadrias. Suas funções são atuar como elemento de separação entre os ambientes externo e interno, possibilitar o controle de entrada de ar e iluminação mantendo os ambientes internos em condições de habitabilidade, quais sejam: conforto termo-acústico e lumínico, estanqueidade e, ainda, assegurar a segurança dos usuários em relação ao comportamento estrutural, frente à ação do fogo e às condições de uso e operação.

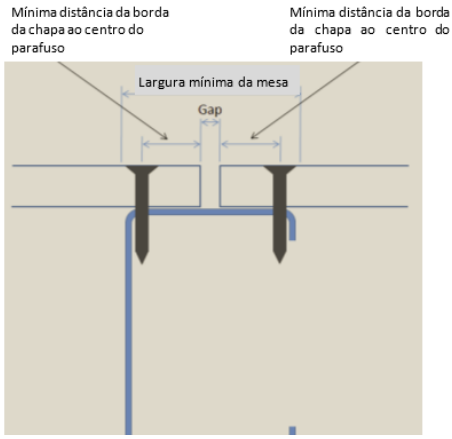
A vedação vertical possui funções que respondem a diferentes requisitos de desempenho e, dada a necessidade de agrupar informações de componentes complexos, adotou-se a separação dos componentes por camadas funcionais, quais sejam: camada de estruturação; camada externa; camada impermeável; camada de isolamento; camada interna.
A seguir serão detalhadas as camadas funcionais.

3.2.1 Camada de estruturação

A estruturação é formada pela trama de perfis de aço composta basicamente de perfis montantes e perfis guia. A ABNT NBR 15253 [18] define os requisitos para os perfis de aço galvanizado utilizados na estrutura. A norma não estabelece espaçamentos entre os perfis montantes, que é função do dimensionamento. Usualmente, empregam-se espaçamento verticais a cada 600 mm, ou a cada 400 ou 300 mm, nos casos em que a concepção estrutural necessite de mais resistência. A norma tampouco determina larguras mínimas de perfis. A especificação deve adequar a largura do perfil ao plaqueamento utilizado, de modo que o perfil consiga suportar a furação e a distância requerida de junta entre placas. Deve ser verificado junto ao fabricante da placa a distância mínima da borda à sua fixação.

A largura nominal da mesa nos perfis verticais deve seguir as recomendações expressas na Figura 1, que é de no mínimo duas vezes a distância recomendada pelo fabricante das chapas à borda, mais a distância entre as bordas da placa, para permitir sua expansão (junta entre chapas).

Figura 1 – Largura mínima da mesa do perfil



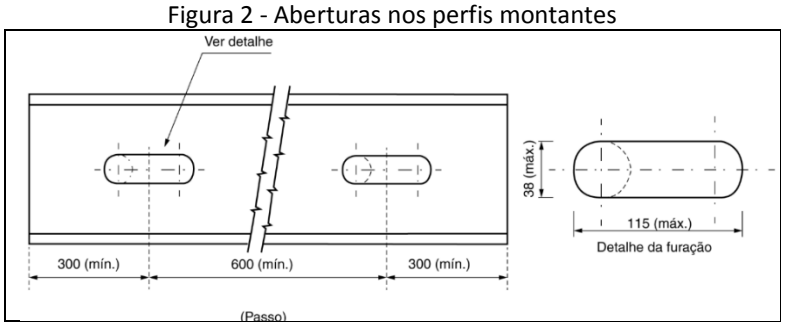
Fonte: Way e Lawson (2013) [9]

Silva e Silva [19] apontam que perfis de seções abertas e de pequena espessura, caso dos perfis da tecnologia de fachada, possuem baixa rigidez à torção, podendo apresentar problemas de instabilidade, deformações excessivas ou atingir os limites da resistência do aço devido a esforços de torção. Além dos esforços internos como momento fletor em torno dos eixos x e y, momento de torção e esforços cortantes paralelos aos eixos x e y, há também o empenamento e a distorção da seção transversal do perfil.

Way e Lawson [9] afirmam que, para permitir movimentações das lajes da estrutura primária sem causar indução de cargas axiais na montagem embutida, a guia superior deve permitir movimentações. A flecha adotada em projeto deve ser especificada pelo projetista estrutural e compatibilizada com o projeto arquitetônico e de produção dos painéis. A fixação das chapas não deve ser realizada na guia superior para não comprometer a sua movimentação.

A ABNT NBR 15253 [18] especifica as dimensões máximas de aberturas em perfis de LSF, que são de 115 mm de comprimento e de 38 mm de largura para aberturas sem reforços e que estas devem ter bordas arredondadas. O maior eixo da abertura deve coincidir com o eixo longitudinal central da alma do perfil (Figura 2). Aberturas com outras geometrias e dimensões podem ser executadas nos perfis, desde que devidamente consideradas no dimensionamento.

Figura 2 - Aberturas nos perfis montantes

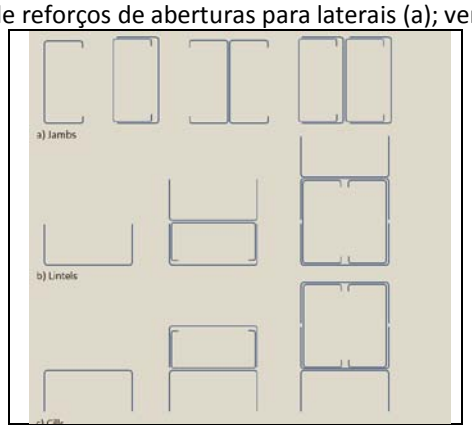


Fonte: ABNT 15253 [18]

Segundo Way e Lawson [9], os perfis são entregues no canteiro de obras previamente furados. A influência das furações pode ser desconsiderada no desempenho do perfil, desde que algumas recomendações mínimas sejam observadas, quais sejam: sem que haja enrijecimento do perfil, o máximo comprimento de um furo não pode exceder 40% do comprimento da seção do perfil, e a largura do furo deve ser, ao menos, 3 vezes menor que o seu comprimento; o diâmetro do furo não pode exceder 60% da largura da alma do perfil; furos devem ser posicionados no eixo longitudinal central da alma do perfil e devem distar do limite de borda do perfil pelo menos 1,5 vez o comprimento do furo; todos os furos devem ser feitos por ferramentas adequadas de perfuração; realizar furos no canteiro não é recomendado, mas quando necessário, eles devem ser realizados com ferramentas apropriadas para minimizar os riscos de bordas rústicas e danos à superfície galvanizada. De toda maneira, é recomendado que as furações sejam verificadas por projetista estrutural com relação à sua influência na resistência dos perfis.

A figura 3 apresenta composições de perfis que podem ser utilizadas como reforços em laterais de aberturas, nas verga e contra-vergas.

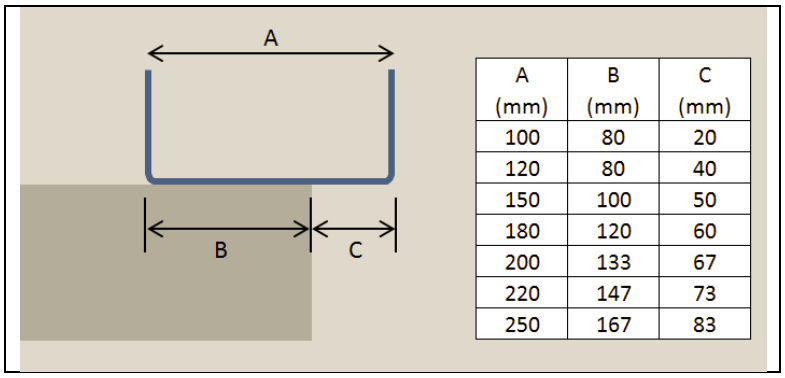
Figura 3 - Composições de reforços de aberturas para laterais (a); vergas (b); contravergas (c)



Fonte: Way e Lawson [9]

Em alguns casos, os painéis devem ser construídos de modo que se projetem além do limite da estrutura primária, de modo que as chapas tenham continuidade na fachada. Para que a continuidade das chapas de vedação da fachada seja possível, os perfis guia são fixados em projeção, em relação ao limite da laje. A figura 4 apresenta a relação entre a parte do perfil apoiada na laje e a parte em projeção, considerando a largura total do perfil.

Figura 4 - Largura mínima para apoio do perfil guia



A (mm)	B (mm)	C (mm)
100	80	20
120	80	40
150	100	50
180	120	60
200	133	67
220	147	73
250	167	83

Fonte: Way e Lawson [9]

Way e Lawson [9] destacam que, geralmente, as fachadas em chapas delgadas em LSF usam o método de montagem embutido e os perfis são cortados no local. Dessa forma, as conexões são realizadas em canteiro de obra sem o uso de furos feitos previamente ou posições de furação pré-fixadas. Como recomendações, os autores destacam que a distância do furo à borda do perfil deve ser ao menos 3 vezes o diâmetro de fixação, não podendo ser menor de 10 mm; as fixações entre o perfil guia e o perfil montante devem ser feitas de ambos os lados da vedação vertical; não devem ser usados parafusos de drywall para as conexões dos perfis; os parafusos devem ser galvanizados e apresentar documento técnico de aprovação ou avaliação realizada por organismo técnico de terceira parte.

A Figura 5 apresenta a possibilidade de se incluir terraços e fachadas curvas na tecnologia de fachada em chapas delgadas estruturada em LSF.

Figura 5 – Fachada em chapas delgadas estruturadas em LSF com terraços e fachadas curvas



Fonte: Way e Lawson [9] e Fiche Chantier HD. Disponível em: www.isover.fr/content/.../fiche_chantier-HD.pdf. Acesso em: abril de 2015.

3.2.2 Camada externa

A composição de camada externa mais utilizada são as placas cimentícias aplicadas com juntas tratadas e providas de revestimentos protetivos aplicados com telas em fibra de vidro e argamassas especiais de pequena espessura, com posterior aplicação de sistema de pintura,

por exemplo, texturas. Outras possibilidades para estas camadas são os sistemas de revestimento não aderido. São vários os materiais utilizados para revestimentos não aderido: placas de granito, painéis de ACM (*Aluminum Composite Material*), painéis cerâmicos extrudados ou prensados, placas laminadas melamínicas, entre outros.

A ABNT NBR 15498 [20] define que a placa de fibrocimento "é o 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". A norma também define que as placas podem ser classificadas em Classe A (indicadas para aplicações externas sujeitas à ação direta de sol, chuva, calor e umidade) ou Classe B, cabendo ao fabricante a indicação de classe e categoria da placa. As placas cimentícias podem ter diferentes processos de fabricação que vão resultar em diferentes características físicas do componente e, em consequência, em distinto desempenho do painel produzido a partir delas. Há placas com produtos impermeabilizantes incorporados na matriz cimentícia, que atuam para reduzir a absorção de água da placa e consequentemente a variação dimensional por umidade.

Medeiros et al. [21] afirmam que as características de desempenho das placas cimentícias para vedações em LSF são: elevada resistência a impactos; resistência à umidade e incombustibilidade. Quanto às características de utilização, destacam a facilidade de corte; a possibilidade de compor vedações curvas quando saturadas; o baixo peso próprio (até 18 kg/m²) que facilita o transporte e manuseio; e a compatibilidade com a maioria dos acabamentos e revestimentos. As placas têm diferentes características com relação ao tipo de reforço utilizado para resistir à flexão: fibras sintéticas dispersas na matriz cimentícia e ou malhas de fibra de vidro incorporada. Os mesmos autores pontuam a necessidade de proteção das placas contra umidade e, quanto maior a capacidade de absorção de água da placa, maior o potencial de movimentação e, por isto, mais eficiente deve ser a proteção.

Ribeiro [22] afirma que as juntas são elementos que vão além de simples aberturas ou distanciamento entre componentes, mas se constituem um elemento construtivo dotado de funcionamento e desempenho determinados. Elas podem manter duas partes tendo apenas a função de acabamento e união entre componentes ou acomodar movimentos diferenciais entre elas.

Fontenelle [12] considera que a junta, para o caso das placas cimentícias, é um dos principais entraves no desenvolvimento da tecnologia de fachada em chapas delgadas, uma vez que devem garantir a estanqueidade e ao mesmo tempo absorver as variações dimensionais das placas. As juntas, mesmo que dissimuladas, exercem grande influência sobre o resultado estético do edifício e contribuem para a estanqueidade, durabilidade e manutenção da vedação vertical, por isso, o projeto de sistema de juntas deve considerar todos os critérios relativos ao desempenho da fachada e responder às variações dimensionais sem apresentar manifestações patológicas.

Sobre as placas cimentícias, para proteção do sistema, utilizam-se argamassas à base de cimento com reforço de resina sintética. O sistema de proteção das placas cimentícias utiliza

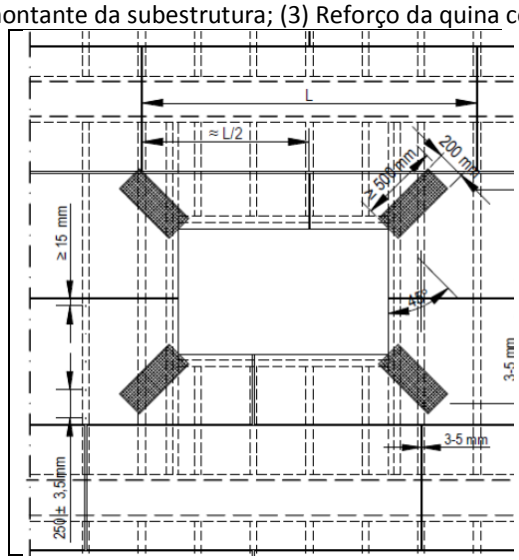
dois tipos de telas: a que fica inserida na argamassa, revestindo a placa de forma contínua, e a tela para tratamento das juntas. A argamassa pode ser aplicada manualmente ou projetada.

Devem ser conhecidas do projetista de fachada as características da argamassa em relação às suas propriedades mecânicas como resistência a compressão, flexão, aderência e também características físicas como absorção de água por capilaridade, coeficiente de resistência à difusão do vapor de água, reação ao fogo, condutividade térmica e calor específico.

Segundo ITeC [23], a malha de reforço do revestimento é composta de fios de malha aberta elaborado com fibra têxtil de filamentos de vidro. A argamassa de revestimento da placa cimentícia é composta de cimento Portland, cal, agregados e resinas sintéticas, de cor branca, e utilizada como base para o assentamento da malha de reforço. Deve haver sobreposição mínima de 100 mm entre as bordas da tela de reforço. A argamassa, juntamente com a tela, deve aguardar oito dias de secagem, dependendo das condições atmosféricas, para receber a aplicação da argamassa de acabamento.

Para proteção da argamassa, as quinas das aberturas devem estar protegidas com tela de fibra de vidro, cobrindo-se ao menos 500 mm de comprimento por 200 mm de largura colocada a 45º em relação à abertura (Figura 6).

Figura 6 – Reforço sobre as placas cimentícias junto às aberturas. (1) Estrutura portante; (2) Perfil montante da subestrutura; (3) Reforço da quina com malha



Fonte: ITeC [22]

Além das chapas cimentícias com revestimento aderido, outros revestimentos podem ser utilizados no sistema como o de tipo não aderido.

O revestimento não aderido (RNA) é aquele que não tem aderência ao substrato que recobre. O RNA é usualmente formado por placas de revestimento sustentadas por ossatura metálica

que garante a sustentação do conjunto e é responsável pelo espaçamento criado entre a placa de revestimento e o fechamento vertical (substrato), caracterizando, assim, a não aderência Machado [24].

Medeiros et al. [21] afirmam que a fachada cortina pode ter funções tanto de revestimento como de vedação vertical externa da edificação, embora o termo seja empregado de modo genérico para designar uma série de diferentes tecnologias construtivas. Os revestimentos tipo cortina ou ventilado não constituem uma vedação vertical completa e por isso precisam ser combinados com outros elementos de vedações verticais.

3.2.3 Camada impermeável

Essa camada constitui-se num elemento impermeável à água, mas permeável ao vapor, conforme terminologia adotada na revisão da Diretriz SINAT nº 009 [4].

A condensação é o resultado do resfriamento da umidade do ar até que ocorra o ponto de condensação. Quando a temperatura do ar é alta, o ar pode carregar grandes quantidades de vapor d'agua. Quando esse ar encontra uma superfície fria, a umidade se condensa e a gravidade conduz a água, que pode causar deterioração de componentes da edificação e, conforme o tipo de material, ocasionar delaminação e corrosão.

Segundo Yu [25], a condensação pode ser controlada e dirigida para o exterior utilizando-se uma membrana com função de barreira de vapor, do lado mais quente do conjunto que forma a vedação vertical. A barreira de vapor utilizada na face interior da vedação vertical apresenta uma solução para edificações localizadas em climas frios com uso de aquecimento, quando o interior da edificação é mais quente que o exterior na maior parte do ano. Em climas úmidos e tropicais, a barreira de vapor deve ser localizada na face exterior da vedação vertical, nos casos em que a temperatura exterior seja a preocupação em relação ao conforto térmico.

As membranas de estanqueidade ao vapor podem apresentar diferentes composições de materiais e de gramaturas. Elas também apresentam diferentes resistências à difusão de vapor, à penetração de água e do ar, à tração, ao alongamento ao rasgo e ao fogo. Segundo ITeC [23], para a correta instalação da membrana de estanqueidade, esta deve ser fixada com fita dupla face sobre os perfis metálicos e apresentar sobreposição de 100 mm em suas bordas horizontais. A membrana deve ser reforçada no peitoril das aberturas e nas suas quinas com malha de fibra de vidro.

3.2.4 Camada de isolamento

Essa camada possui duas funções: isolamento térmico e acústico.

O desempenho térmico do envelope do edifício depende da posição dos componentes da vedação vertical e é influenciado pelo tipo de isolamento utilizado, seu posicionamento,

espessuras dos componentes e potenciais pontes térmicas, que podem ocorrer nas junções da camada de isolamento e nos locais onde essa camada for interrompida.

Santos et al. [26] definem dois modos de se produzir o isolamento. O primeiro, chamado *warm frame*, o isolamento está instalado de maneira contínua no lado externo da vedação vertical, segundo o termo em inglês, *continuous insulation*. O emprego desse tipo de isolamento minimiza as pontes térmicas, reduz o risco de condensação intersticial nos perfis e maximiza a massa térmica.

Um exemplo desse sistema são os sistemas compostos de isolamento térmico pelo exterior, conhecidos a partir da terminologia inglesa como *External Thermal Insulation Coating System* (ETICS). Segundo Do Rosário Veiga e Malanho [27], ETICS são uma das soluções de isolamento térmico da envolvente vertical com maior aceitação, pela sua eficácia, versatilidade arquitetônica e relativa facilidade de aplicação.

Ainda conforme Santos et al. [26], o segundo modo é denominado *cold frame*, em que o isolamento está na cavidade formada entre as espessuras dos perfis metálicos, havendo maior potencial para condensação intersticial, especialmente na posição dos perfis. Como consequência, pode haver risco de manifestações patológicas como umidade e crescimento de fungos, fazendo com que esse modo de isolamento não seja recomendado em climas frios.

Os valores de resistência térmica (R) de componentes para isolamento contínuo ou isolamento na cavidade formada entre os perfis variam segundo o tipo de produto em função da condutividade térmica (λ) do material utilizado e da espessura do componente. Enquanto o valor R é usado para descrever a resistência térmica, o valor U descreve a transmitância térmica e é o inverso da resistência térmica. Segundo Nowak [28], os valores de U são geralmente utilizados para descrever a transmitância da vedação, já levando em consideração o impacto dos perfis e outros componentes como o isolante, os painéis, as chapas de gesso, entre outros; além disso, afirma que os tipos de isolamento contínuo mais comumente utilizados são: poliestireno expandido (EPS), poliestireno extrudado (XPS) e poliisocianurato.

Nowak [28] destaca que uma das variáveis que influem no desempenho térmico da vedação vertical é a área ocupada pelos perfis, guias e reforços. Tipicamente, essa área (em inglês, framing factor) se situa entre 11% e 25% da vedação vertical. Considerando-se um trecho da vedação vertical, que inclui a guia superior e inferior e o espaçamento dos perfis montantes, tem-se 11% de área da vedação vertical ocupada pela estrutura para o espaçamento de perfis de 60 cm e 14% para o espaçamento de 40 cm.

No Brasil, a ABNT NBR 15220 [29] traz as definições das propriedades térmicas dos materiais e os procedimentos para que os valores de transmitância térmica, atraso térmico e fator solar para os elementos e componentes das edificações possam ser calculados.

A necessidade de maior rapidez na construção com o consequente uso de materiais mais leves, a necessidade de maiores vãos de aberturas de esquadrias para maior integração com a paisagem e o ambiente externo e necessidade de maior quantidade de luz nos ambientes leva

à utilização de elementos de fachada com baixa capacidade térmica. Para responder à essas necessidades, as recomendações para compensar a baixa capacidade térmica são a redução da intensidade da radiação solar pelas aberturas utilizando a melhor orientação solar, ou a instalação de elementos de sombreamento quando a orientação solar não for favorável ou ainda, vidros com propriedades de redução da radiação solar. A contribuição dessas variáveis é tão mais significativa quanto menor a capacidade térmica dos elementos que compõem a fachada. Outros elementos que interferem na inércia térmica são as cores das superfícies externas, a ventilação dos ambientes, além de isolação térmica da cobertura e contato com o solo, para o caso de edificações térreas ou andares térreos (ARCELOR [30]; AKUTSU e BRITO, [31]).

Em relação ao isolamento acústico, Warnock [32] afirma que um melhor isolamento sonoro em vedações verticais de LSF pode ser atingido com: o aumento da massa das placas de cada lado da vedação vertical; maior profundidade da cavidade formada no interior da vedação vertical devido à largura dos perfis metálicos ou a utilização de duas linhas de perfis; e maior espessura e densidade do isolante acústico. Para melhoria do isolamento acústico, recomenda o uso de perfis transversais ou barras resilientes (*resilient channels*).

Bistafa apud Radavelli [33] afirma que o preenchimento da cavidade formada entre os perfis com lã mineral mostrou-se uma medida eficiente e de baixo custo para aumentar a perda de transmissão sonora da vedação vertical. No entanto, é necessário atentar para que o material de isolamento não fique comprimido dentro do vão, evitando a formação de conexão mecânica e a consequente transmissão de energia sonora pela vedação vertical.

Segundo Radavelli [33], deve-se evitar que as massas superficiais em cada lado da parede sejam iguais. Neste caso, as frequências de ressonância seriam iguais, fazendo com que o conjunto apresentasse reação vibratória máxima, reduzindo drasticamente o isolamento sonoro da parede. A mesma autora concluiu que as vedações de LSF – consideradas vedações duplas – são mais eficientes no isolamento sonoro quando comparadas às vedações simples ou homogêneas de mesma massa e até mesmo superiores a vedações de tijolos maciços, de blocos de concreto ou de blocos cerâmicos, que possuem maior massa.

3.2.5 Camada interna

A utilização de chapa de gesso acartonado no lado interno da vedação vertical foi constatada na totalidade de exemplos e estudos sobre a tecnologia de fachada em chapas delgadas em LSF. Essa vem sendo implantada no Brasil há mais de 20 anos. Nesse período, houve um grande número de pesquisas e avanços na sua tecnologia de produção. As técnicas construtivas e as configurações da vedação vertical em gesso acartonado estão desenvolvidas e disponibilizadas no mercado. Há conhecimento das características dos materiais e componentes e do seu comportamento conjunto, por esse motivo, não há necessidade da pesquisa se aprofundar na camada interna.

3.2.6 Interfaces com esquadrias

As interfaces da vedação vertical com as esquadrias são um importante ponto de atenção para assegurar o desempenho térmico, acústico e de estanqueidade da fachada. Para os sistemas de fachada em chapas delgadas em LSF deveria haver concepção de componentes que facilitem sua compatibilização com os demais subsistemas do edifício, de modo a viabilizar a tecnologia e impedir improvisos em obra.

A Figura 7 apresenta exemplo de esquadria com moldura incorporada para garantir a acomodação da espessura do isolamento exterior. A concepção da esquadria, dada a maior largura de suas molduras, está compatibilizada com a espessura resultante das camadas de isolamento e camada externa. A moldura se adapta às espessuras do isolamento e revestimento e incorpora pingadeira na parte superior e peitoril na parte inferior da esquadria. Além disso, há flange incorporada para a fixação da moldura ao sistema que impede a entrada de água.

Figura 7 – Moldura para adaptação à espessura do isolante e revestimento com sistemas ETICS



Fonte: SCI. http://www.steelconstruction.info/infill_walling. Acesso em: dez/2013

3.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO GRAU DE INDUSTRIALIZAÇÃO DOS PAINÉIS EM RELAÇÃO À MONTAGEM

Os métodos de montagem podem ser classificados segundo o grau de industrialização de produção do painel. Segundo esse parâmetro, o método embutido, que é hoje o mais utilizado no País, por ter o acoplamento entre as suas partes constituintes realizados totalmente em obra, tem características de produção artesanal e estaria no primeiro patamar da escala de industrialização. O método contínuo, por sua vez, por apresentar menor interferência com a estrutura, tem características de produção racionalizada e, por isso, pode ser considerado num segundo grau da escala de industrialização. Finalmente, a utilização de painéis pré-fabricados por apresentar características de produção industrializada – elemento produzido em indústria - pode ser considerada como um terceiro grau de industrialização.

Quanto ao método de montagem, a fachada em chapas delgadas estruturadas em LSF pode ser classificada em montada no canteiro de obras, chamado de método *stick-built*[1], isto é, montada por componentes ou montada em painéis pré-fabricados produzidos fora do canteiro (SANTIAGO [15] e WAY; LAWSON [9]).

Segundo Santiago [15], no método *stick-built* não há necessidade de local para a pré-montagem dos elementos do sistema; há facilidade de transporte das peças até o canteiro, por serem elementos planos usualmente unidirecionais; e facilidade de execução das ligações entre os elementos, mas apresenta como desvantagens deste método (quando comparado ao método por painéis pré-fabricados): o aumento de atividades em obra; a montagem mais lenta; e a necessidade da presença de mão de obra mais especializada no canteiro de obras.

No método stick-built ou por componentes há duas maneiras de se montar os perfis, e, por consequência, os painéis em relação à estrutura primária e às lajes. Os perfis podem ser montados posicionados no interior dos elementos estruturais, chamado de método embutido, ou exteriores à estrutura, chamado método contínuo ou cortina.

3.3.1 Método embutido

No método embutido (em inglês *infill*), os painéis são montados internamente aos quadros da estrutura do edifício, conforme figura 8. Os painéis são construídos a partir de perfis cortados em canteiro e são formados por perfis guias fixados às lajes de piso e teto e por montantes inseridos nestas guias, à semelhança da tecnologia do drywall.

Figura 8 - Método Embutido de montagem de painéis de LSF em estrutura metálica



Fonte: Steel Construction Institute (SCI) (s.d)

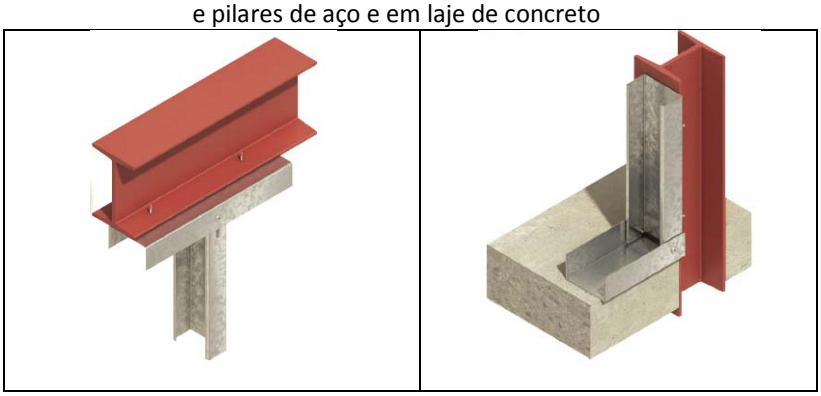
Santiago [15] afirma que as cargas atuantes nos painéis (peso próprio, vento, etc.) são descarregadas na estrutura imediatamente abaixo, segundo modelo de carga vertical uniformemente distribuída ao longo da viga ou laje e dada a distribuição uniforme das cargas, não há limitação ao uso do sistema em função da altura do edifício e não são necessários sistemas auxiliares de sustentação e de transmissão de sua carga para a estrutura principal do edifício.

[1] O termo inglês *stick* é utilizado em relação à similaridade do perfil com barra, vareta, bastão e o modo de construção *stick-built* se refere a montagem por componentes.

Na opção pelo livre deslocamento entre painel e elementos estruturais, a conexão do montante com a guia superior deve ser feita utilizando-se montagens específicas que permitam o deslocamento diferencial entre eles, segundo forma e grandeza propostas pela concepção estrutural.

Na montagem embutida, usualmente a camada externa é contínua, isto é, as placas que fazem o fechamento exterior não são interrompidas pelos elementos estruturais horizontais. Para isto, a estrutura secundária (LSF) é deslocada para fora do edifício em relação ao plano formado entre os limites das lajes para permitir a continuidade do plaqueamento, como ilustrado na Figura 9 que apresentam os perfis inseridos pelo método embutido para as alternativas de estrutura de aço e de concreto.

Figura 9 - Possibilidades de inserção dos perfis constituintes dos painéis pelo método embutido em vigas e pilares de aço e em laje de concreto



Fonte: Kingframe [34]

Em função deste deslocamento, para a inserção do plaqueamento em forma contínua, Medeiros et al. [21] se referem ao método como semicortina, pois as guias inferiores e superiores são posicionadas desalinhadas em relação ao plano formado pelos elementos estruturais, permitindo posicionar o paramento exterior da vedação vertical à frente da estrutura primária, enquanto a subestrutura e seu paramento interior são posicionados entre lajes de piso, eliminando-se a necessidade de execução de juntas entre os painéis de fechamento e a estrutura principal do edifício.

3.3.2 Método contínuo ou cortina

No método contínuo ou cortina (em inglês, *oversail*), os painéis são montados externamente à estrutura, de forma contínua ao longo da fachada.

Way e Lawson [9] afirmam que os painéis são constituídos por perfis montantes de seção “U” e por elementos de conexão para a fixação do perfil à estrutura primária. Apesar da similaridade dos métodos embutido e contínuo em termos de componentes, o método contínuo exige maiores comprimentos dos perfis, em função da continuidade ao longo dos andares. A Figura 10 apresenta ilustrações do método contínuo.

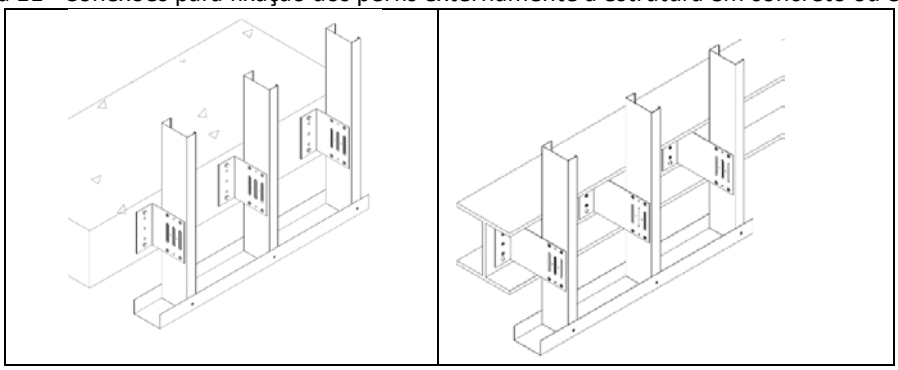
Figura 10 - Método contínuo de montagem dos painéis em LSF em edifício em estrutura metálica



Fonte: Way [35]

No método contínuo, o peso próprio da fachada é transferido à estrutura primária por conectores, segundo Way e Lawson [9], e a fixação dos perfis montantes aos conectores é feita de modo a permitir a deformação diferencial entre a estrutura primária e o painel, com auxílio de furos oblongos. Os autores destacam que, no método contínuo, as emendas dos perfis são realizadas junto às conexões, nos níveis da laje, e devem ser concebidas para se adequar a cada situação. Para se evitar excessivas forças de compressão nos perfis da fachada, os autores recomendam que um perfil cantoneira horizontal seja instalado a cada quatro andares, sobre o qual é instalada a guia. A Figura 11 apresenta possíveis conexões para sistemas de montagem contínua utilizados em estruturas de concreto ou metálica.

Figura 11 - Conexões para fixação dos perfis externamente a estrutura em concreto ou em aço



Fonte: Kingframe [34]

Segundo Santiago [15], o método de painéis contínuos ou cortina permite o alinhamento vertical da fachada independente da estrutura existente e pode ter melhor desempenho quando há vigas e pilares com seções diferentes permitindo melhor construtibilidade em relação a diferenças de prumo da estrutura.

A Figura 12 apresenta um empreendimento no qual foi utilizado o sistema de painéis contínuos, dada a condição da estrutura de concreto, que apresentava diferenças de altura entre andares e desalinhamento do prumo[2].

Figura 12 - Método contínuo em obra de reabilitação de hospital, na qual a estrutura primária de concreto (foto superior) apresentava desalinhamento em relação ao prumo.



Fonte: Paroles de Chantier. EHPAD. Disponível em http://www.facadef4.fr/
Acesso em: abril de 2015.

3.3.3 Painéis pré-fabricados

O método contínuo possibilita que os painéis possam vir prontos de fábrica, inclusive com chapas e esquadrias, o que pode representar uma grande vantagem em relação a velocidade de obra. Em função da massa total resultante, eles são concebidos para serem posicionados com auxílio de equipamentos de porte como guindastes e gruas e, para tanto, devem resistir a forças de peso próprio e de cargas de serviço quando do transporte vertical para posicionamento (Way e Lawson [9]).

Segundo Santiago [15], as principais vantagens do método de painéis pré-fabricados são: velocidade de montagem; controle da qualidade e de custos na produção; minimização da mão de obra no canteiro de obras; precisão dimensional, resultado das condições de trabalho e montagem mais propícias em fábrica. Como desvantagem, destaca a necessidade de se dispor de espaço físico para a montagem e estocagem temporária dos painéis. A Figura 13 apresenta um painel pré-fabricado sendo içado para sua posição na fachada.

Figura 13 - Painel com isolamento externo (ETICS) pré-fabricado sendo içado para a posição de fixação

[2] Dados de entrevista do arquiteto François Larroche do escritório ALC – Achitectes & Associés sobre a utilização de fachada em chapas delgadas estruturadas em LSF em reabilitação de hospital em Paris, França. Vídeo intitulado Paroles de Chantier. EHPAD. Disponível em http://www.facadef4.fr/. Acesso em: abril de 2015.



Fonte: Steel Construction Institute (SCI) (s.d.)

4 CONCLUSÕES

O artigo contribui para fixar a terminologia das vedações verticais externas e traz a análise da tecnologia, propiciando a melhor identificação dos componentes utilizados e das funções específicas de cada camada para o atendimento ao desempenho do sistema.

Destaca-se a importância do correto tratamento, tanto em projeto como em execução, das interfaces das camadas da vedação vertical com outros subsistemas, em especial, as esquadrias que são um ponto de atenção para assegurar o desempenho térmico, acústico e de estanqueidade da fachada.

Em relação ao espaçamento entre os perfis metálicos, eles devem estar locados segundo as solicitações estruturais a que são submetidos, mas também segundo as modulações de chapas e dos componentes associados. A tecnologia, que tem alto potencial de industrialização, somente poderá alcança-lo em função da compatibilização modular adotada.

Em relação aos métodos de montagem do sistema, apontam-se os benefícios de cada método e a possibilidade de pré-fabricação dos painéis em instalações fora do canteiro de obras e que apesar de todos os componentes da tecnologia serem industrializados, há diferentes graus de industrialização da tecnologia, evoluindo-se do grau artesanal (método embutido), para o grau racionalizado (método contínuo) e depois para o grau industrial (pré-fabricação de painéis).

Busca-se contribuições quanto à desmaterialização que pode ser umas das estratégias para a adequação da demanda do setor da construção às metas da sustentabilidade.

O artigo permite verificar que o desenvolvimento de sistemas de fachada em chapas delgadas estruturadas em LSF deve ser precedido por amplo estudo dos referenciais normativos e de desempenho, para que possam ser alcançados os benefícios que se esperam dos sistemas inovadores para o aumento da produtividade da construção e da qualidade e do desempenho das edificações com custos competitivos e menores prazos.

A complexidade e variedade dos materiais utilizados na tecnologia e a busca por desempenho reforçam a necessidade de trabalho integrado em equipes multidisciplinares em projetos e execução das edificações, com participação de representantes das diferentes indústrias de materiais envolvidas.

Os elementos e componentes integrantes do sistema pertencem a diferentes segmentos da indústria de materiais de construção e a sua implementação em canteiro de obras como sistema de produto é atribuição não somente de um agente, seja ele fabricante ou construtora, entre outros, mas principalmente, da cadeia produtiva.

REFERÊNCIAS

[1] SABBATINI, F. H. Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos - formulação e aplicação de uma metodologia. 1989. 207 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

[2] BARROS, M. M. S. B. Metodologia para implementação de tecnologias construtivas racionalizadas na produção de edifícios. 1996. 422 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

[3] CARDOSO, S. S. Tecnologia construtiva de fachada em chapas delgadas estruturadas em light steel framing, 2016. 258 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

[4] BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES. Diretriz SINAT 009 – revisão 1 **– Sistema de vedação vertical externa, sem função estrutural, em perfis leves de aço, multicamadas, com fechamento em chapas delgadas.** (Fachada leve em steel frame). Brasília, 2016. 44 p.

[5] SOUZA, J. C. S.; SABBATINI, F. H. Desenvolvimento tecnológico de vedações internas de placas de gesso acartonado. In: Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais (1º. :1998: São Paulo). Anais; ed. por Sabbatini, Barros, Medeiros. São Paulo, EPUSP/ PCC, 1998. 308 p.

[6] EUROPEAN COMMISSION. Innovative technologies for buildings. EU-funded research to transform the construction sector. EUR 24023 EN. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities. 2009. 24 p.

[7] AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. O desafio da sustentabilidade na construção civil. 1º edição. São Paulo: Editora E. Blücher, 2011. Série Sustentabilidade. Coordenador José Goldemberg. 2011. 141 p.

[8] MAUGARD, A. Regards sur le Bâtiment: Entretiens avec Alain Maugard. Paris: Éditions du Moniteur, 2007. 180 p. (CSTB. Le futur en construction).

[9] WAY, A. G. L.; LAWSON, R. M. Design and instalation of light steel external wall systems. Technical Report. SCI Document ED017. Ascot: Steel Construction Institute (SCI). 2013. 43 p.

[10] da ROCHA, A. C. Análise comparativa de planejamento e custo de fachadas de edifício de múltiplos pavimentos com as tecnologias tradicional e com chapas delgadas estruturadas em

light steel framing. 2017. 391 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

[11] OLIVIERI, H. e al. A utilização de novos sistemas construtivos para a redução no uso de insumos nos canteiros de obras: Light Steel Framing. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 17, n. 4, p. 45-60, out. /dez. 2017.

[12] FONTENELLE, J.H. Sistema de fixação e juntas em vedações verticais constituídas por placas cimentícias: estado da arte, desenvolvimento de um sistema e avaliação experimental. 2012. 219 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

[13] NABUT NETO, A. C.; SPOSTO, R. M. Sustentabilidade energético ambiental de fachadas aplicada ao sistema steel frame. In: VI Encontro Nacional e IV Encontro Latino-americano sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis. Vitória. 2011. 9 p.

[14] SABBATINI, F. H. O processo de produção das vedações leves de gesso acartonado. In: Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais (1º. :1998: São Paulo). **Anais**; ed. por Sabbatini, Barros, Medeiros. São Paulo, EPUSP/ PCC, 1998. 308 p

[15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15575-4: Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas – SVVIE. Rio de Janeiro, 2013. 51 p.

[16] SANTIAGO, A. K. O uso do sistema Light Steel Framing associado a outros sistemas construtivos como fechamento vertical externo não-estrutural. 2008. 153p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

[17] SABBATINI, F. H. et al. Desenvolvimento tecnológico de métodos construtivos para alvenarias e revestimentos: recomendações para a construção de paredes de vedação em alvenaria. São Paulo, EPUSP. 1988. (Projeto EP/EN-1).

[18] 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.

[19] SILVA, E. L.; SILVA, V. P. Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355. Rio de Janeiro: IBS/ CBCA, 2008. (Série Manual de Construção em Aço). 119 p.

[20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15498: Placa de fibrocimento sem amianto - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2014. 23 p.

[21] MEDEIROS, J. S. et al. Tecnologia de vedação e revestimento para fachadas. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2014. 128p. (Série Manual de Construção em Aço).

[22] RIBEIRO, F. A. Especificação de juntas de movimentação em revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios: levantamento do estado da arte. São Paulo, 2006. 175 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

[23] INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓ DE CATALUNYA (ITeC). Documento de adecuación al uso 09/052D. Edición D. Jan, 2014. 56 p.

[24] MACHADO, A. L. A. Diretrizes de projeto para revestimentos não aderidos de fachada constituídos de placas cerâmicas extrudadas. 2012. 206 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, 2012.

[25] YU, M. Skins, envelopes, and enclosures: concepts for designing building exteriors. 1º published. New York: Routledge, 2014. Taylor & Francis. 266 p.

[26] SANTOS, P; SIMÕES DA SILVA, L.; UNGUREANU, V. Energy efficiency of Light-Weight Steel-Framed Buildings. Technical Committee14. Sustainability & Eco-Efficiency of Steel Construction. Nº 129, 1º edition, 2012. 175 p. European Convention for Constructional Steelwork. (ECCS).

[27] DO ROSÁRIO VEIGA, M.; MALANHO, S. Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico pelo Exterior (ETICS): Comportamento global e influência dos componentes. 2010. 12p.

[28] NOWAK, M. Thermal Design and Code Compliance for Cold- Formed Steel Walls. 2015 Edition. Design Guide. Washington, DC: American Iron and Steel Institute (AISI) and Steel Framing Alliance. March 2015. 37 p.

[29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15220-2: Desempenho térmico de edificações. Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações. Rio de Janeiro, 2005. 34 p.

[30] ARCELOR. European Lightweight Steel-Framed Construction. Publisher Arcelor, LSK. 2004. Based in “Hauser in Stahl –Leichtbauweise”. Document 560, first edition 2002. 88 p.

[31] AKUTSU, M.; BRITO, A. C. Desempenho térmico. Revista Notícias da Construção. São Paulo: Julho de 2014. p. 44 – 45.

[32] WARNOCK, A. C. C. Estimation of Sound Transmission Class and Impact Insulation Class Rating for Steel Framed Assemblies. 2008 Edition. Research Report. RP- 08 7. Washington, DC: American Iron and Steel Institute (AISI) and Steel Framing Alliance. November 2008. 49 p.

[33] RADAVELLI, G. F. Avaliação experimental da perda de transmissão sonora em paredes externas de light steel frame. 2014. 158 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2014.

[34] Kingframe. Steel Framing Systems. Design Guide. United Kingdom. 2013. 88 p. (08/2013). Disponível em: http://images7.kingspanpanels.co.uk/file/asset/12584/original/UK_SBS_SFS_Design_Guide_2014.pdf. Acesso em: janeiro de 2015.

[35] WAY, A. G. L. Durability of Light Steel Construction. Technical information sheet. SCI Document ED022. Ascot: Steel Construction Institute (SCI). 2014. 4 p.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

COLUNAS TRELIÇADAS COMPOSTAS DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO*

Cristiane Cruxen Daemon d´Oliveira e Bastos[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo
Este artigo apresenta os resultados de ensaios experimentais realizados em escala natural em colunas submetidas à compressão axial, compostas de quatro planos treliçados projetados com perfis U formados a frio, com as ligações realizadas através de parafusos auto-atarrachantes. As colunas treliçadas espaciais foram testadas com 12200 e 16200 mm de comprimento, com espessuras de 0,8 ou 1,25 mm. Os montantes da coluna treliçada foram previamente analisados para obtenção da carga crítica de flambagem local e distorcional. Para a coluna treliçada foram realizadas análise de flambagem elástica e análise não linear geométrica com elementos de barra (MEFB), para comparação com os resultados analíticos e experimentais. As colunas desenvolveram importante comportamento não-linear geométrico devido à flambagem por flexão. Os resultados obtidos indicam comparação aceitável entre dados experimentais e teóricos.

Palavras-chave: Colunas treliçadas, perfis formados a frio, flambagem, resistência à compressão.

LACED BUILT-UP COLD-FORMED STEEL COLUMNS

Abstract
This paper presents the results of full-scale experimental tests carried out in spatial laced built-up axially compressed columns, composed of four plane-trussed members designed with lipped channel CFS and fully connected with self-drilling screws. Tested spatial laced columns displays 12200 and 16200mm length, 0,8 or 1,25 mm plate thickness. The laced column longitudinal chord members were previously analyzed in order to identify its local and distortional buckling loads. Finite element model with beam members (BFEM) was applied for buckling and non-linear analyses of the built-up column, in order to compare with analytical and experimental results. The columns developed important geometric nonlinear behavior from the flexural buckling mode. The obtained results indicate acceptable comparison between computed and experimental data.

Keywords: Laced built-up columns, Cold-formed steel member, Buckling, Column strength.

[1] Engenheira Civil, M.Sc., Doutoranda no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Professora Auxiliar na Universidade Santa Úrsula, RJ, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de perfis de aço formados a frio como elemento estrutural se intensificou ao longo do tempo devido à possibilidade de se obter estruturas leves e de baixo custo. As aplicações destes perfis na engenharia são inúmeras, tais como em coberturas, edificações, galpões, estruturas de armazenamento e estocagem industrial, reservatórios, silos para armazenagem de grãos, pontes, passarelas e estruturas treliçadas em geral. Os perfis formados a frio (PFF) apresentam diversas vantagens, tais como: leveza, alta resistência, ductilidade, flexibilidade de forma e dimensões, facilidade e rapidez de fabricação, manuseio, transporte e montagem.

As principais normas e especificações de projeto não fornecem informações suficientes para o dimensionamento de colunas treliçadas compostas por PFF. Muito poucos testes experimentais foram realizados em colunas treliçadas, principalmente para o caso de colunas treliçadas espaciais compostas de PFF. Hashemi e Jafari (2009 e 2012) investigaram a carga crítica elástica e a capacidade de compressão de colunas formadas por dois perfis laminados conectados por chapas igualmente espaçadas (*batten columns*), através de ensaios experimentais, e avaliaram o nível de precisão das fórmulas teóricas. Bonab *et al.* (2013) realizaram uma avaliação experimental da carga crítica elástica e da capacidade de compressão de colunas treliçadas compostas por apenas dois montantes, cada um deles formado por um perfil laminado U, conectados entre si por dois planos de diagonais, em um arranjo treliçado do tipo "V". Kalochairetis *et al.* (2014) realizaram uma investigação experimental e numérica em colunas treliçadas submetidas a cargas excêntricas. Estas colunas treliçadas também possuíam apenas dois montantes, cada um deles formado por um perfil laminado I, conectados entre si por dois planos de cantoneiras, em um arranjo treliçado do tipo "N". Hashemi e Bonab (2013) realizaram uma investigação experimental do comportamento de colunas treliçadas submetidas a carregamento axial constante e carregamento lateral cíclico. No entanto, estas colunas treliçadas também possuíam apenas montantes, cada um deles formado por um perfil laminado IPE100, conectados entre si por dois planos de diagonais, em um arranjo treliçado do tipo "V". Portanto todos os estudos experimentais supracitados tratavam de apenas dois perfis laminados conectados por travamentos.

A estabilidade estrutural de uma coluna treliçada depende da rigidez devida à flexão e ao cisalhamento e também da deformabilidade das ligações. Consequentemente, a carga crítica da coluna treliçada deve ser avaliada levando em consideração o papel da rigidez ao cortante. O valor da carga crítica de uma coluna treliçada depende do tipo e das dimensões do arranjo treliçado utilizado. O engenheiro civil alemão Engesser (1891) desenvolveu um método para o cálculo da carga crítica de colunas treliçadas. Muitas tentativas foram realizadas desde então com o intuito de se obter soluções mais precisas, como por exemplo, o método de Bleich (1952) e do Timoshenko and Gere (1963). Gjelsvik (1991) estudou a flambagem de colunas treliçadas, considerando a rigidez ao cortante, para as condições de contorno mais usuais, e apresentou os resultados analíticos na forma de gráficos. Ele modificou a teoria de Engesser para considerar o efeito das placas nas extremidades. Uma forma generalizada das equações governantes fornecida por Gjelsvik foi apresentada por Mousumi Paul (PAUL, 1995), e é aplicável a qualquer coluna formada por dois ou mais perfis com alma contínua. As cargas de críticas de flambagem para as colunas foram obtidas para diferentes condições de contorno.

Os resultados foram comparados com a solução proposta por Engesser. Paul (1995) concluiu que o método clássico de Engesser é sempre conservador.

No artigo de Farhang Aslani e Subhash Goel (ASLANI, GOEL, 1991), a solução de Bleich (1952) para a carga crítica de colunas treliçadas com as duas extremidades rotuladas, é adaptada para atender a qualquer condição de contorno. Ziemian (2010), no livro SSRC Guidelines, sugere a determinação da carga crítica da coluna treliçada, para três condições de contorno, através de um gráfico em função de um parâmetro chamado μ. Este parâmetro leva em conta a distorção adicional devido à força axial ou flexão nos elementos da alma. A flexibilidade devida ao cortante foi caracterizada através deste parâmetro μ pela primeira vez por Lin *et al.* (1970).

A carga crítica elástica para uma coluna treliçada também pode ser determinada utilizando-se um método proposto por Alexander Razdolsky (RAZDOLSKY, 2005). Neste artigo é apresentado um método para solução do problema de flambagem de colunas treliçadas como uma estrutura estaticamente indeterminada sem analisar determinantes de ordem superior. Razdolsky deu continuidade à pesquisa e publicou outros artigos a respeito da flambagem de colunas com arranjos treliçados do tipo "V" (RAZDOLSKY, 2010), do tipo "X" (RAZDOLSKY, 2011), do tipo "N" (RAZDOLSKY, 2014a), e também para colunas somente com travamentos horizontais, sem diagonais (*batten columns*) (RAZDOLSKY, 2014b).

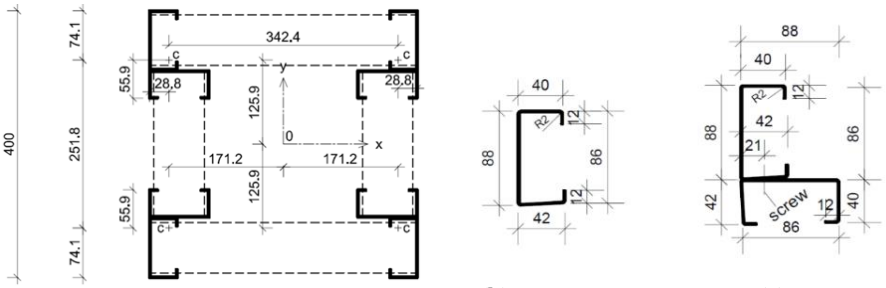
Como se pode observar, existem diversos métodos analíticos para a determinação da carga crítica da coluna treliçada, que levam em consideração a deformação devido ao cisalhamento. Como a coluna treliçada é tratada como uma peça contínua de seção uniforme, para utilização destes métodos, as propriedades geométricas dos montantes, das diagonais e dos travamentos horizontais devem ser constantes ao longo de todo o comprimento.

O objetivo principal deste artigo é apresentar os resultados de testes experimentais em escala natural realizados em colunas treliçadas espaciais, compostas de PFF. Quatro colunas treliçadas espaciais foram testadas, com 12200 e 16200 mm de comprimento, 400x400mm de seção transversal, 0,8 e 1,25mm de espessura. Os montantes da coluna treliçada, compostos por dois perfis U enrijecidos conectados com parafusos auto-atarrachantes, foram previamente analisados pela teoria generalizada de vigas (GBT), a fim de se obter suas cargas críticas e modos de flambagem. Para a coluna treliçada como um todo, foram realizadas análises de flambagem elástica e MEFB não-linear, com elementos de barra 3D. Quatro métodos analíticos foram aplicados para obter a carga crítica da flambagem global da coluna treliçada, incluindo o efeito de cisalhamento, para condição bi-rotulada: Engesser (1891), Timoshenko (1963), Bleich (1952) e Eurocode 3 (CEN, 2006b).

2 DESCRIÇÃO DAS COLUNAS TRELIÇADAS ENSAIADAS

As estruturas ensaiadas são colunas treliçadas espaciais cujas seções transversais possuem dimensões externas de 400 x 400 mm, conforme Figura 1(a). As treliças são formadas por quatro montantes (compostos), diagonais e travamentos horizontais. Todas as colunas treliçadas possuem aproximadamente mesma modulação e são formadas por PFF com seção transversal do tipo U enrijecido.

Para verificar o efeito da flambagem global foram ensaiadas treliças com dois comprimentos diferentes: 12200mm e 16200mm. As treliças foram ensaiadas na posição horizontal. Na Figura 2 está ilustrada a treliça na posição de ensaio e a geometria de suas faces. Para cada um dos comprimentos foram ensaiadas treliças com espessuras de chapa de 0.8mm e 1.25mm, com o objetivo de avaliar o efeito da flambagem local.



(a) (b) (c)

Figura 1: (a) Seção transversal da coluna treliçada de 400x400 mm, ilustrando os quatro montantes compostos, cada um deles, por dois perfis U88x86x40x42x12mm. O sinal de "+" ao lado da letra "C" marca a posição do centroide da seção composta; (b) PFF das diagonais e travamentos horizontais (U 88x86x40x42x12mm), t=0.8 ou 1.25 mm; (c) PFF dos montantes (perfil composto 2U88x86x40x42x12mm), t=0.8 ou 1.25 mm.

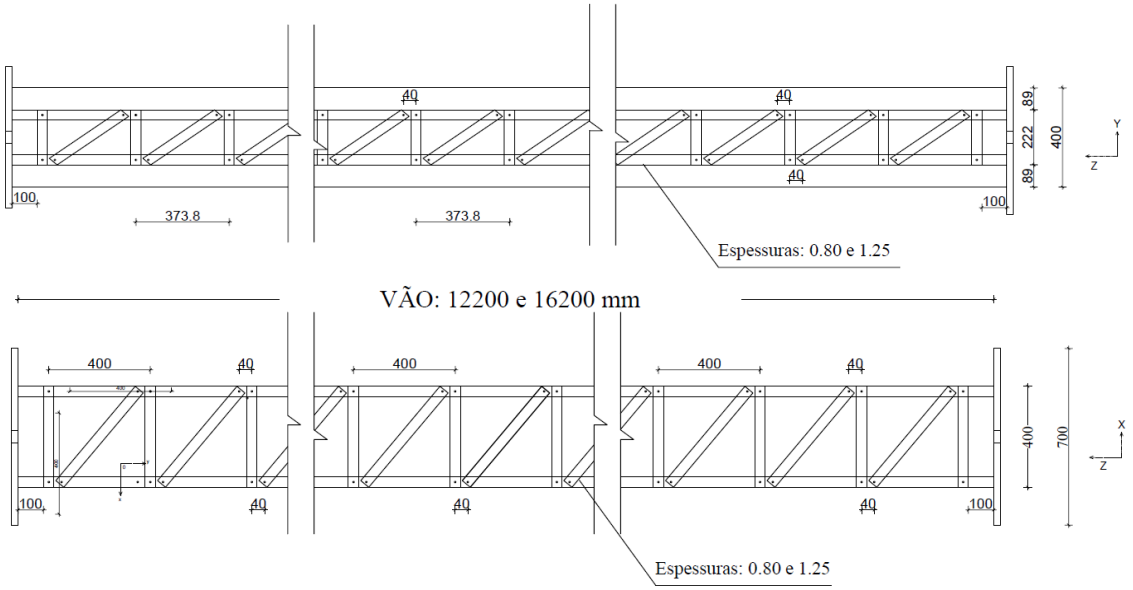


Figura 2: Vista das duas faces da coluna treliçada na posição horizontal para o ensaio. Geometria da coluna treliçada.

Todos os perfis das colunas treliçadas (montantes, diagonais e travamentos horizontais) são conectados através de ligações aparafusadas utilizando-se parafusos auto-atarraxantes (TAP). Os TAPs, como o próprio nome diz, são fixadores auto-atarraxantes, que realizam o seu próprio furo com auxílio de uma parafusadeira elétrica manual. Em geral não necessitam de porca e o uso de arruela é opcional, facilitando deste modo o processo de instalação.

A Figura 1(b) mostra as dimensões medidas do perfil utilizado nas diagonais e travamentos (U88x86x40x42x12mm). Conforme ilustrado na Figura 1(c), o montante da coluna treliçada é um perfil composto formado por dois perfis U enrijecidos (2U88x86x40x42x12mm), onde a mesa de um perfil U está conectada a alma do outro perfil U através de parafusos auto-atarrachantes espaçados a cada 220 mm aproximadamente. Os travamentos horizontais de cada face da treliça também estão conectados a alma do montante da outra face da treliça

através de dois parafusos auto-atarraxantes, um em cada extremidade do travamento horizontal.

Na Figura 3 está ilustrada a foto da ligação das diagonais e travamentos horizontais no montante de uma das faces da coluna treliçada. Observa-se que os enrijecedores de borda do montante foram cortados na região da chegada das diagonais e travamentos horizontais, de forma a permitir a ligação das mesas destes membros na mesa do montante. É muito comum em estruturas treliçadas formadas por PFF ocorrer uma supressão dos enrijecedores de borda da seção transversal dos montantes na região de chegada das diagonais, de forma a possibilitar a conexão, sem necessitar de chapa de ligação. Este tipo de ligação, apesar de ser prática, resulta em uma descontinuidade da seção transversal dos montantes, que pode causar concentrações de tensões nesta região. Além disso, a perda dos enrijecedores de borda da seção transversal, mesmo que em uma região limitada, causa uma redução da área efetiva da seção, agravando os problemas de flambagem local.



Figura 3: Foto da chegada da diagonal e do travamento no montante da treliça.

O número total de 4 colunas treliçadas espaciais compostas de perfis formados a frio (PFF) foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas da COPPE (LABEST) na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). A Tabela 1 mostra a identificação das colunas ensaiadas (IDs).

Tabela 1: Identificação das Colunas Treliçadas

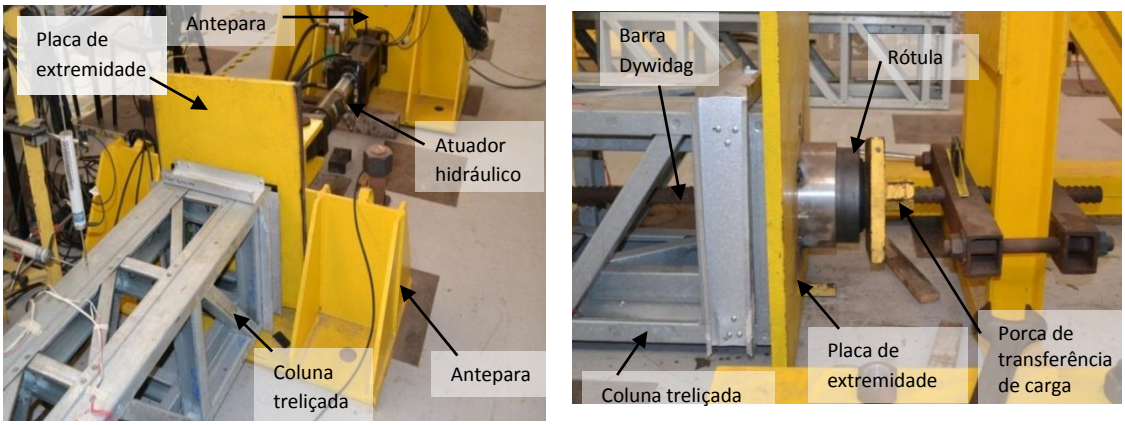
ID da Coluna	L (mm)	PFF	
T12x0.8	12200	U88x86x40x42x12mm	PFF, t=0.8mm
T12x1.25	12200	U88x86x40x42x12mm	PFF, t=1.25mm
T16x0.8	16200	U88x86x40x42x12mm	PFF, t=0.8mm
T16x1.25	16200	U88x86x40x42x12mm	PFF, t=1.25mm

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS COLUNAS TRELIÇADAS

3.1 Metodologia do ensaio e instrumentação das colunas treliçadas

As colunas treliçadas foram ensaiadas na posição horizontal, e a carga de compressão foi aplicada mediante um sistema de atuador com tirante. Em uma das extremidades da treliça foi colocado o atuador, conforme ilustrado na Figura 4(a). O tirante percorre toda a treliça no sentido longitudinal até a outra extremidade, onde existe uma antepara fixada a placa de reação.

A condição de apoio do ensaio de compressão axial foi do tipo semi-rígido. Esta condição foi materializada por uma chapa rígida com uma porca usinada na extremidade do atuador (Figura 4(a)) e uma chapa rígida com uma rótula na outra extremidade (Figura 4(b)). Foram colocadas placas de neoprene de espessura de 10mm nas duas extremidades, para regularizar a superfície de contato, com o objetivo de auxiliar na aplicação da carga igualmente nos quatro montantes da treliça. A Figura 5 ilustra o esquema de aplicação da carga. Inicialmente a carga foi aplicada manualmente, mediante aperto da porca da placa rígida na extremidade da rótula, com auxílio de uma chave de boca, para permitir a acomodação inicial. Após esta acomodação, a carga passou a ser aplicada através do atuador, com a velocidade do pistão de 0,02 mm/s.



(a) (b)

Figura 4: Condições de extremidade do ensaio das colunas treliçadas: (a) atuador hidráulico e antepara fixa à laje de reação; (b) transferência da carga de compressão entre a barra de aço Dywidag, a placa de extremidade e os montantes da coluna treliçada (extremidade com deslocamento livre e com a rótula).

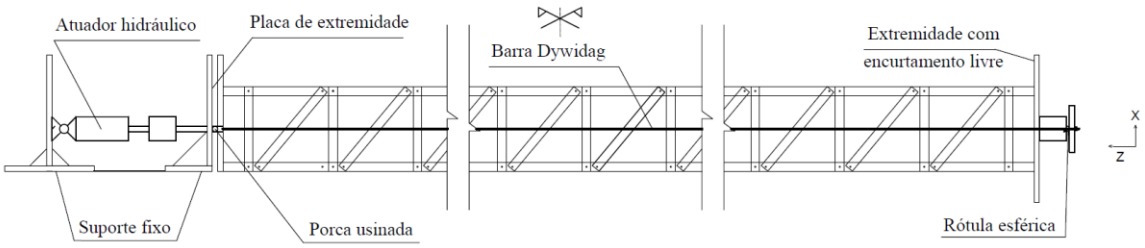
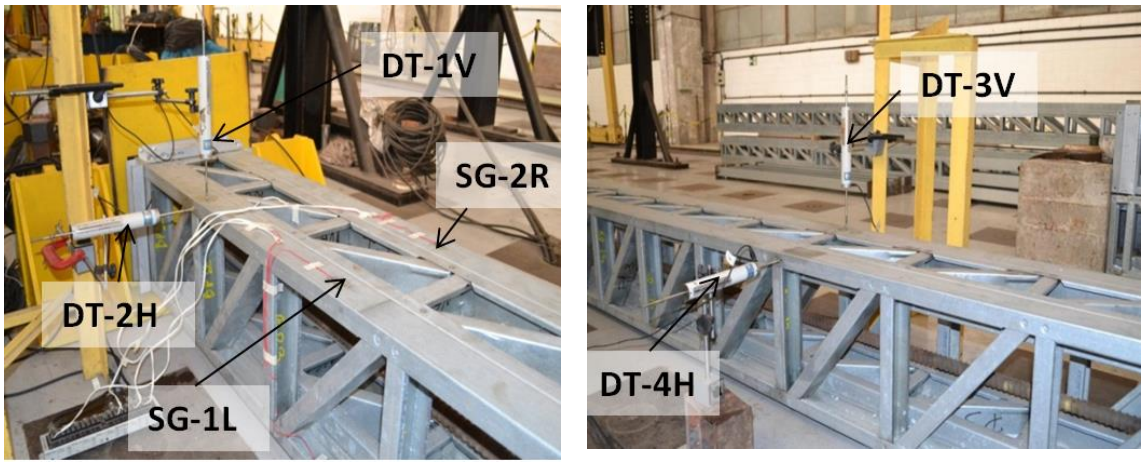


Figure 5: Esquema de aplicação da carga.

O plano menor de inércia foi colocado na posição horizontal para os testes. Foram instalados oito transdutores de deslocamentos para medição dos deslocamentos da treliça nos planos de maior e menor inércia e verificar o fenômeno da flambagem global. As medidas dos deslocamentos de flexão (DT-V e DT-H para deslocamentos verticais e horizontais, respectivamente) foram realizadas de acordo com as Figuras 6 e 7: DT-1V e DT-2H próximo à extremidade do atuador; DT-3V e DT-4H no meio do vão; DT-9H e DT-10H nos quartos de vão. Adicionalmente foram instalados dois transdutores de deslocamentos em cada extremidade da coluna treliçada (DT-5H, DT-6H, DT-7H, DT-8H), conforme ilustrado na Figura 8, para medir as rotações de flexão no plano de menor inércia (em torno do eixo X).



(a) (b)

Figura 6: (a) DT-1V e DT-2H posicionados próximos à extremidade da coluna e extensômetros SG-1L e SG-2R colados na alma dos montantes; (b) DT-3V e DT-4H posicionados no meio do vão.

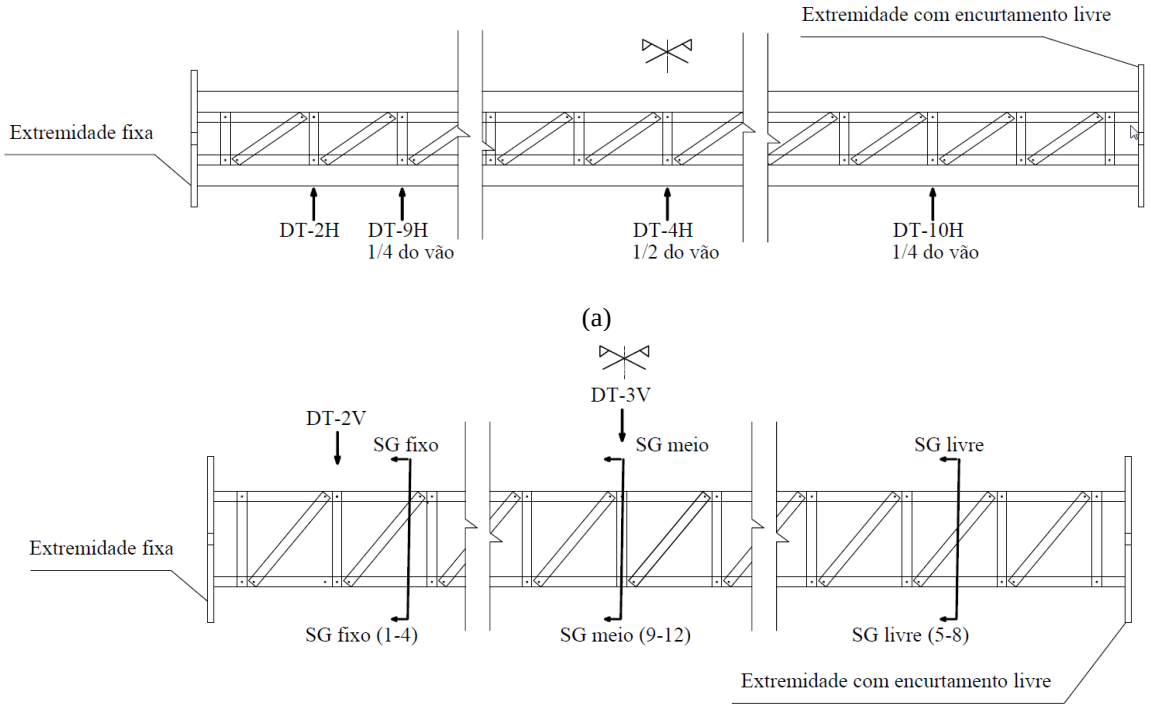


Figura 7: Transdutores de Deslocamentos (DT): (a) Medição dos deslocamentos no plano horizontal (de menor inércia); (b) Medição dos deslocamentos no plano vertical (de maior inércia). Posicionamento dos extensômetros (SG) 1 a 12.

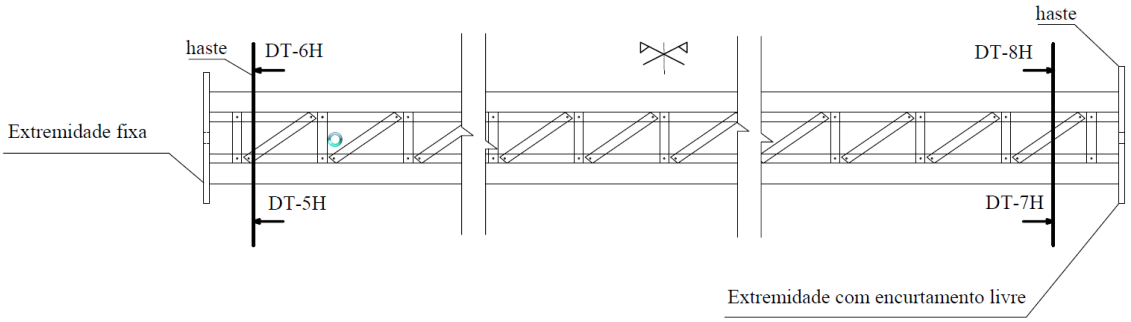


Figura 8: Pares de transdutores de deslocamentos para medir as rotações devido à flexão próximo às extremidades da coluna treliçada.

Com o objetivo de verificar o comportamento das tensões atuantes nos montantes e o início da flambagem local, foram instalados oito extensômetros de 5mm com resistência de 120Ω, na coluna treliçada de 12200 mm: quatro extensômetros na extremidade do atuador e quatro extensômetros na extremidade da rótula, um em cada montante da treliça. Os extensômetros foram colados nas almas dos perfis externos, conforme ilustrado nas Figuras 6(a) e 7(b). No caso das treliças de 16m, adicionalmente foram instalados 8 extensômetros na região do meio da vão da treliça, sendo 2 extensômetros em cada montante externo da treliça, um colado na face externa da alma do perfil e outro na face interna, conforme ilustrado na Figuras 7(b) e 9.

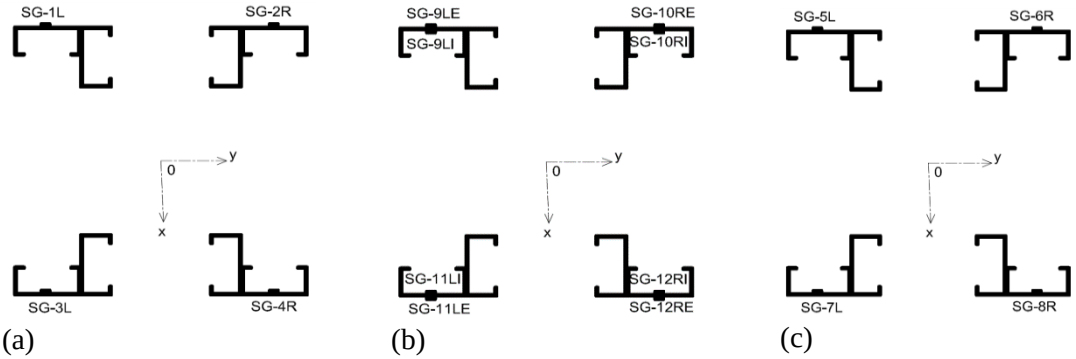


Figura 9: Distribuição dos extensômetros: a) extremidade fixa (1-4); b) meio do vão (9-12); c) extremidade com encurtamento livre. (5-8).

3.2 Propriedades dos materiais

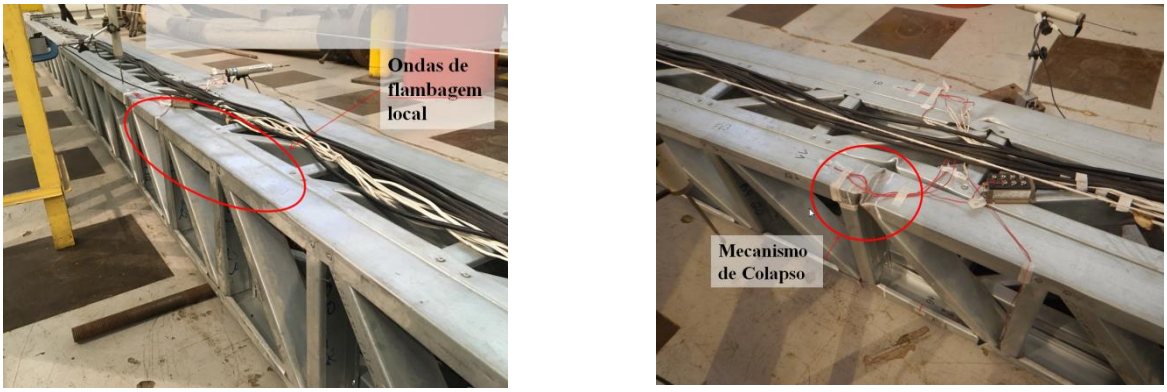
A colunas treliçadas foram fabricadas com aço estrutural (identificação comercial ZAR345), com tensão de escoamento nominal de f_y=345MPa. As propriedades mecânicas das chapas de aço utilizadas para fabricação dos perfis das colunas treliçadas foram qualificadas experimentalmente por meio de testes de tração direta padronizados pela norma ISO 6892 (ABNT, 2013). Os 14 corpos de prova utilizados nos testes de tração foram extraídos das próprias treliças ensaiadas, de regiões da treliça que não sofreram escoamento do aço (7 corpos de prova para cada espessura). As dimensões dos corpos de prova foram definidas conforme especificações da norma ISO 6892. Os resultados médios obtidos para a tensão de escoamento f_y, tensão de ruptura f_u, módulo de elasticidade E e percentual de alongamento residual após ruptura ε_r, estão mostrados na Tabela 2.

Tabela 2: Resultados médios obtidos nos testes de tração direta.

Thickness	Yield Stress	Ultimate Stress	Young Modulus	ε_r
t (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)	%
0.8	370	477	198	20
1.25	375	479	215	18

3.3 Resultados dos ensaios das colunas treliçadas

Durante os ensaios foi possível observar semi-ondas de flambagem local típicas ao longo da alma dos montantes externos antes do colapso, estendendo-se ao longo do terço central da treliça, conforme ilustrado na Figura 10(a). Embora observado em quase todas as colunas testadas, foi mais visível para o caso das colunas com 0,8 mm de espessura, por se tratar de um PFF mais esbelto.



(a) (b)

Figura 10: Coluna T16x0.8: a) Modo de flambagem local desenvolvido ao longo da alma dos perfis externos durante o teste. b) mecanismo de colapso próximo ao meio do vão.

As colunas treliçadas desenvolveram claramente o modo de flambagem global, com mecanismo de colapso próximo ao meio do vão, como mostrado na Figura 10(b). O mecanismo de colapso ocorreu na ligação das diagonais e travamentos com o montante, onde ocorre a supressão dos enrijecedores de borda do montante para permitir a ligação.

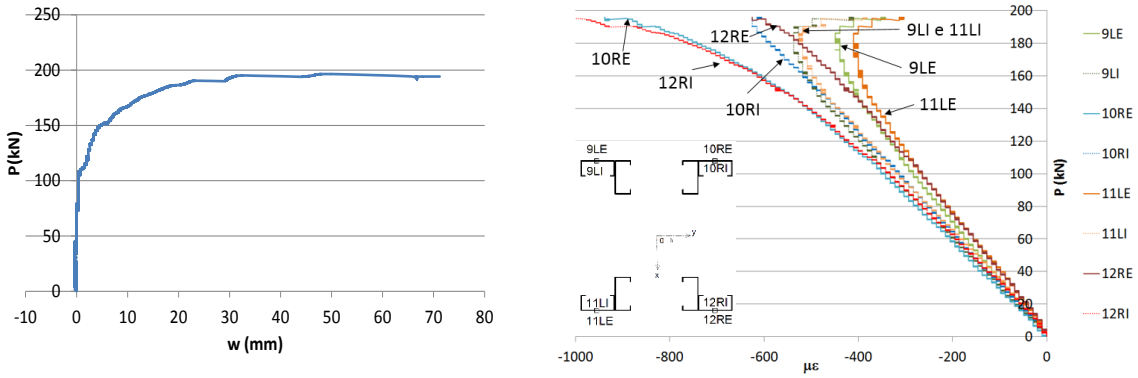
O efeito da flambagem global pode ser observado visualmente durante os testes, como mostrado na Fig. 11. Neste caso foi possível observar a interação entre os modos de flambagem local (nos montantes) e global da coluna treliçada.

A Figura 12(a) mostra os deslocamentos horizontais w registrados pelo transdutor de deslocamento DT-4H no meio do vão da coluna T16x1.25, indicando deslocamentos de flexão quase nulos até aproximadamente 110kN. Como mencionado, as rótulas esféricas não foram capazes de permitir rotações livres para baixos níveis de carregamento. A medida que o carregamento aumentou, a coluna treliçada desenvolveu um comportamento de flambagem por flexão que forçou e liberou as rotações nas extremidades.



(a) (b) (c)

Figura 11: Flambagem global da coluna treliçadaT16x1.25: (a) antes do carregamento; (b) próximo ao colapso; (c) após o colapso com mecanismo plástico desenvolvido próximo ao meio do vão.



(a) (b)

Figura 12: (a) Carga vs. deslocamento registrado pelo transdutor de deslocamento DT-4H posicionado no meio do vão da coluna (T16x1.25). (b) Carga vs. deformação específica (με) registrados pelos extensômetros posicionados meio do vão da coluna T16x1.25.

Os extensômetros registraram comportamento aproximadamente linear (compressão) até o início da flambagem local. A Figura 12b) mostra os resultados dos extensômetros para a coluna treliçada T16x1.25, onde o comportamento quase linear pode ser observado até aproximadamente 85kN de carga aplicada. O início do efeito de flambagem local foi registrado pelos pares de extensômetros 12RI / 12RE e 10RI / 10RE. A carga de de colapso registrada foi de 196kN.

Finalmente, a Tabela 3 mostra um resumo dos resultados para as colunas treliçadas, incluindo os registros de (i) a carga de colapso (P_{uexp}), (ii) o deslocamento de flexão no meio do vão próximo a carga de colapso e (iii) o nível de carga para o qual foi identificado o aparecimento da flambagem local (com o auxílio das medições dos extensômetros).

Tabela 3: Resumo dos resultados dos ensaios das colunas treliçadas.

ID da coluna	Carga de Colapso P_{uexp} (kN)	Deslocamento ½ do vão (mm)	Flambagem local (kN)*
T12x1.25	233	31	80
T12x0.8	89	45	25
T16x1.25	196	71	85
T16x0.8	85	59	20

*Carga aplicada relacionada ao início da flambagem local, de acordo com as medidas dos pares de extensômetros.

4 ANÁLISE DOS MONTANTES

Neste item os montantes da coluna treliçada serão analisados de forma isolada com o objetivo de se obter a resistência à compressão dos mesmos.

O método da resistência direta (MRD), proposto por Schafer e Peköz (1998), e considerado na norma norte-americana AISI (2016), foi incluído na norma brasileira ABNT NBR14762 (2010), Anexo C, para o projeto de estruturas de PFF. No entanto, o MRD não cobre o projeto de elementos compostos, como é o caso dos montantes da coluna treliçada investigada, que são compostos por 2U.

Durante a presente pesquisa foram realizadas análises experimental e numérica do montante composto 2U (Figura 1(c)), axialmente comprimido, com 480mm de comprimento. Os resultados indicaram que o MRD é capaz de estimar a resistência à compressão deste tipo de seção composta por 2Us, considerando a ligação entre os mesmos plenamente efetiva (seção-composta) e a ligação inefetiva (seção não-composta). Na seção-composta, a conexão dos parafusos entre os membros do PFF foi admitida como totalmente efetiva e transformada em elemento de placa de dupla espessura (2t) na porção de contato entre a alma e o flange dos perfis U, como mostrado na Figura 13 (a). A seção não-composta considera o perfil U isolado, conforme mostrado na Figura 13 (b). Como os montantes estão conectados com parafusos em pontos discretos, a condição real está entre os valores da seção-composta e da seção não-composta. Embora a comparação dos resultados experimentais (P_{uexp}) com os teóricos (P_{uth}), considerando a seção-composta, tenha apresentado boa concordância (com P_{uexp} / P_{uth} variando de 0,94 a 0,98), os melhores resultados da resistência à compressão do montante foram obtidos para a seção não-composta (com P_{uexp} / P_{uth} variando de 0,98 a 1,02). Adicionalmente, foram também consideradas as seções sem enrijecedores de borda (Figuras 13(c) e 13(d)), devido à supressão dos enrijecedores na região da ligação das diagonais e travamentos com os montantes, de forma a permitir a conexão.

O presente estudo adotou o MRD para obter a resistência à compressão dos montantes, compostos por 2U, considerando a seção não-composta, por apresentar melhor concordância com os resultados experimentais. O módulo de elasticidade foi assumido como E = 198 e 215 GPa, respectivamente, para chapas de aço de 0,8 e 1,25 mm, de acordo com os resultados de teste de tração padrão (Tabela 2). O coeficiente de Poisson foi admitido como 0,3.

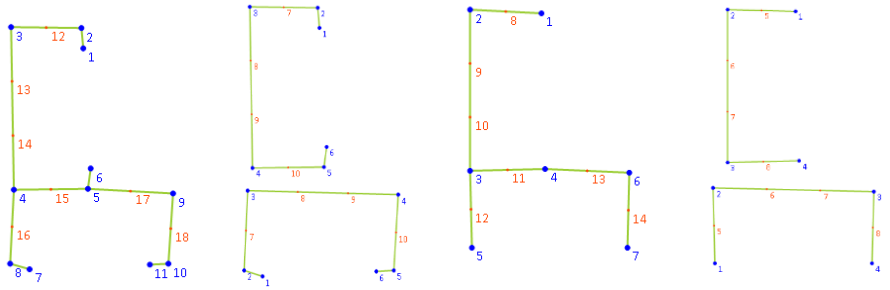


Figure 13: (a) GBTUL seção-composta com enrijecedores de borda; (b) GBTUL seção não-composta com enrijecedores de borda; (c) GBTUL seção-composta sem enrijecedores de borda; (d) GBTUL seção não-composta sem enrijecedores de borda.

4.1 Análise de flambagem elástica do montante

A análise dos modos de flambagem e a carga crítica de flambagem elástica correspondente P_{cr} é o primeiro passo para o dimensionamento dos PFF usando o MRD. A análise de flambagem foi realizada utilizando-se a teoria generalizada de vigas (*Generalized Beam Teory*, GBT), com auxílio do programa computacional GBTUL de Bebiano *et al*. (2018). A condição real de conexão dos parafusos entre os membros do PFF foi admitida como totalmente inefetiva (seção não-composta). Além disso, apenas para efeito de comparação dos modos de flambagem, a condição de seção composta também foi admitida, considerando a conexão plenamente efetiva e transformando em elemento de placa de dupla espessura (2t) na região de contato da mesa de um dos membros com parte da alma do outro membro. A Figura 14 mostra os modos de flambagem local (Fig.14(a)) e distorcional (Fig.14(b)) da seção do GBTUL totalmente composta, com e sem enrijecedores de borda (14(c)). A Figura 15 mostra os modos de flambagem local (Fig.15(a)) e distorcional (15(b)) da seção não-composta do GBTUL (membros calculados separadamente), com e sem enrijecedores de borda (15(c)). As seções sem enrijcedores de borda sofrem apenas flambagem local (não sofrem flambagem distorcional). Os valores das cargas críticas de flambagem local (P_{crL}) e distorcional (P_{crD}) foram obtidos no GBTUL considerando ambas extremidades engastadas. Como a coluna treliçada possui modulação de 400 mm (ver Figura 2), a resistência à compressão do montante foi calculada o comprimento L = 400 mm. Os valores das cargas críticas de flambagem local para a seção não-composta estão apresentadas no item 4.2, nas Tabelas 4 e 5.

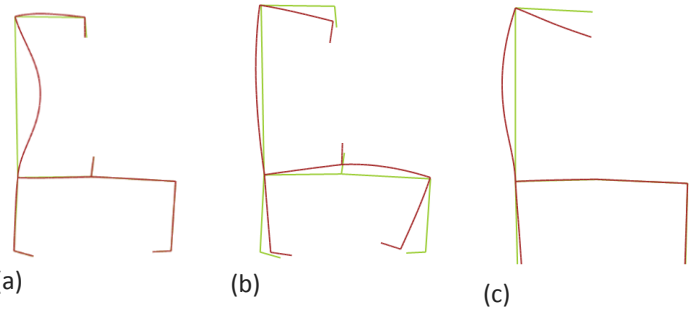
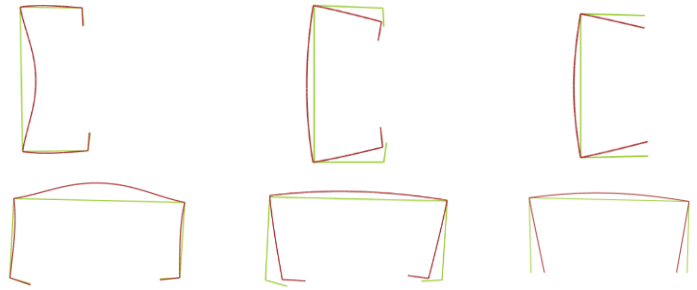


Figure 14: (a) GBTUL seção-composta com enrijecedores de borda, modo de flambagem local; (b) GBTUL seção-composta com enrijecedores de borda, modo de flambagem distorcional; (c) GBTUL seção-composta sem enrijecedores de borda, modo de flambagem local.



(a) (b) (c)

Figure 15: (a) GBTUL seção não-composta com enrijecedores de borda, modo de flambagem local; (b) GBTUL seção não-composta com enrijecedores de borda, modo de flambagem distorcional; (c) GBTUL seção não-composta sem enrijecedores de borda, modo de flambagem local.

4.2 Resistência à compressão segundo o MRD

As fórmulas para determinação da resistência à compressão de colunas de PFF segundo o MRD estão descritas abaixo, Equações (1 a 6). A resistência da coluna (P_n) é considerada como o valor mais baixo fornecido pelas fórmulas da interação de flambagem LG local-global (P_{nLG}) ou pela flambagem distorcional (P_{nD}). Nas equações a seguir, P_{crG} é a carga crítica de flambagem global elástica; P_{crL} é a carga crítica de flambagem local elástica e P_{crD} é a carga crítica de flambagem distorcional elástica.

$$P_{nG} = \left(0.658^{\lambda_0^2}\right) A f_y \qquad \text{for } \lambda_0 \leq 1.5 \qquad (1)$$

$$P_{nG} = \left(\frac{0.877}{\lambda_0^2}\right) A f_y \qquad \text{for } \lambda_0 > 1.5 \text{ where } \lambda_0 = \left(\frac{A f_y}{P_{crG}}\right)^{0.5} \qquad (2)$$

$$P_{nLG} = P_{nG} \qquad \text{for } \lambda_L \leq 0.776 \qquad (3)$$

$$P_{nLG} = \left(1 - \frac{0.15}{\lambda_L^{0.8}}\right) \frac{P_{nG}}{\lambda_L^{0.8}} \qquad \text{for } \lambda_L > 0.776 \text{ where } \lambda_L = \left(\frac{P_{nG}}{P_{crL}}\right)^{0.5} \qquad (4)$$

$$P_{nD} = A f_y \qquad \text{for } \lambda_D \leq 0.561 \qquad (5)$$

$$P_{nD} = \left(1 - \frac{0.25}{\lambda_D^{1.2}}\right) \frac{A f_y}{\lambda_D^{1.2}} \qquad \text{for } \lambda_D > 0.561 \text{ where } \lambda_D = \left(\frac{A f_y}{P_{crD}}\right)^{0.5} \qquad (6)$$

A Tabela 4 apresenta os valores de λ_L, P_{crL}, λ_D e P_{crD}, considerando o perfil U isolado (Figuras 13 (b), 14(b) e 15(b)) e o perfil duplo U (Figuras 13(a), 14(a) e 15(a)), ambos com enrijecedores de borda, para espessuras de 0,8mm e 1,25mm. Segundo Matsubara et al. (2019), para perfis U enrijecidos com razões ($R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$) menores que 0,45, o modo local é predominante, e com razões maiores que 1,05, o modo distorcional é predominante. As relações entre 0,45 e 1,05 indicam interação entre os modos local e distorcional. No presente caso, a razão ($R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$) foi de 0,36 para a espessura de 0.8mm e 0,52 para para a espessura de 1.25mm, indicando que o modo local é predominante para a espessura de 0.8mm e existe uma baixa interação entre os modos local e distorcional para a espessura de 1.25mm.

Tabela 4 : Carga crítica de flambagem elástica: local (λ_L, P_{crL}) e distorcional (λ_D, P_{crD}).

PFF	P_{crL} (kN)	P_{crD} (kN)	λ_L	λ_D	λ_L / λ_D
U isolado #0.8mm	13,4	105,6	2,06	0,73	0,36
Duplo U (2U) #0.8mm	28,7	226,8	1,99	0,71	0,36
U isolado #1.25mm	55,1	207,1	1,28	0,66	0,52
Duplo U (2U)#1.25mm	118,3	456,8	1,24	0,63	0,51

Uma vez que a coluna treliçada possui modulação de 400mm (ver Figura 2), a resistência à compressão do montante foi considerada para extremidades engastadas e comprimento L = 400 mm, o que caracteriza uma coluna curta. Como a flambagem local foi predominante no presente caso, a Tabela 5 mostra os valores de P_{crL} para seção não-composta, para o perfil U isolado. A Tabela 5 também apresenta a resistência a compressão P_n obtida pelo MRD, para o perfil U isolado (P_{n1}), para um montante (2U's, P_{n2}) e para quatro montantes (8U's, P_{n8}). Considerou-se a tensão de escoamento obtida nos ensaios de tração: f_y = 370 e 375MPa, para t = 0,8 e 1,25 mm, respectivamente.

Tabela 5: Resistência à compressão pelo MRD dos montantes, com comprimento L=400mm, considerando seção não-composta.

PFF - Seção não composta	Espessura *(mm)*	GBTUL *U isolado* P_{critL}	*U isolado* P_{n1} (kN)	MRD *1 Perfil long.* (2U's) P_{n2} (kN)	4 Perfis long. (8U's) P_{n8} (kN)
U enrijecido 88x86x42x40x12	0.80	13.4	28.8	57.5	230.1
U sem enrijecedores 88x86x42x40	0.80	7.0	20.6	41.1	164.5
U enrijecido 88x86x42x40x12	1.25	55.1	63.4	126.9	507.4
U sem enrijecedores U 88x86x42x40	1.25	26.8	44.9	89.8	359.0

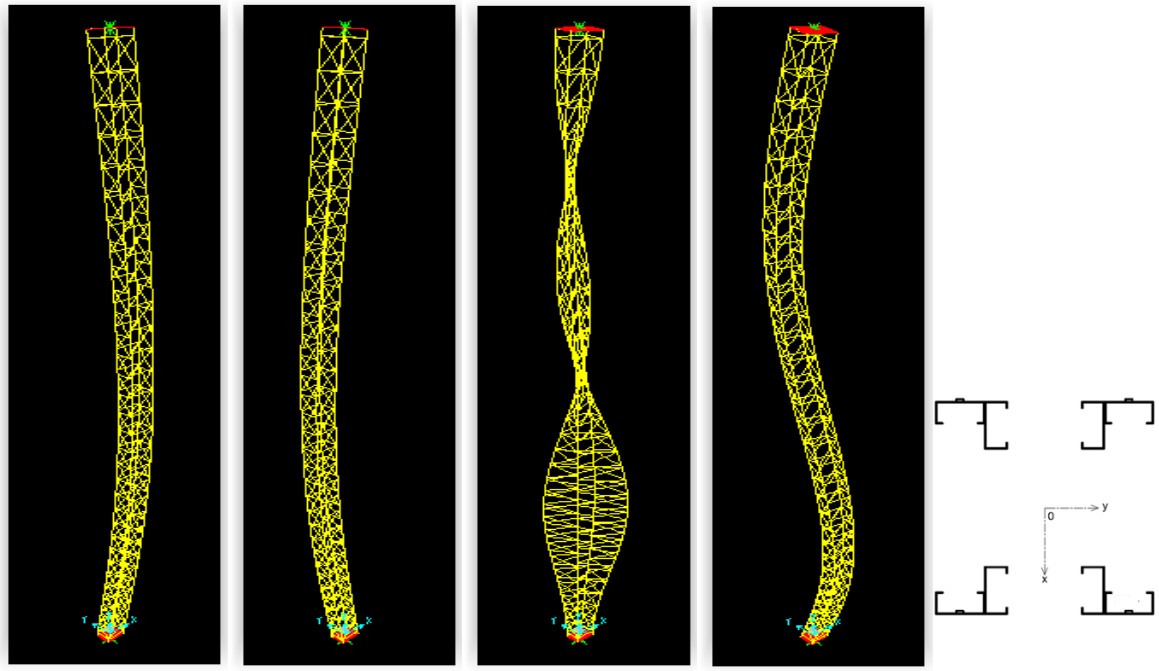
5 ANÁLISE DE FLAMBAGEM ELÁSTICA DA COLUNA TRELIÇADA

Com o objetivo de avaliar a flambagem global das colunas treliçadas e obtenção dos respectivos modos de flambagem e cargas críticas, foram desenvolvidos modelos numéricos com elementos de barras no programa SAP2000 (2011), para comparação com os resultados analíticos e experimentais.

Os montantes das colunas treliçadas foram modelados com elementos de barra pelo centroide da seção composta conforme mostrado na Figura 1(a). A fim simular as condições de apoio do ensaio foram modeladas placas rígidas nas extremidades das colunas treliçadas e foi criado somente um apoio no centro de cada placa rígida. Para simular a distância entre os centros de rotação das colunas treliçadas foi criada uma barra rígida ligando o centro da placa rígida ao centro de rotação, de modo a reproduzir as distâncias entre os centros de rotação do ensaio experimental. Portanto as distâncias entre os centros de rotação das treliças com 12200 mm e 16200 mm de comprimento são respectivamente 12448mm e 16448mm. Nesta condição as colunas treliçadas foram consideradas como bi-rotuladas.

A Figura 16 ilustra os quatro primeiros modos de flambagem para a coluna treliçada T12x0.8. Observa-se que em geral os dois primeiros modos de flambagem foram de flexão em torno dos eixos X e Y respectivamente (Figuras 16(a) e 16(b)). O terceiro modo de flambagem (Figura

16(c)) foi torsional e o quarto modo, mostrado na Figura 16(d), foi de flexão em torno do eixo X, com 2 semi-ondas. As colunas treliçadas T12x1.25, T16x0.8 e T16x1.25 apresentaram modos de flambagem similares, porém com valores de carga crítica diferentes.
No item 6, nas Tabelas 6 e 7, serão apresentados os valores obtidos do modelo de elementos finitos com elementos de barra (MEFB) para a carga crítica de flambagem global da coluna treliçada em torno do eixo X (modo 1), e em torno do eixo Y (modo 2), para comparação com os resultados dos métodos analíticos.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 16: Modos de flambagem do modelo numérico da coluna treliçada T12x0.8, extremidades rotuladas (MEFB): (a) Modo 1: flexão global em torno do eixo X (b) Modo 2: flexão global em torno do eixo Y (c) Modo 3: torção (d) Modo 4: : flexão global em torno do eixo X, com 2 semi-ondas.

6 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA FLAMBAGEM GLOBAL DA COLUNA TRELIÇADA

Neste item será calculada a carga crítica da coluna treliçada segundo quatro métodos analíticos: Timoshenko (1963), Eurocode (CEN, 2006b), Bleich (1952) e Engesser (1891). Em todos os métodos a coluna treliçada é considerada como bi-rotulada, e os cálculos foram realizados utilizando o comprimento da coluna entre os centros de rotação medidos no ensaio experimental.

6.1 Método do Timoshenko

Segundo o método do Timoshenko (1963), o valor da carga crítica de uma coluna treliçada com o arranjo em “N”, com extremidades rotuladas, considerando a redução devido ao efeito do cortante, é dada pela Equação 7:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \frac{1}{1+\frac{\pi^2 EI}{l^2}\left(\frac{1}{A_d\, E\, sen\phi\, cos^2\phi}+\frac{b}{aA_bE}\right)} \quad (7)$$

Onde: ϕ é o ângulo entre a diagonal e o travamento horizontal; A_d é a área da seção transversal de 2 diagonais (uma em cada face da coluna treliçada); A_b é a área da seção transversal de 2 travamentos horizontais (um em cada face da coluna treliçada); b é o comprimento do travamento horizontal (entre rótulas); I é o momento de inércia da seção transversal da coluna treliçada (considerando os 4 montantes).
Quando a expressão apresentada acima para a carga crítica da coluna treliçada é utilizada, é como se a coluna estivesse sendo substituída por uma coluna com comprimento equivalente, dado pela Equação 8:

$$L_{eq} = l\sqrt{1+\frac{\pi^2 EI}{l^2}\left(\frac{1}{A_d E\, sen\phi\, cos^2\phi}+\frac{b}{A_b Ea}\right)} \quad (8)$$

A esbeltez da coluna treliçada pode ser calculada através da Equação 9:

$$\lambda = \frac{L_{eq}}{r} \quad (9)$$

Onde r é o raio de giração da seção transversal completa da coluna treliçada (incluindo os 4 montantes).

6.2 Método do Eurocode

Embora o Eurocode parte 1-3 (CEN, 2006a) seja dedicado a estruturas de aço compostas de perfis formadas a frio, ele não apresenta nenhuma orientação para o projeto de colunas treliçadas. Portanto, o Eurocode 3 parte 1-1 (CEN, 2006b) será adotado, pois apresenta uma metodologia de projeto para este tipo de sistema estrutural. De acordo com o Eurocode 3 parte 1-1 item 6.4, a carga crítica efetiva da coluna treliçada, desconsiderando o efeito do cortante, é dada pela Equação 10:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2} \quad (10)$$

Nesta expressão I_{eff} é o momento de inércia efetivo da coluna treliçada dado pela Equação 11:

$$I_{eff} = 0.5\, A_{ch}\, h_0^2 \quad (11)$$

Onde: h_0 é a distancia entre os eixos dos montantes; A_{ch} é a área do montante da coluna treliçada.
A carga crítica efetiva da coluna treliçada, considerando o efeito do cortante é dada pela Equação 12:

$$N_{cr,v} = \frac{1}{\frac{1}{N_{cr}}+\frac{1}{S_v}} \quad (12)$$

Onde S_v é a rigidez ao cortante, que depende da forma do arranjo treliçado. No caso da coluna treliçada deste trabalho, que é arranjo treliçado tipo "N", a rigidez ao cortante é pela Equação 13:

$$S_v = \frac{nEA_d a {h_0}^2}{d^3\left[1+\frac{A_d h_0^3}{A_v d^3}\right]} \quad (13)$$

Onde: n é o número de planos treliçados; A_d é a área da diagonal; A_v é a área do travamento horizontal; a é a altura de um módulo da treliça; h_0 é a distância entre os centroides dos montantes; d é o comprimento da diagonal: $d = \sqrt{h_0^2 + a^2}$.

6.3 Método de Bleich

Segundo o método de Bleich (BLEICH, 1952), a carga crítica efetiva da coluna treliçada, considerando o efeito do cortante, é dada pela Equação 14:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(\alpha\lambda)^2} \quad (14)$$

onde A é a área da seção transversal e λ a esbeltez da coluna. O fator α é obtido conforme a Equação 15:

$$\begin{cases} \lambda \leq 40 \rightarrow \alpha = 1.1 \\ \lambda > 40 \rightarrow \alpha = \sqrt{1 + \frac{300}{\lambda^2}} \end{cases} \quad (15)$$

6.4 Método de Engesser

Segundo o método de Engesser (ENGESSER, 1891), a carga crítica efetiva da coluna treliçada, considerando o efeito do cortante, é dada pela Equação 16:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(\alpha\lambda)^2} \quad (16)$$

onde A é a área da seção transversal e λ a esbeltez da coluna. O valor de α é dado pela Equação 17:

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EA}{k_s \lambda^2}} \quad (17)$$

onde k_s é o valor da rigidez ao cortante da coluna treliçada.

Nas Tabelas 6 e 7 estão apresentados quadros comparativos dos valores obtidos analiticamente e numericamente (MEFB) para a carga crítica de flambagem global da coluna treliçada em torno do eixo X (modo 1), e em torno do eixo Y (modo 2).

Tabela 6 - Carga crítica de flambagem global: Eixo X (Fig. 16e) (kN).

Column ID	EUROCODE	TIMOSHENKO	BLEICH	ENGESSER	MEFB
T12x1.25	410 (0,93)	450 (1,02)	444 (1,00)	451 (1,02)	442
T12x0.8	243 (0,92)	269 (1,02)	263 (1,00)	268 (1,02)	263
T16x1.25	236 (0,93)	260 (1,02)	258 (1,02)	260 (1,02)	254
T16x0.8	140 (0,93)	155 (1,03)	153 (1,01)	154 (1,02)	151

Tabela 7 - Carga crítica de flambagem global: Eixo Y (Fig. 16e) (kN).

Column ID	EUROCODE	TIMOSHENKO	BLEICH	ENGESSER	MEFB
T12x1.25	749 (0,96)	762 (0,98)	753 (0,97)	770 (0,99)	777
T12x0.8	444 (0,95)	459 (0,99)	447 (0,96)	457 (0,98)	465
T16x1.25	434 (0,95)	445 (0,98)	442 (0,97)	448 (0,98)	456
T16x0.8	257 (0,95)	266 (0,99)	262 (0,97)	265 (0,98)	270

A partir dos quadros comparativos acima se pode observar que os quatro métodos estudados (Eurocode, Timoshenko, Bleich e Engesser) apresentaram valores próximos, sendo o Eurocode um pouco mais conservador. Os valores entre parêntesis mostram a comparação dos métodos analíticos com os resultados da análise numérica (MEFB). Observa-se que os valores analíticos e numéricos estão muito próximos.

7 COMPARAÇÃO DA ANÁLISE NÃO LINEAR COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O primeiro modo de flambagem global da coluna treliçada, obtido da análise numérica de flambagem, foi utilizado como imperfeição geométrica inicial para a análise não linear geométrica elástica do MEFB. Conforme recomendado no Eurocode 3 part 1-1 (CEN, 2006b), a imperfeição geométrica inicial foi adotada como L/500. O colapso das colunas treliçadas é reconhecido quando um dos montantes atinge sua resistência à compressão axial. Assim, os esforços normais de compressão nos montantes, obtidos a partir da análise elástica não linear do MEFB, devem ser comparados com a resistência à compressão do montante (P_{n2} incluído na Tabela 5), ao longo do carregamento incremental da coluna treliçada.

A Tabela 8 mostra as cargas experimentais e numéricas de colapso para as colunas treliçadas ensaiadas, considerando os montantes formados por dois perfis U com e sem enrijecedores de borda. Também está incluída a razão entre resultados numéricos e experimentais, entre parênteses. Observa-se que os resultados numéricos para os montantes sem enrijecedores apresentam comparação adequada com os resultados experimentais. Estes resultados são sustentados pela evidência do mecanismo de colapso desenvolvido na seção transversal onde ocorre a supressão dos enrijecedores de borda. Além disso, a última coluna da Tabela 8 exibe os resultados da resistência à compressão da coluna treliçada sem efeito de flambagem global, considerando a resistência à compressão dos montantes da Tabela 5 (P_{n8}, sem enrijecedores). Como esperado, esta solução fornece uma comparação muito imprecisa com os dados experimentais.

Tabela 8: Cargas de colapso numérica (P_u) e experimental (P_{uexp}) das colunas treliçadas ensaiadas.

Coluna Treliçada		Experimental	Análise não-linear MEFB (P_u)		Sem flamb. global
ID da Coluna	Espessura (mm)	Carga de Colapso (P_{uexp})	U enrijecido	U sem enrojecedores	U sem enrijecedores *
T12x1.25	1.25	233	311 (1.34)	248 (1.07)	359 (1.54)
T12x0.8	0.8	89	152 (1.71)	118 (1.33)	164 (1.84)
T16x1.25	1.25	196	207 (1.05)	186 (0.95)	359 (1.83)
T16x0.8	0.8	85	115 (1.35)	98 (1.15)	164 (1.93)

*Vide Tabela 5

8 CONCLUSÕES

A análise de flambagem elástica das colunas treliçadas de PFF de aço foi realizada através quatro método analíticos e a análise numérica (MEFB). Os resultados obtidos indicaram que as colunas testadas têm pouca influência do efeito de cisalhamento e que a carga crítica de flambagem pode ser acessada com a ajuda das equações analíticas disponíveis.

Como o colapso das colunas treliçadas é reconhecido quando um dos montantes atinge sua resistência à compressão, o GBTUL e o MRD foram usados para obter a resistência à compressão do montante da coluna treliçada. A ligação dos dois membros do montante, conectados com parafusos auto-atarrachantes, foi admitida como totalmente efetiva (seção-composta) e totalmente inefetiva (seção não-composta). Como os dois membros do montante da coluna treliçada são conectados com parafusos em pontos discretos, a condição real pode ser considerada entre os valores obtidos para a seção composta e seção não-composta, que foram muito próximos. Uma vez que a interação entre o modo local e distorcional pode ser considerada muito baixa, (índice de esbeltez $R_{\lambda DL} = \lambda_D / \lambda_L$ <0,52, muito próximo do valor limite 0,45 estipulado por Matsubara et al. (2019)), as regras do MRD são capazes de estimar a resistência à compressão do montante da coluna treliçada. A partir dos ensaios experimentais realizados com os montantes durante a pesquisa, observou-se que os melhores resultados da resistência à compressão dos mesmos foram obtidos para a seção não-composta, apesar da seção composta apresentar também bons resultados.

Os resultados experimentais indicam claramente a presença de flambagem global e local durante os ensaios das colunas treliçadas. Foi desenvolvida grande deformação elástica antes do colapso localizado na seção sem enrijecedores de borda (na região da conexão do montante com a diagonal).

As colunas treliçadas ensaiadas, com comprimento nominal de 12200 e 16200 mm, desenvolveram um importante comportamento não linear geométrico a partir do modo de flambagem de flexão, que foi calculado com a ajuda da análise do MEFB (modelo de elementos finitos com elementos de barra). A resistência à compressão da coluna treliçada foi finalmente encontrada levando em consideração a influência da flambagem local nos montantes, com o auxílio das equações do método da resistência direta (MRD). Os resultados obtidos indicam uma comparação aceitável entre os dados calculados e experimentais, com P_u / P_{uexp} variando de 0,95 a 1,33 (Tabela 8). Deve-se observar que os melhores resultados da resistência à compressão da coluna treliçada foram obtidos para o perfil U sem enrijecedores, seguindo evidências experimentais do mecanismo de colapso desenvolvido nessas seções.

Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado em parte com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Brasil, Código de Financiamento 001 e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Brasil, Processo 161975/2015-1. Os autores gostariam de agradecer a empresa GYPSTEEL pelo fornecimento das colunas treliçadas.

REFERÊNCIAS

American Iron and Steel Institute (AISI). S100-16: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ISO 6892-1: Materiais metálicos – Ensaio de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro. 2013.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. Rio de Janeiro. 2010.

Aslani, F., Goel, S. C., An analytical criterion for buckling strenght of built-up compression members. *Fourth quarter, Engineering Journal, AISC.* 1991.

Bebiano, R., Camotim, D., Gonçalves, R., GBTUL 2.0 – a second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. *Thin-Walled Structures*. 2018, 124, 235-253.

Bleich, F., Buckling strength of metal structures, New York, *Mcgraw Hill.* 1952.

Bonab, A.P., Hashemi, B.H., Hosseini, M., Experimental evaluation of the elastic buckling and compressive capacity of laced columns. *Journal of Constructional Steel Research. 2013.* vol. 86, pp. 66-73.

CEN, EN 1993-1-3- Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules, supplementary rules for cold-formed thin gauge members and shetting. *European Committee for Standardization*, Bruxelas, Bélgica. 2006a.

CEN, EN 1993-1-1- *Eurocode 3: design of steel structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. European Committee for Standardization*, Bruxelas, Bélgica. 2006b.

Engesser, F., Die knickfestigkeit gerader stabe (in german*). Zentralbl bauverwaltung*, Alemanha. 1891.

Gjelsvik, A., Stability of built-up columns. *ASCE Journal of Engineering Mechanics.* 1991, vol. 117, pp. 1331-1345.

Hashemi, B.H., Jafari, M.A., Experimental evaluation of elastic critical load in batten columns. *Journal of Constructional Steel Research.* 2009, vol. 65, n. 1, pp. 125–31.

Hashemi, B.H., Jafari, M.A., Evaluation of Ayrton–Perry formula to predict the compressive strength of batten columns. *Journal of Constructional Steel Research.* 2012, vol. 68, n. 1, pp. 89–96.

Hashemi, B.H., Bonab, A.P., Experimental investigation of the behavior of laced columns under constant axial load and cyclic lateral load*. Engineering Structures*, 2013, vol. 57, pp. 536-543.

Kalochairetis, K.E., Gantes, C.J., Lignos, X.A., Experimental and numerical investigation of eccentrically loaded laced built-up steel columns. *Journal of Constructional Steel Research.* 2014, vol. 101, pp. 66-81.

Lin, F.J., Glauser, E.C., Johnson, B.G., Behavior of laced and battened structural members. *ASCE Journal of the Structural Div*ision. 1970, vol. 96, n. 7, pp. 1377.

Matsubara, G.Y., Batista, E.M., Salles, G.C., Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction. *Thin-walled Structures.* 2019, 137, 251-270.

Paul, M., Buckling loads for built-up columns with stay plates. *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*. 1995, vol. 121, n. 11, pp. 1200-1208.

Razdolsky, A.G., Euler critical force calculation for laced columns. *ASCE Journal of Engineering Mechanics.* 2005, vol. 131, n. 10, pp. 997-1003.

Razdolsky, A.G., Flexural buckling of laced column with serpentine lattice. *The IES Journal part A: Civil & Structural Engineering.* 2010, vol. 3, n. 1, pp. 38-49.

Razdolsky, A.G., Calculation of slenderness ratio for laced columns with serpentine and crosswise lattices. *Journal of Constructional Steel Research.* 2011, v. 67, n. 1, p. 25–29.

Razdolsky, a. G., Flexural buckling of laced column with fir-shaped lattice. *Journal of constructional steel research*, 2014a, v. 93, p. 55–61.

Razdolsky, A.G., Revision of Engesser's approach to the problem of Euler stability for built-up columns with batten plates. *ASCE Journal of Engineering Mechanics.* 2014b, vol. 140, n. 3, pp. 566-574.

Schafer, B.W., Peköz, T., Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions. *14th International Specialty Conference on cold-formed steel structures.* 1998, pp. 69-76, St Louis, Missouri, USA.

SAP 2000 Version 15. Getting Started with SAP 2000 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures. *Computers and Structures Inc*. Berkeley, California, USA, Abril, 2011.

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability. New York, USA. *Mcgraw-Hill*. 1963.

Ziemian, R.D., Guide to stability design criteria for metal structures. Sixth edition, Lewisburg PA, USA. *John Wiley & Sons*. 2010.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO ELÁSTICA DE FLAMBAGEM DISTORCIONAL EM PERFIS U ENRIJECIDOS

Durval de Oliveira Pinto Neto[1]

Koji de Jesus Nagahama[2]

Anderson de Souza Matos Gádea[3]

Resumo

Os perfis de aço formados a frio (PFF), por apresentarem elevada esbeltez e seção transversal aberta, estão sujeitos a instabilidades locais, distorcionais e globais. Em alguns procedimentos normativos, faz-se necessário conhecer a tensão elástica de flambagem distorcional (σ_{dist}) para o cálculo da capacidade portante dos elementos estruturais. Este trabalho apresenta uma proposta para determinação da tensão elástica de flambagem distorcional (σ_{dist}) em perfis de aço formados a frio com seção transversal do tipo U enrijecido, sujeitos à compressão centrada e flexão simples. A solução proposta é obtida por meio de uma rede neural artificial (RNA), cujos dados foram fornecidos por um programa baseado na Teoria de Viga Generalizada (GBT). Os resultados obtidos foram comparados com diversos métodos encontrados na literatura técnica e demonstram a viabilidade das equações obtidas para determinar σ_{dist}.

Palavras-chave: Flambagem distorcional; Rede neurais artificiais; Aço formado a frio

DETERMINING THE DISTORTIONAL BUCKLING STRESS IN COLD-FORMED U-SHAPED PROFILES

Abstract

Cold formed steel profiles (CFF), presenting high slenderness and open cross- section, are subject to local, distortional and global instabilities. In some normative procedures, it is necessary to know the elastic stress of distortional buckling (σ_{dist}) for the calculation of the load bearing capacity of the structural elements. This paper presents a proposal for the determination of the elastic stress of distortional buckling (σ_{dist}) in cold-formed steel profiles with a reinforced type U cross-section, subject to centered compression and simple bending. The proposed solution is obtained by means of an artificial neural network (ANN), whose data were provided by a program based on the Generalized Beam Theory (GBT). The results that were obtained were compared with several methods found in the technical literature and demonstrate the feasibility of the equations obtained to determine σ_{dist}.

Keywords: Distortional buckling; Artificial neural network; Cold-formed steel

[1] Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental pela Universidade Estadual de Feira de Santana, Professor da Faculdade de Tecnologia e Ciência de Feira de Santana, Departamento de Engenharia Civil, Feira de Santana, Bahia, Brasil.
[2] Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Professor Pleno da Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Feira de Santana, Bahia, Brasil.
[3] Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Professor Titular da Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Feira de Santana, Bahia, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis de aço formados a frio são utilizados com frequência na construção civil em indústrias, edifícios comerciais e residências. Normalmente são utilizados perfis com enrijecedores de borda, com o intuito de aumentar a capacidade portante do perfil. Porém, o acréscimo do enrijecedor de borda à seção transversal, aliado a elevada esbeltez dos perfis e seção transversal aberta, levam os perfis à ocorrência de fenômeno de instabilidades locais, globais e distorcionais.

A utilização de perfis de chapa dobrada, com enrijecedores de borda, requer um cuidado adicional, pois este tipo de perfil está sujeito ao fenômeno da flambagem distorcional, que se caracteriza pela rotação e possível translação do conjunto formado pela mesa comprimida e seu enrijecedor de borda (Figura 1).

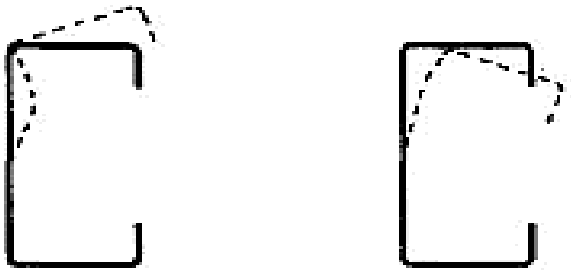


Figura 1 - Fenômeno da flambagem distorcional

A flambagem distorcional pode ocorrer como modo crítico de flambagem em diversas seções transversais, e portanto, deve-se ser estimada. Dentre as mais variadas abordagens para cálculo da tensão elástica de flambagem distorcional (σ_{dist}), existem: o Método Direto da Resistência (MRD), proposto por Schafer e Pekoz [1] e posteriormente refinado por Schafer [2]; a Teoria da Estabilidade Elástica, desenvolvida por Timoshenko [3]; o Método das Faixas Finitas, utilizado por Schafer [4, 5, 6], Lau e Hancock [7, 8], Hancock [9] e Nagahama [10]; a Teoria de Viga Generalizada, muito aplicada por Camotim [11, 12] e Davies e Jiang [13]; e o método dos Elementos Finitos utilizado por Casafront *et al.* [14].

Para cálculo da força ou momento resistente dos perfis formados a frio, segundo as normas ABNT NBR 14762:2010 [15], Eurocode 3 parte 1-3:2012 [16] e AS-NZS: 2005 [17], é necessário conhecer a tensão elástica de flambagem distorcional, que pode ser determinada com auxílio de sistemas computacionais como o CUFSM - Schafer [6], GBT - Camotim e Silvestre [12], INSLOD – Nagahama [10], entre outros, ou de maneira analítica.

As fórmulas analíticas capazes de prever σ_{dist} em perfis de aço formados à frio do tipo U enrijecido sujeitos à compressão surgiram com Lau e Hancock [8] e mais tarde com Schafer [4, 5]. Hancock [9] e Schafer e Pekoz [18] também desenvolveram uma solução analítica para determinação σ_{dist} para perfis sujeitos à flexão. Li e Chen [19] e He *et al.* [20] também desenvolveram uma solução analítica para prever σ_{dist} a partir do modelo criado por Lau e Hancock [8]. Recentemente, uma abordagem baseada no método da energia foi desenvolvida por Cardoso *et al.* [21] onde no modelo 1, o conjunto formado entre a mesa e o enrijecedor de borda é considerado rígido, isto é, a flexão da parede transversal é desprezada, enquanto no modelo 2 a flexibilidade do conjunto é levada em consideração.

Um método alternativo para se obter a σ_{dist} é a aplicação das redes neurais artificiais (RNA), as quais têm sido amplamente utilizadas no ramo da engenharia como solução de problemas complexos e não-lineares. As RNA são técnicas computacionais que apresentam um modelo matemático inspirado na estrutura neural (cérebro humano), que realiza o aprendizado através da experiência, sendo capaz de reconhecer, associar e generalizar padrões.

Dentre os autores que utilizaram as RNA para previsão da σ_{dist}, pode-se destacar: Pala [22], que extraiu uma equação capaz de calcular a σ_{dist} em perfis U enrijecidos sujeitos à compressão centrada, cujos dados de saída utilizados para treinamento eram obtidos segundo Método das Faixas Finitas; Pala e Caglar [23], que realizaram um estudo paramétrico para σ_{dist}, avaliando a influência dos parâmetros da seção transversal na tensão distorcional; Dias e Silvestre [24], que obtiveram uma equação capaz de calcular, com boa aproximação, a tensão distorcional em tubos elípticos sob compressão; e Tohidi e Sharifi [25], que investigaram a flambagem distorcional em perfis I de aço e desenvolveram fórmulas precisas capazes de calcular a tensão distorcional.

O objetivo do presente trabalho é extrair uma equação capaz de prever a tensão elástica de flambagem distorcional (σ_{dist}) em perfis de aço formados à frio do tipo U enrijecido através da ferramenta das redes neurais artificiais. São realizadas comparações e validações para mostrar a aplicação, precisão e capacidade das equações propostas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para determinação da formulação capaz de prever σ_{dist}, faz-se necessário conhecer as etapas para execução dessa tarefa, como: (i) definição do problema; (ii) geração dos dados para treinamento da RNA; (iii) definição da topologia da RNA, isto é, tipo de função de transferência, número de neurônios na camada intermediária, etc; (iv) treinamento da RNA; (v) definição e validação da solução analítica.

O tipo de seção transversal estudada no presente trabalho foi U enrijecido, submetido à compressão centrada e flexão simples.

Cinco hipóteses foram admitidas para realização das análises: (i) extremidades simplesmente apoiadas e com empenamento livre, por caracterizar-se a condição mais desfavorável quando se trata de capacidade de resistência à flambagem; (ii) módulo de elasticidade de 200 GPa; (iii) coeficiente de Poisson de 0,3; (iv) tensões elásticas de flambagem distorcional calculadas para o comprimento crítico (Lcr) e (v) flexão em relação ao eixo de simetria.

Os dados de entrada e saída da rede neural artificial utilizados foram gerados com um programa baseado pela Teoria de Viga Generalizada, GBT, desenvolvido por Camotim e Silvestre [11, 12]. Esse método foi escolhido devido a possibilidade de se obter a tensão de

flambagem distorcional como um modo isolado, ou seja, sem acoplamento entre os modos de flambagem distorcional com os modos de flambagem local e global. Para o levantamento dos dados de entrada na rede neural artificial foi feita uma busca dos valores limites (máximos e mínimos) dos parâmetros das seções transversais dos perfis formado a frio, quais sejam: altura da alma (b_w), largura da mesa (b_f), comprimento de enrijecedor de borda (d), ângulo do enrijecedor de borda (ϑ) e espessura do perfil (t) (Figura 2), nos catálogos de fabricantes e trabalhos publicados (Tabela 1). No total foram geradas 2.032.030 seções transversais diferentes.

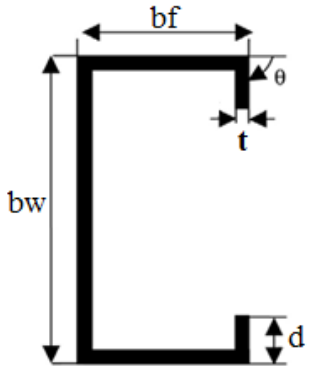


Figura 2 - Geometria da seção transversal

Tabela 1 - Limites máximo e mínimo dos parâmetros da seção transversal

Parâmetros	Intervalo de valores	Passo
b_w	30 a 410 mm	5 mm
b_f	30 a 200 mm	5 mm
d	4 a 60 mm	2 mm
t	0,75 a 7 mm	0,25 mm

Inicialmente, os dados de entrada da rede neural artificial seriam os parâmetros da seção transversal do perfil, mas foi observado que, perfis com a mesma razão entre os parâmetros da seção transversal, quais sejam: $\left(\frac{bf}{bw}\right)$, $\left(\frac{bw}{t}\right)$ e $\left(\frac{d}{bw}\right)$ apresentam os mesmos valores de tensão distorcional. A partir dessa análise foi possível reduzir as variáveis de entrada da RNA, resultando na redução do tamanho da equação desejada. Portando, como dados de entrada da RNA, têm-se as relações entre os parâmetros da seção transversal e como dados de saída σ_{dist} (Figura 3).

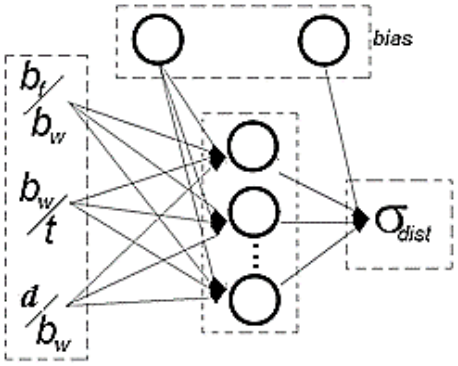


Figura 3 - Topologia das RNA

Dadas as inúmeras seções transversais geradas inicialmente, foram estabelecidos valores-limites (restrições) de acordo com as normas ABNT NBR 14762:2010 [15], ABNT NBR 6355:2012 [26], AS/NZS: 2005 [17], Eurocode 3 parte 1-3: 2012 [16] e AISI S-100: 2012 [27], quais sejam:

i. $\left(\frac{bf}{t} \leq 60\right)$

ii. $\left(\frac{bw}{t} \leq 260\right)$

iii. $\left(5 \leq \frac{d}{t} \leq 50\right)$

iv. $\left(0{,}2 \leq \frac{d}{bf} \leq 0{,}6\right)$

v. $\left(0{,}3 \leq \frac{bf}{bw} \leq 1\right)$

vi. $\left(0{,}1 \leq \frac{d}{bw} \leq 0{,}3\right)$

vii. $\left(0{,}003 \leq \frac{t}{bw} \leq 0{,}1\right)$

viii. fu ≤ 570 MPa

Os valores-limites v, vi e vii, apesar de não serem normativos, foram necessários devido à necessidade de eliminar os perfis gerados que comumente não seriam utilizados na indústria da construção, por exemplo, um perfil 30x200x10x2 mm. Tais relações de valores-limites foram denominadas de restrições de forma.

A única restrição de forma que foi alterada, foi a relação (v) pois em outros trabalhos, tais como, Camotim e Silvestre [12] e Pala [22], essa relação varia de 0,2 a 1, mas, em análises realizadas durante o programa experimental, observou-se que, as RNA apresentavam erros altos para perfis que apresentavam a relação $\frac{bf}{bw} \leq 0{,}3$. Sendo assim, limitou-se a relação para $0{,}3 \leq \frac{bf}{bw} \leq 1$, buscando menores erros, e ao final, concluiu-se que houve realmente uma melhora no histograma de erros das RNA.

Aplicando-se os valores-limites normativos e as restrições de forma nos 2.032.030 perfis gerados inicialmente, restaram 37.402 perfis com seções transversais diferentes sujeitos à compressão centrada e 20.267 sujeitos à flexão. Esses perfis foram utilizados para treinamento das RNA.

As RNA foram treinadas utilizando o MATLAB®. O algoritmo de aprendizagem utilizado foi o Levenberg-Marquardt, Hagan e Menhaj [28]. O número de camadas intermediárias foi definido como sendo apenas uma, devido à verificação de bons resultados em outros trabalhos, por exemplo o de Pala [22]. O número de neurônios para a camada intermediária foi estabelecido de dois até sete neurônios respeitando o teorema de Komogorov-Nielsen, Kovács [29]. As funções de transferência utilizadas foram, logarítmicas (Logsig) e tangente hiperbólica (Tanh),

para cada uma das topologias de rede testadas. Ao todo foram treinadas 24 RNA, sendo 12 RNA para perfis sujeitos à compressão centrada e 12 RNA para perfis sujeitos à flexão.

3 ANÁLISE DAS REDES NEURAIS ARTIFICIAL - COMPRESSÃO

A eficiência das RNA treinadas foi determinada com o auxílio do coeficiente de determinação (R^2) e do histograma de erro. Os critérios de escolha das RNA apresentadas foram: (i) erros na ordem de 10%, valor estipulado devido a trabalhos publicados como: Lau e Hancock [9] que apresentaram erros máximos de 8%, Camotim e Silvestre [12] com erros menores de 7% e Pala [2] com erros da ordem de 11%; (ii) menor número de neurônios na camada intermediária, pois o tamanho da equação que se pode extrair, está diretamente ligado ao número de neurônios na camada intermediária, sendo que, quanto menor o número de neurônios na camada intermediária menor é o tamanho da equação. Somente será apresentada a validação da equação obtida da melhor rede neural artificial segundo os critérios de escolha.
A Tabela 2, apresenta um resumo dos resultados das RNA treinadas, onde se pode observar o coeficiente de determinação (R^2), maior erro positivo e negativo e número de perfis que apresentaram erros absolutos maiores que 2,5 a 30%.

Tabela 2 - Resumo de resultados das RNA para perfis submetidos à compressão

Número de Neurônios (Camada Intermediária)	Função de Transferência	R^2	Maior erro negativo (%)	Maior erro positivo (%)	Número de Perfis com Erro Maior que:					
					2,5%	5%	10%	15%	20%	30%
2	LogSig	0,987	-35,19	13,20	22965	8043	1359	559	248	32
2	Tanh	0,987	-35,19	13,20	22965	8043	1359	559	248	32
3	LogSig	0,997	-18,80	12,68	8180	696	39	6	0	0
3	Tanh	0,997	-18,80	12,68	8180	696	39	6	0	0
4	LogSig	1,000	-19,90	3,99	499	134	30	6	0	0
4	Tanh	1,000	-19,90	3,99	511	135	30	6	0	0
5	LogSig	1,000	-6,58	1,86	99	7	0	0	0	0
5	Tanh	1,000	-6,58	1,86	99	7	0	0	0	0
6	LogSig	1,000	-7,28	1,73	100	6	0	0	0	0
6	Tanh	1,000	-6,57	1,74	71	0	0	0	0	0
7	LogSig	1,000	-1,10	2,15	4	0	0	0	0	0
7	Tanh	1,000	-5,06	1,90	30	1	0	0	0	0

Observa-se que a melhor RNA treinada foi a com sete neurônios na camada intermediária e função de transferência logarítmica, apresentando um R^2 de 1,00 e erros absolutos máximos positivos de 2,15% e negativos de -1,10%. Nota-se também, que a quantidade de perfis com erros absolutos maiores que 2,5%, para as RNA com mais de quatro neurônios na camada

intermediária, são considerados muito pequenos quando comparados aos 37.402 perfis que foram treinados.

Contudo, conforme critérios de escolha para as RNA que venham a ser apresentadas, foram escolhidas as RNA com cinco e seis neurônios na camada intermediária com função de transferência tangente hiperbólica e a RNA com sete neurônios na camada intermediária com função de transferência logarítmica.

A Figura 4, mostra o gráfico de regressão, R^2, para a RNA com cinco neurônios na camada intermediária com função de transferência tangente hiperbólica. Nota-se que o modelo da RNA apresenta um bom ajuste no conjunto de dados. O gráfico de regressão para outras RNA escolhidas, apresentam comportamento similar e por este motivo não foram ilustrados.

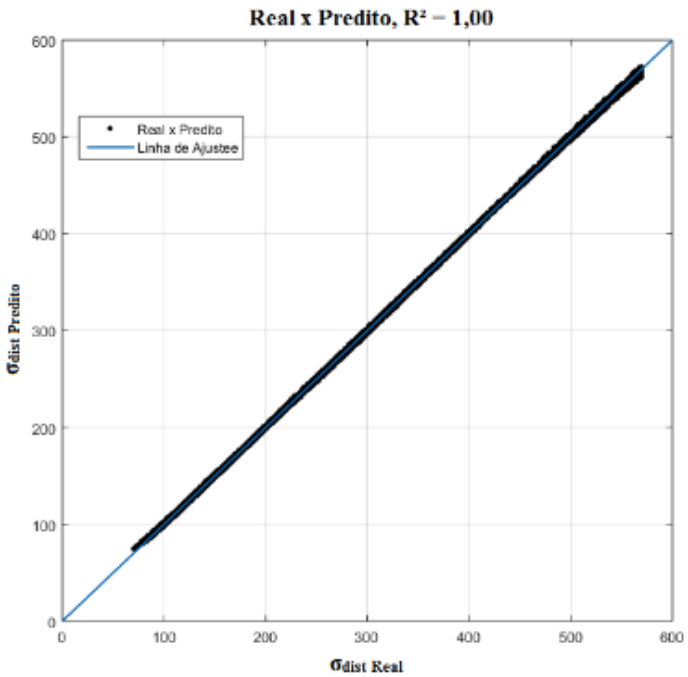


Figura 4 - Coeficiente de determinação (R^2) da RNA - Compressão

A diferença entre as três RNA é percebida no histograma de erro, Figura 5. Observa-se que a RNA com sete neurônios na camada intermediária e função de transferência logarítmica concentra a maior quantidade de perfis nos intervalos de erros próximos ao 0%, enquanto as demais RNA têm uma maior distribuição de erros. Este fenômeno é explicado devido a RNA com maior número de neurônios da camada intermediária possuir um maior grau de não-linearidade, tornando a RNA mais precisa.

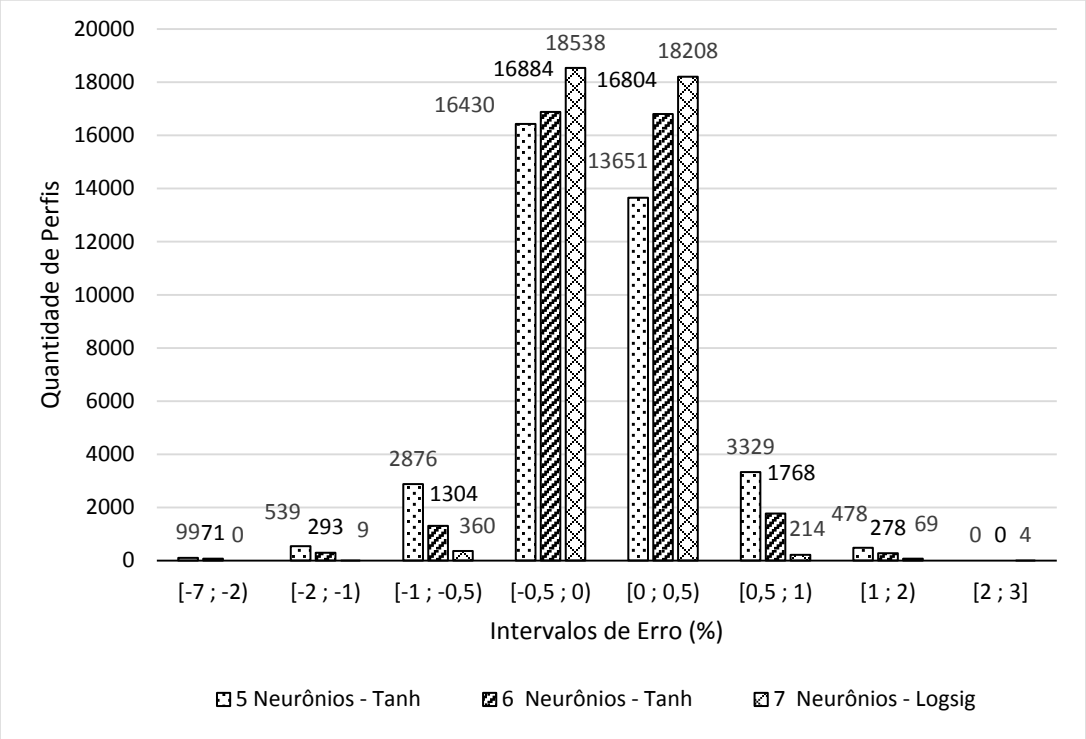


Figura 5 - Histograma de erro para as RNA com cinco, seis e sete neurônios da camada intermediária – Compressão

Para a RNA com cinco neurônios na camada intermediária, observa-se, uma concentração de perfis para erros entre -1% a 1%, sendo correspondente a 97% dos perfis treinados.

3.1 Equação para o cálculo de σ_{dist} – Compressão

A equação extraída da RNA com cinco neurônios na camada intermediária e com função de transferência tangente hiperbólica, capaz de prever a tensão elástica de flambagem distorcional dos perfis de aço formado a frio, do tipo U enrijecido, sujeitos à compressão centrada é apresentada na Equação 1.

$$\sigma dist = \frac{10839097}{58}\tanh(k1) + \frac{21417929}{100}\tanh(k2) - \frac{35396459}{48}\tanh(k3) - \frac{8900307}{43}\tanh(k4) + 631070\tanh(k5) - \frac{41078874}{469} \quad (1)$$

$$k1 = \left(\frac{63987}{19847}\left(\frac{bf}{bw}\right) + \frac{1498}{328701}\left(\frac{bw}{t}\right) - \frac{20536}{10945}\left(\frac{d}{bw}\right) + \frac{47019}{19192}\right) \quad (1.1)$$

$$k2 = \left(\frac{24135}{321032}\left(\frac{bf}{bw}\right) + \frac{13218}{628573}\left(\frac{bw}{t}\right) + \frac{11535}{11839}\left(\frac{d}{bw}\right) + \frac{15311}{16206}\right) \quad (1.2)$$

$$k3 = \left(\frac{7243}{75837}\left(\frac{bf}{bw}\right) + \frac{4111}{197201}\left(\frac{bw}{t}\right) + \frac{33253}{37735}\left(\frac{d}{bw}\right) + \frac{16731}{10721}\right) \quad (1.3)$$

$$k4 = \left(\frac{19319}{14285}\left(\frac{bf}{bw}\right) + \frac{1821}{430319}\left(\frac{bw}{t}\right) + \frac{27256}{26047}\left(\frac{d}{bw}\right) + \frac{39360}{37711}\right) \quad (1.4)$$

$$k5 = \left(\frac{42058}{32807}\left(\frac{bf}{bw}\right) + \frac{28405}{6915434}\left(\frac{bw}{t}\right) + \frac{13660}{11131}\left(\frac{d}{bw}\right) + \frac{12050}{7337}\right) \quad (1.5)$$

3.2 Validação - Compressão

A equação obtida da RNA treinada com cinco neurônios na camada intermediária e função de transferência tangente hiperbólica foi validada com: Schafer [6], Lau e Hancock [8], Zhou et al. [20], Camotim e Silvestre [12], ABNT NBR 14762:2001 [30] e AISI S-100: 2012 [27] (Tabela 3). Ressalta-se que todos os perfis analisados estão dentro dos valores-limites (restrições) impostos na metodologia.

Tabela 3 – Comparação dos valores de tensão distorcional obtidos da RNA com métodos e procedimentos normativos – Compressão

Parâmetros da seção transversal							RNA (MPa)	Métodos Numéricos			Métodos Analíticos					Procedimento Normativos	
bw (mm)	*bf* (mm)	*d* (mm)	t (mm)	$\left(\frac{b_f}{b_w}\right)$	$\left(\frac{b_w}{t}\right)$	$\left(\frac{d}{b_w}\right)$		RNAA / Camotim e Silvestre [12]	RNA / Schafer [6]	RNA / Nagahama (2003)	RNA / Pala [22]	RNA / Lau e Hancock [8]	RNA / Zhou, Liu e He [20]	RNA / Cardoso *et al.* [21]		RNA / NBR 14762 [30]	RNA / AISI S-100 [27]
														Modelo 1	Modelo 2		
100	30	10	1,5	0,30	66,67	0,10	367,15	1,01	1,13	1,15	0,94	0,96	0,99	1,00	0,93	0,91	0,99
100	30	15	1,5	0,30	66,67	0,15	446,67	1,01	1,14	1,16	0,90	0,94	1,04	1,01	0,96	0,89	0,90
90	30	10	1	0,33	90,00	0,11	270,37	1,00	1,11	1,12	0,93	0,96	1,03	1,02	0,96	0,91	0,96
91	33	7,9	0,8	0,36	113,75	0,09	167,74	0,99	1,07	1,09	1,03	0,98	1,04	1,01	0,95	0,93	1,00
200	75	20	1,5	0,38	133,33	0,10	153,55	0,99	1,07	1,09	1,09	0,98	1,04	1,01	0,96	0,93	0,97
120	50	12	1,5	0,42	80,00	0,10	258,12	1,00	1,03	1,05	1,04	0,98	1,03	0,99	0,96	0,93	0,98
140	60	15	1,5	0,43	93,33	0,11	221,96	1,00	1,03	1,05	1,07	0,99	1,03	0,99	0,97	0,94	0,96
100	50	10	1,5	0,50	66,67	0,10	270,68	1,00	1,00	1,01	0,99	0,99	1,00	0,97	0,96	0,94	0,97
100	50	15	1,5	0,50	66,67	0,15	355,87	1,00	1,01	1,03	1,07	1,01	0,99	0,96	0,98	0,96	0,92
75	40	8,8	1,5	0,53	50,00	0,12	397,69	1,00	0,99	1,01	0,95	0,99	1,00	0,96	0,97	0,94	0,94
80	50	10	1,5	0,63	53,33	0,13	316,50	1,00	0,99	1,00	0,92	1,00	1,02	0,94	0,97	0,95	0,92
80	50	12	1,5	0,63	53,33	0,15	360,77	1,00	0,99	1,01	0,96	1,02	1,02	0,93	0,98	0,97	0,91
80	50	15	1,5	0,63	53,33	0,19	415,81	1,00	1,00	1,02	1,06	1,03	1,02	0,93	0,99	0,98	0,88
63	40	9,1	0,9	0,63	70,00	0,14	253,12	1,00	0,99	1,01	0,94	1,03	1,02	0,93	0,98	0,98	0,91

A partir da Tabela 3, observa-se a comparação com:

i. Em relação a Camotim e Silvestre [12] observaram erros variando de -0,76% a 0,86% com média de 0,006%;
ii. Em relação aos resultados de Schafer [6] observou-se erros variando de -14,48% a -0,09% com média de -4,08%. Nota-se que, os perfis que apresentam erros absolutos maiores que 10%, têm a relação $\frac{bf}{bw} = 0{,}3$, sendo portanto, o limite mínimo do domínio, o que pode ocasionar erros relativamente altos;
iii. Com relação aos resultados de Nagahama [10], observaram erros oscilando de -16,18% a 11,16% com média de -5,67%. Porém, observa-se que, os erros absolutos maiores que 10%, se encontram para perfis cuja relação $\frac{bf}{bw}$ é igual a 0,3 (limite mínimo do domínio), o que pode ocasionar erros relativamente altos;
iv. Em relação a Pala [22] observou-se erros variando de -9,33% a 9,82% com média de 0,77%;
v. Com relação aos resultados de Lau e Hancock [8] observou-se erros oscilando de -3,22% a 5,96% com média de 1,12%;
vi. Zhou et al. [20] apresentou erros variando de -4,01% a 0,67% com média de -2,03%;
vii. Com relação a Cardoso et al. [21] os erros variaram de -4,01% a 0,67% com média de -2,03%;
viii. ABNT NBR 14762: 2001 [30] apresentou erros variando de 1,94% a 11,23% com média de 6,00%. Contudo, o único perfil que apresentou erro absoluto maior que 10%, têm a relação $\frac{bf}{bw}$ igual ao limite mínimo do domínio, o que pode ocasionar esse erro relativamente alto;
ix. AISI S-100: 2012 [27] apresentou erros variando de 0,47% a 11,58% com média de 5,69%;

No entanto, nota-se que a RNA apresenta um bom ajuste considerando que apresenta erros da ordem de 10% com trabalhos disponíveis na literatura técnica.

4 ANÁLISE DAS REDES NEURAIS ARTIFICIAL – FLEXÃO

A eficiência das RNA de flexão foi determinada com o auxílio do coeficiente de determinação (R^2) e histograma de erro. Os critérios de escolha das RNA que são apresentadas foram os mesmos utilizados para as RNA de compressão, sendo: menor número de neurônios na camada intermediária e erros absolutos menores que 10%.

A Tabela 7 apresenta um resumo dos resultados das RNA treinadas para flexão, onde se pode observar o coeficiente de determinação (R^2), maior erro absoluto positivo e negativo e número de perfis que apresentaram erros maiores que 1% a 10%.

Tabela 4 - Resumo de resultados das RNA de perfis submetidos à flexão

Número de Neurônios (Camada Intermediária)	Função de Transferência	R^2	Maior erro negativo (%)	Maior erro positivo (%)	Número de Perfis com Erro Maior que:					
					1%	2%	3%	4%	5%	10%
2	LogSig	0.983	-15.46	8.97	14042	8950	5688	3507	2065	155
2	tanh	0.983	-15.46	8.97	14042	8950	5688	3507	2065	155
3	LogSig	0.998	-6.73	5.14	5316	1148	228	36	9	0
3	tanh	0.998	-6.72	5.15	5345	1155	233	37	9	0
4	LogSig	1.000	-2.66	2.14	1343	63	0	0	0	0
4	tanh	1.000	-2.66	2.14	1347	63	0	0	0	0
5	LogSig	1.000	-2.26	1.16	179	3	0	0	0	0
5	tanh	1.000	-2.26	1.16	179	3	0	0	0	0
6	LogSig	1.000	-0.62	0.91	0	0	0	0	0	0
6	tanh	1.000	-0.91	0.1	0	0	0	0	0	0
7	LogSig	1.000	-0.79	0.64	0	0	0	0	0	0
7	tanh	1.000	-0.55	0.49	0	0	0	0	0	0

A análise das redes neurais artificiais de flexão, permite a identificação das três melhores RNA segundo aos critérios de escolha, são elas, as redes com três, quatro e cinco neurônios na camada intermediária com função de transferência tangente hiperbólica. Essas RNA apresentaram baixos erros máximos positivos e negativos, além de apresentar um número muito pequeno de perfis com erros maiores que 2% quando comparado aos 20.267 perfis que foram treinados.

A melhor RNA de flexão foi a com sete neurônios na camada intermediária com função de transferência tangente hiperbólica, a qual apresentou R^2 de 1,00 e erro máximo negativo e positivo de -0,55% e 0,49%, respectivamente.

A Figura 6 mostra o gráfico de regressão, R^2, para a RNA com três neurônios na camada intermediária com função de transferência tangente hiperbólica. Nota-se que, a RNA ainda apresenta dados fora da linha de ajuste, principalmente para perfis com valores de tensão distorcional baixos e altos. O gráfico de regressão das outras RNA escolhidas não foi apresentado pelo mesmo motivo das RNA de compressão.

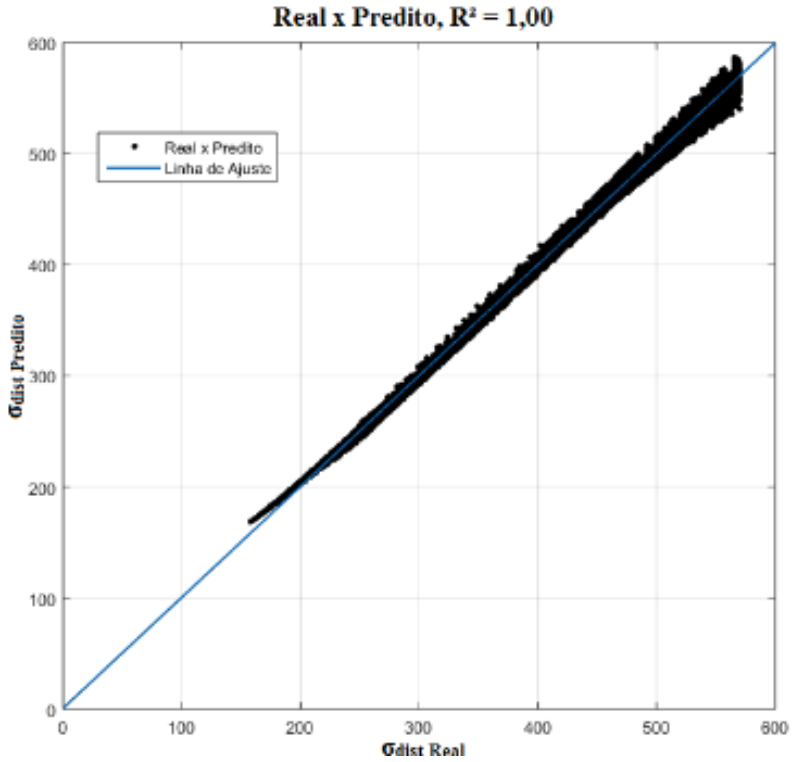


Figura 6 - Coeficiente de determinação (R^2) das redes neurais artificiais – Flexão

A diferença entre as três RNA é notória no histograma de erro, Figura 7. Observa-se o mesmo comportamento das RNA de compressão, ou seja, a RNA com o maior número de neurônios na camada intermediária (cinco neurônios) concentra um maior número de perfis próximo ao erro de 0%, enquanto as outras RNA possuem uma maior distribuição de erros.

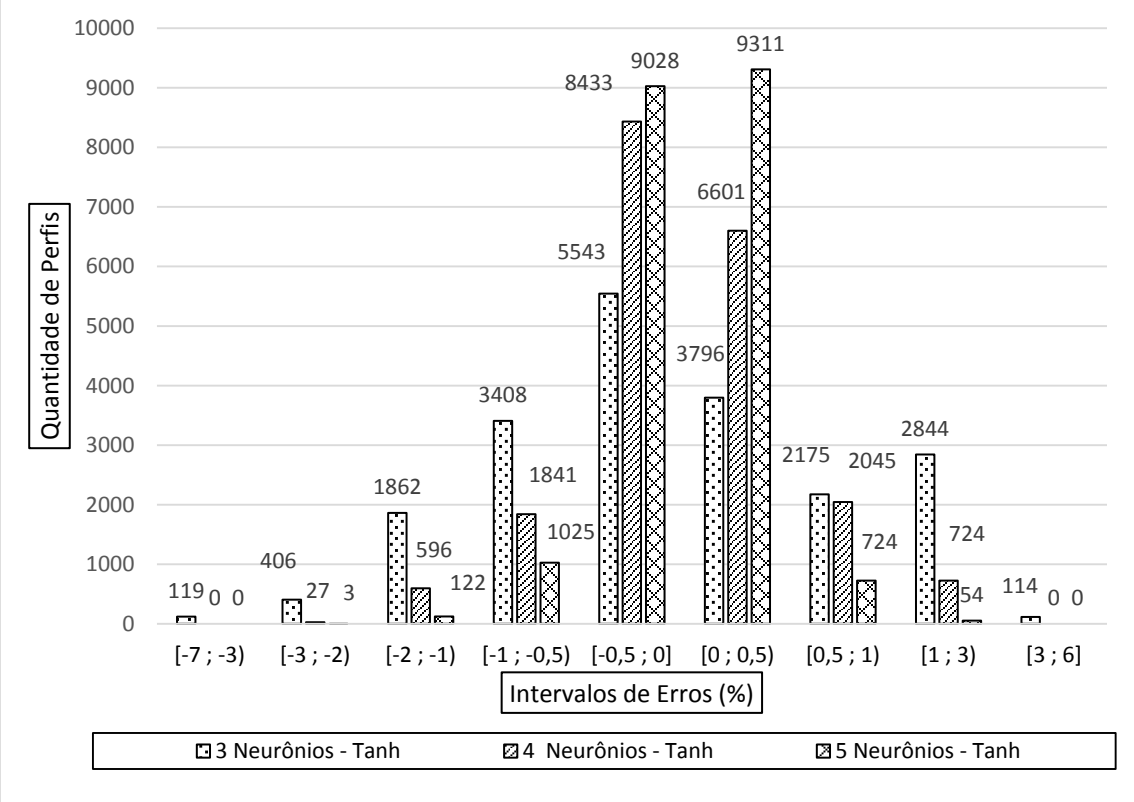


Figura 7 - Histograma de erro para as RNA com três, quatro e cinco neurônios da camada intermediária – Flexão

Para a RNA com três neurônios na camada intermediária, observa-se, uma concentração de perfis para erros entre -1% a 1%, sendo correspondente a 73,6% dos perfis treinados.

4.1 Equação para o cálculo de σ_{dist} – Flexão

A equação obtida da RNA com três neurônios na camada intermediária e com função de transferência tangente hiperbólica, capaz de determinar a tensão elástica de flambagem distorcional dos perfis de aço formado a frio, do tipo U enrijecido, sujeitos à flexão simples é apresentada na Equação 2.

$$\sigma_{dist} = \frac{2643359}{322}\tanh(k1) - \frac{2445319}{419}\tanh(k2) - \frac{3965701}{719}\tanh(k3) + \frac{6503408}{1933} \quad (2)$$

$$k1 = \left(\frac{5957}{14052}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{1395}{430198}\left(\frac{b_w}{t}\right) + \frac{45782}{18107}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{79091}{84458}\right) \quad (2.1)$$

$$k2 = \left(\frac{9280}{12583}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{7754}{429967}\left(\frac{b_w}{t}\right) - \frac{87723}{32111}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{67311}{75296}\right) \quad (2.2)$$

$$k3 = \left(\frac{64547}{49481}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{12619}{2665386}\left(\frac{b_w}{t}\right) + \frac{12617}{32356514}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{46097}{115428}\right) \quad (2.3)$$

4.2 Validação – Flexão

A equação obtida da RNA treinada com três neurônios na camada intermediária e função de transferência tangente hiperbólica foi validada com: Camotim e Silvestre [12], Schafer [6], Nagahama [10], Hancock [9], ABNT NBR 14762: 2001 [30] e AISI S-100: 2012 [27] (Tabela 5). Ressalta-se que todos os perfis analisados estão dentro dos valores-limites (restrições) impostos na metodologia.

Tabela 5 - Comparação dos valores de tensão distorcional obtidos da RNA com métodos e procedimentos normativos - Flexão

Parâmetros da seção transversal							RNA (MPa)	Métodos Numéricos			Métodos Analíticos	Procedimentos Normativos	
bw (mm)	bf (mm)	d (mm)	t (mm)	$\left(\frac{bf}{bw}\right)$	$\left(\frac{bw}{t}\right)$	$\left(\frac{d}{bw}\right)$		RNA / Camotim and Silvestre [12]	RNA / Schafer [6]	RNA / Nagahama [10]	RNA / Lau and Hancock [9]	RNA / NBR 14762 [30]	RNA / AISI S-100 [27]
90	30	10	1	0.33	90.00	0.11	544.20	0.98	0.97	0.94	1.04	0.99	0.83
91	33	7.9	0.8	0.36	113.75	0.09	318.92	1.00	0.99	0.96	1.01	0.97	0.82
200	75	20	1.5	0.38	133.33	0.10	288.03	1.00	0.99	0.96	1.04	0.99	0.84
120	50	12	1.5	0.42	80.00	0.10	442.92	1.01	1.02	0.97	1.02	0.98	0.81
140	60	15	1.5	0.43	93.33	0.11	379.03	1.00	1.00	0.97	1.04	0.99	0.83
100	50	10	1.5	0.50	66.67	0.10	416.52	1.00	1.01	0.98	1.00	0.95	0.79
80	50	10	1.5	0.63	53.33	0.13	459.00	0.99	1.03	0.99	1.00	0.95	0.79
80	50	12	1.5	0.63	53.33	0.15	552.83	1.00	1.06	1.01	1.07	1.02	0.83
63	40	9.1	0.9	0.63	70.00	0.14	384.16	1.00	1.05	1.00	1.06	1.01	0.82

A partir da Tabela 5, observa-se a comparação com:

i. Com relação a Camotim e Silvestre [12] observou-se erros variando de -0,55% a 1,51% com média de 0,1%;
ii. Com relação aos resultados de Schafer [6] observou-se erros variando de -6,01% a 2,88% com média de -1,40%;
iii. Em relação a Nagahama [10] observou-se erros oscilando de -0,69% a 5,69% com média de 2,38%;
iv. Com relação aos resultados de Hancock [9] observou-se erros oscilando de -6,89% a -0,11% com média de -3,29%;
v. ABNT NBR 14762: 2001 [30] apresentou erros variando de -1,80% a 4,66% com média de 1,63%;
vi. AISI S-100: 2012 [27] apresentou erros variando de 16,09% a 21,32% com média de 18,21%;

No entanto, nota-se que a RNA apresenta um bom ajuste considerando que apresenta erros da ordem de 10% com trabalhos disponíveis na literatura técnica.

5 CONCLUSÃO

Esse trabalho apresentou equações para determinação da tensão elástica de flambagem distorcional em perfis de aço formado a frio, do tipo U enrijecido, sujeitos à compressão centrada e flexão, com condição de apoio que simulam articulações e empenamento livre. A equação capaz de prever aσ_{dist} foi obtida por meio de uma RNA treinada com o MATLAB®. Os dados de treinamento da RNA foram obtidos pelo programa computacional baseado no método da Teoria Generalizada de Viga desenvolvido por Camotim e Silvestre [11, 12], constituindo-se como dados de entrada as relações dos parâmetros da seção transversal $\left(\frac{bf}{bw}\right)$, $\left(\frac{bw}{t}\right)$ e $\left(\frac{d}{bw}\right)$. As RNA foram treinadas com o algoritmo de aprendizagem Levenberg-Marquardt com uma camada intermediária. O número de neurônios na camada intermediária variou de dois a sete neurônios e a função de transferência alternou entre logarítmica e tangente hiperbólica. Ao final, as RNA foram validadas por métodos numéricos e analíticos consagrados na literatura como, Schafer [6], Camotim e Silvestre [12], Lau e Hancock [8] e Hancock [9], Nagahama [10], Pala [22], Zhou et al. [20], ABNT NBR 14762: 2001 [30] e AISI S-100: 2012 [27], mostrando desempenho satisfatório. Ressalta-se as seguintes conclusões das RNA para predição de σ_{dist} de perfis submetidos à compressão e flexão:

(i) Verificou-se uma boa generalização das RNA treinadas, tendo em vista que, as RNA escolhidas apresentaram bom ajuste e erros menores pequenos;
(ii) As redes com maior número de neurônios na camada intermediária apresentaram melhores ajustes. Fato explicado devido as RNA com maior número de neurônios na camada intermediária apresentarem uma maior não-linearidade aumentando a convergência das RNA.
(iii) Os resultados de σ_{dist} obtidos da equação proposta mostrou-se favoravelmente satisfatórios quando comparados a Camotim e Silvestre [12] Schafer [6], Nagahama [10], Pala [22], Lau e Hancock [8], Zhou et al. [20], ABNT NBR 14762: 2001 [30] e AISI S-100: 2012 [27];

(iv) Perfis cuja relação $\frac{bf}{bw}$ eram iguais ao limite mínimo da restrição, ou seja, $\frac{bf}{bw} = 0{,}3$, apresentaram erros absolutos maiores que 10%.

Agradecimentos

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoa de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudos no curso do mestrado. Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECEA) pelas oportunidades oferecidas, principalmente ao Prof. Dr. José Mário Feitosa Lima.

REFERÊNCIAS

[1] SCHAFER BW, PEKÖZ T. **Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions**. In: Proceedings of the fourteenth international specialty conference on cold-formed steel structures; 1998.
[2] SCHAFER BW. **Review: the direct strength method of cold-formed steel member design**. J Constr Steel Res 2008; 64 (7–8): 766–78.
[3] TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. (1961). **Theory of elastic stability**. 2.ed. New York: McGraw-Hill. 541p.
[4] SCHAFER BW. [PhD dissertation] **Cold-formed steel behavior and design: analytical and numerical modeling of elements and members with longitudinal stiffeners.** New York, NY: Cornell University; 1997.
[5] SCHAFER BW. **Distortional buckling of cold-formed steel columns.** Washington (DC): Final Report to the American Iron and Steel Institute; 2000.
[6] SCHAFER BW. **CUFSM 4.05 — finite strip buckling analysis of thin-walled members.** Baltimore, U.S.A.: Department of Civil Engineering, Johns Hopkins University, ⟨http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/⟩; 2012.
[7] LAU S.C.W.; HANCOCK GJ. **Buckling of thin flat-walled structures by a spline finite strip method.** Thin-Walled Struct 1986; 4(4): 269–94.
[8] LAU S.C.W.; HANCOCK GJ. **Distortional buckling formulas for channel columns.** Journal Structures Engineering, ASCE, 113; p. 1063–78, 1987.
[9] HANCOCK GJ. **Design for distortional buckling of flexural members.** Thin-Walled Struct 1997; 27(1):3–12.
[10] NAGAHAMA, Koji de Jesus**. Analise de estabilidade local em perfis de seção aberta em aço e em resina reforçada com fibra de vidro.** Rio de Janeiro, RJ: 2003.
[11] SILVESTRE N, CAMOTIM D. **Distortional buckling formulae for cold-formed steel C and Z-section members: Part I—Derivation.** Thin-Walled Struct 2004; 42 (11): 1567–97.
[12] SILVESTRE N, CAMOTIM D. **Distortional buckling formulae for cold-formed steel C- and Z-section members: Part II — Validation and application.** Thin-Walled Struct 2004; 42(11): 1599–629.
[13] DAVIES, J. M., JIANG, C. **Design of thin-walled columns for distortional buckling.** Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS'96), 1, p.165-172, 1996.
[14] CASAFRONT, M. MARIMON, F. PASTOR, M. **Calculation of pure distorcional elastic buckling loads of members subjected to compression via the finite element method.** Thin Walled Structures, Espanha, 2009.

[15] Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 14762:2010 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados A Frio.** Rio de Janeiro, RJ: 2010.
[16] BSI. Eurocode 3. **Design of steel structures — Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (BSEN1993-1-5:2006).** London: British Standards Institution; 2012.
[17] AS/NZS. Cold-formed steel structures. **Sydney-Wellington: Standards of Australia and Standards of New Zealand**; 2005.
[18] SCHAFER BW, PEKÖZ T. **Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges.** J Struct Eng ASCE, 125; 1999.p.118–27.
[19] LI Ly, CHEN Jk**. An analytical model for analyzing distortional buckling of cold- formed steel sections.** Thin-Walled Struct 2008; 46(12): 1430–6.
[20] Xuhong Zhou, Zhanke Liu, Ziqi He. **General distorcional buckling formulae for both fixed-ended and pinned-ended C-section columns.** Thin-Walled Structures, China, 2015.
[21] Cardoso, Daniel C. T.; Salles, Guilherme C.; Batista, Eduardo M.; Gonçalves, Paulo B. **Explicit equations for distortional buckling of cold-formed steel lipped channel columns.** Thin Walled Structures, 119; 2017. p. 925-933.
[22] PALA, M. **A new formulation for distortional buckling stress in cold-formed steel members.** Journal of Constructional Steel Reseach. University of Gaziantep, Turquia, 2005.
[23] PALA, M. CAGLAR, N. **A parametric study for distortional buckling stress on cold-formed steel using a neural network.** Journal of Constructional Steel Research, 63; 2006. p. 686-691.
[24] DIAS, J.; SILVESTRE, N. **A neural network based closed-form solution for the distortional buckling of elliptical tubes.** Engineering Structures, 3; 2011. p. 2015-2024.
[25] TOHIDI, Sajjad.; SHARIFI, Yasser. **Neural network for inelastic distortional buckling capacity assessment of steel I-beams.** Thin Walled Structures, 94; 2015. p. 359-371.
[26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização**. Rio de Janeiro, 2012.
[27] NAS. **North American specification for the design of cold-formed steel structural members (AISI-S100-12).** Washington, DC: American Iron and Steel Institute (AISI); 2012.
[28] HAGAN, M. T., MENHAJ, M. B. **Training feedforward networks with the marquardt algorithm.** IEEE Transactions on Neural Networks, 5, p.989-993, 1994.
[29] KOVÁCS, Z. L. **Redes neurais artificiais: fundamentos e aplicações**. São Paulo: Ed. Collegium Cognitio e Edição Acadêmica, 1996.
[30] Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 14762:2001 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados A Frio**. Rio de Janeiro, RJ: 2001.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO COMPENSADO ESTRUTURAL E O COMPORTAMENTO DA SUA LIGAÇÃO COM OS PERFIS DO SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT STEEL FRAMING*

Janaína Costa Rezende[1]
Francisco Carlos Rodrigues[2]
Rodrigo Barreto Caldas[3]
Ana Carolina Saraiva Cardoso[4]

Resumo
Esta pesquisa tem por objetivo principal investigar, por meio de um estudo experimental, o comportamento da ligação do compensado estrutural com os perfis do sistema construtivo Light Steel Framing. Para alcançar o objetivo da pesquisa foram feitas uma revisão bibliográfica e a avaliação do comportamento do conjunto formado pelos parafusos de ligação e as placas de compensado fixadas nos perfis do sistema Light Steel Framing, como a determinação dos valores da rigidez inicial de cada ligação (Ke), da energia dissipada (A) e da ductilidade (μ) de cada espécime ensaiado. O presente estudo mostrou que sistemas com mais ligações e menores espaçamentos axiais entre os parafusos, tem mais resistência à força cisalhante. Espera-se que este estudo contribua com a redução do consumo de aço no sistema, por meio da eliminação do contraventamento com fitas de aço galvanizado comumente feito nos painéis de Light Steel Framing, levando em conta a provável eficiência do compensado estrutural, principalmente em edificações de interesse social, bem como com a normalização nacional sobre o assunto estudado, e com a difusão do conhecimento técnico a respeito desse sistema.

Palavras-chave: Light steel framing; Compensado estrutural; Painel de cisalhamento

[1] Arquiteta e Urbanista, Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Titular, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[4] Engenheira Civil, Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

STUDY OF THE CONNECTION BEHAVIOR BETWEEN THE STRUCTURAL PLYWOOD BOARD AND THE STEEL RETICULATE OF THE LIGHT STEEL FRAMING SYSTEM *

Abstract

The main objective of this research is to investigate, through an experimental study, the connection behavior of the structural plywood with the Light Steel Framing profiles system. In order to reach the research objective, it was done a bibliographical review and the behavior evaluation of the assembly formed by the connecting screws and the plywood plates fixed in the profiles of the Light Steel Framing system, as the determination of the values of the initial rigidity of each connection (Ke), the dissipated energy (A) and the ductility (μ) of each specimen tested. The present study showed that systems with more connections and smaller axial spacing between the screws have more resistance to shear force. This study is expected to contribute to the reduction of steel consumption in the system by eliminating the bracing of galvanized steel strips commonly made in Light Steel Framing panels, taking into account the probable efficiency of the structural plywood, mainly in buildings of social interest, as well as with the national normalization on the studied subject, and with the diffusion of the technical knowledge regarding this system.

Keywords: Light steel framing; structural plywood; shear wall

1 INTRODUÇÃO

O Light Steel Frame é um sistema construtivo com inúmeras vantagens. Sua concepção é feita de forma racional, permitindo uma construção a seco, com poucos resíduos de obra, além de poder ser feito de forma rápida, em comparação às construções feitas em alvenaria.

O sistema é composto por perfis de aço galvanizado formados a frio que são obtidos a partir de bobinas de aço Zincado de Alta Resistencia (ZAR) – 150 g/m2 (alumínio-zinco) e 275 g/m2 (zinco) e, tem resistência ao escoamento de no mínimo 230 MPa. Sua capacidade autoportante é devido a forma alinhada no qual se encontram os perfis, dando origem ao termo *in line framing*.

Seu sistema estrutural é divido em dois subsistemas, os verticais e os horizontais, sendo que os subsistemas horizontais são suportados pelos verticais. Assim, os horizontais são responsáveis por receber e transmitir as cargas de piso e teto, e os verticais conduzem as cargas verticais e horizontais para a fundação do edifício, conforme Rodrigues [1].

Para garantir que o sistema resista também aos esforços horizontais, é necessário que haja um contraventamento na parede estrutural (*shear wall*), que pode ser feito com fitas de aço galvanizado, bem como com painéis de revestimento.

Além do sistema principal, constituído de perfis de aço, há outros elementos que o compõe, como a fundação, os revestimentos estruturais e não-estruturais, como placas de madeira, placas cimentícias e placas de gesso, as instalações hidráulicas e elétricas, e também os isolamentos termo - acústicos.

Atualmente, o sistema é comumente empregado em países onde a construção civil é predominantemente industrializada. No Brasil, um dos maiores produtores de aço do mundo, as construções feitas em concreto armado ainda são predominantes, e o LSF ainda é pouco utilizado. No entanto, o uso do aço vem aumentando consideravelmente no país desde a década de 1980.

1.1 Objetivos

Diante desse contexto, esta pesquisa tem por objetivo principal analisar o comportamento da ligação do compensado estrutural no reticulado metálico do sistema construtivo LSF, por meio de um estudo experimental. Para isto, interessa avaliar o comportamento da ligação feita com parafusos autoatarraxantes entre as placas de compensado estrutural e o reticulado metálico do sistema LSF, assim como determinar ou confirmar, por meio de ensaios, algumas propriedades mecânicas do compensado. Com isso, este estudo poderá contribuir com a redução de aço no sistema *Light Steel Framing*, uma vez que tais placas podem vir a substituir as fitas de aço galvanizado utilizadas no contraventamento dos painéis estruturais, além de contribuir para a difusão do conhecimento técnico a respeito desse sistema e promover o seu uso no país.

1.2 Revisão da literatura

1.2.1 Painel de cisalhamento

Para que o sistema LSF consiga resistir a esforços horizontais, é necessário que haja um contraventamento feito nas paredes estruturais, compostas de montantes separados entre si por 400 ou 600 mm, com fitas de aço galvanizado, pré-determinado no projeto, cuja forma mais comum é em formato de "X", como mostra a Figura 1. De acordo com Rodrigues [1], quando esse formato não é adequado devido, por exemplo, a alguma abertura, pode-se utilizar o contraventamento em outros formatos, como em "K", "Λ" e "V". Ainda é possível utilizar painéis estruturais de madeira, como o compensado e a placa de OSB, além de placas cimentícias para garantir a estabilidade da estrutura. O efeito diafragma é a capacidade que essas paredes têm em resistir às forças laterais, e o painel recebe o nome de diafragma rígido ou painel de cisalhamento (*shear wall*).



Figura 1: Painel com contraventamento em "X". Fonte: Santiago *et al.* [2].

As fitas de aço galvanizado são parafusadas com parafusos do tipo HEX com cabeça sextavada em uma placa denominada Gusset, de mesmo material, junto a montantes duplos, que ficam junto a ancoragem (*hold down*) do painel como mostra a Figura 2. Dessa forma, é possível que esforços transmitidos pelo contraventamento sejam absorvidos. Além disso, o ângulo entre a guia inferior e a fita de aço galvanizado deve estar compreendido entre 30° e 60°, para que não haja deformações no painel, conforme Rodrigues [1].

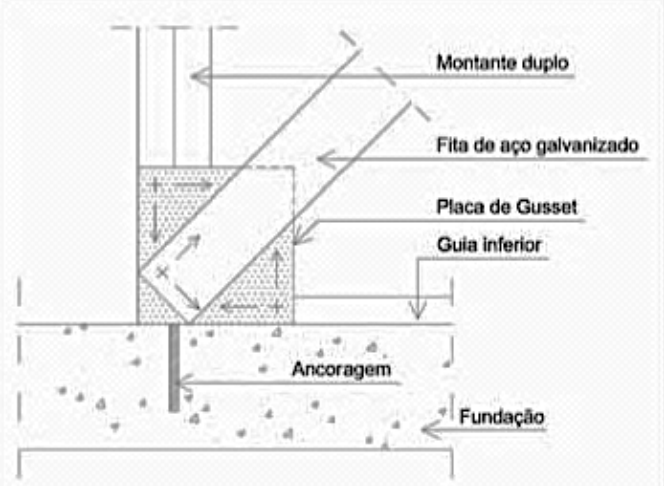


Figura 2: Fixação das diagonais nos painéis por placa de Gusset. Fonte: Santiago *et al.*[2].

Já as placas de revestimento estruturais podem desempenhar a função de diafragma rígido no lugar das fitas aço galvanizado. No entanto, o desempenho estrutural deve ser garantindo pelo fabricante do painel de revestimento ou por instituições de pesquisas por meio de testes comportamentais do material.

Para que o painel exerça o efeito diafragma, é preciso que ele esteja engastado na parte inferior e que seu deslocamento na parte superior esteja dentro dos limites preconizados nas normas brasileiras aplicáveis, como mostra a Figura 3.

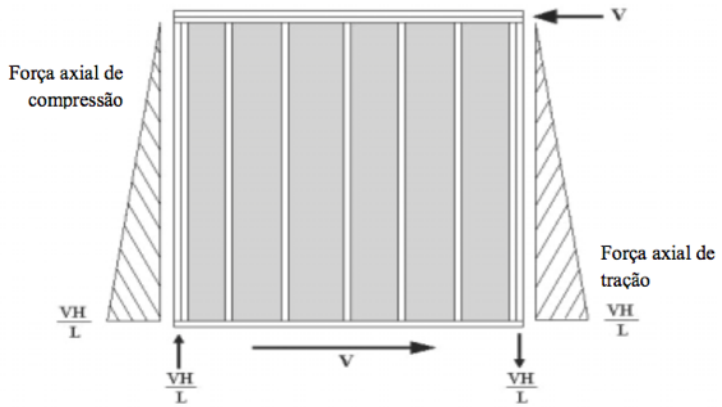


Figura 3: Diagrama das forças do painel de cisalhamento. Fonte: Bredel [3].

1.2.2 Placas de compensado estrutural

As indústrias do setor florestal no país passaram por muitas mudanças a partir da década de 1980, uma vez que as florestas plantadas de rápido crescimento, como pinus e eucalipto, passaram a ser as principais produtoras de matéria-prima do setor, substituindo as florestas nativas. A madeira do gênero Pinus *(taeda e elliottii*) foi a primeira a ser usada na substituição das madeiras nativas e, nos dias de hoje, é uma das mais utilizadas na fabricação de laminados, compensados, aglomerados, MDF e placas de OSB, conforme Iwakiri *et al*. [4].

Conforme a Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI) [5], o compensado é um painel de madeira, conhecido mundialmente por *plywood*, feito de colagem de lâminas de madeira sobrepostas, cujas fibras são dispostas perpendicularmente a cada lâmina, a fim de que possa garantir maior resistência mecânica e física, como mostra a Figura 4.

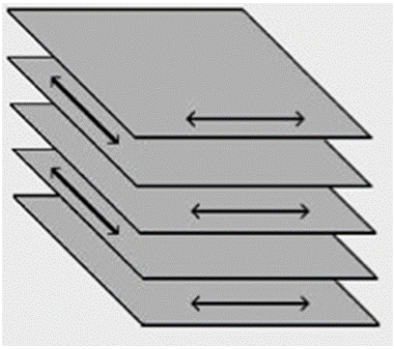


Figura 4: Posicionamento das lâminas de compensado. Fonte: Dias [6].

Ainda, segundo Iwakiri *et al.* [4], as resinas de fenol-formaldeído ou ureia-formaldeído são responsáveis pela colagem das lâminas do painel, e o processo de prensagem das lâminas demanda atenção em relação ao teor de umidade e pressão. Ademais, o tipo de resina usada dependerá do tipo de compensado. No mercado há sete tipos de compensados, são eles, laminados, sarrafeados, decorativos, industrial, naval, resinado e plastificado.

A ABIMCI [5], divide os painéis de madeira compensada quanto ao uso, e são consideradas três classes: a classe 1, chamada de condições secas, para compensados que serão protegidos da ação da água, nesse caso são usadas resinas com base em ureia/formaldeído; a classe 2, denominada de condições úmidas, destinadas a painéis utilizados em locais úmidos e capazes de resistir a umidade por pouco tempo, e são utilizadas resinas de ureia/formaldeído ou fenol/formaldeído; e a classe 3, chamada de condições externas, para painéis também utilizados em locais úmidos, porém, nesse caso, eles tem a capacidade de resistir à ação de intempéries por um longo tempo, e são usadas resina fenol/formaldeído. Também, ela divide os painéis quanto aos tipos de aplicação, são eles, os compensados estruturais, utilizados em paredes, pisos e tetos; e, os não estruturais, utilizados em andaimes, tapumes, folhas de porta, bem como na fabricação de móveis e pisos de madeira decorativos.

Segundo seus fabricantes, o compensado estrutural tem qualidade superficial, estabilidade dimensional, assim como, baixa condutividade térmica e acústica, resistência a água e ótimo custo-benefício. Eles são fabricados conforme as normas, que garantem a resistência do compensado estrutural à flexão estática, item importante levado em consideração ao assegurar a estabilidade da estrutura em Light Steel Frame e Wood Frame.

1.2.3 Pesquisa realizada por Serrette *et al.* (1997)

Na pesquisa realizada por Serrette *et al* [7], foi comparado o comportamento do compensado, placa de OSB, gesso acartonado e MDF no fechamento de paredes estruturais do sistema construtivo LSF. O teste foi feito para um mesmo espaçamento entre os conectores metálicos,

com boa fixação e ancoragem das paredes na base. O resultado da Tabela 1 mostra que o compensado tem a maior resistência lateral às paredes de cisalhamento em relação aos outros materiais de fechamento. Ademais, segundo os autores, os valores de resistência para a placa de compensado e os painéis de OSB são similares, enquanto a resistência da parede revestida de placa de gesso é relativamente baixa.

Tabela 1: Relação entre a capacidade resistente lateral de paredes com diferentes materiais de fechamento. Fonte: Serrette *at al* [7].

Material de fechamento	**Comparativo de carga máxima**
Compensado 11,9mm, APA rated exposure 1 – parafusos No. 8 x 31,7mm	100%
OSB 11,1mm APA rated exposure 1 – parafusos No. 8 x 31,7mm	88%
Gesso acartonado 12,7mm Hardirock – parafusos No. 6 x 25,4mm	38%
Fiberboard 12,7mm Fiberboind – parafusos No. 6 x 31,7mm	35%

1.2.4 Pesquisa realizada por Tian *et al.* (2004)

Na pesquisa feita por Tian *et al.*[8], também foi realizada uma análise da rigidez dos painéis estruturais do sistema LSF, conforme os corpos de provas da Figura 5. Os resultados da pesquisa deixam claro que a placa de OSB e a cimentícia resistem aproximadamente à mesma força cisalhante, se comparados com os resultados apresentados pelos painéis contraventados por fitas metálicas, como mostra a Tabela 2. Além disso, observou-se que, quanto maior for a espessura das placas e menor o espaçamento entre os parafusos, maior será a capacidade de o corpo de prova suportar maiores valores de cisalhamento.

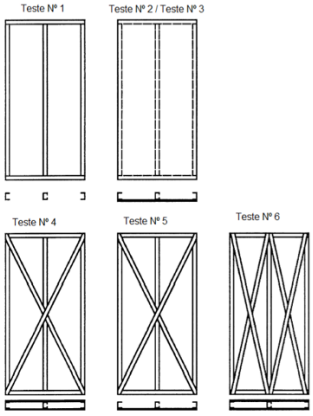


Figura 5: Corpos de Prova. Fonte: Tian *et al*. [8].

Tabela 2: Resultados obtidos. Fonte: Tian *et al*. [8].

CP	Descrição	Força máxima cisalhante (KN)
1	Sem contraventamento e sem placa	0,4
2	Com OSB em apenas uma face	9,5
3	Com placa cimentícia em apenas uma face	9,9
4	Com contraventamento em X nas duas faces	10,3
5	Com contraventamento em X apenas uma face	5,2
6	Duplo contraventamento em XX nas duas faces	10,1

1.2.5 Pesquisa realizada por Fuentes *et al.* (2014)

Na pesquisa feita por Fuentes *et al.* [9], realizou-se ensaios de cisalhamento entre perfis de madeira e placas de OSB, como mostra a Figura 6. Os ensaios foram feitos com placas de OSB; grampos orientados a 0°, 45° e 90°; com e sem cola e carregamento nas direções paralela e perpendicular das fibras de madeira. Os resultados mostraram que quanto maior for a espessura das placas de OSB com grampos orientados perpendicularmente à direção das fibras de madeira (90°), menor o espaçamento entre eles, maior número de grampos, sem uso de cola, maior será a capacidade de o corpo de prova suportar força.

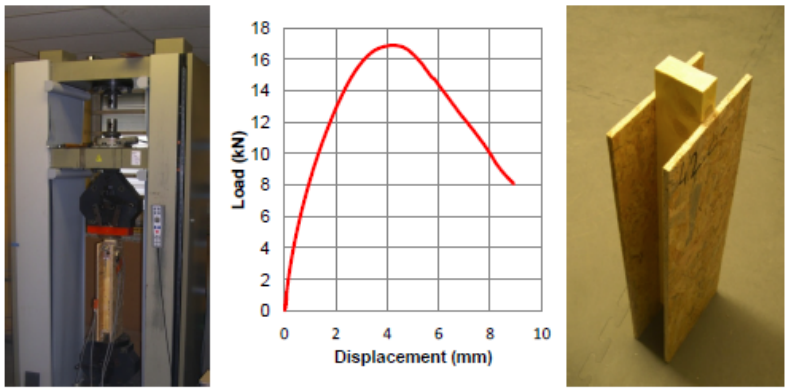


Figura 6: Máquina universal de ensaios, curva força versus deslocamento e amostra de ensaio. Fonte: Fuentes *et al.* [9].

1.2.6 Pesquisa realizada por Datchoua (2018)

Na pesquisa realizada por Datchoua [10], foi realizada um estudo experimental acerca da ligação entre os perfis do sistema construtivo do LSF e as placas de OSB, como mostra a Figura 7. Os ensaios foram feitos por meio da adaptação do ensaio *push test*, no qual foi observado que o modo de carregamento, a espessura dos painéis de OSB e o espaçamento axial entre os parafusos ao longo do montante foram determinantes para os resultados de força máxima alcançada, rigidez, energia dissipada e ductilidade dos corpos de prova, constituídos por parafusos, placa OSB e perfis do sistema LSF.



Figura 7: Ensaio *Push Test*. Fonte: Datchoua [10]

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Conhecido também como ensaio de cisalhamento ou de deslizamento, o ensaio tipo *push test* é normalmente utilizado para a análise de conectores de cisalhamento na interface perfil metálico e concreto. Neste trabalho, foi realizado uma adaptação dos ensaios de cisalhamento, do tipo *Standard Push Test*, preconizado pelo Eurocode 4 [11], com o intuito de avaliar o comportamento dos parafusos autobrocantes e auto-atarraxantes de fixação na interface entre o perfil metálico e as placas de compensado estrutural. Durante o ensaio, é importante que haja uma ação conjunta entre os três elementos, o reticulado metálico, a placa de revestimento e os parafusos de fixação, pois é nesse conjunto que atuam as forças de cisalhamento, as quais são transmitidas pelos parafusos de fixação, para os elementos que compõem o reticulado metálico.

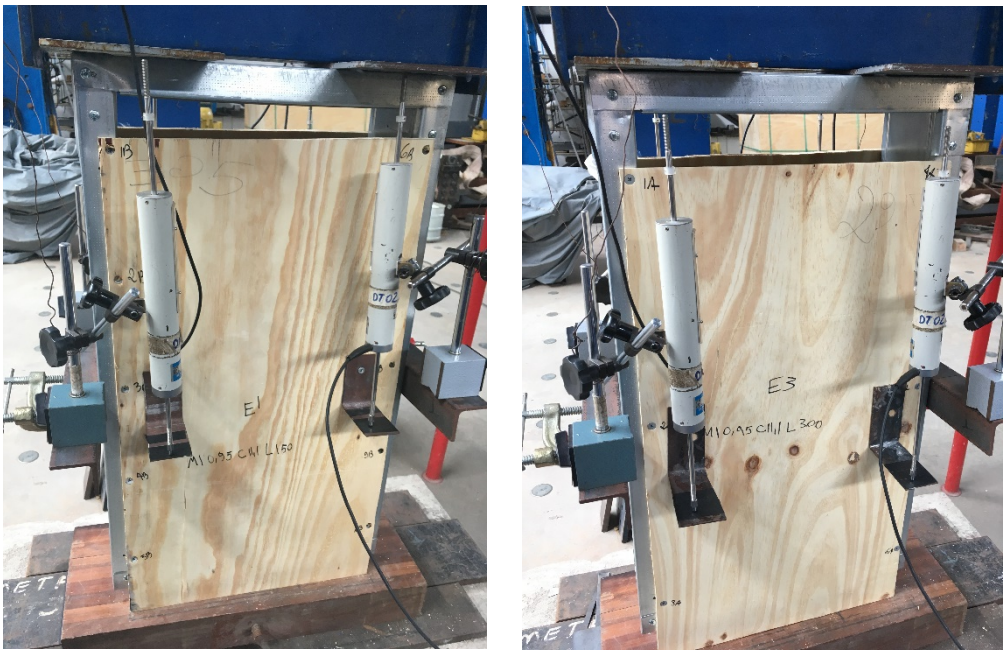
Para a realização dos ensaios de cisalhamento, os espécimes foram fabricados com variações nas espessuras do compensado e no perfil metálico considerando o espaçamento entre os parafusos e seu posicionamento na placa de revestimento, a fim de analisar o comportamento do conjunto composto pelo compensado estrutural, parafuso e reticulado. O compensado utilizado nos espécimes é da espécie pinnus *elliotti*; os parafusos utilizados para as ligações foram os autobrocantes e auto-atarraxantes da marca WALSYWA com dimensões de 4,2 mm de diâmetro e 32 mm de comprimento. Ademais, o aço utilizado para a fabricação dos perfis foi produzido pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) com zinco de 275 g/m2 (Z275) e com 0,95 mm de espessura, além de ter a resistência ao escoamento igual a 280 Mpa (ZAR280). O perfil utilizado foi o U enrijecido (Ue) com dimensões nominais iguais a 140 mm (alma), 40 mm (mesa) e 10 mm (enrijecedor).

Nos ensaios foram avaliadas as dimensões nominais mais utilizadas no sistema LSF, como placas de compensado estrutural de 11,1 mm, os perfis formados a frio de 0,95mm, além dos espaçamentos axiais dos parafusos mais utilizados na construção das paredes do sistema LSF que podem ser de 150 mm e 300 mm. Ademais, as placas foram cortadas na direção longitudinal (2400 mm) e transversal (1220 mm) em relação as suas fibras externas.

Para facilitar os ensaios, os espécimes foram nomeados segundo a expressão: “M1 - A(0,95)- C (11,1) -L ou T -150 ou 300 - E (1 a 3)”, no qual “M1” é o tipo de modelo a ser ensaiado; “A” representa a espessura da chapa de aço dada em milímetros; “C” representa a espessura da placa de compensado dada em milímetros; “L” e “T” representam a direção do corte da placa, sendo “L”, as placas com corte na direção longitudinal às fibras externas da madeira e “T”, as placas na direção transversal; “150” e “300” são os espaçamentos axiais entre os parafusos, também em milímetros; e “E”, representa o número do espécime.

2.1 Ensaios e procedimentos

Este trabalho é parte de uma pesquisa para a verificação posterior de uma possível substituição de parte do contraventamento de aço do sistema LSF, por placas de compensado estrutural. Neste trabalho são analisados os espécimes denominados de “M1 0,95 C11,1 T 150”, “M1 0,95 C11,1 L 150”, “M1 0,95 C11,1 T 300” e “M1 0,95 C11,1 L 300”, que foram fabricados com montantes na extremidade da placa, espaçados entre si de 400 mm, e com placas de compensado estrutural fixadas no perfil por parafusos autoatarraxantes, espaçados a cada 150 mm, ou a cada 300 mm entre seus eixos. A chapa de aço utilizada tem espessura de 0,95 mm e a placa de compensado tem espessura nominal de 11,1 mm. A Figura 8 representa dois espécimes com espaçamento das ligações da placa diferentes, sendo as fotos com a letra a) 150 mm e letra b) 300 mm.



(a) (b)

Figura 8: a) Espécime “M1 0,95 C 11,1 L 150 – E1”; b) Espécime “M1 0,95 C 11,1 L 300 – E3”

Para os ensaios realizados nesta pesquisa foi feita uma aplicação de incremento de força, uma pausa de 1 minuto para a estabilização do sistema, então novas aplicações de força foram

realizadas até a ruptura das ligações do espécime, sempre com uma pausa de 1 minuto entre os carregamentos. O ensaio foi monitorado durante todo o tempo, observando principalmente a movimentação dos parafusos, bem como os modos de ruptura das placas de compensado estrutural.

Foi utilizado um anel dinamométrico de compressão e tração, da marca CONTENCO modelo I-1068-N com capacidade de 500 kN, para a leitura da aplicação de incremento força, acoplado a um pórtico de reação. Uma bomba hidráulica manual da TORVEL, tipo pistão e modelo PT-464 também foi utilizada para aplicação dos incrementos de força. Na bomba também estava instalado um transdutor de pressão (DP) da TRANSTEC com capacidade de 700 bar.

Para medir o deslocamento vertical entre a placa de compensado e o reticulado metálico, foram utilizados transdutores de deslocamento ou *displacement transducer* (DT) do tipo DT-100A, marca KYOWA com curso de 100 mm e precisão de 0,005 mm. Eles foram conectados ao sistema de aquisição de dados da marca *Lynx* junto aos softwares *Lynx AqDados* 7.2 e *Lynx AqDanalysis* 7.2. Dessa maneira, foi possível monitorar e adquirir os dados dos ensaios e, então, exportá-los para o Microsoft Excel para a produção de gráficos de força *versus* deslocamento.

A partir dos ensaios de *push test*, foram determinados os valores da rigidez inicial de cada ligação (Ke), da energia dissipada (A) e da ductilidade (μ) de cada espécime, conforme as recomendações da norma American Iron and Steel Institute (AISI) [12]. Segundo essa norma, é possível determinar tais valores por meio do gráfico força *versus* deslocamento, pois ainda de acordo com ela, o modelo elasto-plástico de energia equivalente baseia-se na consideração de que a energia dissipada durante o ensaio monotômico do espécime é equivalente à energia dissipada pela curva bilinear, sendo que a inclinação da primeira linha representa a rigidez da ligação, ou seja, o comportamento elástico, e a segunda linha representa o patamar de escoamento, ou seja, o comportamento plástico, até que haja a ruptura do espécime, conforme mostra a Figura 9, cuja área 1 (A1) igual a área 2 (A2). Dessa forma, para cada gráfico de força *versus* deslocamento elaborado, foi feita uma curva de aproximação bilinear, conhecida como Energia Equivalente Elasto-Plástica (EEEP), para a determinação dos parâmetros abordados, conforme a Figura 10.

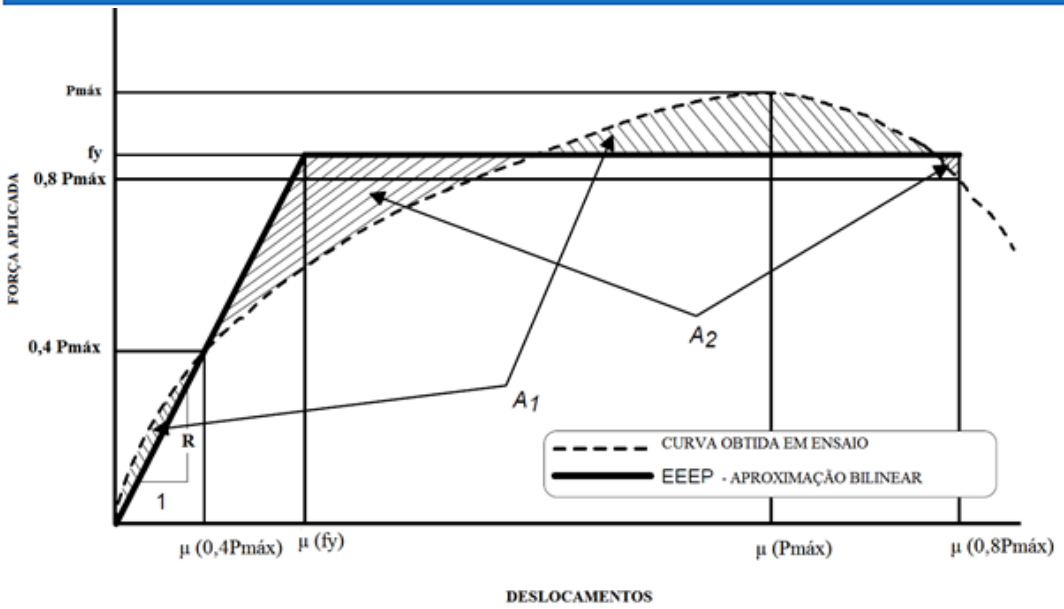


Figura 9: Gráfico com a aproximação bilinear da curva elasto-plástica da energia equivalente. Fonte: American Iron And Steel Institute [12], Traduzido.

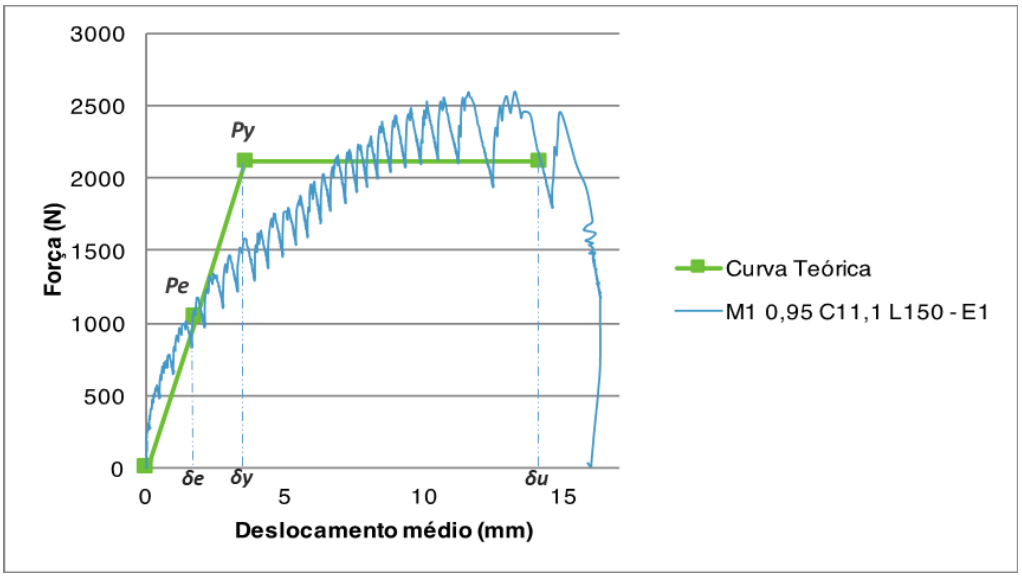


Figura 10: Exemplo de gráfico força *versus* deslocamento do modelo "M1 0,95 C11,1 T150–E1" e curva teórica (EEEP)

Os deslocamentos médios apresentados no gráfico da Figura 10 foram obtidos pela média entre os deslocamentos com os 4 DT´s utilizados durante os ensaios. Assim sendo, por meio da elaboração dos gráficos força *versus* deslocamento e da Equação 1, obteve-se a rigidez da ligação (ke) de cada espécime. Além disso, a energia dissipada (A) foi determinada por intermédio do cálculo da área do gráfico obtido em cada ensaio e o patamar EEEP obtido por meio da Equação 2, desenvolvida por Datchoua [10].

$$Ke = \frac{Pe}{\delta_e} \quad (1)$$

$$Py = \frac{-\delta_u \pm \left(\sqrt{\delta_u{}^2 - \frac{2A}{Ke}}\right)}{-\frac{1}{Ke}} \quad (2)$$

Onde:
Ke é o valor da rigidez da ligação,
Pe (mm) é o valor de 0,4 da força máxima atingida pelo parafuso;
δe (mm) é o deslocamento correspondente ao valor de *Pe*;
Py (N) é o valor da força inicial de escoamento;

A é o valor da energia dissipada;
δu (mm) é o deslocamento correspondente à força de ruptura.

Para determinar a ductilidade (μ) dos espécimes, que é a capacidade que um material tem de se deformar antes da sua ruptura, foi utilizada a Equação 3. Quanto maior o patamar de escoamento (EEEP), maior a ductilidade obtida.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3)$$

Sendo:
μ é a ductilidade;
δu (mm) é o deslocamento correspondente à força de ruptura;
δy (mm) é o deslocamento correspondente à força do início de escoamento.

O *δy* foi obtido pela Equação 4:

$$\delta_y = \frac{P_y}{Ke} \quad (4)$$

Onde:
δy (mm) *é a* força do início de escoamento;
Py força inicial de escoamento;
Ke é o valor da rigidez da ligação.

Além de tais parâmetros determinados, a força máxima atingida por cada parafuso (Pmáx Parafuso) foi encontrada por meio da relação entre a força máxima total (Pmáx Total) obtida pelo espécime e sua respectiva quantidade de parafusos. Também foram determinados os valores médios (Xm) dos parâmetros obtidos, bem como o coeficiente de variação (Cv) dos espécimes.

Ademais, foram determinados os valores da variância (Var), do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (C_v) dos ensaios realizados. A variância, indicada pela Equação 5 é a medida da dispersão estatística que indica quão distantes os valores estão da média (Xm). O desvio padrão, como mostra a Equação 6, é a medida que mostra o quanto de variação existe em relação à média. Assim sendo, um baixo valor de DP significa que os resultados tendem a estar próximos da média, enquanto que, um alto valor do DP significa que esses resultados estão dispersos. Dessa forma, o coeficiente de variação, indicado pela Equação 7 é uma maneira de expressar a variabilidade dos dados, excluindo-se a ordem de grandeza da variável. Conforme pesquisa realizada por Datchoua [10], de um modo geral, tem-se resultados homogêneos (baixa dispersão) para $C_v \leq 15\%$, média dispersão para $15\% < C_v < 30\%$ e resultados heterogêneos (alta dispersão) para $C_v \geq 30\%$.

$$Var = \frac{\sum_{i=1}^{n}(CP_i - X_m)^2}{(n-1)} \quad (5)$$

$$DP = \sqrt{Var} \quad (6)$$

$$Cv = \frac{DP}{Xm}.100 \quad (7)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos para os ensaios de *push test* foram agrupados conforme 3 espécimes ensaiados sob os mesmos parâmetros e características, ou seja, o mesmo modelo, o mesmo tipo de aço, a mesma espessura da placa de compensado estrutural e o mesmo espaçamento axial entre os parafusos. Além disso, em uma mesma tabela e gráfico de força *versus* deslocamento foram agrupados os espécimes com tais características, porém com diferentes direções de cortes na placa, sendo eles na direção longitudinal e transversal. A força utilizada no gráfico foi a atingida por cada parafuso em cada espécime.

A Figura 11 e a Tabela 3 mostram os resultados obtidos para os espécimes nomeados de “M1 0,95 C11,1 (T e L) 150”. A Figura 11 mostra o gráfico força *versus* deslocamento dos espécimes nomeados “M1 0,95 C11,1 (T e L) 150”. Nesse gráfico os espécimes com corte de placa longitudinal apresentam uma maior área no gráfico em relação aos espécimes com corte transversal, devido à maior força máxima alcançada, bem como maior deslocamento atingido por esses espécimes. Além disso, os espécimes “M1 0,95 C11,1 L150 – E1” e “M1 0,95 C11,1 L150 – E2” apresentam em um primeiro momento uma fase elástica até atingir a força máxima, e logo em seguida uma fase plástica até acontecer a ruptura dos espécimes, enquanto os outros espécimes têm suas ligações rompidas após atingir a força máxima.

Na Tabela 3 o valor médio da força máxima total (Pmáx Total) foi 53202,74 N para os espécimes com corte longitudinal e 49102,97 N para os de corte transversal. Enquanto a força máxima alcançada por parafuso (Pmáx Parafuso) foi de 2660,14 N para os espécimes com corte longitudinal e de 2455,15 N para os de corte transversal. A rigidez (Ke) alcançada para os espécimes com placas de corte longitudinal foi de 684,94 N/mm e de 841,30 N/mm para os de corte transversal. A energia dissipada (A) foi de 23903,89 N.mm para os espécimes de corte longitudinal e de 18026,73 N.mm para os de corte transversal. Por fim, a ductilidade (μ) alcançada foi de 4,17 para os espécimes de corte longitudinal e de 4,78 para os de corte transversal. Os valores de C_v menores que 15% representam uma baixa dispersão dos resultados, já os de C_v entre 15% e 30% caracterizam uma média dispersão dos resultados.

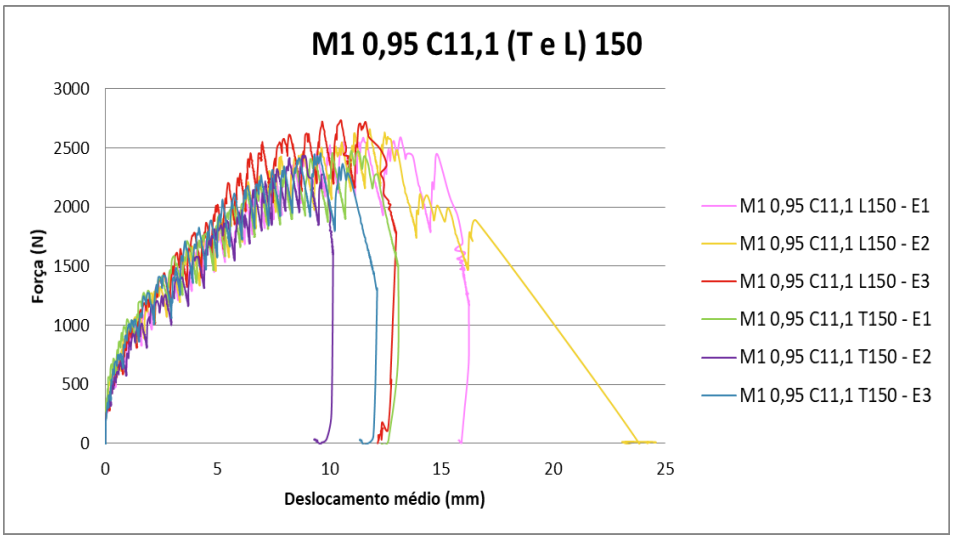


Figura 11: Gráfico força *versus* deslocamento dos espécimes nomeados de "M1 0,95 C11,1 (T e L) 150"

Tabela 3: Resultados relativos aos espécimes nomeados de "M1 0,95C11,1 (T e L) 150"

Espécime	Pmáx Total (N)	Pmáx Parafuso (N)	Ke (N/mm)	A (N.mm)	μ
M1 0,95 C 11,1 L 150 - E1	51798,45	2589,92	595,92	26117,38	4,00
M1 0,95 C 11,1 L 150 - E2	53155,61	2657,78	787,93	25071,78	5,07
M1 0,95 C 11,1 L 150 - E3	54654,15	2732,71	670,97	20522,52	3,43
Xm	53202,74	2660,14	684,94	23903,89	4,17
Cv	2,68%	2,68%	14,13%	12,44%	19,98%
Espécime	**Pmáx Total (N)**	**Pmáx Parafuso (N)**	**Ke (N/mm)**	**A (N.mm)**	**μ**
M1 0,95 C 11,1 T 150 - E1	49508,24	2475,41	916,30	22413,17	5,83
M1 0,95 C 11,1 T 150 - E2	48688,28	2434,41	678,08	14674,32	3,53
M1 0,95 C 11,1 T 150 - E3	49112,40	2455,62	929,51	16992,70	4,99
Xm	49102,97	2455,15	841,30	18026,73	4,78
Cv	0,84%	0,84%	16,82%	22,03%	24,31%

Os resultados obtidos para os espécimes nomeados de “M1 0,95 C11,1 (T e L) 300” estão compilados na Figura 12 e na Tabela 4. Na Figura, 12 está representado o gráfico força *versus* deslocamento dos espécimes “M1 0,95 C11,1 (T e L) 300”, na qual os espécimes com corte de placa longitudinal e corte transversal apresentam curvas com áreas similares. Além disso, as curvas apresentam na primeira etapa uma fase elástica, até atingir a força máxima, e logo em seguida uma breve fase plástica, terminando com a ruptura dos espécimes. O espécime “M1 0,95 C11,1 T300 – E2” teve um comportamento atípico em relação aos demais espécimes, pois um de seus parafusos não foi instalado de maneira correta, impactando diretamente na sua força máxima e na rápida ruptura das suas ligações.

A Tabela 4 mostra que o valor médio da força máxima total (Pmáx Total) foi de 29904,74 N para os espécimes com corte longitudinal e de 28283,69 N para os de corte transversal. Já a força máxima alcançada por parafuso (Pmáx Parafuso) teve um valor médio de 2492,06 N para os espécimes com corte longitudinal e de 2356,97 N para os de corte transversal. Já a rigidez (Ke) média alcançada para os espécimes com placas de corte longitudinal foi de 495,02 N/mm e de 632,99N/mm para os de corte transversal. A energia dissipada (A) foi de 18485,38 N.mm para os espécimes de corte longitudinal e de 13463,17 N.mm para os de corte transversal. Por fim, a ductilidade (μ) média alcançada foi de 2,67 para os espécimes de corte longitudinal e d 2,72 para os de corte transversal. Os valores de C_v menores que 15% representam uma baixa dispersão dos resultados, enquanto os de C_v entre 15% e 30% caracterizam uma média dispersão dos resultados, já os valores acima de 30%, representam uma alta dispersão dos resultados.

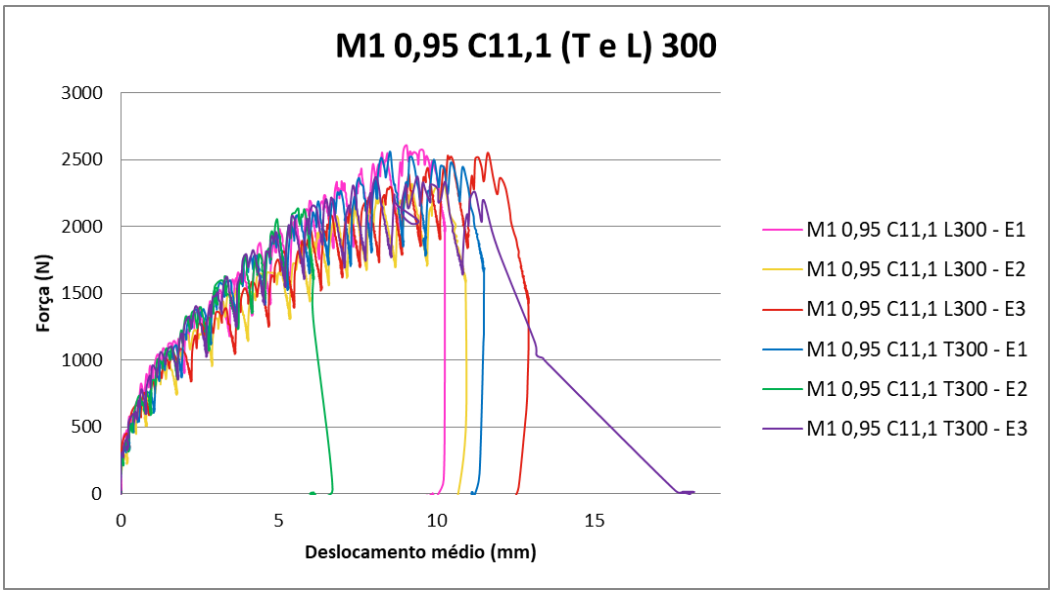


Figura 12: Gráfico força *versus* deslocamento dos espécimes nomeados de M1 0,95 C11,1 (T e L) 300

Tabela 4: Resultados relativos aos espécimes nomeados de M1 0,95 C11,1 (T e L) 300

Espécime	Pmáx Total (N)	Pmáx Parafuso (N)	Ke (N/mm)	A (N.mm)	μ
M1 0,95 C 11,1 L 300 – E1	31271,33	2605,94	515,53	17717,98	2,39
M1 0,95 C 11,1 L 300 – E2	27821,87	2318,49	477,98	16601,00	2,66
M1 0,95 C 11,1 L 300 – E3	30621,02	2551,75	491,55	21137,16	2,95
Xm	29904,74	2492,06	495,02	18485,38	2,67
Cv	6,13%	6,13%	3,84%	12,79%	10,39%
Espécime	**Pmáx Total (N)**	**Pmáx Parafuso (N)**	**Ke (N/mm)**	**A (N.mm)**	**μ**
M1 0,95 C 11,1 T 300 –E1	30734,12	2561,18	559,38	14204,53	2,46
M1 0,95 C 11,1 T 300 –E2	25616,49	2134,71	797,94	8263,51	2,93
M1 0,95 C 11,1 T 300 –E3	28500,46	2375,04	541,64	17921,47	2,77
Xm	28283,69	2356,97	632,99	13463,17	2,72
Cv	9,07%	9,07%	22,61%	36,18%	8,83%

Entre os espécimes analisados é possível perceber que aqueles denominados de “M1 0,95 C11,1 (T e L) 150” suportaram força máxima total (Pmáx Total) com valores maiores, cerca de 75,82% maior em relação aos espécimes “M1 0,95 C11,1 (T e L) 300”, assim como o valor da rigidez (Ke), cerca de 35,30% maior, a ductilidade (μ), 66,23% maior, a força máxima por parafuso (Pmáx Parafuso), apenas 5,49% maior e a energia dissipada (A), 31,24% maior. Dessa forma, é possível perceber que o espaçamento axial entre os parafusos e a quantidade de ligações teve forte influência sobre tais parâmetros discutidos, como relata Datchoua [10] em sua pesquisa, na qual realizou ensaios em sistema LSF com placas de OSB. Assim como também afirmam Fuentes *et al.* [9], que quanto mais ligações e menor espaçamento entre elas, maior a capacidade do sistema em suportar incremento de força.

Tian *et.al* [8] também mostram, em sua análise da rigidez dos painéis estruturais do sistema LSF, que quanto menor espaçamento entre os parafusos de ligação, maior a capacidade do espécime em atingir maiores valores de força máxima. Tais resultados experimentais obtidos nos ensaios desta pesquisa demonstraram concordância com as análises da bibliografia deste trabalho.

Além de tais análises, as curvas de um mesmo gráfico mostraram características similares, ou seja, os cortes longitudinal e transversal das placas não tiveram grande influência sobre os resultados, sendo eles aproximados entre si. Existe apenas uma tendência de as placas de corte longitudinal serem mais resistentes, elas suportaram cerca de 7,4% a mais de força máxima total em relação as de corte transversal, considerando os dois espaçamentos entre os parafusos (150 mm e 300 mm).

4 CONCLUSÃO

A partir das análises dos resultados desta pesquisa, recomenda-se que para suportar maiores valores de força é indicado que o sistema LSF tenha em suas paredes estruturais menor espaçamento entre os parafusos e maior quantidade destes nas ligações entre as placas de revestimento e reticulado de aço. Esse fato foi comprovado por meio de ensaios *push test* realizados durante este trabalho e demonstraram que os espécimes com espaçamento de 150 mm suportaram 75,82% a mais de força que os espécimes de espaçamento de 300 mm. Além

de ter maior força máxima, também atingiram maiores valores em relação ao valor da rigidez (Ke), a ductilidade (μ), a força máxima por parafuso (Pmáx Parafuso) e também a energia dissipada (A). Ainda foi observado que os espécimes com placas com corte longitudinal têm certa tendência em atingir maiores cargas em relação aos espécimes com placas de corte transversal.

Além disso, este trabalho é parte de uma pesquisa para a verificação posterior de uma possível substituição de parte do contraventamento de aço do sistema LSF, por placas de compensado estrutural. Além dos ensaios de *push test*, foram realizados ensaios para a caracterização da placa de compensado, a fim de poder compará-la a outros materiais de revestimento mais utilizados como a placa de OSB e a placa cimentícia.

É importante um embasamento científico para o emprego de placas de revestimento como elemento de contraventamento nas paredes estruturais do sistema LSF, uma vez que ainda não existe normalização sobre o assunto. A partir de referências bibliográficas, ensaios mecânicos e coletas de dados por meios computacionais, deseja-se uma contribuição técnico-científica para as novas edificações do sistema LSF.

Ademais, espera-se que esta pesquisa contribua para a normalização nacional sobre o assunto, e que seja possível a substituição das fitas de aço galvanizado por placas de compensado estrutural no contraventamento do sistema LSF, podendo assim permitir a redução do aço e, consequentemente, de custos das obras em LSF, principalmente as edificações de interesse social.

Agradecimentos

Agradecemos a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico): Projeto de Pesquisa N° 425165/2016-7, pelo apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa. Agradecemos também ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

REFERÊNCIAS

1 Rodrigues FC. Manual de Construção em Aço. Steel Framing: Engenharia. 2a edição. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA); 2016.
2 Santiago AK, Freitas AMS, CRASTO RCM. Steel Framing: Arquitetura. 2ª edição. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA); 2012.
3 Bredel DH. Performance capabilities of light-frame shear walls sheathed with long OSB panels. Blacksburg: Virginia Tech; 2003.
4 Iwakiri S, Keinert S, Prata, JG, Rosso S. Produção De Painel Compensado Estrutural De *Eucalyptus Grandis* e *Eucalyptus Dunnii*. Revista Floresta. 2007; 37 (3): 363-367.
5 Associação Brasileira Da Indústria Da Madeira Processada Mecanicamente. ABIMCI: Compensado De Pinus – Catálogo Técnico N° 1. Curitiba, 2007.

6 Dias FM. Aplicação de Resina Poliuretana à Base de Mamona na Fabricação de Painéis de Madeira Aglomerada. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; 2005.
7 Serrette et al. Static Racking Behavior of Plywood, OSB, Gypsum, and Fiberbond Walls with Metal Framing. Journal of Structural Engineering. 1997; 123:1079-1086.
8 Tian YS, Wang J, Lu, TJ. Racking Strength and Stiffness of Cold-Formed Wall Frames. Journal of Constructional Steel Research. 2004; 60 (7): 1069-1093.
9 Fuentes S, Fournely E, Pitti RM, Bouchair A. Impact of Semi-rigidity of Joint on Timber Composite Truss Beam. Experimental Mechanics of Composite, Hybrid, and Multifunctional Materials. 2014; 6: 9-16.
10 Datchoua, JS. Estudo Teórico-Experimental do Comportamento da Ligação de Painéis de OSB com Perfis do Reticulado Metálico do Sistema Construtivo Light Steel Framing. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2018.
11 European Committe for Standartization. EN 1994-1-1: Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Bruxelas, 2004.
12 American Iron and Steel Institute. A. S213-07/S1-09: North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Lateral Design 2007. Washington, 2012.

Tema: “Aspectos arquitetônicos das construções em aço”

DIRETRIZES PARA PROJETOS ARQUITETÔNICOS EFICIENTES EM *LIGHT STEEL FRAMING*

Alexandre Kokke Santiago[1]
Francisco Carlos Rodrigues[2]

Resumo
A utilização do sistema construtivo *Light Steel Framing* (LSF) se consolidou no Brasil como uma opção importante para execução de edificações de usos e tipologias construtivas bastante variados. Apesar da versatilidade do LSF e de sua possibilidade de adaptação a partidos arquitetônicos diversos, há uma gama de soluções e características arquitetônicas que podem tirar melhor partido dos atributos do sistema, mostrando-se mais interessantes para sua aplicação. Este artigo apresenta diretrizes para a concepção de projetos arquitetônicos que tirem partido das características positivas do LSF, de modo a dialogar com sua concepção estrutural e minimizar as limitações do sistema. Ao longo deste trabalho são discutidas as relações entre elementos construtivos e conceitos estruturais do sistema e sua influência para a concepção arquitetônica otimizada. São apresentados, ainda, aspectos construtivos do sistema que, levados em conta desde a concepção inicial da arquitetura, contribuem para a sua execução eficiente em LSF, para o desenvolvimento otimizado dos demais projetos e para uma menor necessidade de compatibilização. Por fim, é apresentado o estudo de caso do processo de adaptação, para execução utilizando LSF, de um projeto arquitetônico residencial inicialmente concebido indiferente ao sistema construtivo, demonstrando e justificando as decisões tomadas e suas implicações para a viabilidade do projeto.

Palavras-chave: *Light Steel Framing*; Arquitetura; Construção Metálica; Projeto Arquitetônico

GUIDELINES FOR EFFICIENT ARCHITECTURAL PROJECTS FOR LIGHT STEEL FRAMING

Abstract
The use of Light Gauge Steel (LGS) framing system is an important alternative for executing buildings of different uses and constructive typologies in Brazil. Despite the versatility of LGS and its possibilities to be adapt to various architectural concepts, there is a range of solutions and architectural features that can take better advantage of the system attributes and are interesting for its application. This article presents guidelines for the design of architectural projects that take advantage of the positive characteristics of the LGS, in order to dialogue with its structural design and minimize the limitations of the system. Throughout this paper, the relations between LGS constructive elements and structural concepts with their influence for an optimized architectural conception are discussed. Also, there are presented constructive aspects of the system which, considered from initial architecture conception, contribute to efficient construction using LGS, optimized development of all necessary projects and fewer

compatibilization needs. Finally, the paper presents a case study describing the adaptation process of a residential architecture project, initially conceived indifferent about the construction system, for the use of LGS, demonstrating and justifying the decisions taken during the process and their implications for the feasibility of the project.

Keywords: Light Gauge Steel (LGS); Architecture; Steel Construction; Architecture Design

[1] Arquiteto e Urbanista (UFMG); Mestre em Engenharia Civil (UFOP); Doutorando em Engenharia de Estruturas (UFMG); Professor do Centro Universitário UniBH, Belo Horizonte, MG, Brasil.
[2] Professor Doutor, Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O projeto arquitetônico de uma edificação é sempre o ponto de partida para o desenvolvimento da solução estrutural e parte indissociável dela. Os profissionais responsáveis pelo desenvolvimento do projeto arquitetônico são aqueles que, na essência, se tornam também responsáveis pela solução estrutural a ser adotada e sua viabilidade.

Conforme afirma Rebello 2006 [1], "a criação de uma forma implica a criação de uma estrutura e, em consequência, a escolha dos materiais e processos construtivos que permitem materializá-la. A estrutura e a forma, ou a estrutura e a arquitetura, são um só objeto, e, assim sendo, conceber uma implica conceber a outra. Arquitetura e estrutura nascem juntas".

A concepção do projeto arquitetônico por profissionais comprometidos com a correta aplicação da técnica construtiva escolhida e com entendimento adequado do comportamento do sistema estrutural a ser empregado é de extrema importância para o sucesso do empreendimento, tanto no aspecto técnico quanto econômico.

O sistema *Light Steel Framing* (LSF), sistema construtivo que se consolidou no Brasil como uma opção importante para execução de edificações de usos e tipologias construtivas bastante variados, não foge desta regra, demandando um bom conhecimento de suas características pelos arquitetos responsáveis pela concepção da forma e funcionalidade daquela construção.

Este artigo tem como objetivo apresentar diretrizes para a concepção de projetos arquitetônicos que tirem partido das características positivas do LSF, de modo a dialogar com sua concepção estrutural e minimizar as limitações do sistema, sendo, consequentemente, uma fonte importante de informação para profissionais interessados na concepção arquitetônica otimizada para o LSF. Para tanto, são discutidas relações entre elementos construtivos e conceitos estruturais do sistema e sua influência na concepção arquitetônica, apresentando, com base na bibliografia disponível e na experiência profissional dos autores, aspectos do sistema a serem considerados desde a concepção inicial da arquitetura. Também faz parte do presente trabalho o estudo de caso do processo de adaptação, para execução utilizando LSF, de um projeto arquitetônico residencial, inicialmente concebido indiferente ao sistema construtivo.

O *Light Steel Framing* é um sistema construtivo, tipicamente autoportante, composto por vários elementos industrializados que possibilitam uma construção com rapidez de execução e precisão. Tal sistema se caracteriza por um esqueleto estrutural, composto por perfis leves de aço galvanizado formados a frio, que tem a função de absorver as solicitações impostas à edificação e, em conjunto com os outros elementos estruturais, distribuir uniformemente as cargas para as fundações (Figura 1). A norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 [2] é aquela usada como referência para o dimensionamento do conjunto estrutural do LSF (Rodrigues, Caldas, 2016 [3]).



Figura 1 - Esqueleto estrutural em LSF de edificação

Não se resumindo apenas a estrutura, o sistema LSF é formado por diversos componentes e subsistemas inter-relacionados, que possibilitam uma construção industrializada eficiente. Esse sistema construtivo é composto, além do sistema estrutural, por aqueles subsistemas de fundação, de isolamento termo acústico, de fechamento interno e externo, vertical e horizontal, e de instalações elétricas e hidráulicas (Santiago et al. 2012 [4]).

A montagem da estrutura de LSF emprega perfis na composição de painéis estruturais de paredes, vigas de piso, treliças, tesouras de telhado, entre outros componentes. Tais perfis possuem, tipicamente, seções transversais “U enrijecido” (Ue) e “U simples” (U) em aço galvanizado estrutural do tipo ZAR (zincado de alta resistência). Segundo Santiago et. al. 2012 [4], as seções mais usuais dos perfis Ue são 90x40x12 mm, 140x40x12 mm e 200x40x12 mm, e dos perfis U são 90x40 mm, 140x40 mm e 200x40 mm, ambas com espessuras de chapa de 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm. Tais perfis atendem às normas brasileiras ABNT NBR 6355:2012 [5] e ABNT NBR 15253:2014 [6]. Os painéis estruturais são compostos por vários perfis parafusados e espaçados regularmente entre si, de acordo com a modulação definida no cálculo estrutural, variando entre 400 mm e 600 mm.

Outros componentes, não estruturais, como os fechamentos verticais e horizontais, geralmente em placas parafusadas à estrutura, são elementos leves e compatíveis com o conceito do sistema, formando um conjunto eficiente e de baixo peso próprio (Figura 2). Os sistemas mais utilizados como revestimento para o LSF, no mercado nacional, são: a placa de OSB (combinada a argamassa armada, EIFS ou *siding*), a placa cimentícia e o gesso acartonado, complementados com barreiras de vapor e mantas de isolamento (Santiago et al. 2012 [4]).



Figura 2 - Execução de fechamentos externos em edificação de LSF

De acordo com Santiago et. al. 2012 [4], alguns dos principais benefícios e vantagens no uso do sistema LSF são: emprego de insumos industrializados e padronizados; facilidade de montagem, manuseio e transporte devido a leveza dos elementos; durabilidade e longevidade; redução do uso de recursos naturais e do desperdício; facilidade de execução das instalações prediais; rapidez de construção; leveza da construção, permitindo economia na fundação; além de grande flexibilidade no projeto arquitetônico.

O LSF tem sido empregado com sucesso no Brasil, desde a década de 1990, em construções bastante variadas, como habitações de pequeno e grande porte, edifícios comerciais, hospitais, escolas, edifícios de apartamentos de até 4 pavimentos, fechamento de fachadas, além de *retrofit* de edificações existentes.

2 PROJETOS ARQUITETÔNICOS E *LIGHT STEEL FRAMING*

2.1 Conceitos estruturais e comportamento do LSF

Em qualquer edificação, de qualquer sistema construtivo, a estrutura tem como função básica resistir às cargas impostas ao edifício, conduzindo-as, com segurança ao solo, através das fundações, de forma a manter o edifício de pé e apto a receber os usos para os quais foi planejado.

O caminho mais comum para o direcionamento dos carregamentos que solicitam a edificação, em função do seu uso, passa pelo apoio destes sobre a laje, que, por sua vez, se apoia em outros elementos da estrutura, responsáveis por encaminhar as cargas até a fundação. As lajes podem se apoiar em pórticos compostos por vigas e pilares, ou diretamente sobre as paredes de fechamento de edificação, que, neste caso, possuem função estrutural, e transmitem as cargas de forma distribuída para as paredes dos pavimentos inferiores até chegar à fundação.

De acordo com Santiago et al. 2012 [4], em construções utilizando o *Light Steel Framing*, a solução mais comum e eficiente para concepção da estrutura é o emprego de paredes autoportantes, ou seja, paredes que resistem e transmitem os esforços até a fundação. Essas paredes recebem os carregamentos horizontais em função dos ventos e, também, as cargas

verticais impostas pela utilização dos espaços, pelas lajes, telhados e também pelas paredes dos pavimentos superiores, que estão nelas apoiados. Apesar de ser a solução mais otimizada, as paredes autoportantes não são a única forma de se resolver a estrutura de edificações em LSF, podendo haver emprego, como será discutido mais a frente neste artigo, de solução híbrida com vigas ou pórticos estruturais.

Na solução autoportante, as paredes que constituem a estrutura de LSF são denominadas painéis estruturais ou autoportantes. Esses painéis são compostos por grande quantidade de perfis verticais galvanizados muito leves, chamados montantes (seção Ue), que são espaçados entre si, seguindo uma malha modular definida em projeto, usualmente de 400 mm ou 600 mm (Santiago et al. 2012 [4]). A definição da malha modular adotada no projeto está diretamente relacionada à grandeza das solicitações que cada perfil está submetido e, também, a aspectos construtivos, como a necessidade de fixação de placas de revestimentos.

De acordo com Rodrigues e Caldas, 2016 [3], ao se dividir a estrutura em uma grande quantidade de elementos estruturais, tem-se como objetivo permitir que cada um deles resista a uma pequena parcela da carga total aplicada. Nesta situação, é possível utilizar perfis mais esbeltos e de chapas mais delgadas para estruturação de painéis de paredes e demais elementos das construções em LSF, que se tornam mais leves e fáceis de manipular durante a montagem.

Segundo Santiago et al. 2012 [4], os montantes que compõem os painéis estruturais, recebem e transferem as cargas verticais por contato direto através de suas almas, estando suas seções em coincidência de um nível a outro da edificação, dando origem ao conceito de estrutura alinhada ou "*in-line framing*" (Figura 3).

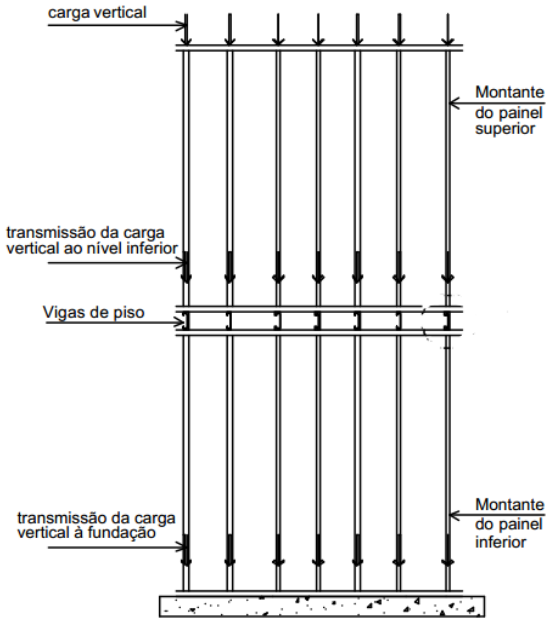


Figura 3 - Transmissão alinhada de cargas (Fonte: Santiago et al. 2012 [4])

Para o correto funcionamento de tal conceito, vigas de piso, tesouras ou terças de telhado, treliças e outros elementos da estrutura devem estar alinhados aos montantes dos painéis, acompanhando a malha modular em toda a extensão da edificação. Com emprego do conceito *in-line framing*, há a transmissão alinhada de cargas entre os componentes da estrutura da edificação, o que garante a predominância de esforços axiais (na direção do eixo longitudinal do perfil) de compressão nos perfis verticais das paredes da estrutura, favorecendo o emprego de chapas mais finas.

Nas edificações com estrutura em paredes autoportantes, estas possuem a função de resistir às forças horizontais, devidas principalmente à ação do vento, evitando deslocamentos ou deformações excessivas na estrutura. Para que a estrutura de LSF possua tal capacidade, é preciso que ela seja provida de algum outro elemento, além dos perfis verticais, capaz de resistir a tais carregamentos. Com essa função, pode-se empregar um sistema de contraventamento composto por diagonais de elementos metálicos, como fitas ou perfis inclinados (Figura 4). É possível, ainda, trabalhar com as placas OSB de fechamento funcionando como painéis de cisalhamento nas paredes ou diafragmas rígidos nos pisos (Rodrigues, Caldas, 2016 [3]).



Figura 4 - Sistemas de contraventamento de LSF com perfis e com fitas metálicas (Fontes: Rodrigues, Caldas, 2016 [3]; Fortes, 2009 [7])

As paredes com função de resistir às cargas horizontais devem ser distribuídas por toda a extensão da edificação, paralelas aos dois eixos principais da malha modular. Desta maneira, a estrutura é provida de componentes de estabilização horizontal em todas as direções, criando um conjunto estrutural coeso e capaz de resistir aos esforços impostos, principalmente, pelos ventos. A quantidade e composição dos contraventamentos deve ser verificada em cálculo estrutural, para atendimento das normas pertinentes.

2.2 Aspectos construtivos do LSF e sua relevância na arquitetura

Para o desenvolvimento do projeto de arquitetura focado no sistema LSF, um ponto relevante a ser trabalhado são as malhas modulares como ponto de partida para a definição da distribuição funcional e volumétrica dos espaços. Seu objetivo, segundo Crasto 2005 [8], é relacionar as medidas de projeto às medidas modulares. A coordenação modular e o uso de

malhas construtivas são importantes para otimizar o consumo de material, assegurando o seu não desperdício, além de evitar adaptações em canteiros de obras.

Segundo Rosso 1976 [9], é um engano supor que projetos concebidos a partir de uma malha modular implicam em arquitetura pobre, repetitiva e sem significado. Diversas linguagens arquitetônicas são possíveis usando projetos baseados em malhas modulares, uma vez que são infinitas as combinações e arranjos possíveis entre os elementos construtivos.

Conforme já citado, a malha modular de LSF possui espaçamento usual de 400 mm ou 600 mm, estes relacionados à distribuição dos perfis e às dimensões das placas de fechamento. Essa modulação visa à otimização dos custos, pois praticamente todos os materiais complementares e subsistemas são enquadrados em múltiplos desse espaçamento, permitindo o controle de utilização e a minimização de desperdício desses materiais.

No emprego das malhas modulares no projeto, em planta, deve-se buscar posicionar o eixo ou a face externa da estrutura sobre os eixos da malha, de modo a criar espaços que possuam dimensões múltiplas e submúltiplas das medidas dessa malha, conforme apresentado na Figura 5. É possível a execução em LSF de edificações que não tenham sido concebidas, em sua totalidade ou em partes, levando em conta as malhas modulares, porém seu custo é menos competitivo comparado à edificação pensada desde o início para o sistema.

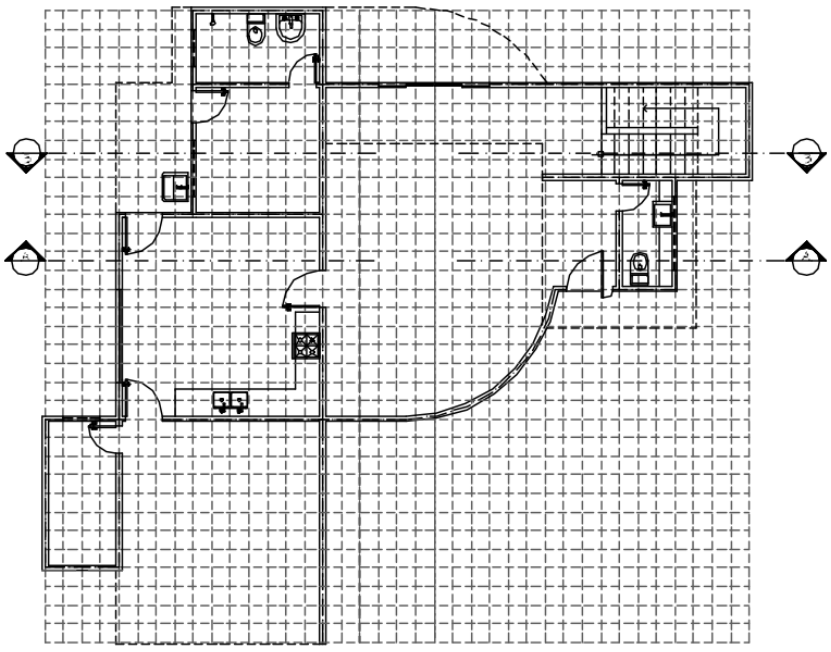


Figura 5 - Projeto de arquitetura em LSF com uso de malha geométrica modular (Fonte: Crasto, 2005 [8])

Um projeto arquitetônico, adequadamente concebido para ser executado em *Light Steel Framing*, deve considerar as dimensões e a composição real das paredes, lajes e coberturas do sistema, desde as primeiras etapas de projeto, ao invés de representar de forma genérica tais elementos, como é comum em muitos projetos arquitetônicos, principalmente em etapas de anteprojeto ou projeto legal. Essa consideração é importante, pois cada composição de

paredes ou lajes resulta em uma espessura distinta dos elementos, que podem ser diferentes, também, das espessuras utilizadas usualmente em construções de alvenaria.

Uma parede é, tipicamente, representada nos projetos arquitetônicos com 150 mm de espessura, seja ela interna ou externa, em função das medidas da alvenaria, porém, as paredes do sistema LSF possuem espessuras diferentes destas. Segundo Smart 2018 [10], uma parede de LSF externa, por exemplo, pode ter 142 mm ou 112,5 mm com emprego na face exterior respectivamente de EIFS (*Exterior Insulation and Finishing System*), ou de placas cimentícias (Figura 6), nos dois casos mantendo a estrutura em perfis Ue de 90mm e revestimento da face interna em gesso, soluções típicas (Figura 6). Para a determinação da espessura final de cada parede em projeto, deve-se avaliar os materiais de revestimento a serem usados de acordo com as características da edificação e aplicabilidade de cada material.

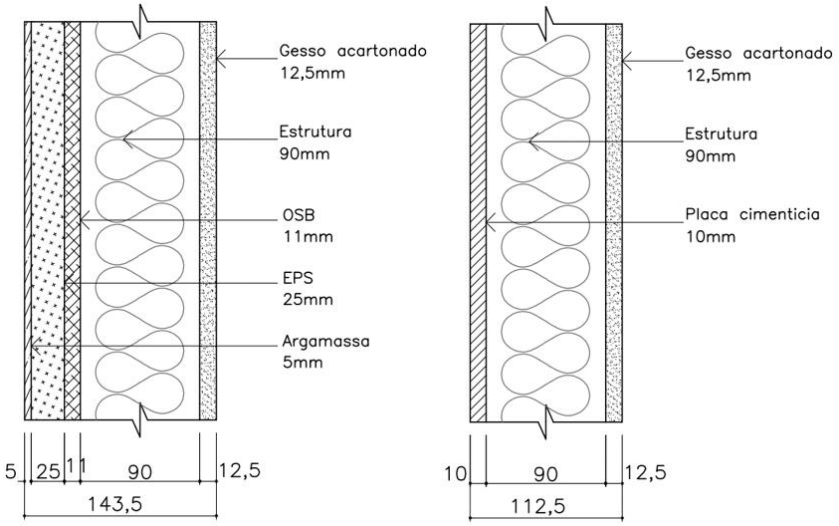


Figura 6 - Composição de paredes de LSF com EIFS (esquerda) e placas cimentícias (direita)

Na cobertura das edificações, é comum, em função da prática de muitos sistemas construtivos, representar uma laje de forro, além do telhado, seja ele embutido ou aparente. Segundo Santiago et al. 2012 [4], no sistema LSF, não há necessidade estrutural ou construtiva da presença dessa laje, sendo suficiente, e mais econômico, a execução de uma estrutura de telhado com tesouras ou caibros em perfis de LSF e a fixação, nesta, do forro em gesso acartonado. A exceção é feita para as lajes técnicas, necessárias para o apoio de caixas d'água, ar condicionado e outras utilidades (Smart, 2018 [10]).

As lajes são, tipicamente, representadas no projeto arquitetônico com 100 ou 150 mm de espessura, já englobando o elemento estrutural e o acabamento na face superior do piso. Para uma laje em LSF, é fundamental representar toda a sua composição, desde a concepção inicial do projeto, pois, como a sua espessura final é superior a essas medidas, uma adaptação posterior do projeto poderia implicar em necessidade de acréscimo de degraus na escada ou redução do pé-direito livre.

A espessura típica de uma laje de LSF, considerando os perfis de 200 mm, substrato em OSB com espessura de 18,3 mm, contrapiso e acabamento (soluções mais comuns em projeto) é de

268 mm. Essa espessura pode variar conforme o perfil calculado, a placa de substrato e o acabamento do piso a serem usados. É desejável, ainda, considerar espaço mínimo de 50 mm para entreforro abaixo da laje, permitindo a passagem de instalações e a colocação de luminárias embutidas (Figura 7).

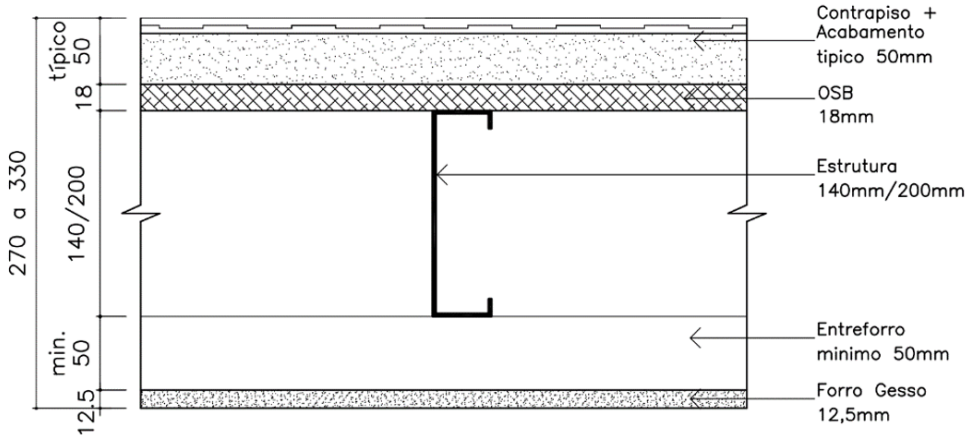


Figura 7 - Composição típica de laje seca em LSF

Da mesma forma que a representação da composição de lajes secas e de paredes em LSF no projeto arquitetônico é importante, faz-se necessária, também, a representação, o mais completa possível, de outros elementos construtivos da edificação. Merecem cuidado a representação, por exemplo, de contrapiso e acabamentos sobre a fundação, da estrutura, telhas calhas e arremates do telhado e acabamentos em escadas, pois estes podem influenciar, principalmente, nas alturas finais das paredes da edificação.

2.3 Conceitos estruturais do LSF e sua relevância na arquitetura

O entendimento do comportamento estrutural do LSF, apresentado anteriormente, é essencial para a concepção adequada de um projeto arquitetônico que tire partido das características do sistema e lide bem com suas limitações.

O *Light Steel Framing* é um sistema cuja solução mais interessante é o uso de paredes autoportantes, que recebem os esforços dos demais elementos da estrutura e os transmitem à fundação. Para desempenhar tal papel de modo eficiente e econômico, as paredes da edificação devem estar distribuídas de maneira a dar apoio adequado aos demais elementos, como telhados, lajes e paredes de outros pavimentos.

Em edificações térreas, a definição da distribuição funcional e estética das paredes não esbarra em grandes limitações (Figura 8). O ponto mais relevante é a necessidade de existência de paredes nas duas direções da malha modular, de modo a permitir o correto contraventamento da construção. Outro ponto relevante é ter atenção para que a cobertura possua apoio em toda a sua extensão, principalmente nas bordas perpendiculares às tesouras. São medidas interessantes para os vãos de até 8 m e com beirais da ordem de 1,2 m, apesar de estes não serem, necessariamente, limites das medidas.



Figura 8 - Estrutura de edificação térrea em LSF (Fonte: LB Montagens, 2019 [11])

Para edificações de múltiplos pavimentos, a concepção arquitetônica mais econômica é aquela cujas paredes dos andares superiores possuem exata correspondência nos andares inferiores, transmitindo sempre cargas verticais entre as paredes, criando condições ideais para a existência do conceito *in-line framing* (Figura 9). Nesta situação, as lajes são solicitadas apenas pelas sobrecargas de utilização dos espaços e por seu peso próprio, o que as torna mais econômicas.



Figura 9 - Estrutura em LSF de prédio com correspondência de paredes entre pavimentos (Fonte: Fortes, 2009 [7])

Em função dos programas ou partidos arquitetônicos das edificações, comumente demandando espaços com compartimentações diferentes nos diversos andares, é usual existirem construções onde não é possível o alinhamento vertical de todas as paredes, situação que permite o emprego ideal do conceito *in-line framing*. Nestes casos, há o apoio de paredes dos pavimentos superiores diretamente sobre as lajes secas, situação que cria cargas concentradas lineares sobre elas e demanda um estudo da solução para este elemento, com uso de perfis mais robustos em seu reticulado (perfis mais espessos ou duplos) ou de vigas extras para sua sustentação (Figura 10). Dependendo do vão a ser reforçado, a solução

estrutural para a carga concentrada linear pode criar vigas com altura superior à da laje, impacto que deve ser observado na arquitetura.



Figura 10 - Viga sob laje seca em função de parede do pavimento superior desalinhada (Fonte: LB Montagens, 2019 [11])

Independente da correspondência das paredes entre pavimentos, o apoio das lajes deve ser ponto de atenção do projeto arquitetônico. As lajes secas de LSF são unidirecionais e tipicamente biapoiadas, demandando apoio nas duas extremidades perpendiculares à direção de seus perfis, podendo esses apoios serem paredes ou vigas de LSF paralelas entre si. Os vãos de laje mais interessantes do sistema LSF se situam na faixa entre 4 m e 6 m.

Para a criação de balanços em lajes, é recomendado que estes estejam na direção dos perfis da laje, constituindo um prolongamento do trecho apoiado (Figura 11). Segundo Santiago et al. 2012 [4], o segmento em balanço deve ter comprimento correspondente a até a metade do segmento das vigas que estão entre os apoios. Smart 2018 [10] recomenda que os balanços em lajes não tenham dimensão superior a 2 m.



Figura 11 - Perfis de laje seca em balanço

Em projetos arquitetônicos onde não é possível, por qualquer motivo, a correspondência total de paredes entre os pavimentos, a adoção de, pelo menos, algumas paredes alinhadas entre

andares pode colaborar para uma estrutura mais econômica e eficiente. Neste caso, as paredes que servem de apoio para as lajes (paredes perpendiculares a direção dos montantes das lajes) e as paredes externas são as mais importantes e mais relevantes para o alinhamento.

Quando há necessidade de uso de vãos maiores em algumas aberturas ou, ainda, partidos arquitetônicos com grandes vazios nas fachadas e poucas paredes de apoio, pode-se empregar, sem dificuldades técnicas, solução híbrida com pilares e vigas em aço convencional em pontos específicos e paredes autoportantes no restante da edificação (Figura 12).



Figura 12 - Solução estrutural híbrida com emprego de LSF e aço convencional (Fonte: LB Montagens, 2019 [10])

É importante ressaltar que, do ponto de vista técnico, é perfeitamente viável existir desalinhamento entre as paredes dos diversos pavimentos, assim como balanços nas lajes ou vãos generosos nas aberturas, que podem tornar as concepções arquitetônicas mais interessantes e funcionais. Porém, deve-se ter ciência de que estes aspectos oneram o custo do sistema estrutural podendo, em alguns casos, tornar a solução em LSF pouco competitiva.

2.4 Instalações prediais em LSF e sua relevância na arquitetura

Segundo Santiago et. al 2012 [4], as instalações prediais (elétricas, hidráulicas, sanitárias, de gás, telefonia, TV) executadas nas edificações em *Light Steel Framing* utilizam os mesmos princípios e os mesmos materiais daquelas nas edificações em alvenaria, necessitando, apenas, de alguns cuidados específicos de fixação, relacionados ao fato da parede de LSF não possuir massa em seu interior. Também não há diferença no desempenho dessas instalações em função do sistema construtivo. Desta maneira, as considerações usuais para seus projetos, bem como as normas pertinentes, devem ser seguidas, também, nas edificações em LSF.

A passagem das tubulações das instalações pelos vazios do interior das paredes e forros oferece diversas vantagens, como o seu funcionamento conforme um *shaft* visitável, que permite uma perfeita visualização das interferências entre instalações. As tubulações embutidas nas paredes são instaladas em furos pré-executados nos montantes, coincidentes com seu eixo longitudinal, com diâmetro máximo de 38 mm, e, no caso de furos oblongos, comprimento máximo de 115 mm, de acordo com a padronização executada pela ABNT NBR 15253:2014 [6].

Entretanto, a passagem das tubulações pelos vazios do interior das paredes também cria limitação na seção máxima dos tubos possíveis de serem embutidos neste espaço (Figura 13). De acordo com Santiago et al. 2012 [4], como a seção usual dos perfis para execução das estruturas de paredes é de 90 mm, as tubulações com diâmetros de 100 mm ou superior, que são bastante comuns em instalações de esgoto e água pluvial, não conseguem ser acomodadas dentro das paredes. Para os locais onde há necessidade do uso de tubos com tais diâmetros, deve-se planejar o seu posicionamento externo e adjacente à parede portante, para serem envolvidos por um enchimento, usualmente em *drywall*, de modo a ocultá-los.

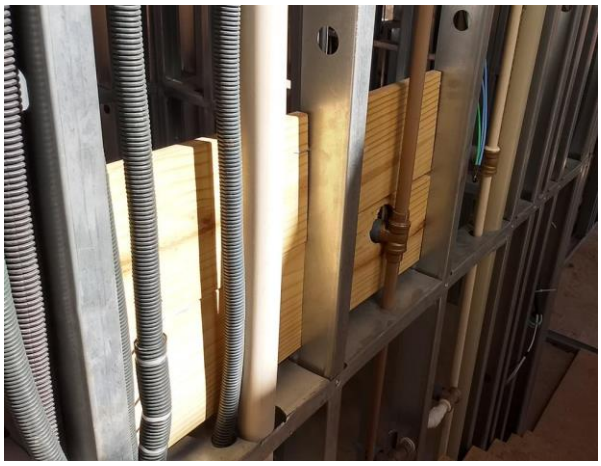


Figura 13 - Parede de LSF com diversas instalações embutidas, porém com diâmetro de tubulação limitado

É importante, também, atentar para o fato da instalação de tubulações de esgoto abaixo das lajes secas em LSF requerer a existência de rebaixamento do forro com maior altura que os trechos sem instalações, em função do diâmetro de tais tubulações da presença de ralos sifonados (Figura 14). O projeto arquitetônico deve ser capaz de lidar, com o menor impacto possível, com tais diferenças de demanda de altura de forro.



Figura 14 - Tubulação de esgoto sob laje seca

Por último, vale destacar que, segundo Santiago et al. 2012 [4], não é recomendado o emprego de vasos sanitários com válvula de descarga convencional, que pode causar vibração

na estrutura e não dispõe de peças adaptadas para a fixação nas placas de revestimento. O uso de bacias sanitárias com caixas acopladas, sejam elas externas ou embutidas nas paredes, é uma solução recomendada para as edificações em *Light Steel Framing*.

2.5 Acabamentos em LSF e sua relevância na arquitetura

As edificações construídas com sistema *Light Steel Framing* podem receber acabamentos convencionais de pisos e paredes, como pinturas, cerâmicas, pedras, azulejos, bancadas, executados, via de regra, com os mesmos materiais, princípios e boas práticas utilizados nas construções em alvenaria.

A construção em LSF oferece, em função de seu processo preciso e controlado de execução, algumas vantagens e aspectos que facilitam a instalação dos acabamentos, como o melhor controle de prumo, alinhamento e posicionamento de paredes, dispensando correções após a execução da parede. Tal aspecto é relevante para o projeto arquitetônico, uma vez que os detalhamentos de execução de acabamentos podem ser planejados com antecedência e confiabilidade, e as medidas *in loco* correspondem àquelas previstas em projeto.

Atenção, entretanto, deve ser dada na compatibilidade entre materiais de revestimento das paredes (placas cimentícias, EIFS, gesso) e a opção de acabamento a ser adotada. Isto se deve a possibilidade de incompatibilidade entre alguns materiais, como, por exemplo, o EIFS que não deve ser revestido com pastilhas cerâmicas e as placas de gesso acartonado Standard (ST) que não podem ser revestidas com azulejos.

3 ESTUDO DE CASO – OTIMIZAÇÃO DE PROJETO ARQUITETÔNICO PARA LSF

Nesta etapa do artigo, é apresentado o estudo de caso de otimização do projeto arquitetônico de uma residência unifamiliar para execução em LSF. Tal projeto, objeto do estudo, foi desenvolvido indiferente ao sistema construtivo, situação corriqueira nos escritórios de arquitetura.

Pretende-se demonstrar que, apesar dos ajustes indicados para que o projeto se torne mais interessante para o emprego do LSF, o partido arquitetônico e suas intenções foram preservados.

3.1 Objeto de estudo: projeto arquitetônico indiferente ao sistema construtivo

O projeto da residência analisada (Figura 15) prevê área de 105 m², dividida em 2 pavimentos, com programa incluindo sala, cozinha, área de serviço, lavabo, 2 quartos, banheiro social, varanda e sacada. A cobertura prevê espaço de laje técnica, trecho com telhado embutido e trecho com telhado aparente.

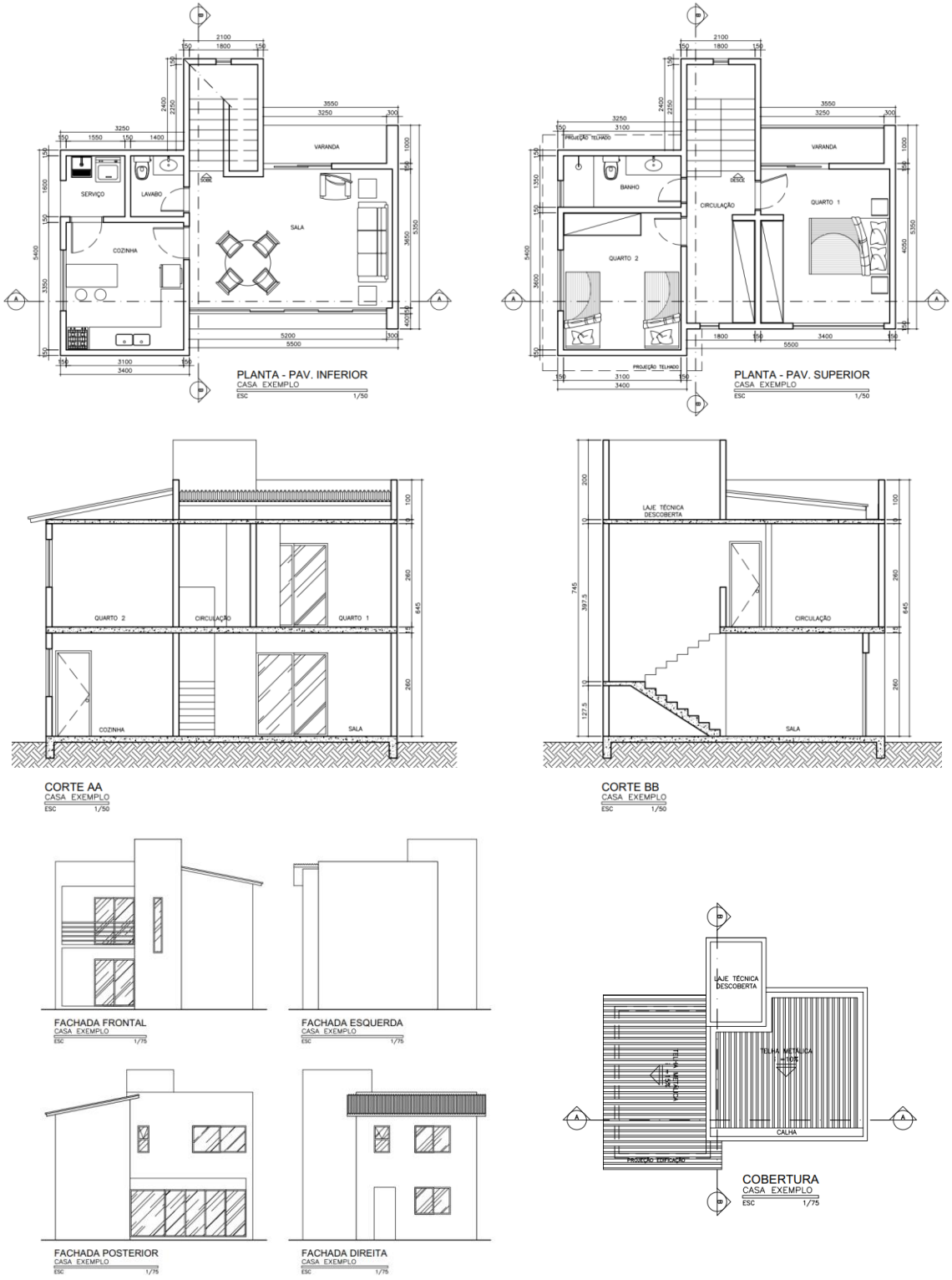


Figura 15 - Projeto arquitetônico original a ser otimizado para LSF

3.2 Ações de otimização do projeto arquitetônico para LSF

Algumas características originais do projeto arquitetônico objeto de estudo se encaixam em situações desejáveis para emprego do LSF. Destacam-se a sobreposição da maioria das paredes externas da casa, vãos de lajes menores que 4 m, balanços de lajes menores que 2 m e sobreposição de áreas molhadas. Porém, há alguns pontos que merecem ser otimizados.

Para início do processo de otimização do projeto, foram definidos os materiais e subsistemas a serem utilizados nas paredes e lajes. As opções foram EIFS (OBS + barreira de vapor + EPS + argamassa armada) e gesso acartonado para, respectivamente, as faces externas e internas das paredes, cuja estrutura é prevista em perfis Ue com 90 mm. Para as lajes, foram definidos perfis Ue com seção de 200 mm, substrato em OSB, entreforro de 150 mm e forro em gesso acartonado. Com base em tais informações, as espessuras das paredes e lajes foram ajustadas.

A introdução da malha modular de 400 x 400 mm no projeto foi realizada em seguida, com a locação dos eixos da estrutura das paredes alinhados a essa malha. O alinhamento das paredes à malha modular implicou na sobreposição da parede entre o banheiro e o quarto do segundo pavimento com a parede entre a área de serviço e a cozinha no primeiro pavimento, situação desejável para o sistema LSF.

Vale destacar que a parede próxima ao patamar da escada não foi alinhada à malha modular por uma decisão proposital, uma vez que tal alinhamento criaria uma largura para o patamar diferente do restante da escada. O fato de, em uma construção, apenas uma parede não acompanhar a malha modular, não compromete a sua viabilidade e é aceitável quando há uma justificativa funcional, como em tal situação.

Nos cortes da residência, percebe-se o ajuste na composição e espessura da laje, atendendo às definições iniciais de projeto. Também se nota a retirada da laje de forro sob o telhado e representação mais completa da composição do telhado e contrapiso sobre a laje de fundação.

O aumento da espessura da laje, com manutenção do pé-direito do primeiro pavimento, implicou em incremento na altura entre os pisos inferior e superior da casa. Esse incremento precisou ser compensado com o acréscimo de um degrau na escada.

Para que a tubulação de descida de esgoto pudesse ser acomodada, em função de seu diâmetro, fora da parede, mas sem resultar em um volume indesejável em alguma parede da casa, foi criado um enchimento integral na parede posterior do lavabo, sem comprometer o arranjo funcional deste espaço. As descidas de água pluvial foram propostas em tubos de 75 mm, dimensão que pode ser instalada no vazio interno da parede.

3.3 Projeto otimizado: resultado final sem comprometimento da proposta arquitetônica

Apesar de pouco destacados em uma avaliação inicial, os ajustes propostos para a arquitetura contribuem para a utilização do LSF de forma mais otimizada e econômica. O partido arquitetônico, a área construída, as proporções da forma da casa e as relações e articulações dos espaços internos foram preservados, conforme pode ser percebido na Figura 16.

A alteração mais significativa foi na altura total da construção, que sofreu acréscimo de 268 mm, porém, conforme destacado, sem prejudicar a proposta arquitetônica inicial.

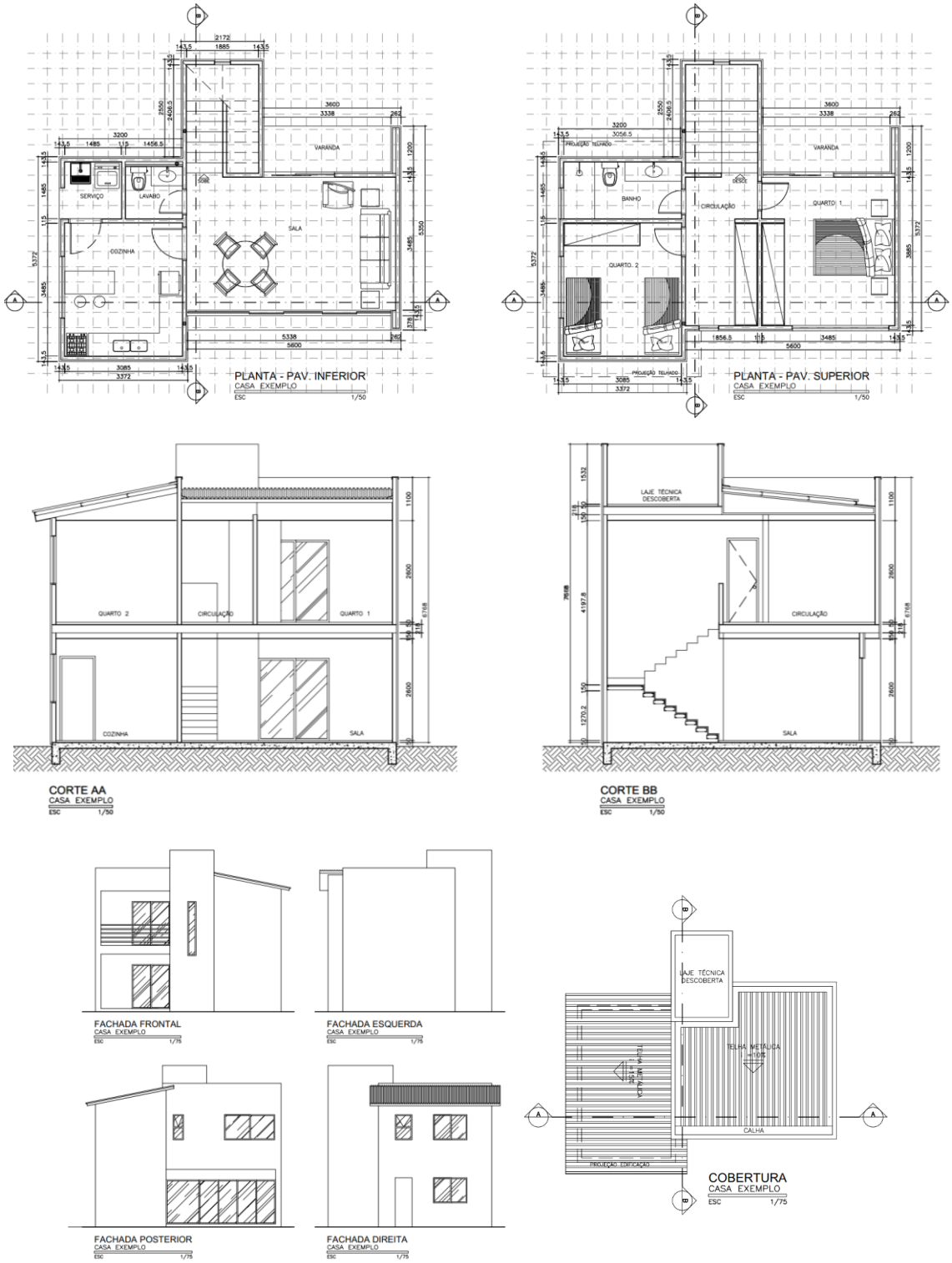


Figura 16 - Projeto arquitetônico otimizado para LSF – Resultado final

4 CONCLUSÃO

A concepção de projetos arquitetônicos, comprometidos com a solução técnica e os sistemas construtivos que serão utilizados em sua execução, favorece o desenvolvimento mais eficiente e econômico de qualquer edificação, e se aplica, de modo bastante significativo, no sistema *Light Steel Framing*.

As relações apresentadas entre as características estruturais e construtivas do sistema LSF e sua relevância para a arquitetura demonstram pontos chave para o desenvolvimento de projetos arquitetônicos eficientes para o *Light Steel Framing*, sem que estes, entretanto, comprometam a liberdade de criação dos arquitetos.

Conforme percebido no estudo de caso apresentado, as ações de otimização do projeto arquitetônico em estudo, para execução em LSF, apesar de relevantes para sua viabilização, representaram impactos muito pequenos na proposta inicial, demonstrando a versatilidade do sistema LSF e sua capacidade de adaptação a partidos arquitetônicos variados.

REFERÊNCIAS

1 REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. *Algumas questões sobre o processo de concepção da arquitetura e da estrutura.* Integração-Ensino, Pesquisa, Extensão, Universidade São Judas Tadeu, p. 315 - 321, 01 dez. 2006.

2 ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.* Rio de Janeiro, 2010.

3 RODRIGUES, F. C., CALDAS, R. B. *Steel Framing: Engenharia.* Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2016. (Série Manual da Construção em Aço).

4 SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. *Steel Framing: Arquitetura*. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2012. (Série Manuais da Construção em Aço).

5 ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS *NBR 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização*. Rio de Janeiro: ABNT; 2012.

6 ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15253: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais*. Rio de Janeiro, 2014.

7 FORTES, B. A. C. *Estudo do planejamento para a implementação de construção industrializada em aço.* Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2009. 365p.

8 CRASTO, R. C. M. *Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing.* Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2005. 231p.

9 ROSSO, T. *Teoria e prática da coordenação modular.* São Paulo: Ed. FAU-USP, 1976

10 SMART. *Manual Smart de Arquitetura para Steel Framing*. Smart Sistemas Construtivos, Curitiba, 2018. Disponível em <https://www.smartsistemasconstrutivos.com.br/download-e-book>, acesso em 20/02/2019.

11 LB MONTAGENS. *Acervo fotográfico.* Belo Horizonte, 2019. Disponível on-line em <https://www.facebook.com/lbmontagensltda>, acesso em 20/02/2019.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE PORTA-PALETES SELETIVOS IRREGULARES

Maria Ávila Branquinho [1]
Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior [2]
Maximiliano Malite[3]

Resumo
Este trabalho avalia a aplicabilidade do método da análise direta vigente na ANSI/AISI S100:2016 e do método do comprimento efetivo previsto na RMI MH 16.1:2008 no dimensionamento de porta-paletes irregulares. Contrariando sua tendência de ser uma estrutura modular, algumas exigências de projeto ou de estocagem podem prever a instalação de porta-paletes irregulares. O comportamento mecânico de porta-paletes irregulares não é uma tarefa trivial. A complexidade ainda aumenta quando a mudança na geometria está atrelada a diferentes carregamentos. Uma análise numérica avançada efetuada por meio do método dos elementos finitos utilizando elementos finitos de viga é empregada como referência para a comparação dos procedimentos normativos. Não-linearidades física e geométrica, imperfeições geométricas iniciais e comportamento não-linear das ligações longarina-coluna e da base são considerados na análise avançada modelada por elementos de viga. Diferentes combinações de imperfeição local e global foram consideradas. Os efeitos das imperfeições foram avaliados quanto ao comportamento mecânico e ao dimensionamento do porta-palete irregular. Os resultados indicam um conservadorismo de ambos os procedimentos. O método da análise direta foi o que melhor se adequou aos casos avaliados. Todavia, o conservadorismo observado indica que avanços neste procedimento de dimensionamento devem ser efetuados.

Palavras-chave: Estabilidade estrutural; Análise estrutural avançada; Análise direta; Comprimento efetivo de flambagem.

EFFECT OF INITIAL GEOMETRIC IMPERFECTIONS IN THE STABILITY ANALYSIS OF IRREGULAR STEEL STORAGE RACKS

Abstract
This work evaluates the applicability of the direct analysis method according to ANSI/AISI S100: 2016 and the effective length method according to RMI MH 16.1: 2008 in the design of irregular pallet racks. Although racks tends to be a modular structure, some design or storage requirements may provide for the installation of irregular pallet racks. The mechanical behavior of irregular rack is not a trivial task. The complexity still increases when the change in geometry leads to different loads. An advanced analysis is carried out for irregular unbraced steel storage rack modelled using finite element model and beam elements to allow comparison of design

procedures. Geometrical and material nonlinearities, as well as initial geometric imperfections semi-rigid beam-to-column and base connections were taken in account. Different combinations of local and global geometric imperfections were considered. The effects of the imperfections were evaluated on the mechanical behavior and on design of the irregular rack. The results indicate a conservatism of both procedures. The direct analysis method agrees better with the advanced analysis results than the effective length method. However, observed conservatism indicates that advances in this design procedure must be made.

Keywords: Stability analysis; Advanced analysis; Notional load method; Effective length method.

[1] Engenheira civil, Mestre, Doutoranda, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[2] Engenheiro civil, Mestre e Doutor, Professor, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil.
[3] Engenheiro civil, Mestre e Doutor, Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

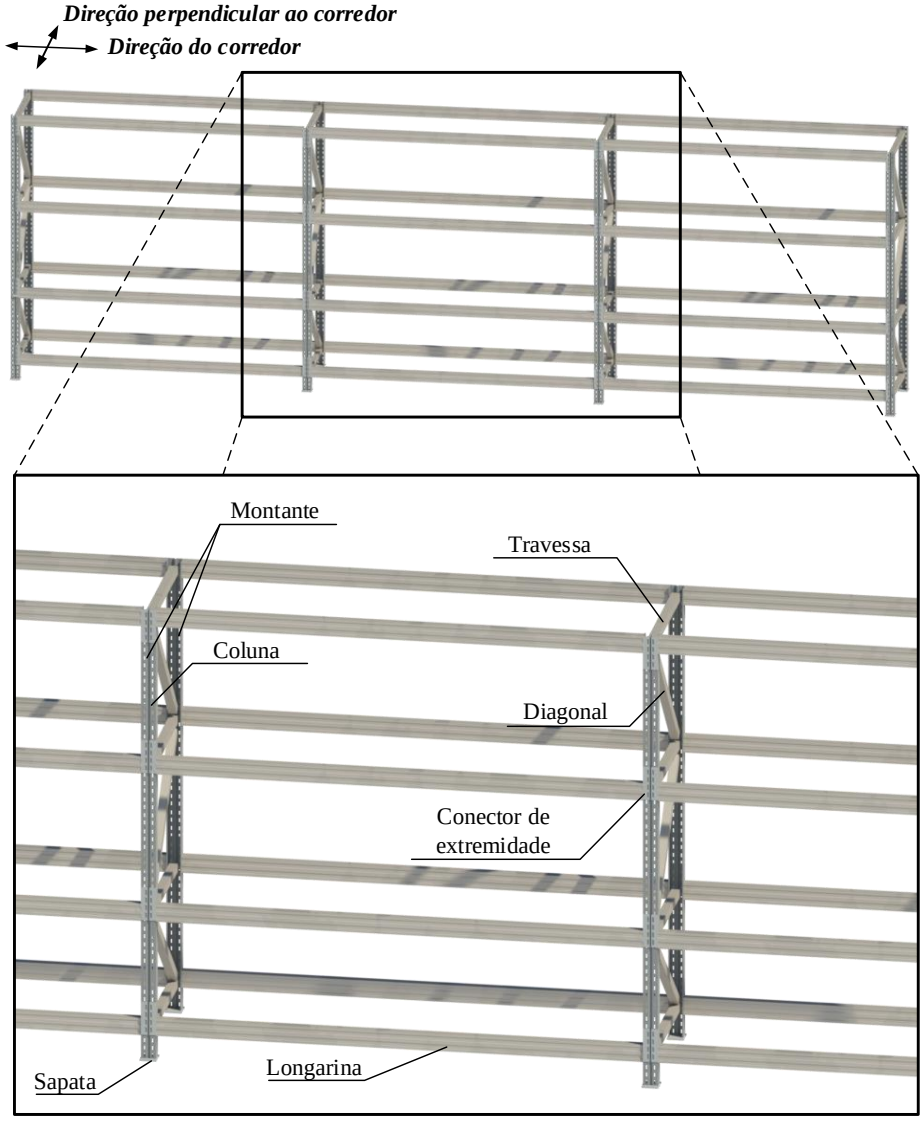
1 INTRODUÇÃO

As estruturas de armazenamento metálicas, também chamadas de “racks” ou porta-paletes, vêm ganhando destaque no mercado por propiciar o estoque de grande quantidade de mercadorias em um espaço limitado. São estruturas caracterizadas por: baixo custo, requerer equipamentos específicos de manipulação (empilhadeiras, e.g.), permitir a estocagem de grande quantidade de produtos e pela leveza de suas estruturas devido ao uso de perfis formados a frio (PFF).

A Figura 1 mostra os principais componentes de uma estrutura porta-palete. Geralmente, o porta-palete é composto por: colunas em perfis formados a frio não-compactos e perfurados; ligações longarina-coluna por encaixe; ligações semirrígidas da base e junções de colunas. Como mostra a Figura 1, o porta-palete seletivo apresenta dois tipos de sistema de contraventamento. Na direção do corredor, trata-se de uma estrutura deslocável, i.e., um esquema estrutural em que a deslocabilidade do pórtico é resistida apenas pelas capacidades dos pilares e vigas e, principalmente, das ligações semirrígidas. Em contrapartida, na direção perpendicular ao corredor, o sistema de contraventamento juntamente com as colunas definem um montante treliçado, tornando sua estabilidade lateral e dimensionamento menos complexos.

As particularidades das estruturas porta-paletes advém, principalmente, das necessidades de armazenamento industrial. Todavia, o custo desta eficiência recai nas complexidades introduzidas ao seu dimensionamento. Seu dimensionamento torna-se ainda menos trivial quando são avaliados porta-paletes com diferentes valores para as alturas e/ou comprimentos de baia com ou não mudanças nos valores de carregamento.

Figura 1 - Elementos de uma estrutura porta-palete.



Em geral, os elementos (colunas, longarinas, elementos de contraventamento) são sujeitos à flexão composta. Atualmente, a norma brasileira de sistemas de armazenagem ABNT NBR 15524-2:2007[1] remete às especificações da ABNT NBR 14762:2001[2] e da ABNT NBR 8800:1986[3]. Isto é, limita o dimensionamento dos membros comprimidos ao método do comprimento efetivo.

O método do comprimento efetivo vigora nas especificações americanas desde 1961. Apesar de sua adequabilidade em vários tipos de estruturas, a determinação de um coeficiente de flambagem K específico para as estruturas porta-paletes não é uma tarefa trivial. Efeitos decorrentes das instabilidades global, local e distorcional, das perfurações, das diversas tipologias de ligações por encaixe como também da ligação da base tornam a etapa de dimensionamento um processo complicado.

Segundo a ASCE [4], no método do comprimento efetivo, os efeitos deletérios são contabilizados na curva de dimensionamento à compressão presente nas normas americanas ANSI/AISI S100:2016[5] e ANSI/AISC 360:2016[6], que também é vigente atualmente nas brasileiras ABNT NBR 14762:2010[7] e ABNT/NBR 8800:2008[8]. Assim, cada um dos membros sujeitos à compressão são projetados usando um comprimento efetivo KL, com K ≠ 1. Por outro lado, no método de análise direta, o comprimento real do membro é usado para o projeto, enquanto são aplicadas grandes imperfeições no sistema, diretamente ou por meio de forças nocionais. Além disso, a abordagem de análise direta prevê uma redução na rijezas dos elementos a depender do valor da razão entre o deslocamento máximo de segunda ordem e o deslocamento máximo de primeira ordem (u2/u1). Assim, ASCE [4] indica que o método de análise direta leva em conta os efeitos desestabilizantes (tensão residual, falta de linearidade dos membros, desvios no projeto das ligações, excentricidades acidentais de carga e interações entre membros e sistemas) afetando o termo do momento solicitante nas expressões de interação do M-N.

Apesar da norma americana para estruturas de armazenamento (RMI MH16.1:2012[9]) especificar o método de comprimento efetivo para o projeto de racks, o código permite o uso do método de análise direta apresentado nas prescrições da AISC e AISI.

Em contrapartida, a norma brasileira ABNT NBR 15524-2:2007[1] não acompanhou os avanços de dimensionamento observados nas normas brasileiras de perfis metálicos ABNT NBR 8800:2008[8] e ABNT NBR 14762:2010[7]. Para o dimensionamento à compressão, são dois os pontos de falta de conformidade. A ABNT NBR 15524-2:2007[1] não apresenta apenas uma curva de resistência à compressão e é embasada exclusivamente no método do comprimento de flambagem, negligenciando outros métodos simplificados, como o da análise direta.

Nas últimas décadas, alguns estudos foram publicados sobre o dimensionamento de porta-paletes (Sarawit e Peköz [10, 11], Dória, Malite e Vieira Jr. [12], Lavall et al. [13], Rasmussen e Gilbert [14] Trouncer e Rasmussen [15, 16]). Sarawit e Peköz [11] compararam o método do comprimento efetivo e o método de análise direta para o dimensionamento de racks composto de perfis formados a frio. Os autores recomendaram o método de análise direta como um método alternativo para o projeto de porta-paletes, todavia os modos de falha por flambagem local e distorcional não foram considerados em seu estudo.

Todavia, faltam na literatura trabalhos que exponham a diferença de comportamento mecânico e, consequentemente, no dimensionamento provocada pelas imperfeições geométricas. Este comportamento pode ser ainda mais afetado quando são consideradas racks com diferentes alturas de baia, por exemplo.

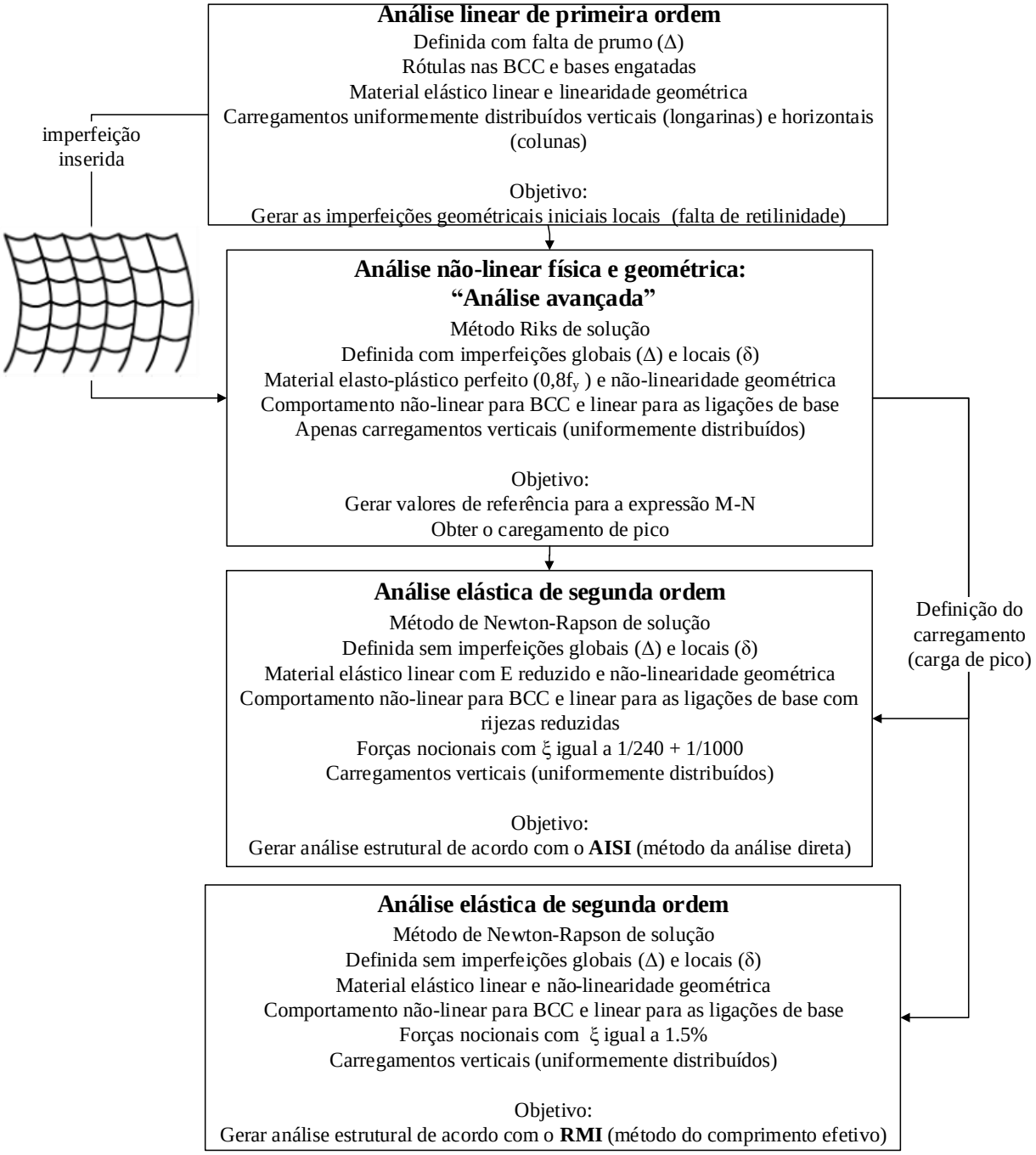
Neste sentido, o presente trabalho apresenta uma investigação sobre o comportamento mecânico de racks irregulares e seus efeitos no dimensionamento causados pelas imperfeições geométricas iniciais. É efetuada uma comparação entre os métodos da análise direta e o método do comprimento efetivo. O método da análise direta utilizado é o previsto na ANSI/AISI S100:2016[5] e o do comprimento efetivo é o do RMI MH16.1:2012[9]. O estudo numérico foi efetuado pelo Método dos Elementos Finitos por meio do *software* comercial Abaqus. Uma análise numérica avançada é empregada como referência para a comparação dos procedimentos normativos. Não-linearidades física e geométrica, imperfeições geométricas iniciais e comportamento não-linear das ligações longarina-coluna e da base são considerados na análise avançada modelada por elementos de viga.

Como todos os modelos numéricos foram efetuados por meio de elementos finitos de viga, foram desconsiderados os efeitos das perfurações das colunas e instabilidades locais e distorcionais.
O trabalho está organizado em 4 seções. A primeira expõe uma breve revisão das pesquisas envolvendo os principais métodos simplificados de cálculo e sua aplicabilidade aos porta-paletes. A segunda apresenta a metodologia empregada no trabalho (o número de modelos efetuados para cada rack como também as características de cada modelo). Os resultados e discussões acerca da influência das imperfeições geométricas iniciais no dimensionamento são reunidas na terceira seção. Por fim, a última seção expõe as principais conclusões e limitações do trabalho.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A Figura 2 mostra a metodologia empregada neste trabalho. A fim de avaliar a aplicabilidade dos métodos de projeto da AISI e RMI e a influência das imperfeições geométricas iniciais, três tipos de análise estrutural foram efetuadas. A primeira trata-se da análise avançada. Atualmente, a técnica da análise avançada é vista como uma promessa de uma previsão mais realista do comportamento mecânico e capacidade da estrutura. Neste trabalho, a análise avançada contemplou: não-linearidades física e geométrica, imperfeições geométricas iniciais locais e globais, não-linearidade da ligação semirrígida BCC, comportamento elástico linear para as ligações de base. Em contrapartida, as análises estruturais previstas pelo ANSI/AISI S100:2016[5] e RMI MH16.1: 2012[9] tratam-se de análises elásticas de segunda ordem.
Observando a Figura 2 nota-se que as imperfeições geométricas iniciais se inserem em dois estágios. O primeiro relaciona-se com a análise avançada. A análise avançada é a única análise em que os efeitos de ambas as imperfeições geométricas iniciais são inseridos diretamente. A imperfeição global é inserida diretamente nas coordenadas do porta-palete enquanto que a imperfeição local é inserida por meio de uma análise prévia.
Neste trabalho, optou-se por inserir a imperfeição local por meio de uma análise estática com carregamentos distribuídos nas colunas e longarinas. O valor destes carregamentos é inserido de forma a obter o valor desejado de imperfeição.
O outro estágio em que as imperfeições se inserem são nas análises AISI e RMI por meio de forças nocionais. Porém essas forças visam descrever apenas os efeitos das imperfeições geométricas iniciais globais.

Figura 2 - Metodologia aplicada no trabalho.



Para a análise AISI, são aplicadas reduções de 10% do módulo de elasticidade longitudinal E, na rigidez elástica da ligação de base e nos valores de momento para construção da curva

momento-rotação da ligação longarina-coluna. Assim, como o parâmetro de redução de rigidez τ_b do ANSI/AISI S100:2016[5] assume valor unitário, foi necessário somar ao fator ξ da força nocional o valor de 1/1000, atendendo o ANSI/AISI S100:2016[5].

A análise avançada foi efetuada pelo método Riks visando obter a capacidade da estrutura, i.e., seu valor de carregamento máximo admitido. Como a análise contemplou um valor de tensão de escoamento de cálculo, assume-se que o valor de carregamento obtido trata-se de uma solicitação de cálculo.

Esta solicitação de cálculo (cargas aplicadas na análise avançada multiplicadas pelo valor do pico) é aplicada nas análises do RMI e da AISI. Com base nesta metodologia, expressões de interação são calculadas com os esforços solicitantes gerados pelo mesmo valor de carregamento nas três análises (avançada, do RMI e do AISI).

A seção 2.1 apresenta as etapas efetuadas para a construção da análise avançada e a seção 2.2 descreve as equações de interação M-N empregadas em cada análise para permitir a comparação dos procedimentos.

2.1 Análise avançada

A validação da análise avançada foi efetuada em etapas contemplando a validação de elementos isolados, pórticos de ligações rígidas e por fim, ligações semirrígidas. A Tabela 1 reúne as etapas efetuadas assim como indica quais características dos porta-paletes estão sendo avaliadas em cada etapa.

Tabela 1 - Etapas da validação da análise avançada.

Etapas		Características de uma estrutura porta-palete				
		Estrutura metálica	Falta de retilinidade	Falta de prumo	BCC	Ligação da base
Etapa I	Coluna isolada biapoiada	X	X			
	Coluna isolada engastada	X	X	X		
Etapa II	Portal de Vogel	X	X	X		
	Ligação BCC (Zhao et al. 2014[17])	X			X	
	Ligação da base (Godley, Beale e Feng 1998[18]; Sarawit e Peköz 2002[19])	X				X

2.2 Normas de projeto americanas

A rigor, a falha de uma estrutura porta-palete pode ocorrer: nas ligações, nas longarinas e/ou nas colunas. O presente estudo considera apenas a falha das colunas, seja por instabilidade seja por plastificação. Sujeitas a esforços de compressão e flexão, as colunas foram avaliadas por meio das expressões de interação M-N. A fim de comparar as expressões de interação oriundas do método do comprimento efetivo e da análise direta, uma expressão de interação foi adotada

para a análise avançada. A Equação 1 mostra a expressão de interação M-N aplicada para as análises avançadas.

$$\frac{\overline{P}}{0,80A_gF_y}+\frac{\overline{M}}{0,80S_{fy}F_y}\leq 1.0 \qquad (1)$$

onde $\overline{P}$ e $\overline{M}$ são os esforços solicitantes de cálculo de compressão e flexão, respectivamente obtidos no ponto de pico da análise avançada, A_g é a área bruta da seção transversal da coluna S_{fy} é o modulo de resistência plástico da seção transversal e, finalmente, F_y trata-se da tensão nominal de escoamento. Note que, o coeficiente de ponderação da resistência adotado na Equação 1 é o mesmo que aplicado na análise estrutural apresentada na Figura 2. ANSI/AISI S100:2016[5] recomenda o uso do coeficiente 0,8 para as análises ditas "racionais de engenharia" como por exemplo a análise avançada.

2.2.1 ANSI/AISI S100:2016

A Figura 2 expõe os requisitos para uma análise estrutural de acordo o método da análise direta da ANSI/AISI S100:2016[5]. Note que a geometria da estrutura não considera nenhum tipo de imperfeição geométrica inicial diretamente. Em contrapartida, o efeito da imperfeição global é contabilizado pelo uso de forças horizontais equivalentes (forças nocionais) calculadas como mostra a Equação 2.

$$N_i=\xi Y_i \qquad (2)$$

onde Y_i é a resultante da carga gravitacional aplicada no nível i e ξ é o fator da carga nocional igual a 1/240 de acordo com a ANSI/AISI S100:2016[5]. O dimensionamento da análise AISI é baseado na análise direta e considera, portanto, o coeficiente K igual à unidade. A Equação 3 mostra a expressão de interação M-N para ambos os métodos de dimensionamento (análise direta e comprimento efetivo).

$$\frac{\overline{P}}{0,85P_{ne}}+\frac{\overline{M}}{0,90M_{ne}}\leq 1,0 \qquad (3)$$

onde $\overline{P}$ e $\overline{M}$ são os esforços solicitantes de cálculo de compressão e flexão, respectivamente, obtidos de uma análise estrutural elástica de segunda ordem, P_{ne} e M_{ne} são a força axial de compressão resistente e o momento fletor resistente, respectivamente. Nesta etapa, são aplicados os coeficientes de segurança igual a 0,85 para os membros sob compressão e 0,90 para os membros fletidos, segundo a ANSI/AISI S100:2016[5].

2.2.2 RMI MH 16.1:2008

A análise estrutural indicada pelo RMI é muito similar à do AISI. A diferença fundamental entre elas é o valor da fator ξ. O fator ξ considerado pelo RMI é de 1,5%.

No contexto do dimensionamento, com base no método do comprimento efetivo, o RMI MH 16.1: 2008[9] indica que os porta-paletes com conexões semirrígidas possuem valores de K muito maiores que 1,0 e podem até exceder 2,0 para a flambagem em torno do eixo de maior inércia. Desta forma, o RMI MH 16.1: 2008[9] permite o uso de K igual a 1,7 como um valor padrão que representa um valor médio. Para a flambagem em torno do eixo de menor inércia, o fator de comprimento efetivo pode ser tomado como 1,0 e, finalmente, o valor de K_t é igual a 0,8 (RMI MH 16.1: 2008[9]). De acordo com Sarawit e Peköz [10], o uso de K_t igual a 0,8 é adequado devida a restrição à torção existente na base da coluna. Tal restrição é composta tanto pelos chumbadores quanto pelo atrito da sapata com o piso de concreto.
No presente estudo, foram considerados: (i) K igual a 1,7 para a instabilidade em torno do eixo de maior inercia; (ii) K igual a unidade para a instabilidade em torno do eixo de menor inércia e, finalmente, (iii) K_t igual a 0,8. Estes valores são utilizados na expressão de interação M-N mostrada na Equação 3.

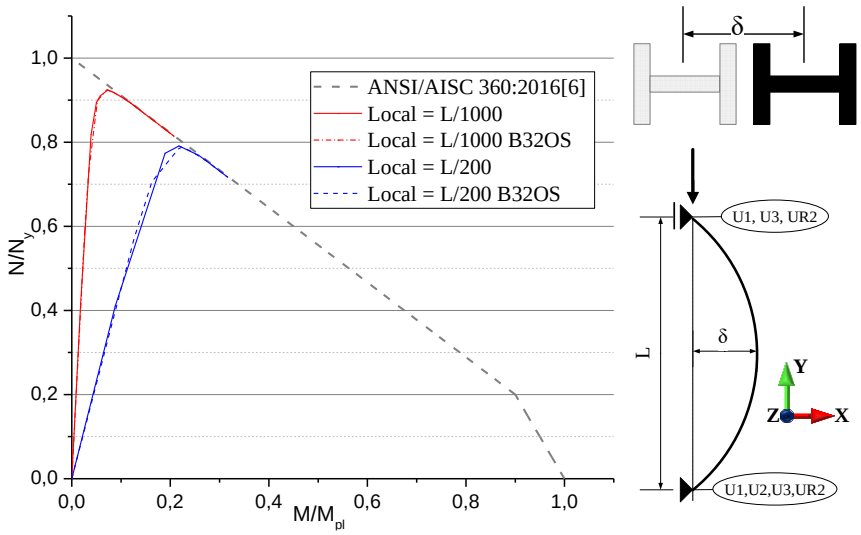
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A presente seção reúne os resultados da validação da análise avançada e o estudo do comportamento mecânico e do dimensionamento de porta-paletes irregulares com diferentes tipos de imperfeição.

3.1 Validação da análise avançada

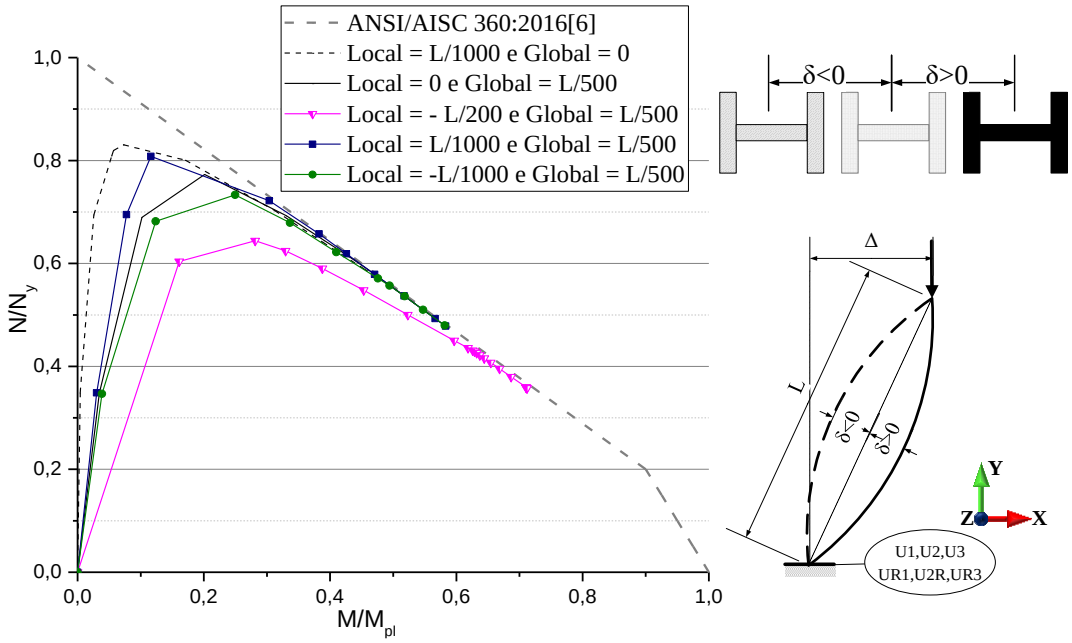
A validação da análise avançada iniciou com a validação de pilares isolados. Foram considerados dois esquemas estáticos para o pilar isolado: biapoiado e engastado na base. Os pilares tem a seção transversal dos pilares do Portal de Vogel (Vogel [20]), i.e., seção HEB300 com comprimento igual a 5000 mm e E e F_{yd} iguais a 20500 MPa e 235 MPa, respectivamente. As tensões residuais foram consideradas adotando a distribuição de Galambos e Ketter [21].
Com estes modelos foi possível avaliar a influência apenas da imperfeição local (com o pilar biapoiado) e a combinação da imperfeição local com a global (com o pilar engastado). Os modelos consideram a não-linearidade física e geométrica, tensão residual e as imperfeições geométricas iniciais. A resolução do problema não linear foi feita pelo método de Riks e as imperfeições locais foram definidas por análises prévias de estabilidade elástica. O modelo foi composto por elementos de viga tridimensionais, B32, para permitir a inserção mais adequada da distribuição de tensões residuais. O elemento B32 possui pontos de integração nas mesas do perfil e não apenas na alma como o B31. A malha foi definida com 12 elementos em cada coluna.
As Figuras 3 e 4 mostram os resultados numéricos comparados com a expressão de interação da ANSI/AISC 360:2016[6]. O presente trabalho explora apenas os resultados de flexo-compressão em torno do eixo de maior inércia pois o objetivo é investigar o comportamento mecânico do rack na direção do corredor. Os resultados mostrados corroboram que os modelos são capazes de prever adequadamente o comportamento mecânico de uma barra isolada.

Figura 3 - Validação do pilar isolado biapoiado.



As Figuras 3 e 4 mostram os detalhes dos modelos acerca de suas condições de contorno. A condição biapoiada é definida restringindo os deslocamentos nas direções X, Y e Z (U1, U2 e U3, respectivamente) e a torção (UR2). Da mesma forma, o pilar de base engastada é modelado restringindo os deslocamentos nas direções X, Y e Z e as rotações ao redor dos eixos X, Y e Z (UR1, UR2 e UR3, respectivamente).

Figura 4 - Validação do pilar isolado engastado na base.



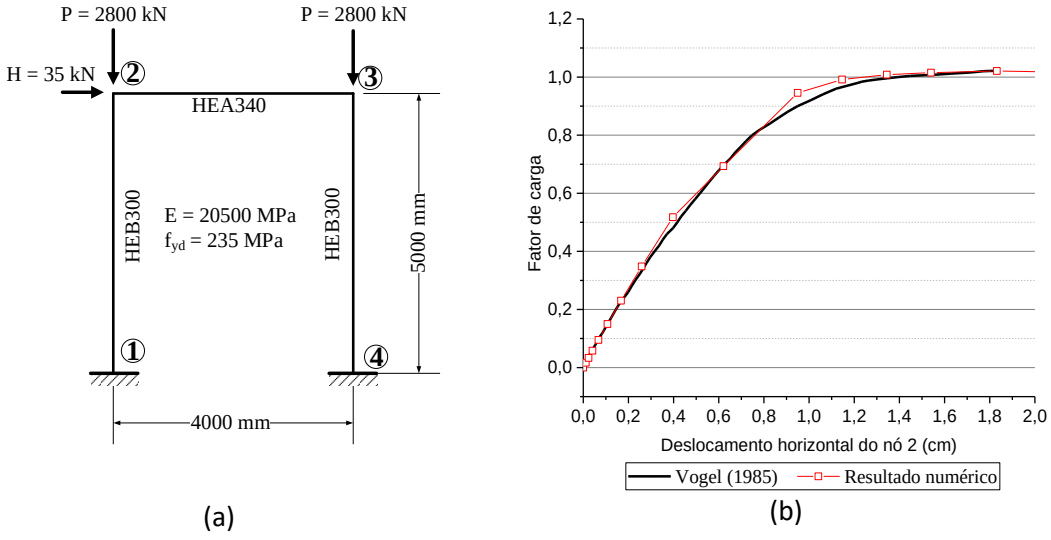
Os resultados do pilar engastado mostram os efeitos da combinação das imperfeições geométricas iniciais locais e globais. A Figura 4 mostra que valores positivos de imperfeição local (δ> 0) provocam efeitos restaurativos na estrutura visto que geram capacidades maiores do que o caso com imperfeição local nula. Em contrapartida, valores negativos de imperfeição local provocam efeitos desestabilizantes. O mesmo resultado foi atestado pela ASCE [4] para colunas isoladas engastadas na base e livre na outra extremidade.

A validação do comportamento mecânico de pórticos é frequentemente efetuada na literatura por meio do Portal de Vogel. O trabalho de Vogel [20] apresenta pórticos para a calibração de análises não-lineares física e geométrica. Apesar de muito utilizados na literatura, eles possuem uma limitação. Trata-se do tipo de seção transversal utilizada pelo Vogel [20]. Os pórticos de calibração são compostos por perfis de seção compacta, que, portanto, não induzem os fenômenos de instabilidade local nem tampouco o distorcional.

Como as instabilidades localizadas (local e distorcional) não estão sendo contempladas neste trabalho, a validação por meio do Portal de Vogel torna-se suficiente. A Figura 5 apresenta o pórtico de calibração e seu resultado frente ao obtido no presente trabalho. A curva mostrada na Figura 5 foi oriunda de uma análise que levou em consideração: não-linearidades física e geométrica, tensões residuais e imperfeições locais e globais, que serão melhor explicadas a seguir. Para o Portal de Vogel foi utilizado o elemento finito B32OS. O elemento B32OS difere do B32 principalmente pela incorporação do empenamento. Cada membro foi discretizado com 12 elementos finitos, assim como nas colunas isoladas.

Quanto à lei de plasticidade, conforme feito por Vogel [20], foi adotado uma material composto por um trecho linear elástico de módulo de elasticidade 205000 MPa, F_{yd} igual a 235 MPa e encruamento linear cuja inclinação é de 2% da fase elástica.

Figura 5 - Validação do Portal de Vogel.



Quanto às imperfeições geométricas iniciais, conforme mostrado para os casos de pilar isolado, diferentes combinações de imperfeição local e global provocam diferentes respostas em uma estrutura. ASCE [4] ressalta que a modelagem das imperfeições geométricas iniciais de sistemas estruturais, em especial a determinação de suas orientações mais adequadas, é uma tarefa muito mais complexa do que à nível de membros isolados.

Vogel [20] não sinaliza qual combinação de imperfeições foi utilizada em seu trabalho. O autor apresenta apenas as amplitudes máximas das imperfeições: L/400 para a global e L/1000 para a local. Neste sentido, o presente trabalho avaliou 5 tipos de combinações de imperfeição global e local como mostra a Figura 6. Foram comparadas as respostas do pórtico à nível global e à nível de cada membro constituinte do pórtico.

A Figura 6 mostra que, em todos os casos, a imperfeição global foi inserida com o mesmo valor e mesma direção. A imperfeição local, assim como efetuado para o pilar isolado, foi definida por meio de uma análise prévia. Em função das configurações mostradas na Figura 6, dois tipos de análises prévias foram desenvolvidos.

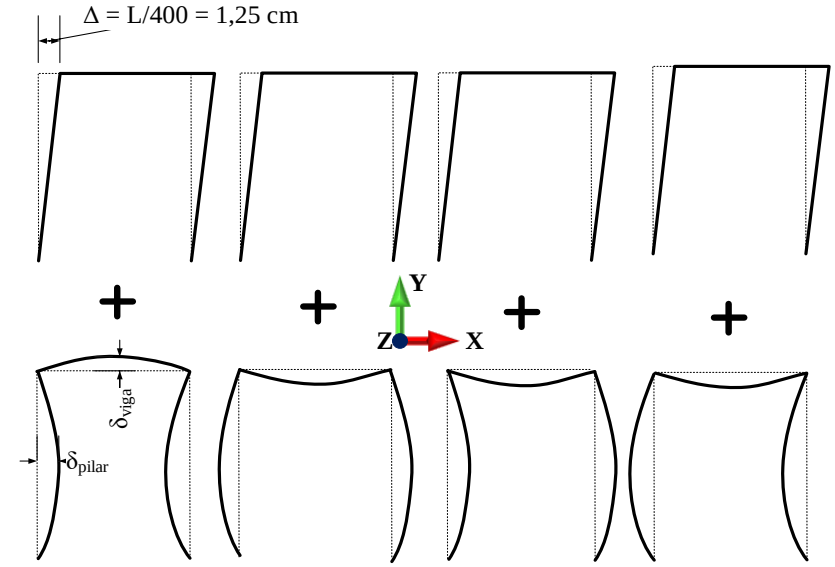
O primeiro trata-se de uma análise de estabilidade elástica (são os casos denominados “Estabilidade x=0,5” e “Estabilidade x=-0,5” na Figura 6*)*. Todavia, em contramão à praticidade de se empregar a análise de estabilidade elástica como análise prévia, há uma imprecisão em utilizar este recurso. No pórtico em questão, o uso desta metodologia implica em um imperfeição correta apenas para os pilares. As flechas máximas oriundas da análise de estabilidade são de 1,00 cm para os pilares e de 0,3992 cm para a viga. Para o caso “Estabilidade x=0,5”, ao se multiplicar esta configuração deformada por 0,5 – valor correspondente a L/1000 para os pilares – obtêm-se 0,5 cm para os pilares (OK!) e 0,1996 cm para a viga, valor inferior a 0,4 cm (L/1000 para o caso da viga).

Desta forma, foi feita uma segunda análise prévia empregando uma análise estática aplicando carregamentos distribuídos. Desta forma, calculou-se o valor da carga necessária para gerar cada amplitude de imperfeição local desejada. São resultado desta análise os casos “CD-Caso 1”, “CD-Caso 2” e “CD-Caso 3” mostrados na Figura 6.

O Portal de Vogel foi validado quanto: (i) comportamento global (diagrama de força *versus* deslocamento mostrado na Figura 5); (ii) plastificação distribuída na seção, (iii) diagramas de força normal e momento fletor. Os resultados desta análise mostraram que o modo de imperfeição geométrica inicial produz maiores efeitos nos valores de momento fletor do que nos de força normal. Dentre os casos avaliados, o caso CD-Caso1 foi o tipo de análise que melhor representou o Portal de Vogel.

Os resultados entre o “CD-Caso 1” e o “Estabilidade x=0,5” foram muito próximos, mostrando que a amplitude da imperfeição da viga não acarretou muita diferença no comportamento mecânico do pórtico. Desta forma, visando a praticidade, o caso “Estabilidade x=0,5” pode ser tomado como equivalente ao “CD-Caso 1”.

Figura 6 - Casos de imperfeição geométrica inicial estudados.



Estabilidade x = -0,5	Estabilidade x = 0,5	CD – Caso 2	CD – Caso 3
δ_{pilar} = L/1000 = 0,5 cm	δ_{pilar} = L/1000 = 0,5 cm	δ_{pilar} = 0,5159 cm	δ_{pilar} = 0,5159 cm
δ_{viga} = 0,1996 cm	δ_{viga} = 0,1996 cm	δ_{viga} = 0,4384 cm	δ_{viga} = 0,4384 cm

CD – Caso 1
δ_{pilar} = 0,5159 cm
δ_{viga} = 0,4384 cm

O último passo do processo de validação da análise avançada foi a validação das ligações semirrígidas. As ligações semirrígidas foram modelas por meio de molas rotacionais. Utilizou-se o método "Join-Rotational" do Abaqus para definí-las. A validação da ligação BCC foi efetuada utilizando-se a curva momento-rotação não-linear de Zhao et al. [17] (curva C3-B105-4T). De forma similar também foi validada a ligação da base. Para ela, foi utilizado o comportamento não-linear da curva momento-rotação dada por Godley, Beale e Feng 1998[18]. Entretanto, as seções transversais utilizadas por Godley, Beale e Feng [18] não foram as mesma que Zhao et al. [17]. Desta forma, a ligação da base foi modelada com um comportamento apenas linear elástico descrito por Sarawit e Peköz [19]. A Equação 4 mostra a relação definida por Sarawit e Peköz [19]:

$$M = \left(\frac{7}{20} b d^2 E_c \right) \theta \qquad (4)$$

onde b é a largura da coluna paralela ao eixo de flexão, d é a profundidade da coluna (perpendicular ao eixo de flexão) e E_c é o módulo de elasticidade do piso de concreto, adotado igual a 20340 MPa de acordo com Sarawit e Peköz [19].

Desta forma, os modelos validados permitiram prever o comportamento mecânico de (i) barras isoladas; (ii) pórticos de ligações rígidas e (iii) ligações semirrígidas. Sendo assim, os autores entendem que esta metodologia de análise avançada é adequada para representar o comportamento mecânico dos porta-paletes. Além disso, a validação permitiu compreender a grande influência das imperfeições geométricas iniciais tanto em elementos isolados como em pórticos (Portal de Vogel).

3.2 Estudo do porta-palete irregular: comportamento mecânico e dimensionamento

Neste trabalho a aplicabilidade dos métodos do comprimento efetivo e análise direta foi avaliada em porta-paletes irregulares.

A análise avançada do porta-palete contemplou: não-linearidades física e geométrica; elementos finitos de viga que considerando os efeitos de empenamento (B32OS) para as colunas, elementos de viga sem empenamento (B32) para as longarinas de seção fechada; molas rotacionais não-lineares para as ligações BCC e molas lineares para as ligações de base; imperfeições geométricas iniciais locais e globais.

A Figura 7 mostra o porta-palete irregular avaliado. Trata-se de uma estrutura composta por duas regiões: “Região H1” e “RegiãoH2”. A Região H1 compreende as baias em que a altura é dada por h_1. Da mesma forma, a Região H2 trata-se das região compreendida pela baias de altura h_2. Neste trabalho, L_b, h_1 e h_2 são iguais a 186 cm, 100 cm e 150 cm, respectivamente.

Além da diferença de altura, a carga uniformemente distribuída em cada longarina da Região H1 pode ser diferente da Região H2 para contemplar os casos que que o tipo de produto a ser estocado na Região H2 não é somente mais alto mas também com um peso diferente. A carga aplicada na Região H1 foi denominada de CargaH1 e o carregamento aplicado nas longarinas da Região H2 foi denominado CargaH2.

Os modelos das análises avançada, AISI e RMI possuem as mesmas condições de contorno (Figura 8). Os modelos numéricos contemplam elementos apenas de coluna e longarina, i.e., no plano do corredor. Todavia, o modelo consegue captar os efeitos tridimensionais das longarinas e colunas. Isto é importante pois a falha das colunas geralmente são caracterizadas por instabilidades de flexo-torção. Desta forma, as condições de contorno apresentadas na Figura 8 são as responsáveis por levar em consideração o que ocorre fora do plano.

Para isso, hipóteses foram assumidas para o projeto do porta-palete na direção perpendicular ao corredor. Estas hipóteses podem ser vistas na Figura 9 juntamente com os seções transversais utilizadas.

Figura 7 - Pórtico adotado para o estudo.

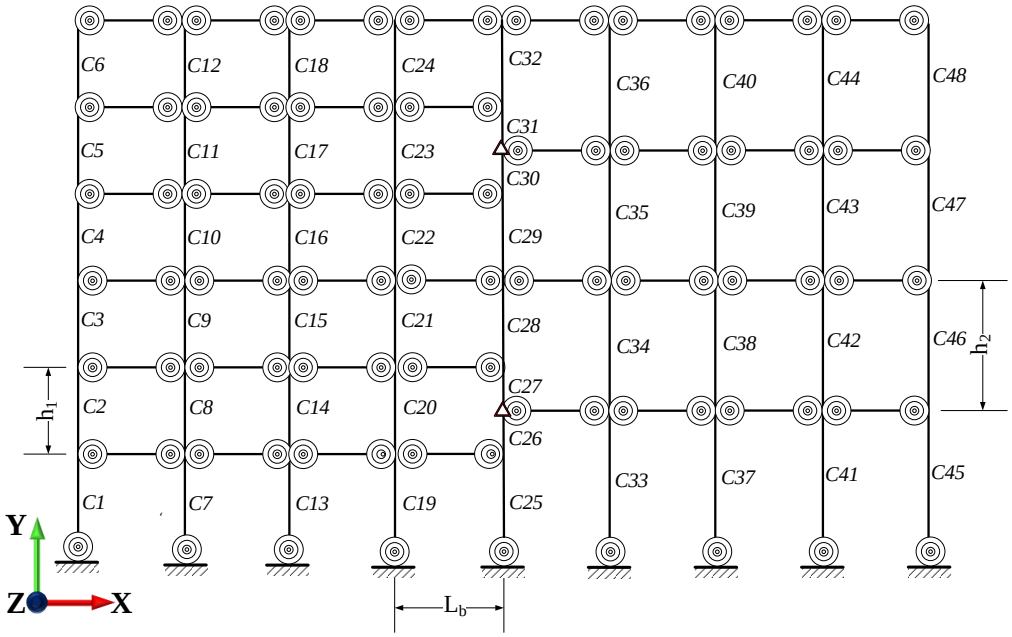


Figura 8 - Condições de contorno do modelo de elementos finitos. Válidas para as análises: avançada, AISI e RMI.

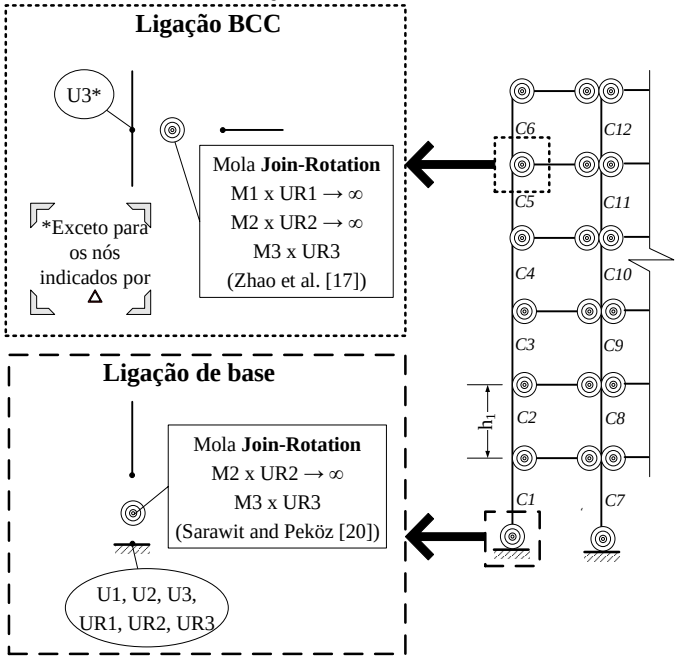
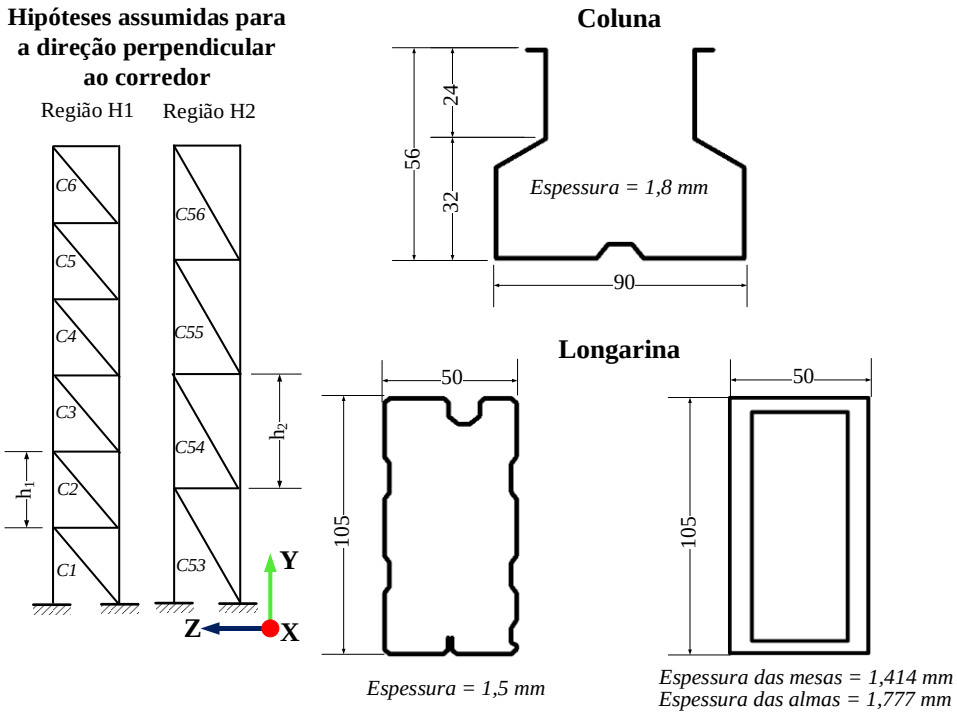


Figura 9 - Condições de projeto assumidos para os modelos e seções transversais utilizadas (dimensões em milímetros).



A Figura 9 mostra as seções transversais utilizadas por Zhao et al. [17]. Foram utilizadas a seção "C3" de Zhao et al. [17] para a coluna e a "B105" para a longarina. Diferentemente da coluna, a longarina sofreu pequenas modificações neste trabalho. A forma original da longarina faz com que, ao carregá-la, sejam impostos também carregamentos torcionais devido à sua assimetria. Desta forma, mantendo ao máximo suas propriedades geométricas, a longarina foi adaptada para uma seção tubular retangular duplamente simétrica mostrada na Figura 9.

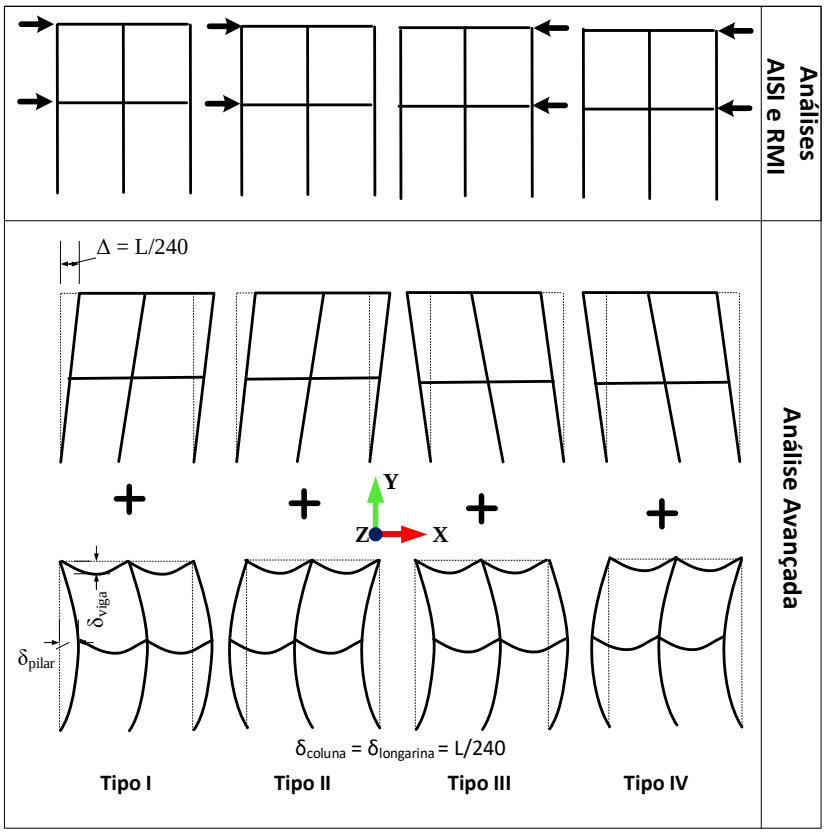
Consequentemente, a lei de plasticidade utilizada para as colunas e longarina também foi oriunda dos resultados experimentais de Zhao et al. [17]. Colunas e longarinas foram modeladas com material elastoplástico perfeito em que o módulo de elasticidade de ambos foi de 200000 MPa e a tensão de escoamento nominal foi de 336 MPa para a coluna e 268 MPa para a longarina.

Por serem pórticos irregulares, a adoção do tipo de imperfeição geométrica inicial não é uma tarefa trivial. Por isso, foram avaliados, para cada pórtico, 4 tipos de imperfeição geométrica inicial compostas por imperfeição global e local como mostra a Figura 10.

Os limites de montagem impostos pela RMI MH16.1:2012[9] foram adotados como os valores das amplitudes das imperfeições. O valor adotado para a falta de prumo e falta de retilinidade foi de L/240.

Dentre as diversas tipologias existentes de imperfeições, o presente trabalho avaliou apenas um tipo de imperfeição global e um tipo de imperfeição local. As imperfeições global e local previstas podem ser vistas na Figura 10. Note que a imperfeição local desconsidera as possíveis junções entre as colunas.

Figura 10 - Combinações de imperfeições geométricas iniciais nos dois estágios em que as imperfeições são consideradas.



A Figura 10 esclarece como as forças nocionais são empregadas. Elas agem no sentido em que a imperfeição global é adotada na análise avançada.

A seguir são apresentados os resultados quanto ao comportamento mecânico e o dimensionamento da estrutura porta-palete da Figura 7 sob as seguintes relações de carregamento: (i) CargaH1 / CargaH2 igual a 5,0, i.e., carregamento distribuído da Região H1 é 5 vezes maior que o da Região H2; (ii) CargaH1 / CargaH2 igual a 0,2, ou seja, o carregamento da Região H2 é 5 vezes maior que o da Região H1.

3.2.1 Efeito das imperfeições geométricas iniciais

A análise avançada efetuada em cada uma das relações de CargaH1 / CargaH2 é responsável por indicar a capacidade da estrutura. O valor de pico multiplicado pelas cargas inseridas na análise avançada gera a carga total admissível para cada região. A Tabela 2 reúne os resultados obtidos de carregamento crítico para cada caso.

Tabela 2 - Valores de carregamento obtidos no pico das análises avançadas.

Tipo	CargaH1/CargaH2	CargaH1 (kN.cm)	CargaH2 (kN.cm)
I	5	0,086979	0,017396
	0,2	0,023189	0,115944
II	5	0,098720	0,019744
	0,2	0,024185	0,120926
III	5	0,098295	0,019659
	0,2	0,022640	0,113201
IV	5	0,095142	0,019028
	0,2	0,022588	0,112939

As Figuras 11 e 12 mostram o efeito das imperfeições geométricas nos valores de carregamento máximos possíveis para cada relação CargaH1/CargaH2. Os resultados da Figura 12 tratam-se da diferença de carregamento de cada caso relativo ao caso Tipo I.

Figura 11 – Comportamento da capacidade de carga nas Regiões H1 e H2 em função da relação de carregamentos e do tipo de imperfeição.

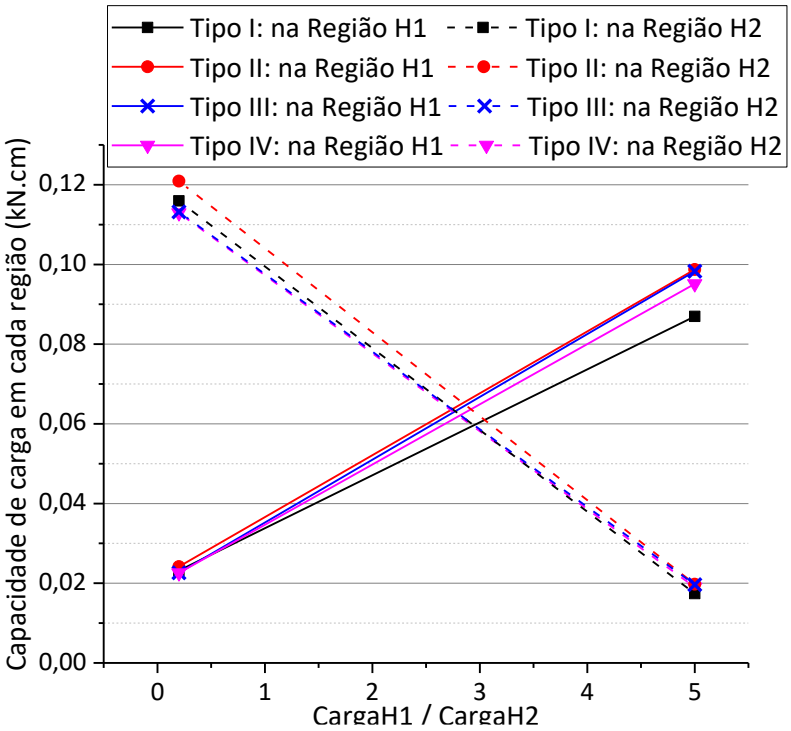
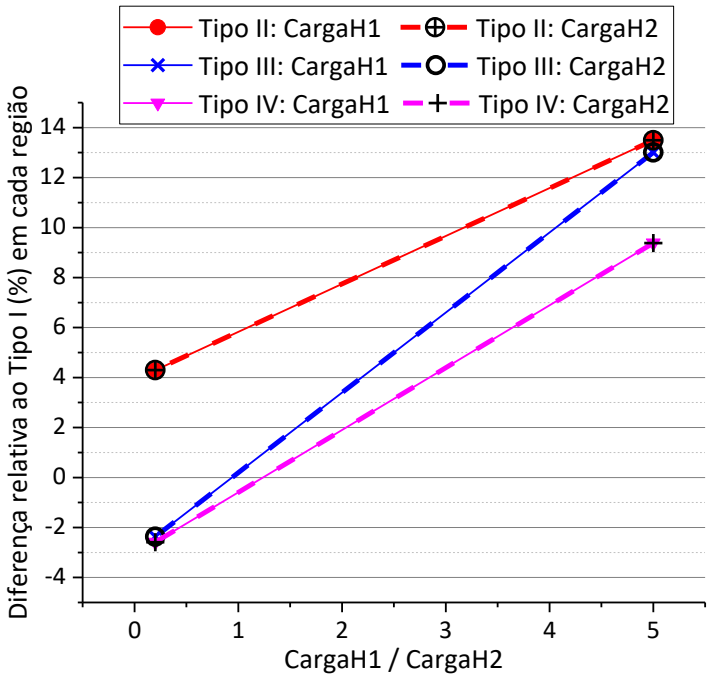


Figura 12 – Comportamento da capacidade de carga na Região H1 (CargaH1) e na Região H2 (CargaH2) em termos de diferenças relativas às capacidades de carga para o Tipo I.



Das Figuras 11 e 12 é possível concluir sobre o comportamento da capacidade de carga em cada região:

(i) Em termos de diferenças absolutas, os maiores valores de diferença foram encontrados na razão de carregamentos igual a 5 para a Região H1 e igual a 0,2 para a Região H2.

(ii) Em termos de diferenças relativas ao caso Tipo I, a Figura 12 mostra que o comportamento das Regiões H1 e H2, frente às mudanças de imperfeições geométricas iniciais, é semelhante. Isto é, dada uma alteração do modo de imperfeição, o acréscimo/decréscimo no valor da capacidade de carga observado na Região H1 é praticamente o mesmo, em termos percentuais, que observado na Região H2.

Observando as Figuras 11 e 12 e a Tabela 2, conclui-se que, para as relações de carga estudadas, o tipo de imperfeição que leva a estrutura a sua situação mais crítica é: a imperfeição Tipo I para a razão de cargas igual a 5,0 e o Tipo IV para a razão de cargas igual a 0,2 , pois tratam-se das imperfeições em que ambas as regiões obtiveram seus valores mínimos de carga dentre as demais imperfeições.

3.2.2 Comparação das normas de projeto

A Tabela 3 reúne os resultados das análises numéricas efetuadas em termo de dimensionamento.

Tabela 3 – Resultado das expressões de interação M-N.

Porta-palete		Resultado das expressões de interação (Coluna crítica)						$(u_2 / u_1)_{máximo}$	
Tipo	CargaH1 / CargaH2	Análise avançada		AISI		RMI		AISI	RMI
I	5	1,0268	(C19)	1,1020	(C7)	1,1217	(C7)	1,6207	1,5366
I	0,2	0,9566	(C45)	1,3992	(C41)	1,4865	(C33)	1,4666	1,4369
II	5	0,9933	(C19)	1,2531	(C7)	1,2753	(C7)	1,7585	1,6252
II	0,2	0,9734	(C41)	1,4597	(C41)	1,5505	(C41)	1,4819	1,4545
III	5	0,9943	(C7)	1,2462	(C19)	1,2695	(C19)	1,7831	1,6670
III	0,2	Falha das longarinas da Região H2						1,4478	1,3979
IV	5	1,0344	(C25)	1,2060	(C19)	1,2284	(C19)	1,7481	1,6032
IV	0,2	0,9639	(C33)	1,3636	(C41)	1,4498	(C41)	1,4474	1,3994

Os resultados das colunas críticas mostrados na Tabela 3 indicam um conservadorismo do método da análise direta e um conservadorismo ainda maior para o método do comprimento efetivo.

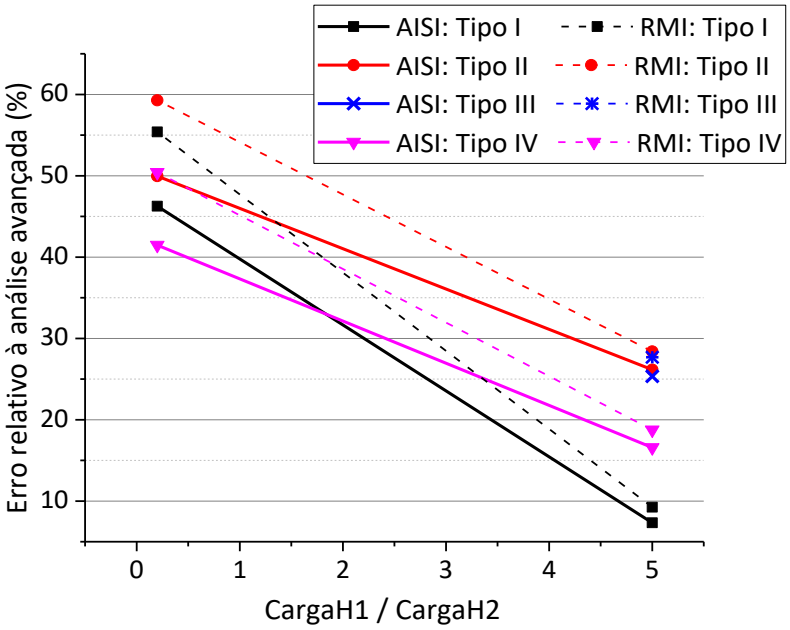
Na Tabela 3 é possível observar que em todos os casos estudados, a máxima interação M-N correspondeu aos pilares ao nível do piso. Além disso, nota-se a mudança do comportamento mecânico do pórtico com a alteração das imperfeições por meio das mudanças das colunas críticas. Observa-se também que não necessariamente a coluna crítica da análise avançada foi a mesma que as das análises AISI e RMI. Todavia, as colunas críticas das análises AISI e RMI foram, na maioria dos casos, as mesmas.

Para o caso CargaH1 / CargaH2 igual a 0,2 com imperfeição do Tipo III não foram indicados os resultados das expressões de interação pois a falha do sistema ocorreu nas longarinas da Região H2 ao invés de nas colunas. Isto é, além da coluna crítica se alterar com a configuração de imperfeição adotada, o tipo de falha observado no sistema também muda.

As normas de projeto especificam que o dimensionamento deve ser efetuado com base na condição de imperfeição geométrica inicial mais crítica para a estrutura. Com base no estudo da seção 3.2.1, dentre as imperfeições avaliadas, o dimensionamento seria efetuado com base na imperfeição do Tipo I para a razão de cargas igual a 5,0 e com base na do Tipo IV para a razão de cargas igual a 0,2. Todavia, vale lembrar que o método do comprimento efetivo previsto nas normas americanas não permite ser aplicado para casos em que $(u_2/u_1)_{máximo}$ for superior à 1,5.

A Figura 13 mostra o comportamento do erro relativo à análise avançada obtidos das análises AISI e RMI, respectivamente.

Figura 13 – Erros relativos obtidos para as análises AISI e RMI em função do tipo de imperfeição.



A Figura 13 mostra que todos os erros relativos para a condição CargaH1/ CargaH2 igual a 0,2 foram muito maiores que para o caso em que a razão de carga foi igual a 5,0 tanto nas análises AISI quanto RMI. O comportamento dos erros relativos para a análise AISI foi muito semelhante à obtida na análise RMI com a diferença que, para todos os casos de imperfeição, os erros relativos da análise AISI foram menores.

Como comentado, o método do comprimento efetivo previsto nas normas americanas não permite ser aplicado para casos em que $(u_2/u_1)_{máximo}$ é superior à 1,5. Nas análises apresentadas neste estudo, apenas o caso de CargaH1 / CargaH2 igual a 0,2 enquadra-se neste requisito, que são justamente os altos valores de erro relativo mostrados na Figura 13.

Além disso, ao comparar os resultados do Tipo I com os do Tipo II, e/ou do Tipo III com o Tipo IV, nota-se que as expressões de interação sofreram alterações em função da imperfeição local considerada. Isto é, apesar das normas de projeto especificarem metodologias para a consideração das imperfeições globais, o conhecimento das imperfeições locais também afeta o comportamento mecânico dos porta-paletes. Os maiores efeitos das imperfeições locais foram observados para a razão de carregamentos igual a 5,0 tanto para as análises AISI quanto RMI, chegando a uma diferença de 19% de conservadorismo. Desta forma, é comprovada a influência dos modos de imperfeições locais nas análises estruturais e, portanto, avanços devem ser efetuados no sentido de propor metodologias práticas para sua consideração na etapa de análise estrutural de forma análoga ao que ocorre com as globais por meio das forças nocionais.

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou um estudo sobre os efeitos das imperfeições geométricas iniciais no comportamento mecânico e no dimensionamento de um porta-palete irregular sob diferentes tipos de carregamento. Os modelos numéricos desenvolvidos permitiram captar o comportamento fora do plano das colunas.

Quatro configurações de imperfeição geométrica inicial foram avaliadas. Os resultados apresentados mostram que o tipo de imperfeição geométrica considerado altera:

(i) A capacidade de carga de uma unidade como mostrou as Figuras 11 e 12.

(ii) As colunas críticas de uma estrutura;

(iii) A falha da estrutura como observado no caso de CargaH1 / CargaH2 igual a 0,2. Para as imperfeições do Tipo I, II e IV houve falha nas colunas. Porém, para o Tipo III a falha do sistema ocorreu nas longarinas da Região II.

(iv) O conservadorismo das normas de projeto. O método do comprimento efetivo previsto pelo RMI MH16.1:2012[9] gerou, para todos os tipos de imperfeição analisados, resultados mais conservadores do que os gerados pelo método da análise direta da ANSI/AISI S100:2016[5]. Ainda assim, o conservadorismo elevado do método da análise direta (de até 50% para o Tipo II e CargaH1 / CargaH2 igual a 0,2) indica que avanços neste procedimento de dimensionamento devem ser efetuados. Além disso, foi atestada a influência dos modos de imperfeições locais nas análises das estruturas porta-paletes, indicando que avanços também devem ser efetuados no sentido de considerá-los na etapa da análise estrutural.

Vale lembrar que devido ao tipo de elemento finito utilizado, os resultados apresentados neste trabalho não consideram os efeitos de instabilidades locais e distorcionais da estrutura.

Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e com o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - Brasil (CNPq) – nº do Processo 140458/2017-4.

REFERÊNCIAS

1 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15524-2: Sistemas de armazenagem. Parte 2: Diretrizes para o uso de estruturas tipo porta-paletes seletivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

4 American Society of Civil Engineers. Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design, Task Comitee on Effective Length, ASCE, New York, N.Y.;1997.

5 American Iron and Steel Institute. ANSI/AISI S100. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, D.C.;2016.
6 American Institute of Steel Construction. ANSI/AISC 360. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois;2016.
7 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
8 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.
9 Rack Manufacturers Institute. Specification for the Design, testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks. Charlotte (USA): Rack Manufactures Institute;2012.
10 Sarawit, A.T., Peköz, T. Cold-Formed Steel Frame and Beam-Column Design. Research Report RP03-2, Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 2006.
11 Sarawit, A.T., Peköz, T. Notional load method for industrial steel storage racks. Thin-Walled Structures.2006; 44, 1280-1286.
12 Dória, A.S., Malite, M., Vieira Jr., L.C.M. On Frame Stability Analysis. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Reasearch Council, St. Louis, Missouri;2013.
13 Lavall, A.C.C., Silva, R.G.L., Costa, R.S, Fakury, R.H. Advanced analysis of steel frame using the Brazilian Standard. Revista da Estrutura de Aço. 2013; 2 (3) 146-165.
14 Rasmussen, K.J.R., Gilbert, B.P. Analysis-Based Design Provisions for Steel Storage Racks. Journal of Structural Engineering.2013; 139 (5) 849-859.
15 Trouncer, A.N., Rasmussen, K.J.R. Ultra-light gauge steel storage rack frames. Part 1: Experimental investigations. Journal of Constructional Steel Research.2016; 124, 57-76.
16 Trouncer, A.N., Rasmussen, K.J.R. Ultra-light gauge steel storage rack frames. Part 2 – Analysis and design considerations of second order effects. Journal of Constructional Steel Research.2016; 124, 37-46.
17 Zhao, X., Wang, T., Chen, Y., Sivakumaran, K.S. Flexural behavior of steel storage rack beam-to-upright connections. Journal of Constructional Steel Reasearch. 2014; 99, 161-175.
18 Godley, M.H.R., Beale, R.G., Feng, X. Rotational stiffnesses of semi·rigid baseplates. Proceedings of the Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri U.S.A.;1998.
19 Sarawit, A.T., Peköz, T. Design of industrial storage racks. Proceedings of Sixteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, Florida USA, 369-384;2002.
20 Vogel, U. Calibrating Frames. Stahlbau, 10, 295-301;1985.
21 Galambos, T.V., Ketter, R.L. Columns under Combined Bending and Thrust. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE. 1959; 85, no. EM2, 1-30.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO ENTRE AS PLACAS CIMENTÍCIAS E O RETICULADO DE AÇO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING *

Ana Carolina Saraiva Cardoso[1]
Francisco Carlos Rodrigues[2]
Maria Teresa Paulino Aguilar[3]
Rodrigo Barreto Caldas[4]
Janaína Costa Rezende[5]

Resumo

Esta pesquisa apresenta os resultados de um estudo teórico-experimental do comportamento da ligação de placas cimentícias com os perfis de aço formados a frio do sistema construtivo Light Steel Framing (LSF). A placa cimentícia é usada como vedação neste sistema estrutural. Entretanto, por possuir considerável resistência mecânica, esta será avaliada por meio de ensaios para verificar sua contribuição no sistema estrutural como um todo. Sobretudo no subsistema da parede de cisalhamento, as placas de revestimento ligadas aos perfis podem ajudar a resistir as forças laterais e aos deslocamentos excessivos. Foram realizados ensaios de deslizamento para avaliar a ligação entre placa e reticulado metálico. O modelo de corpo de prova foi construído em dimensões reduzidas para avaliar o comportamento dos parafusos de borda de placa em uma parede de cisalhamento. Observou-se que quanto menor o espaçamento axial dos parafusos maior será a força máxima (Pmáx) alcançada no ensaio e maior serão os valores da rigidez (ke), da energia dissipada e da ductilidade (μ). A força máxima suportada por cada ligação parafusada se manteve constante para os dois espaçamentos axiais dos parafusos utilizados: 150mm e 300mm.

Palavras-chave: Placas cimentícias; Perfis de aço formados a frio; Light Steel Framing; Painel de cisalhamento.

STUDY OF THE BEHAVIOR OF THE CEMENT BOARD - STEEL FRAME CONNECTION OF THE LIGHT STEEL FRAMING SYSTEM

Abstract

This research presents a Theoretical-Experimental Study on the Cement board connection behavior with steel reticulate profiles of the Ligth Steel Framing (LSF) construction system. The cement board is use to sealing the system. However, it have a considerable mechanical resistance and, maybe, can make part of the structural system. The cement board will replace the conventional bracing system. For this, it will be of great importance to observe the behavior of the connection between the cement board and the steel frame, that is, how the self-tapping screws are working in connection with theses structural components. Push tests were carried out to evaluate the connection between plate and steel frame, one model of

reduced scale specimens were designed to evaluate the edge screws in a shear wall. It was observed that: It was observed that the lower the axial spacing of the screws the higher the maximum force (Pmax) achieved in the test and the higher the values of stiffness (ke), dissipated energy and ductility (μ); The maximum force supported by each screw connection remained constant for the two axial spacings of the bolts used: 150mm and 300mm.

Keywords: Cold-Formed profiles; Light Steel Framing; Cement Board; Shear wall.

[1] Engenheira Civil, Mestranda, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Dr. Prof. titular, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.
[3] Engenheira Metalúrgica, Dra. Profa. Titular, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.
[4] Engenheiro Civil, Dr. Prof. Titular, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.
[5] Arquiteta, Mestranda, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A industrialização da construção civil é uma realidade consolidada para o setor construtivo brasileiro. Neste contexto, o Light Steel Framing (LSF) ganhou adeptos, gerou novas linhas de estudos, pesquisa e aparece como uma boa opção para este mercado cada vez mais exigente e qualificado.

O LSF é um sistema construtivo que alia a construção rápida, a seco e um canteiro de obra reduzido. O uso de placas como revestimento agiliza ainda mais a produtividade da obra. Os revestimentos externos utilizados são as placas de Oriented Strand Board (OSB) e Placa Cimentícia (PLC).

Um importante subsistema do LSF é o *shear wall*, ou parede de cisalhamento, que ajuda na estabilização lateral da estrutura. Atualmente, o que é utilizado na estabilização dos painéis (como contraventamento) são perfis ou fitas de aço. Neste sentido, ao se obter a rigidez das ligações de borda e de centro do conjunto placa cimentícia, parafuso e reticulado metálico, pode-se futuramente empregar tal parâmetro nos cálculos estruturais.

Já existem estudos visando conhecer o comportamento das ligações entre o reticulado metálico de aço do LSF com a placa de OSB. Entretanto, não existem estudos nacionais relativos ao comportamento do conjunto PLC e perfis de aço formados a frio no LSF. Ao estudar como este conjunto se comporta, damos um grande passo no sentido de avaliar a viabilidade de considerarmos as placas cimentícias como parte do corpo rígido da estrutura, ou seja, atuando como elemento de contraventamento da estrutura metálica.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo analisar a ligação das placas cimentícias com o reticulado metálico do sistema estrutural Light Steel Frame. Para isto, será realizado um estudo teórico e experimental das propriedades mecânicas do conjunto placa cimentícia, parafuso e reticulado metálico de perfis formados a frio.

Os objetivos específicos são averiguar o comportamento do painel (placa cimentícia, parafuso e reticulado metálico) e obter o valor da rigidez das ligações de borda dos montantes do modelo ensaiado.

1.2 Revisão da literatura

1.2.1 Painel de cisalhamento

A parede de cisalhamento é a parede perpendicular à parede barlavento. Conforme ilustra a Figura 1, as paredes *shear wall* são submetidas a forças de cisalhamento ao longo da sua largura. Tal solicitação origina-se nas forças laterais que incidem no painel barlavento e são transmitidas através dos elementos estruturais. As paredes de cisalhamento são responsáveis por resistir às forças laterais e aos deslocamentos excessivos.

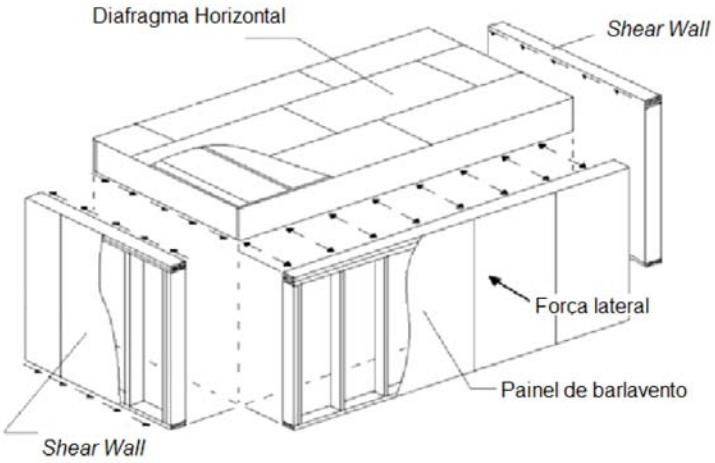


Figura 1 - Sistema de distribuição de força lateral (Fonte: VITOR, 2012 (1))

1.2.2 Placas Cimentícias

A placa cimentícia (PLC) é um material de aplicação ampla e diversificada, bem aceito no mercado e é facilmente encontrada em diversos tipos de obras. Segundo Speck (2014) (2) as chapas lisas fabricadas em fibrocimento, surgiram no mercado nacional por volta dos anos 1970. Sua comercialização se intensificou a partir de 1990, com o desenvolvimento do mercado de construção a seco e industrializada e com a retirada do amianto de sua composição em meados desta mesma década. Logo, as placas cimentícias passaram a ser utilizadas em larga escala e tem como principal aplicação o fechamento de painéis de LSF e em fachadas de modo geral.

Segundo Medeiros (2005) (3), no Brasil, a maioria das placas cimentícias é produzida com uma mistura de cimento Portland, agregados naturais de celulose reforçadas com fios sintéticos e em menor escala encontram-se placas reforçadas com telas de fibra de vidro. Ainda segundo este mesmo autor, as principais características da PLC são a elevada durabilidade, a resistência a impactos e à umidade, é incombustível e compatível com quase todos os tipos de acabamento. Hofmann (2015) (4) destaca ainda a facilidade de corte, possibilidade de compor paredes curvas depois de saturadas em água e baixo peso próprio (até 18 kg/m²) facilitando o transporte e manuseio. A PLC cimentícia pode ainda ser utilizada como revestimento final simulando o acabamento em concreto aparente conforme Figura 2.



Figura 2 - Revestimento de fachada em placa cimentícia aparente. (Fonte: https://lacarlotamaderas.com/como-colocar-placas-cemento-superboard/ acessado em 23/01/2019 (5))

No Brasil as placas cimentícias são normatizadas pela ABNT por meio da norma NBR 15498: 2016 - Placa de fibrocimento sem amianto - Requisitos (6). De acordo com esta norma as placas cimentícias são definidas como "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".Esta norma classifica as placas em classes A e B de acordo com o local adequado para a sua aplicação, conforme mostra a Tabela 1. A norma NBR 15498 (ABNT, 2016) define ainda cinco categorias de placas para cada classe. "As especificações das resistências das placas da classe A devem corresponder à condição saturada, e as amostras devem ser ensaiadas saturadas. As especificações das resistências das placas da classe B devem corresponder à condição de equilíbrio, e as amostras devem ser ensaiadas na condição de equilíbrio" (ABNT, 2016). A Tabela 2 apresenta os requisitos de resistência à tração na flexão.

Tabela 1 - Classificação das placas cimentícias segundo a sua aplicação. (Fonte: ABNT NBR 15498:2016 (6))

Classe	A	B
Aplicação	Aplicações externas sujeitas à ação direta de sol, chuva, calor e umidade. Podem ser fornecidas com ou sem revestimento.	Aplicações internas e aplicações externas não sujeitas à ação direta de sol, chuva, calor e umidade.

Tabela 2 - Requisitos de resistência à tração na flexão (Fonte: ABNT NBR 15498:2016 (6))

Categoria	Placas da classe A	Placas da classe B
1	-	4MPa
2	4MPa	7MPa
3	7MPa	10 MPa
4	13 MPa	16 MPa
5	18 MPa	22 MPa

1.2.3 Pesquisa realizada por Baldassino *et al* (2014) (7)

A pesquisa em questão trata da análise dos ensaios de quatro tipos de painéis (ver Figura 3) de LSF com ou sem contraventamentos de fitas de aço e treliças, com seis tipos de revestimentos em placas (ver Tabela 3) e em oito configurações diferentes conforme Tabela 4. Todas as paredes têm 2400 mm de altura, 3018 mm de largura e espessura de 100 mm mais a espessura das placas quando as paredes forem revestidas. Os montantes são espaçados em 400 mm e possuem tensão de escoamento (fy de 280 MPa).

Os painéis foram submetidos a um carregamento vertical uniforme e um carregamento lateral variável a taxas controladas de força. Formam feitos ensaios com carregamento monotômico e cíclico. A Figura 4 apresenta a máquina usada para a aplicação das forças. Durantes os ensaios foram registrados as forças e os deslocamentos (ver Figura 5). A Figura 6 ilustra o comportamento dos painéis ao serem submetidos a ensaios com carregamento lateral monotômico. Cada linha representa uma configuração diferente de painel e fechamento conforme a legenda.

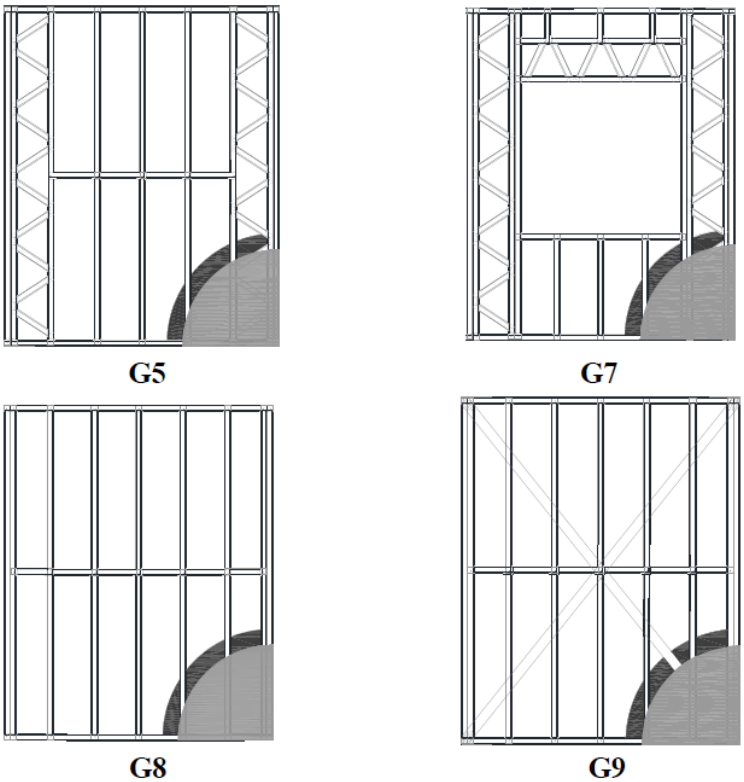


Figura 3 – Tipos de painéis (Fonte: Baldassino *et al*., 2014 [7])

Tabela 3 - Tipos de Revestimentos (Fonte: Baldassino *et al.*, 2014 - Adaptado[7])

ID	Produto	Empresa	Material	Espessura Nominal (mm)
A	Aquaroc	Gyproc-Saint Gobain	Placa Cimentícia	12,5
B	Rigidur	Gyproc-Saint Gobain	Placa Cimentícia& Fibras de celulose	12,5
E	Bluclad	Edilit	Placa Cimentícia reforçadas com Fibras	10,0
F	Duripanel	Edilit	Chapa cimento e fibra de madeira	12,5
G	Powerpanel	Farmacell	Painéis de Cimento ligados reforçados com fibra de vidro	12,5
H	Fermacell	Farmacell	Placa de Gesso acartonado	12,5

Tabela 4 - Configuração dos painéis revestidos (Fonte: Baldassino *et al.*, 2014 - Adaptado[7])

Nome	Revestimento		Tipo de Carregamento
	Lado 1	Lado 2	
G5 100 400 BB-1	B	B	Monotômico
G5 100 400 BB-2	B	B	Cíclico
G7 100 400 AB-1	A	B	Monotômico
G8 100 400 EF-1	E	F	Cíclico
G8 100 400 EF-2	E	F	Monotômico
G8 100 400 BB-1	B	B	Cíclico
G9 100 400 GH-1	G	H	Monotômico
G9 100 400 GH-2	G	H	Cíclico



Figura 4 - Configuração do ensaio (Fonte: Baldassino *et al*., 2014[7])



Figura 5 - Detalhe da posição dos medidores de deslocamento (Fonte: Baldassino *et al*., 2014[7])

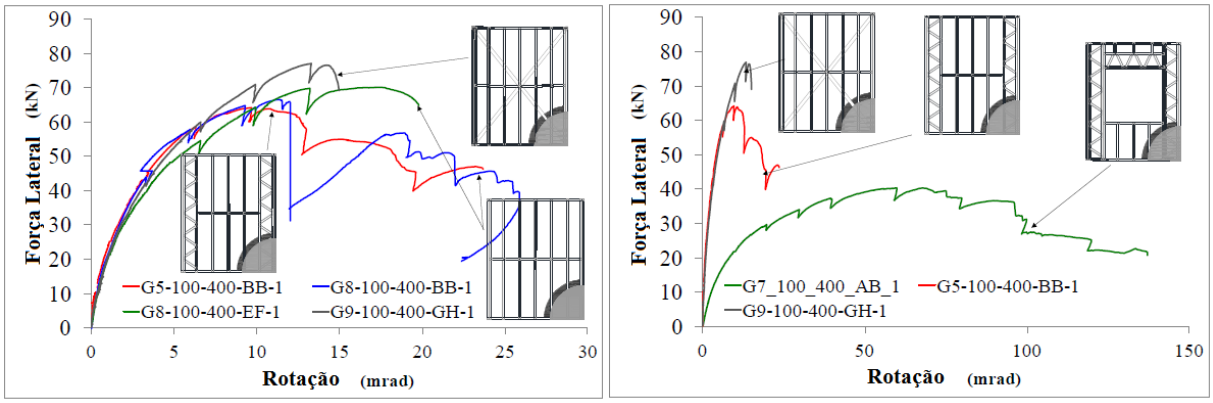


Figura 6 - Gráfico da força lateral versus deslocamentos resultantes dos ensaios monotômicos (Fonte: Baldassino *et al*., 2014 - Adaptado (7))

A Figura 7 representa o resultado do painel tipo G9 ao ser submetido a carregamento lateral monotômico em duas configurações: sem revestimento e encapsulado com uma placa de gesso acartonado (H) e painéis de Cimento ligados reforçados com fibra de vidro (G).

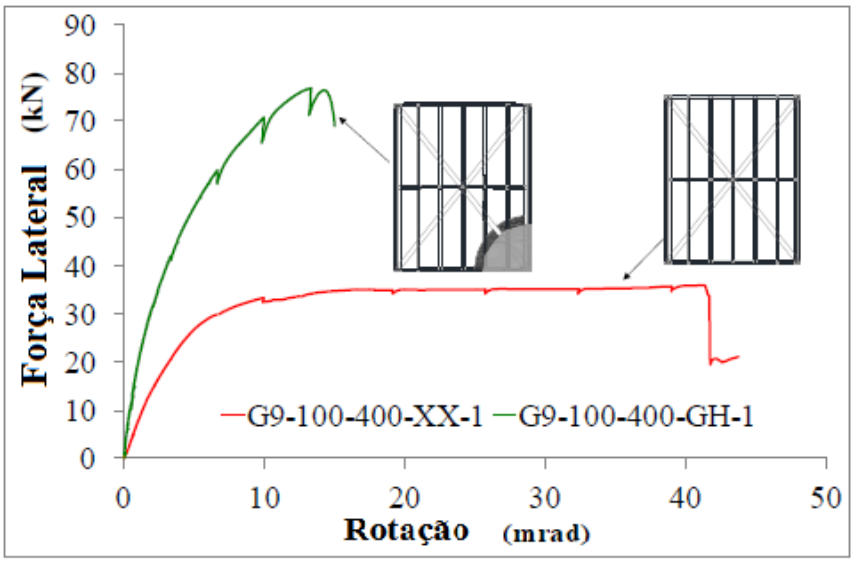


Figura 7 - Resultado do ensaio de painéis G9 com e sem fechamento GH (Fonte: Baldassino *et al.*, 2014 - Adaptado (7))

Testes de cisalhamento da ligação painel-revestimento

Foram realizados 37 ensaios de cisalhamento de um modelo reduzido de painel respeitando um mínimo de mínimo 4 ensaios de cada. Assim como dito anteriormente nestes testes também foram realizados ensaios adicionais para os conjuntos com uma dispersão de resultados superior a 10%.

A Figura 8 apresenta os modelos ensaiados em duas vistas e a configuração do ensaio onde a posição de dois dos medidores de deslocamentos (são quatro no total, dois de cada lado) também pode ser observada. As forças e os deslocamentos foram registrados durante a realização dos testes. A Tabela 5 representa os resultados obtidos através das medições.

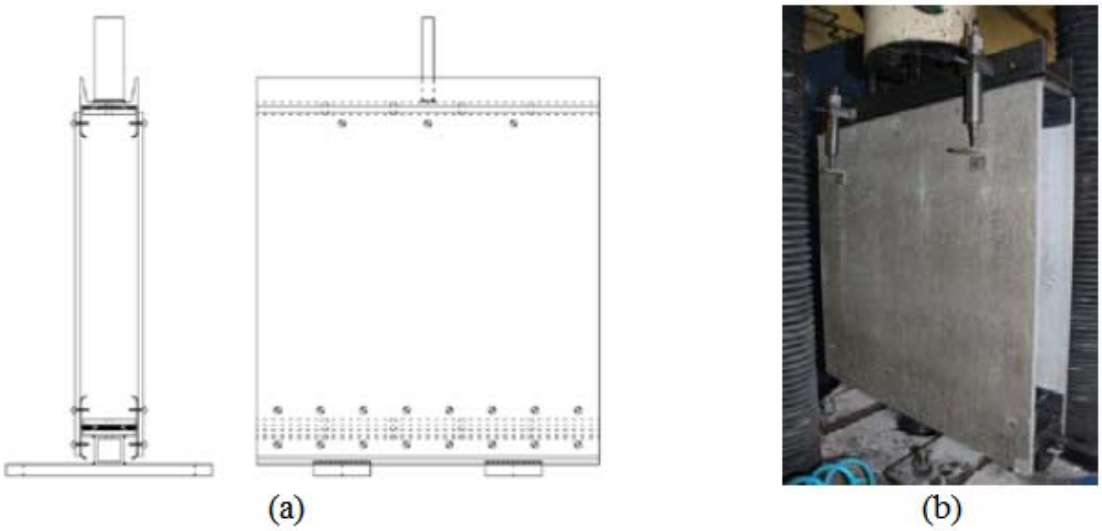


Figura 8– (a) Vistas frontal e lateral do projeto dos modelos ensaiados ea(b) configuração real do ensaio (Fonte: Baldassino *et al.*, 2014 (7))

Tabela 5 - Resultados dos ensaios de cisalhamento do conjunto placa, parafuso e PFF (Fonte: Baldassino *et al.*, 2014 - Adaptado (7))

Tipo de Revestimento	n. **Ensaios**	$k_{40\%}$ N/mm	$k_{40\%,min}$ N/mm	$k_{40\%,max}$ N/mm	F_u N	$F_{u,min}$ N	$F_{u,max}$ N
A	8	2575	732	4112	5266	4280	6520
B	4	2848	2603	3052	7530	7350	7710
E	6	2370	1055	4239	8760	7130	10400
F	7	1410	818	1963	7935	6080	9275
G	6	1928	1152	2728	4671	3400	5900
H	6	2054	1432	2564	6503	4820	7140

1.2.4 Pesquisa realizada por Accorti *et al* (8)

A pesquisa realizada por Accorti *et al* (8) esta relacionada com a pesquisa realizada por Baldassino *et al* (7). Desta forma, faz-se necessária a leitura anterior do item 1.2.3, uma vez que a nomenclatura utilizada nos tipos de painéis, nos revestimentos e nos painéis revestidos é a mesma conforme Figura 3, Tabela 3 e Tabela 4.

Ensaios das paredes como s*hear Wall*

A Figura 9 ilustra a configuração do ensaio das paredes de cisalhamento com a aplicação de forças horizontais e verticais. A força vertical aplicada foi de 17.07 kN/m, o que representaria o fator de carregamento de um edifício de dois andares. O máximo deslocamento horizontal permitido pelo sistema foi de 200mm e ±100mm para o carregamento monotômico e cíclico, respectivamente. Em alguns testes, essa limitação não permitiu atingir o deslocamento máximo do corpo de prova ensaiado.

Para a construção dos modelos, os perfis utilizados foram perfis com alma de 100 mm e mesa de 50 mm e fitas de aço com 85mm de largura. Todos os elementos tem espessura de 1,20 mm de espessura. A Figura 10 mostra a ligação de uma fita de aço com os perfis da borda.

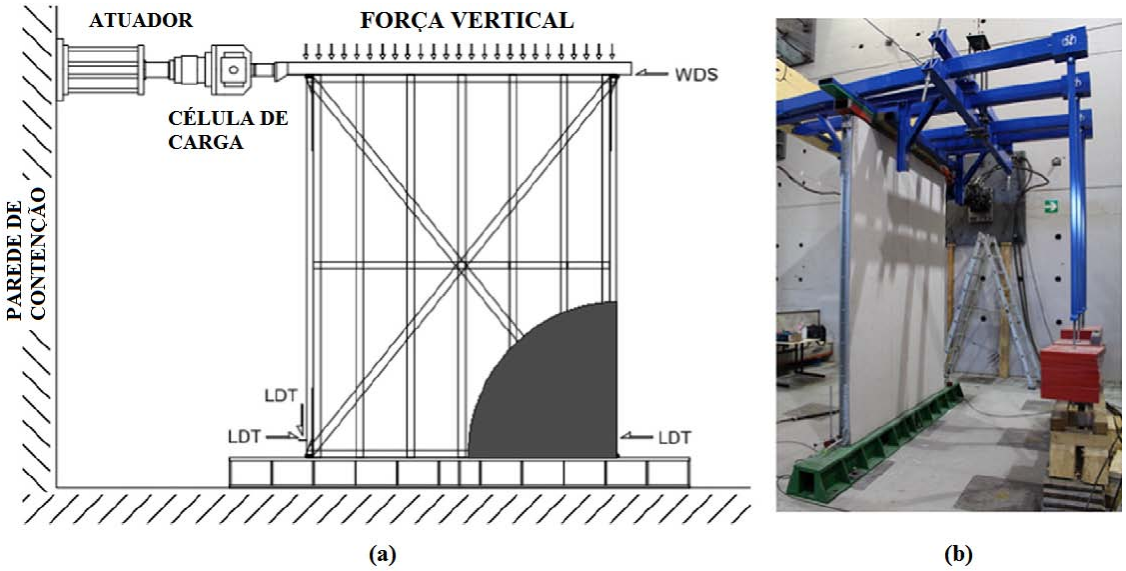
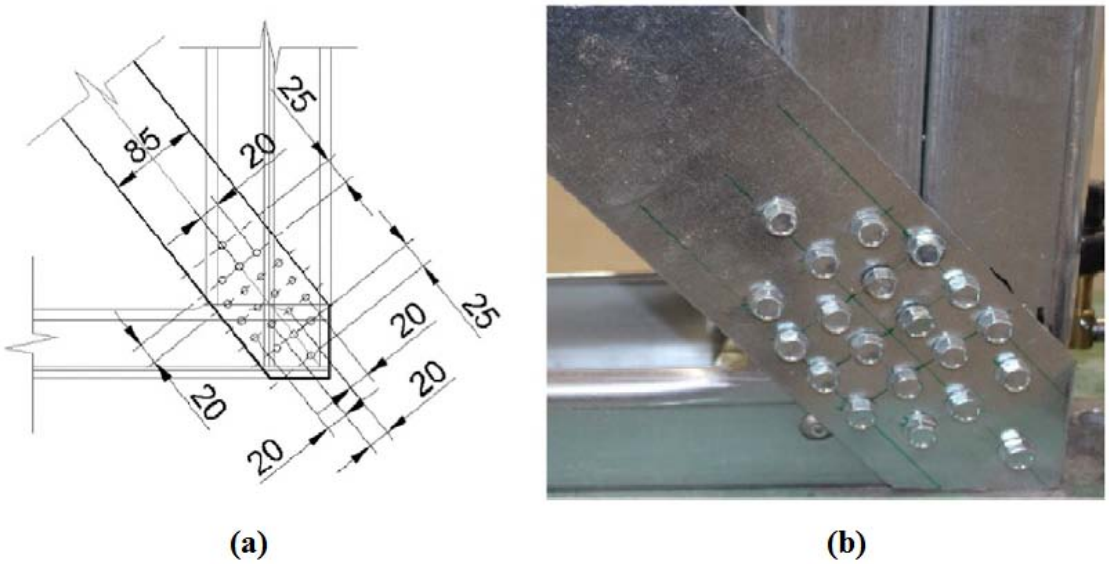


Figura 9–(a)Esquema ilustrativo do sistema de ensaio e (b) configuração do ensaio no laboratório (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado (8))



(a) (b)

Figura 10 - Detalhes da ligação da fita de aço (medidas em mm)(Fonte: Accorti *et al*, 2016 (8))

Tabela 6 - Revestimento dos painéis ensaiados (Fonte:Accorti *et al*, 2016- Adaptado[8])

Modelo	Revestimento	
	Lado 1	Lado 2
G6 100 400 XX	-	-
G7 100 400 XX	-	-
G9 100 400 XX	-	-
G5 100 400 BB	B	B
G8 100 400 EF	E	F
G9 100 400 GH	G	H

Os parafusos utilizados na ligação entre perfis foram os parafusos auto-brocantes 6,3 mm × 25 mm com espaçamento de 300 mm, entre perfil e revestimento utilizaram-se parafusos auto-brocantes 4,2 mm × 25 mm. Nas paredes G5 100 400 BB e G8 100 400 EF o espaçamento entre os parafusos que ligavam o revestimento à placa eram de 150 mm e 300 mm, para parafusos na borda e internos, respectivamente. Na parede G9 100 400 GH os espaçamentos foram de 200mm e 400mm, para parafusos na borda e internos à placa, respectivamente.

Os ensaios mostraram que a presença de revestimento com placas altera significativamente a respostas dos painéis e seu modo de colapso. Pode-se comprovar estas mudanças observando os modos de falhas sem revestimento da Figura10 e os colapsos com revestimento observados na Figura11. A Tabela7 e a Tabela 8 apresentam os resultados obtidos, onde a rigidez foi calculada com 40% da resistência máxima ($0{,}4F_{ult}$).A Figura 12 e a Figura 13, ilustram os

ensaios para o painel G6 sem revestimento e o painel G5 com revestimento, respectivamente. Ambas as figuras com carregamento cíclico em linha cheia e monotômico em linha tracejada.

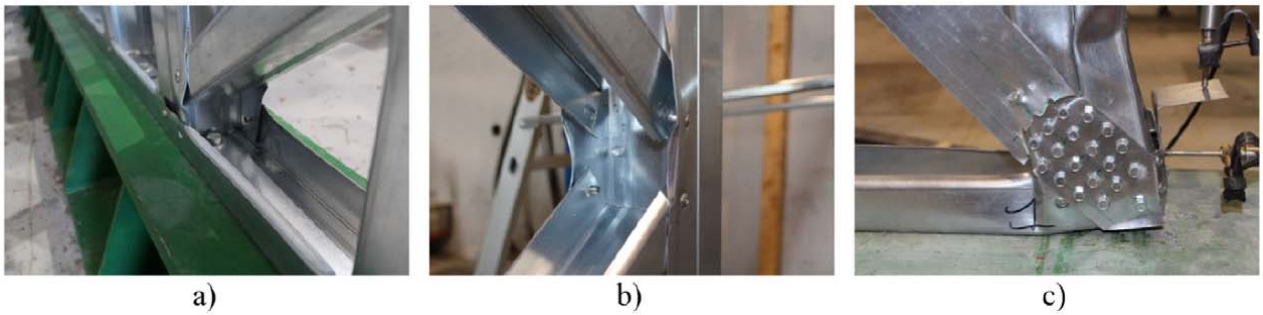


Figura 10 - Exemplos de modos de colapsopara painéis sem revestimento (Fonte: Accorti *et al*, 2016[8])

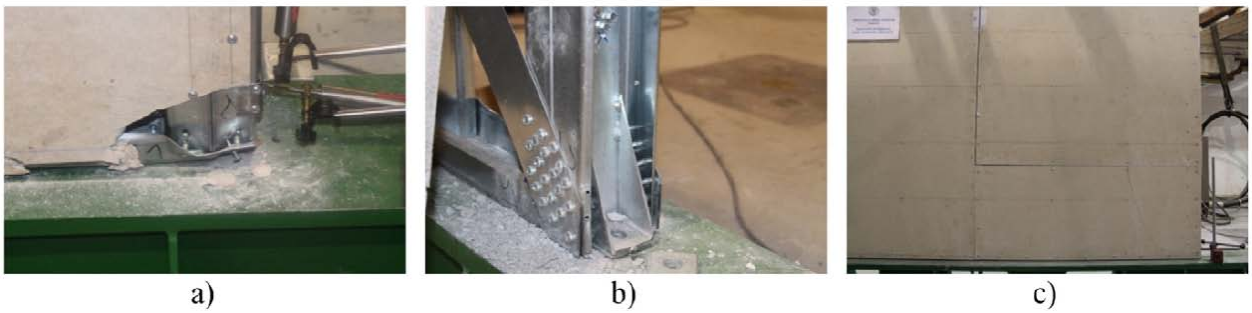


Figura 11 - Exemplos de modos de colapso para painéis com revestimento (Fonte: Accorti *et al*, 2016[8])

Tabela 7 - Resultados dos modelos sem revestimento (Fonte:Accorti *et al*, 2016- Adaptado[8])

Modelo	Tipo de Carregamento	Força Positiva			Força Negativa		
		Rigidez	Resistência última F_{ult}	Deslocamento no Fult	Rigidez	Resistência última F_{ult}	Deslocamento no Fult
		kN/m	kN	mrad	kN/m	kN	mrad
G6 100 400 XX-1	Monotônico	261	12.560	36.4	–	–	–
G6 100 400 XX-2	Cíclico	280	14.920	36.5	317	−14.960	−36.6
G7 100 400 XX-1	Cíclico	429	14.240	28.4	606	−14.880	−24.3
G9 100 400 XX-1	Monotônico	2361	35.920	40.9	–	–	–
G9 100 400 XX-2	Cíclico	2356	35.840	31.5	2388	−39.520	−25.6

Tabela 8 - Resultados dos modelos com revestimento (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

Modelo	Tipo de Carregamento	Força Positiva			Força Negativa		
		Rigidez	Resistência última F_{ult}	Deslocamento no Fult	Rigidez	Resistência última F_{ult}	Deslocamento no Fult
		kN/m	kN	mrad	kN/m	kN	mrad
G5 100 400 BB-1	Monotônico	6760	64.200	9.7	–	–	–
G5 100 400 BB-2	Cíclico	5639	62.720	10.3	5535	−60.600	−10.1
G8 100 400 EF-1	Monotônico	6044	70.040	17.3	–	–	–
G8 100 400 EF-2	Cíclico	5463	66.800	10.8	5254	−68.880	−10.6
G9 100 400 GH-1	Monotônico	5320	76.920	13.3	–	–	–
G9 100 400 GH-2	Cíclico	3824	70.760	18.0	2769	−67.120	−14.1

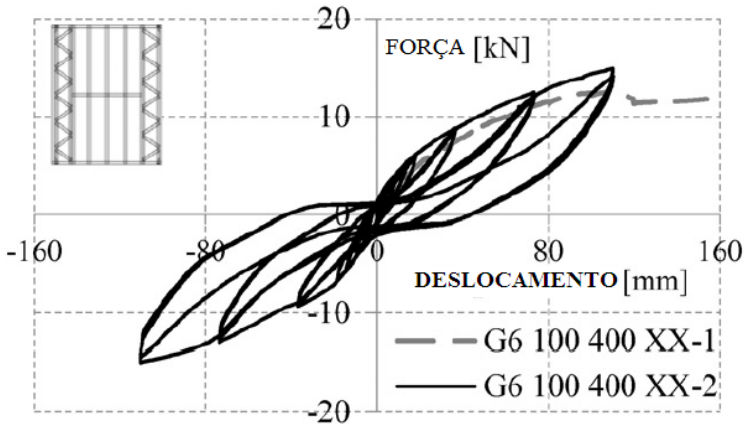


Figura 12 - Gráfico Força x Deslocamento do ensaio com o painel G6 sem revestimento (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

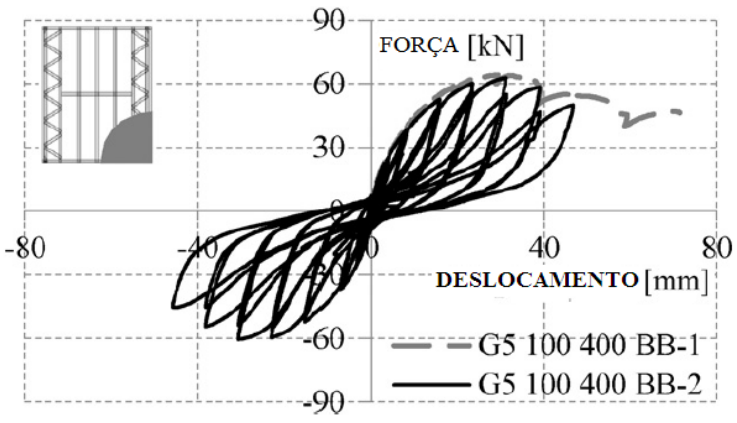


Figura 13 - Gráfico Força x Deslocamento do ensaio com o painel G5 com revestimento(Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

Segundo Accorti *et al[8]*, "a presença de revestimento nos painéis proporciona um diferente e mais eficiente mecanismo de transmissão de forças entre os perfis de aço se comparados com os painéis não revestidos. As placas de revestimento e as conexões placa-perfil redistribuem as forças entre os perfis e previnem ou retardam o fenômeno da instabilidade dos montantes simples e duplos.Entretanto, os parafusos entre os perfis e os hold-downs, e a ancoragem dos hold-downs são mais severamente tencionados. A combinação destes fatores leva a um incremento da resistência e da rigidez, mas ao preço de reduzir a capacidade última de deformação."

- ✓ **Testes de cisalhamento da ligação painel-revestimento**

Nestes testes foram ensaiados revestimentos com dimensões nominais de 600 x 600 mm com três perfis (um no topo e dois na base) conforme Figura 14. Com a intenção de induzir que a falha ocorresse nas conexões do topo do CP um número adicional de parafusos foram colocados na parte inferior do modelo.

As forças e os deslocamentos forma registrados durante a realização dos testes. A Figura 15 apresenta um gráfico com a configuração de força versus deslocamento encontrado neste tipo de ensaio e o modo de colapso do modelo.

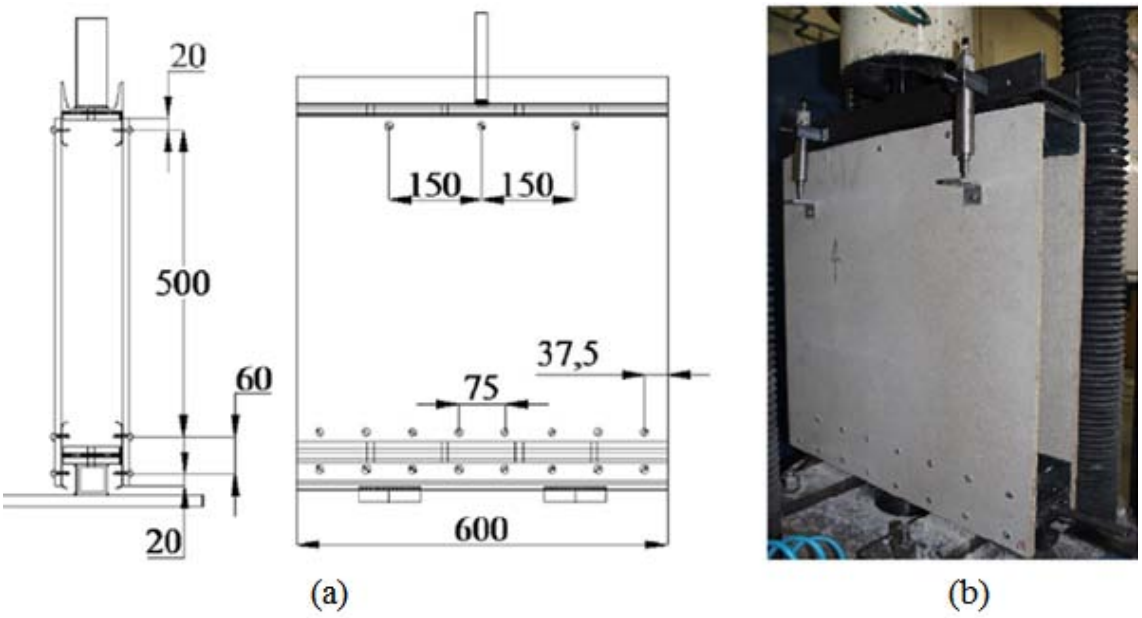


Figura 14 - (a) Vistas frontal e lateral do projeto dos modelos ensaiados e a (b) configuração real do ensaio(cotas em mm) (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado)

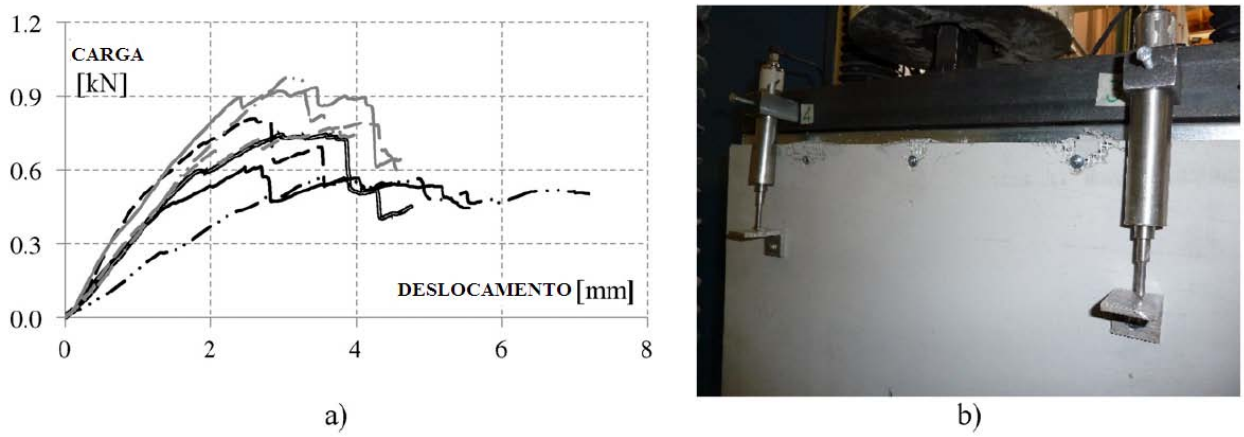


Figura 15 - Teste de cisalhamento da ligação: a) Gráfico com resultados típicos b) modo de colapso(Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

A Tabela 9 representa os valores médios da rigidez (k_{mean}) e da força de escoamento ($f_{u,mean}$) obtidas através das medições, relacionados à ligação de um único parafuso. A Figura 16 apresenta o gráfico força versus deslocamento obtido em um ensaio e ilustra a condição, área

1 (A1) igual a área 2 (A2), para o correto posicionamento da reta cuja tangente do ângulo α é igual a rigidez da ligação(k_i). Finalmente, o valor da rigidez, k_{mean}, é a média dos valores de k_i, obtidos graficamente.

Tabela 9 - Resultados dos ensaios de cisalhamento das ligações (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

Revestimento	Número de testes	k_{mean} N/mm	$F_{u.mean}$ N
B	4	582	1260
E	7	398	1460
F	7	337	1322
G	7	354	780
H	6	424	1083

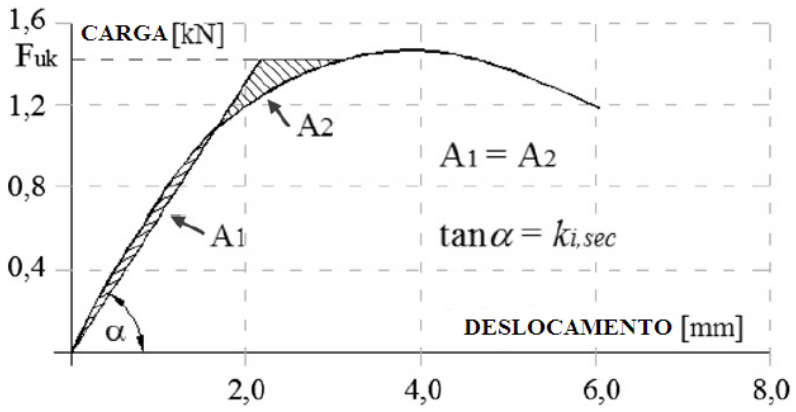


Figura 16- Gráfico com a equação para a obtenção da rigidez da ligação (Fonte: Accorti *et al*, 2016 - Adaptado[8])

1.2.5 Pesquisa realizada por Shahi *et al* (9)

Nesta pesquisa foram feitos estudos experimentais com dois modelos de painéis revestidos em apenas um dos lados ou nos dois lados por placas cimentícias análogas com espessura de 5 mm, conforme Tabela 10. As placas cimentícias foram conectadas aos montantes com parafusos espaçados em 100 mm ao longo de seu perímetro e 150 mm no interior da placa.

Os montantes utilizados têm espessura de 0,75 mm, alma nominal de 90 mm e foram espaçados de acordo com o apresentado pela referida tabela.

Foram aplicados carregamentos monotômicos e cíclicos com deslocamentos controlados a uma taxa de 2 a 4mm/min e 4 a 16mm/min, respectivamente.

Tabela 10 - Caracterização dos modelos de painéis ensaiados (Fonte: Shahi *et al,*2014 - Adaptado[9])

Modelo	Carregamento	Largura (L)	Altura (H)	Esp. Montante	H/L	Número de placas
FCB-Mon-A	Monotômico	2400 mm	2400 mm	600 mm	1,0	2
FCB-Mon-B	Monotômico	90 mm	2400 mm	450 mm	2,7	1
FCB-Cic-A	Cíclico	2400 mm	2400 mm	600 mm	1,0	2
FCB-Cic-B	Cíclico	90 mm	2400 mm	450 mm	2,7	1

✓ **Resultados ensaios monotômicos**

Após os ensaios foram elaborados os gráficos da Figura 17 e os resultados máximos de deslocamento e de força foram anotados na Tabela 11. Observou-se que FCB Mon-A é cerca de 30% mais rígido que o painel FCBMon-B. E a fase inelástica em A começou por volta de 60% da força última, ao passo que no painel B a fase inelástica teve seu início quando foi atingida 40% da força última.

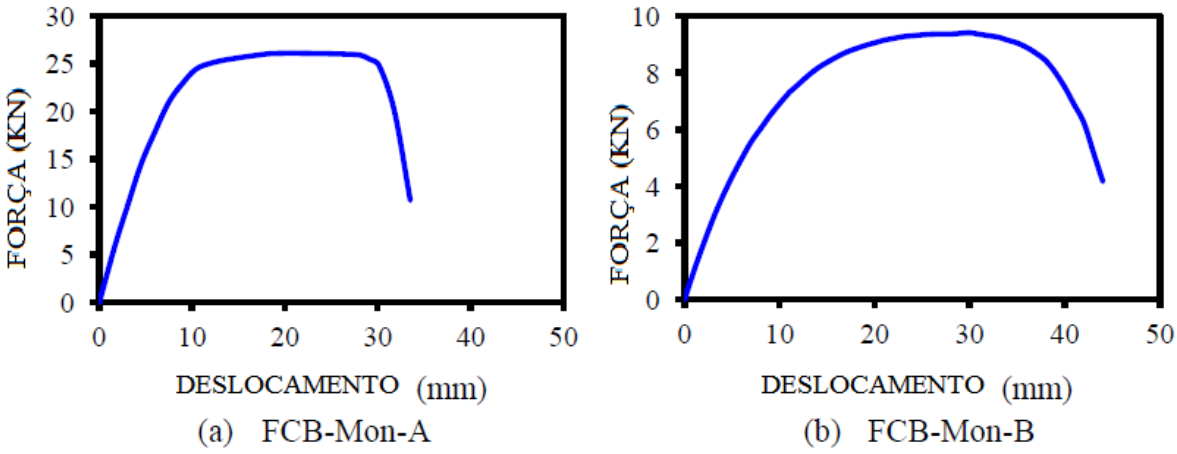


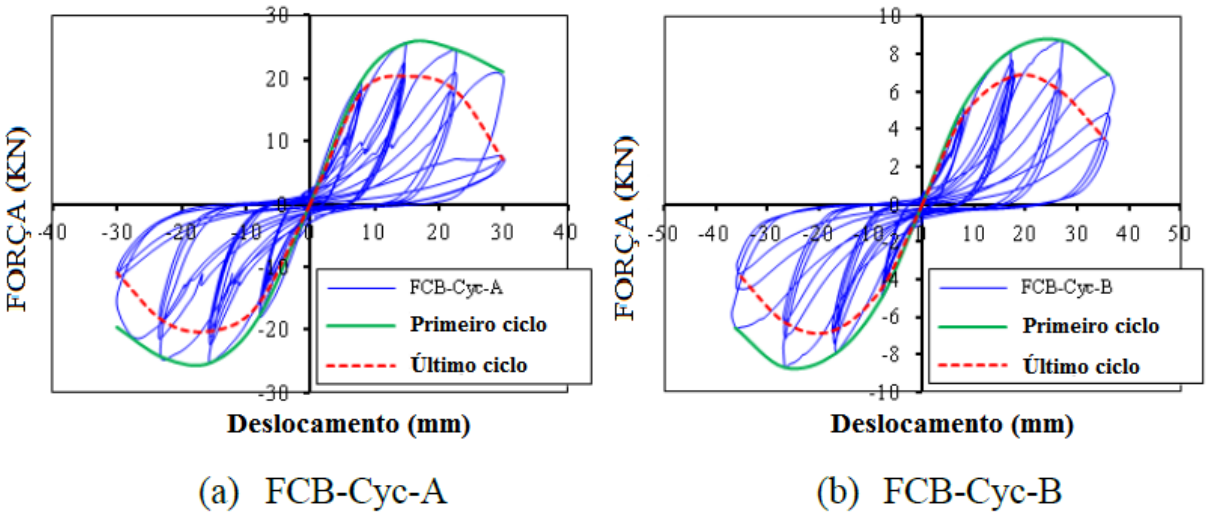
Figura 17 – Gráfico do comportamento dos painéis A e B no ensaio monotômico (Fonte: Shahi *et al,*2014 - Adaptado[9])

Tabela 11 - Resultado dos ensaios monotômicos (Fonte: Shahi *et al,*2014 - Adaptado[9])

Modelo	Força Máxima (kN)	Deslocamento assoc. À Força Máxima (mm)
FCB-Mon-A	26,1	23,4
FCB-Mon-B	9,4	27,9

✓ **Resultados ensaios Cíclicos**

As respostas dos ensaios com carregamento cíclico em relação às forças e aos deslocamentos estão representadas pela Figura 18. Nos gráficos foram criadas curvas referentes ao primeiro ciclo (curvas verdes) e ao último ciclo (curvas vermelhas) de carregamento. Na Tabela 12 encontram-se os resultados numéricos dos testes realizados.



(a) FCB-Cyc-A (b) FCB-Cyc-B

Figura 18- Comportamento Força versus Deslocamento dos painéis com carregamento cíclico (Fonte: Shahi *et al,*2014 - Adaptado[9])

Tabela 12 - Resultados dos ensaios com carregamento cíclico(Fonte: Shahi *et al,*2014 - Adaptado[9])

Modelo	Fase do carregamento	Deslocamento (mm)	Carregamento (kN)	
			Primeiro	Último
FCB-Cic-A	1	8,0	18,8	16,9
	2	15,3	25,4	20,3
	3	22,7	24,5	18,4
	4	30,0	21,2	8,6
FCB-Cic-B	1	8,0	5,1	4,6
	2	17,7	8,0	6,8
	3	27,3	8,7	6,2
	4	37,0	6,7	3,6

✓ **Avaliação de Parâmetros de Parede**

A determinação de parâmetros importantes como a rigidez, a ductilidade, a fase inelástica e o deslocamento último, podem ser obtidos por meio de várias metodologias. Shahi *et al* (9) apresenta quatro delas, entretanto, nesta revisão optou-se por apresentar apenas o método descrito pela AISI S213-07/S1-09 (10). A Figura 19 apresenta o gráfico força versus deslocamento, onde em cima da curva tracejada obtida por um ensaio convencional, aplica-se a condição de área um igual a área dois para o correto posicionamento do patamar EEEP (Equivalent Energy Elastic-Plastic).

Os parâmetros calculados segundo os ensaios com carregamento cíclico então apresentados na Tabela 13.

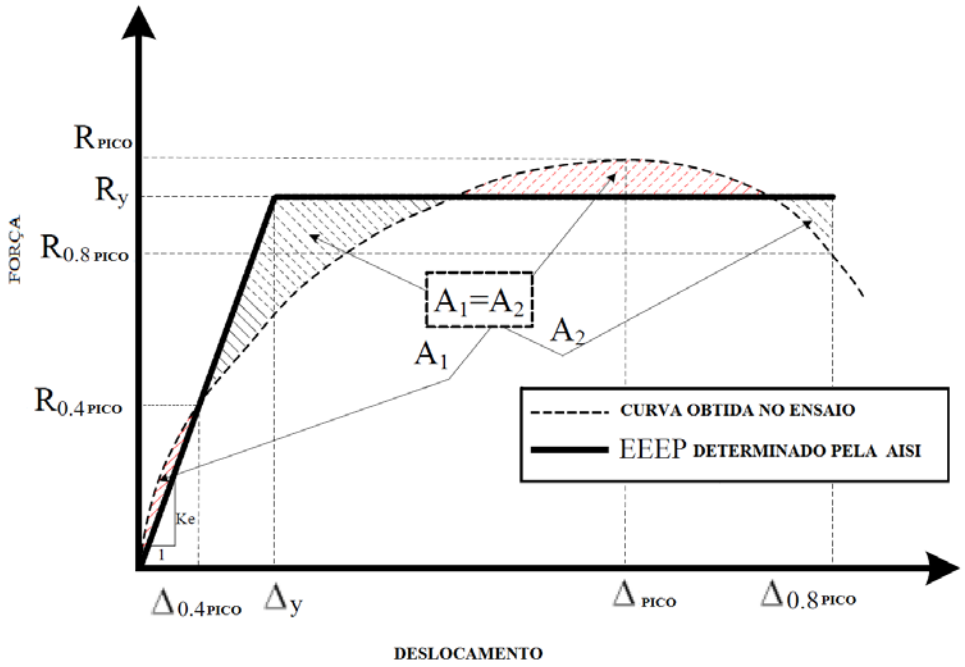


Figura 19 - Gráfico de força versus deslocamento com EEEP segundo a norma AISI (Fonte:Shahi *et al*, 2014 - Adaptado[9])

Tabela 13 - Parâmetros calculados segundo os ensaios com carregamento cíclico e a AISI S213(Fonte: Shahi *et al,* 2014 - Adaptado[9])

Modelo	CurvaUtilizada	Parâmetros	Norma AISI
FCB-Cic-A	Último ciclo	Rigidez (kN/mm)	2,88
		ForçaÚltima (kN)	18,8
		Desl. Assoc. ao inicio escoamento (mm)	6,5
		Desl. Asoc. àForça Última (mm)	25,3
		Ductilidade	3,9
		Energia associada ao EEEP (J)	412
FCB-Cic-B	Último ciclo	Rigidez (kN/mm)	0,61
		ForçaÚltima (kN)	6,4
		Desl. Assoc. ao inicio escoamento (mm)	10,5
		Desl. Asoc. àForça Última (mm)	30,1
		Ductilidade	2,9
		Energia associada ao EEEP (J)	159

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o ensaio das ligações, também chamado de *push-test*, ou ensaio de deslizamento, foi elaborado o modelo distintos para os testes, conforme Figura 21 e Figura 22. As variáveis de cada espécime ensaiado foram:

- Direção de retirada da amostra da placa: L (Longitudinal) e T (Transversal);
- Espaçamento dos parafusos (com aletas laterais): 150 mm e 300 mm;

Os espécimes foram fabricados com parafusos autobrocantes aço-aço da marca Bullfor especificação cabeça Oval #10-16x3/4", ponta 3 e parafusos autobrocantes com aletas laterais (ligação aço-placa) especificação 4,2x32 da marca Ciser conforme Figura 20. Ademais, o aço utilizado para a fabricação dos perfis produzido pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) foi ZAR 280 com revestimento de zinco de 275 g/m2 (Z275) para o aço de 0,95mm de espessura. A seção utilizada em ambos os casos foi U enrijecido (Ue) com especificação: Ue 140 x 40 x 10 mm.

Foram utilizadas placas Suberboard fabricadas pela Etex Brasil com 12mm de espessura. Os materiais empregados são cimento Portland, Sílica e Fibra de celulose. A chapa é feita em camadas de 1mm de espessura na mesa de formação.



Figura 20 - Parafusos autobrocantes: (a) Ligação aço-aço e (b) Ligação Placa cimentícia-aço.

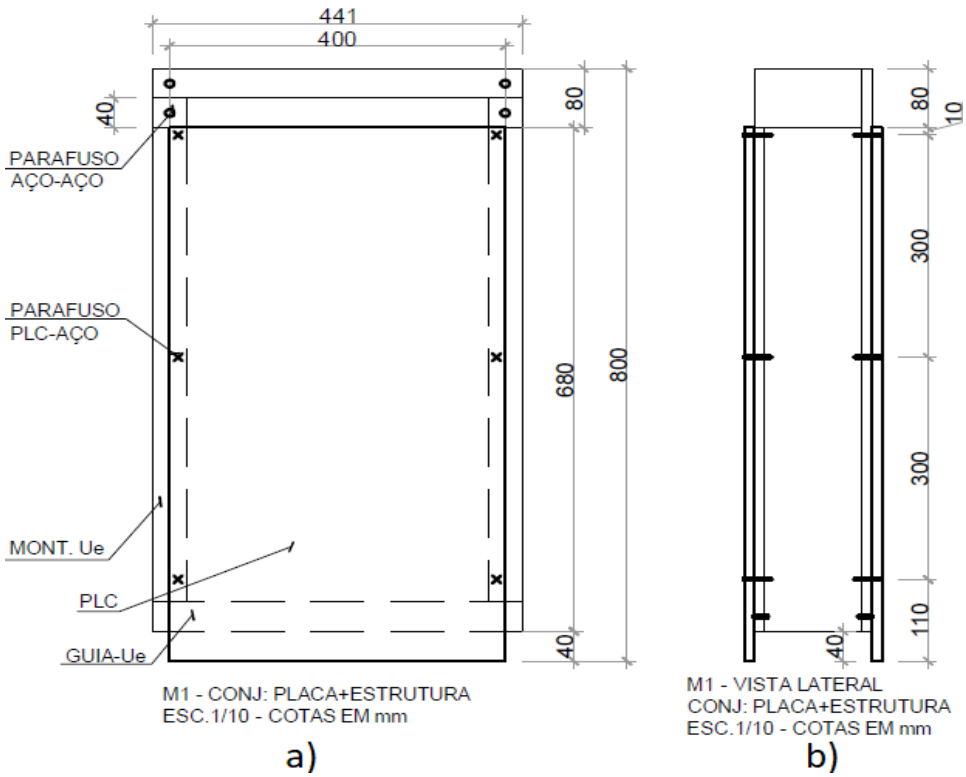


Figura 21 - Modelo de ensaio M1: a) vista frontal e b) vista lateral.



Figura 22 - Modelo M1 pronto para ensaio.

A fabricação dos modelos foi feita na fábrica da empresa Flasan, em Oliveira - MG. Os modelos foram transportados para Belo Horizonte - MG onde foram realizados os ensaios no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas – Laees, pertencente à Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG.

2.1 Ensaios e Procedimentos

Para executar os ensaios de deslizamento foi utilizado o sistema de aquisição de dados Lynx, acoplados a um anel dinamométrico (marca CONTENCO modelo I-1068-N com capacidade de 50.000 kgf), uma bomba hidráulica manual (marca TROVEL, tipo pistão, modelo PT-464) e dois ou quatro transdutores de deslocamento – Displacement Transducer (DT-100A, marca KYOWA com curso de 100 mm e precisão de 0,005 mm).

Foram usados o DT02 com número de série FF2790017, o DT03 com número de série FK2830002, o DT04 com número de série FK2830001 e o DT02 com número de série FF2790018. Estes mediram o deslocamento vertical relativo entre o reticulado metálico e as placas cimentícias.

Foi utilizado um pórtico de reação com um cilindro hidráulico de dupla ação, da ENERPAC, modelo RR-506, capacidade de 50 toneladas, onde foi instalado o anel dinamométrico (ver Figura 23).

Os ensaios foram executados em intervalos regulares de carregamento. Cada etapa de aplicação de força era procedida de um intervalo de um minuto para a estabilização do sistema. Novos incrementos foram realizados até a ruptura das ligações do espécime. O ensaio foi monitorado durante todo o tempo, observando principalmente a movimentação dos parafusos e o comportamento das ligações até atingirem a ruptura do sistema.



Figura 23 - Configuração geral dos ensaios Modelo M1.

Os modos de ruptura obtidos nos ensaios foram *pull-over* (placa cimentícia é arrancada do sistema de ligação) e rasgamento da placa. Estes estados de ruptura foram precedidos pela rotação dos parafusos conforme ilustra a Figura 25. Observa-se ainda, nesta mesma figura, que os parafusos das ligações aço-aço não sofreram qualquer tipo de dano ou rotação. Os ensaios procederam-se de forma silenciosa. Apenas um pequeno ruído de semelhante a areia caindo podia ser ouvido próximo das placas quando do esmagamento local das placas cimentícias.
Distinguindo estes modos de ruptura por modelo ensaiado pode-se dizer que: o *pull-over* ocorreu e rasgamento em algumas ligações dos parafusos superiores do modelo M1 (ver Figura 24).

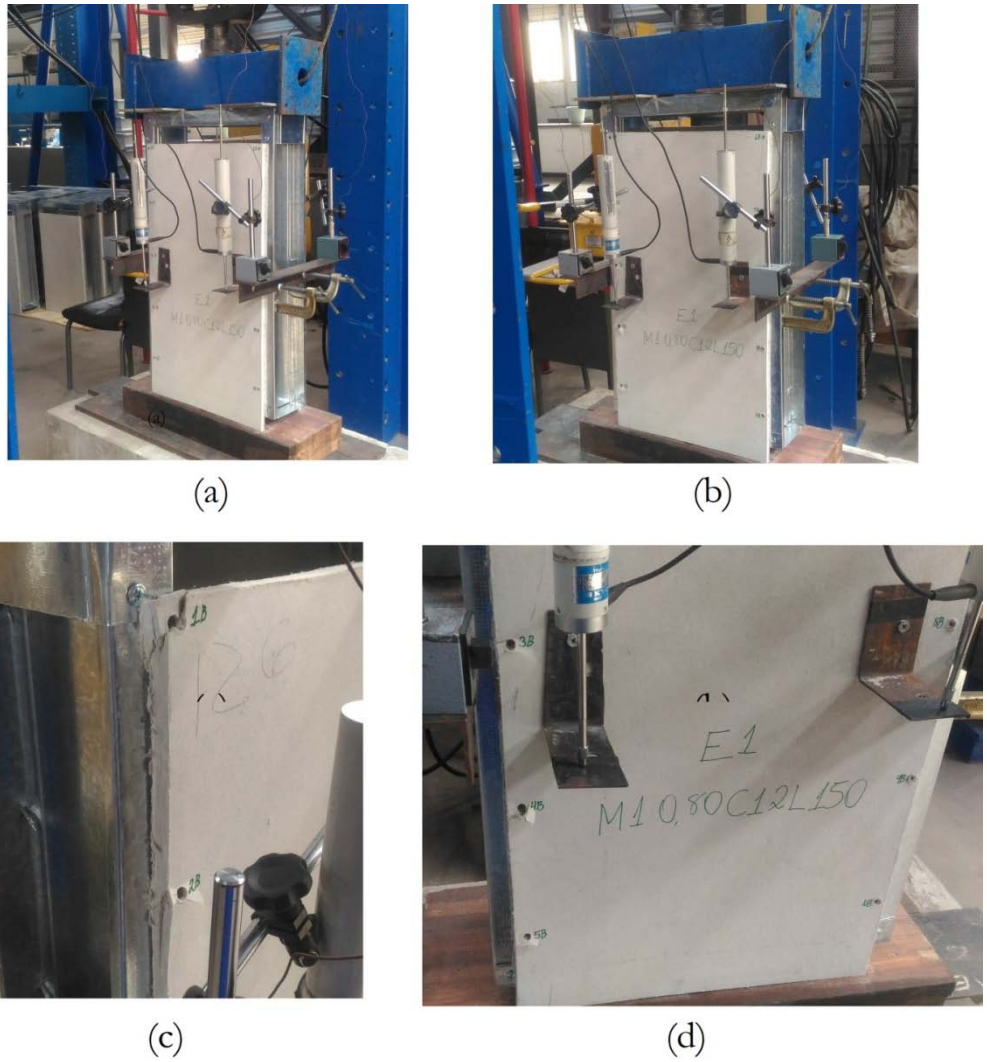


Figura 24 - Ensaio do Modelo M1: (a)Antes do ensaio (b) Depois do ensaio; (c) Detalhe da ruptura por rasgamento da placa na ligação 1B e Pull-over para na ligação em 2B; (d) Detalhe da ruptura por Pull-over na ligação 3B, 4B e 5B.



Figura 25 - Detalhe da rotação dos parafusos após ensaio.

2.2 Tratamento de dados

Segundo a norma da *American Iron and Steel Institute* (AISI) S213-07/S1-09: 2012 [10] com os gráficos de força versus deslocamento obtidos nos ensaios pode-se determinar graficamente os parâmetros de rigidez elástica (R), energia dissipada (ED) e ductilidade (μ). O princípio é o de que a energia dissipada durante o ensaio monotômico do CP é equivalente à energia dissipada pelo gráfico bilinear, cuja inclinação da primeira linha representa a rigidez da ligação (comportamento elástico) e a segunda linha representa o patamar de escoamento (comportamento plástico) até a ruptura.

A energia dissipada é obtida através do cálculo da área do gráfico obtido no ensaio. O patamar de Energia Equivalente Elasto-Plástica (EEEP) é obtida através da Equação 2. A Figura 26 ilustra o gráfico com a EEEP. Por fim, a ductilidade é obtida através do gráfico EEEP e da Equação (1).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1)$$

A1=A2 (2)

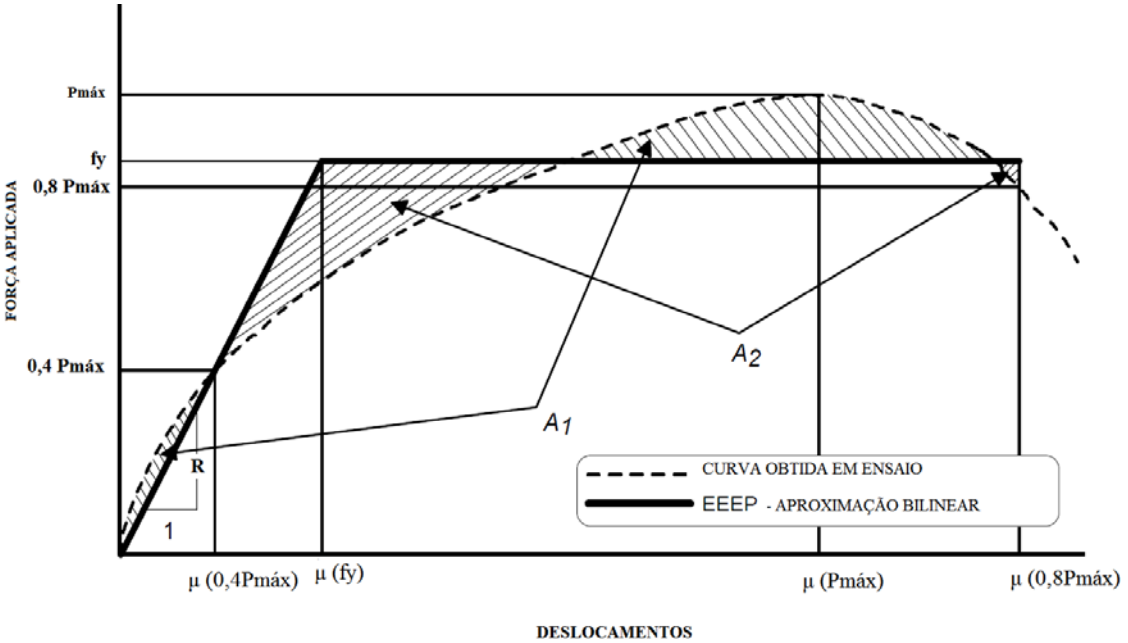


Figura 26 - Gráfico com a aproximação bilinear de EEEP. (Fonte: AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, 2012 - Traduzido (10))

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 14 mostra os resultados obtidos para os espécimes nomeados de "M1 0,95 C12 (T e L) 150". A Figura 27 traz o gráfico força (por parafuso) *versus* deslocamento médio dos espécimes nomeados como "M1 0,95 C12 (T e L) 150". Nesse gráfico os espécimes com corte de placa longitudinal e transversal apresentam comportamentos similares. Observa-se ainda trechos cíclicos ao longo de todo ensaio de ganho de força e posterior queda de força para novamente ganhar força com pico e na sequência decaimento de força, com aumento crescente dos deslocamentos. Cada um destes trechos representa uma fase de carregamento e posterior decaimento de carga com a espera de um minuto entre etapas de carregamento.

Conforme os valores da Tabela 14, o espécime "M1 0,95 C12 L150 – E3" atingiu a maior força máxima por parafuso com 2.154,50N e o "M1 0,95 C12T150 – E3" atingiu o segundo pico máximo por parafuso com 2.105,02N. Ainda na Tabela 14 o valor médio da força máxima por parafuso (Pmáx) é de 2.103,13N para os espécimes com corte longitudinal e de 2.003,70N para os espécimes da direção transversal. Entre estes espécimes houve uma diferença de aproximadamente 4,7% (valor médio de T/L). A rigidez (ke) alcançada para os espécimes com placas na direção longitudinal foi de 2.049,64N/mm e de 1.349,64N/mm para os de direção transversal. A energia dissipada (A) foi de 12.137,25N.mm para os espécimes da direção longitudinal e de 13.175,63N.mm para a direção transversal. Por fim, a ductilidade (μ) alcançada foi de 8,54 para os espécimes de corte longitudinal e de 4,28,880 para os de corte transversal.

Os valores de C_v menores que 15% representam uma baixa dispersão dos resultados (conforme as forças máximas por parafuso e energia dissipada na direção longitudinal), já os de C_v entre 15% e 30% caracterizam uma média dispersão dos resultados (Rigidez e energia dissipada na

direção transversal). Por fim, os valores superiores a 30% representam grande dispersão como o foi o caso da ductilidade.

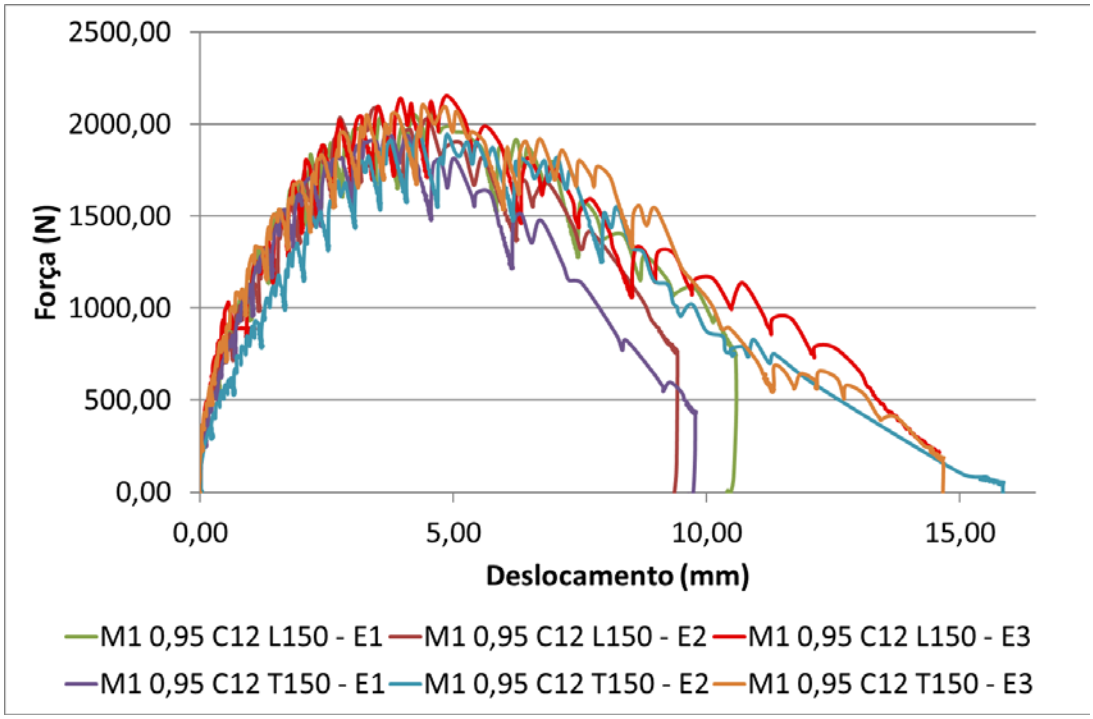


Figura 27 - Gráfico força por deslocamento obtido nos ensaios de deslizamento realizados com o modelo M1, aço de 0,95mm de espessura, PLC de espessura nominal de 12mm, espaçamento axial entre parafusos de 150mm e direção de retirada das placas longitudinal e transversal.

Tabela 14 - Resultados obtidos nos ensaios de deslizamento realizados com o modelo M1, aço de 0,95mm de espessura, PLC de espessura nominal de 12mm, espaçamento entre parafusos de 150mm e direção de retirada das placas longitudinal e transversal.

Nome do Espécime	Pmáx Paraf. (N)	ke (N/mm)	A (N.mm)	μ
M1 0,95 C12 L150 - E1	2.076,74	1.694,70	11.775,82	5,39
M1 0,95 C12 L150 - E2	2.078,16	1.757,28	11.275,06	6,63
M1 0,95 C12 L150 - E3	2.154,50	2.696,94	13.360,86	13,61
Xm	**2.103,13**	**2.049,64**	**12.137,25**	**8,54**
Cv (%)	**2,12%**	**27,39%**	**8,97%**	**51,84%**
M1 0,95 C12 T150 - E1	1.939,61	1.349,75	10.511,69	5,85
M1 0,95 C12 T150 - E2	1.966,47	1.027,79	12.853,70	5,01
M1 0,95 C12 T150 - E3	2.105,02	1.671,37	16.161,50	15,78
Xm	**2.003,70**	**1.349,64**	**13.175,63**	**8,88**
Cv (%)	**4,43%**	**23,84%**	**21,54%**	**67,43%**

A Tabela 15 mostra os resultados obtidos para os espécimes nomeados de “M1 0,95 C12 (T e L) 300”. A Figura 28 traz o gráfico força (por parafuso) *versus* deslocamento médio dos espécimes nomeados como “M1 0,95 C12 (T e L) 300”. Nesse gráfico os espécimes com corte de placa longitudinal e transversal também apresentaram comportamentos similares. Os trechos de incremento de força e de decaimento de força (devido ao intervalo de um minuto) entre as etapas de carregamento também fica evidente no gráfico em questão.

Conforme os valores da Tabela 15, o espécime “M1 0,95 C12 L300 – E3” atingiu a maior força máxima por parafuso com 2.172,41N e o “M1 0,95 C12 T300 – E3” atingiu o segundo pico máximo por parafuso com 2.075,80N. Ainda na Tabela 15 o valor médio da força máxima (Pmáx) é de 2.065,59N para os espécimes com corte longitudinal e de 2.067,16N para os de corte transversal. Entre estes espécimes houve uma diferença de menor que 0,1% (valor médio de T/L). A rigidez (ke) alcançada para os espécimes com placas de corte longitudinal é de 1.777,53N/mm e de 1.532,37N/mm para os de direção de corte transversal. A energia dissipada (A) foi de 11.646,97N.mm para os espécimes de corte longitudinal e de 9.954,90N.mm para os de corte transversal. Por fim, o valor da ductilidade (μ) alcançada é de 8,01 para os espécimes de direção longitudinal e de 5,94 para os de direção transversal.

Os valores de $C_v$menores que 15% representam uma baixa dispersão dos resultados (conforme as forças máximas por parafuso e a energia dissipada dos espécimes de direção longitudinal), já os de C_v entre 15% e 30% caracterizam uma média dispersão dos resultados (rigidez dos espécimes de direção transversal). Por fim, os valores superiores a 30% representam grande dispersão como o é o caso da ductilidade nas duas direções, da rigidez da direção longitudinal e da energia dissipada da direção transversal.

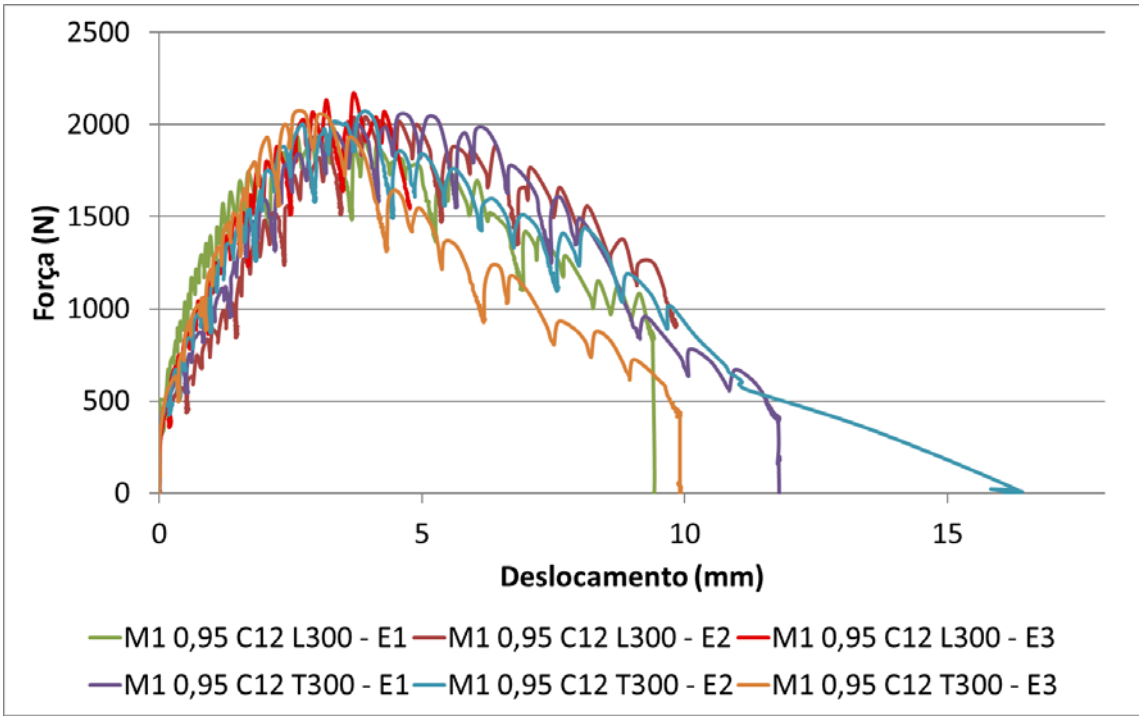


Figura 28 - Gráfico força por deslocamento obtido nos ensaios de deslizamento realizados com o modelo M1, aço de 0,95mm de espessura, PLC de espessura 12mm, espaçamento axial entre parafusos de 300mm e direção de retirada das placas longitudinal e transversal.

Tabela 15 - Resultados obtidos nos ensaios de deslizamento realizados com o modelo M1, aço de 0,95mm de espessura, PLC de espessura nominal de 12mm, espaçamento entre parafusos de 300mm e direção de retirada das placas longitudinal e transversal.

Nome do Espécime	Pmáx Paraf. (N)	ke (N/mm)	A (N.mm)	μ
M1 0,95 C12 L300 - E1	1.983,91	2.582,27	11.549,71	13,13
M1 0,95 C12 L300 - E2	2.040,46	1.052,70	13.093,13	5,31
M1 0,95 C12 L300 - E3	2.172,41	1.697,61	10.298,07	5,60
Xm	**2.065,59**	**1.777,53**	**11.646,97**	**8,01**
Cv (%)	**4,68%**	**43,20%**	**12,02%**	**55,36%**
M1 0,95 C12 T300 - E1	2.052,24	1.268,53	11.894,02	5,10
M1 0,95 C12 T300 - E2	2.073,45	1.590,10	11.559,24	8,82
M1 0,95 C12 T300 - E3	2.075,80	1.738,48	6.411,44	3,88
Xm	**2.067,16**	**1.532,37**	**9.954,90**	**5,94**
Cv (%)	**0,63%**	**15,68%**	**30,87%**	**43,35%**

4 CONCLUSÃO

Com a pesquisa realizada e as análises dos resultados, recomenda-se que para obter uma maior estabilidade é indicado que o sistema LSF tenha em suas paredes estruturais menor espaçamento entre os parafusos das ligações das placas de revestimento e do reticulado de aço. Esse fato foi comprovado por meio de ensaios de deslizamento realizados durante este trabalho e demonstraram que os ensaios de espécimes com espaçamento de 150 mm suportaram uma carga total superior em 65,62% que os espécimes de espaçamento de 300 mm. A força máxima por parafuso (Pmáx Parafuso) encontrada em ambos os casos pode ser considerada constante (diferença de aproximadamente 0,01%). Logo, o valor resistente por parafuso é igual a 2.003,70 N (menor valor médio encontrado).

Entre a média de todos os espécimes (excluindo-se a diferença entre direção longitudinal e transversal) das séries com espaçamento de 150mm houve uma incremento de 2,7% na rigidez (ke) da ligação comparando-se com os espécimes com espaçamento de 300mm (razão entre os valores médios com espaçamento de 150mm e os valores médios com espaçamento de 300mm, doravante denominado de razão do valor médio entre 150mm e 300mm). Os valores encontrados estão em conformidade com o esperado uma vez que o espécime com mais parafusos apresenta maior rigidez.

Além de obter maior rigidez de ligação para as séries com espaçamento de 150mm, também atingiram maiores valores de ductilidade (μ) com razão do valor médio entre 150mm e 300mm superior em 17,2% e de energia dissipada (A) com razão do valor médio entre 150mm e 300mm superior em 24,8%.

É importante um embasamento científico para o emprego de placas de revestimento como elemento de contraventamento nas paredes estruturais do sistema LSF, uma vez que ainda não existe normalização sobre o assunto. Este trabalho contribui com dados experimentais para a concepção de novas edificações do sistema LSF, principalmente no que tange a contribuição para a normalização nacional sobre o assunto. Para que no futuro seja possível considerar a contribuição das placas cimentícias no contraventamento do sistema LSF possibilitando assim a redução do uso de aço e, consequentemente, dos custos das obras em LSF.

Agradecimentos

Agradecemos ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil e o Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. Agradecemos ainda a empresa Flasan e a empresa Gypsum, pelo apoio e doação de materiais.

REFERÊNCIAS

1. VITOR RO. Modelagem Numérica de Diagonais Equivalentes em Painéis de Cisalhamento do Sistema Light Steel Framing. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais; 2012.

2. Speck JA. Análise do Desempenho de Placas Cimentíticias Através da Adição de Fibras e Telas, Visando a Redução de Deformações Térmicas e Patologias. PORTO ALEGRE: Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul; 2014.

3. Medeiros H. Placas cimentícias: Sem amianto, produto recupera mercado. Finestra. 2005;(60).

4. Hofmann GAA. TRATAMENTOS DE JUNTAS INVISÍVEIS EM PLACAS CIMENTÍCIAS NO FECHAMENTO DE SISTEMAS LIGHT STEEL FRAMING. Ouro Preto: Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP; 2015.

5. https://lacarlotamaderas.com/como-colocar-placas-cemento-superboard/. acessado em 23/01/2019..

6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15498: Placa de fibrocimento sem amianto — Requisitos. Rio de Janeiro:; 2016.

7. Baldassino N, Accorti M, Zandonini R, Scavazza F, Rogers CA. Lateral Loading Response of CFS Framed Shear Wall with Cement Board Panels. In 22nd International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures; 2014; Saint Louis: Missouri University of Science and Technology. p. 793-807.

8. Accorti , Baldassino , Zandonini , Scavazza , Rogers CA. Response of CFS Sheathed Shear Walls. Structures. 2016 November ; 8(Part 2): p. 318-330.

9. Shahi , Lam N, Gad , Saifullah I, Wilson. In-Plane Behavior of Cold-Formed Steel-Framed Shear Wall Panels Sheathed with Fibre Cement Board. In 22nd International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures; 2014; Saint Louis: Missouri University of Science and Technology. p. 809-823.

10. American Iron and Steel Institute A. S213-07/S1-09 - North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - Lateral Design 2007 Edition with Supplement No. 1. Washington:; 2012.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO EM SEÇÃO DUPLO "U" COSTA A COSTA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO

Murillo Silva Rocha[1]
Wanderson Fernando Maia[2]

Resumo
O trabalho analisa o comportamento de perfis de aço formados a frio em seção duplo "U" costa a costa, com travejamento em quadro, submetidos à compressão, por meio de análise numérica não-linear via elementos finitos, variando o espaçamento entre perfis, o comprimento e o número de conexões ao longo das barras. Imperfeições geométricas iniciais associadas aos modos local e global de flexão foram inseridas nos modelos computacionais. Este tipo de perfil apresenta dois modos críticos de instabilidade: (i) modo global de flexão, crítico para barras mais longas e com menor espaçamento entre seções, e o (ii) modo local, que é crítico para barras de menor comprimento e com maior distância entre seções. Os resultados obtidos foram comparados com resultados de análises experimental e numérica apresentados por outros autores, bem como resultados provenientes dos procedimentos normativos. Em alguns casos, o procedimento normativo se mostrou contra a segurança em relação aos resultados da análise numérica.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; Seção duplo "U"; Análise numérica não-linear.

STUDY OF THE BEHAVIOR OF COLD FORMED STEEL MEMBERS IN DOUBLE CHANNEL "BACK TO BACK" UNDER COMPRESSION

Abstract
This paper analyzes the behavior of built-up cold-formed steel section battened columns under axial compression, by means of a nonlinear finite element analysis, varying the spacing between channels, the length and the number of connections along the members. Initial geometric imperfections associated with the local and flexural modes were inserted into the computational models. This type of channel presents two critical buckling modes: (i) global-flexural mode, critical for high length members and with smaller spacing between channels, and (ii) local mode, which is critical for short length members and with greater distance between channels. The results were compared with results of the experimental and numerical analyzes presented by other authors, as well as results from normative procedures. In some cases, the standard was shown against safety in relation to the results of the numerical analysis.

Keywords: Cold-formed steel members; Double channel section; Nonlinear numerical analysis.

[1] Engenheiro Civil, Engenheiro na AMBAR, São Carlos, SP, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis de aço formados a frio são um exemplo de alternativa em obras de engenharia. Estes perfis apresentam elevada resistência mecânica, com um menor consumo de material, sendo o processo de fabricação mais simples e barato, promovendo reduções no custo total da obra. Eles estão sendo cada vez mais utilizados como barras de estruturas treliçadas, barras de contraventamentos e elementos auxiliares em ligações. No entanto, por serem perfis fabricados com chapas de espessura reduzida, apresentam diferentes modos de instabilidade, que geralmente não ocorrem em perfis laminados e soldados. Estes modos necessitam de dimensionamentos diferentes, merecendo verificações adicionais de estabilidade.

A seção duplo "U" costa a costa, com travejamento em quadro, objeto de estudo deste trabalho, é um exemplo de perfil de aço formado a frio que necessita de verificações adicionais. Este perfil apresenta dois modos críticos de instabilidade: (i) modo global de flexão e (ii) modo local. Logo, este trabalho buscou investigar o comportamento estrutural dos perfis em seção duplo "U" costa a costa, submetidos a compressão, a partir de análise numérica não-linear pelo Método dos Elementos Finitos, realizada no software ANSYS [1]. Os resultados obtidos foram comparados com resultados experimentais e numéricos obtidos por outros autores, e também com os resultados provenientes dos procedimentos normativos de dimensionamento, como a ABNT NBR 14762:2010 [2] e a ANSI/AISI S100:2016 [3], com o objetivo de validar os modelos numéricos propostos e verificar se as análises correspondem às recomendações prescritas nas normas.

Nos modelos numéricos, foram inseridas diferentes combinações de imperfeições geométricas iniciais, buscando estudar a influência destas na força normal resistente dos perfis. Além disso, variou-se o espaçamento entre perfis, o número de chapas separadoras e o índice de esbeltez global, a fim de estudar a influência dessas variáveis na força normal resistente das barras.

1.1 Instabilidade de barra composta

Uma barra é considerada composta quando é formada por dois ou mais perfis interligados de forma continua ou descontinua. No caso de barras compostas interligadas de forma descontinua, a força normal resistente é sempre menor que a de barras compostas conectadas continuamente. Esta redução de força resistente ocorre porque a força cortante produz efeito muito maior nos deslocamentos. As equações propostas para considerar o efeito da força cortante na força normal resistente das barras compostas se aplicam a situações em que as barras são propícias à flexão em relação ao eixo que mobiliza as conexões, eixo y neste caso (Figura 1). O caso em estudo neste trabalho é o apresentado na Figura 1b.

As expressões apresentadas pelas normas são baseadas no conceito de esbeltez efetiva, onde a esbeltez inicial da barra composta é substituída por uma esbeltez modificada que considera também as condições de vinculação das barras. Apresenta-se a equação para cálculo da esbeltez modificada de barras compostas constituídas por duas seções em contato da ANSI/AISI S100:2016 [3] (Equação 1).

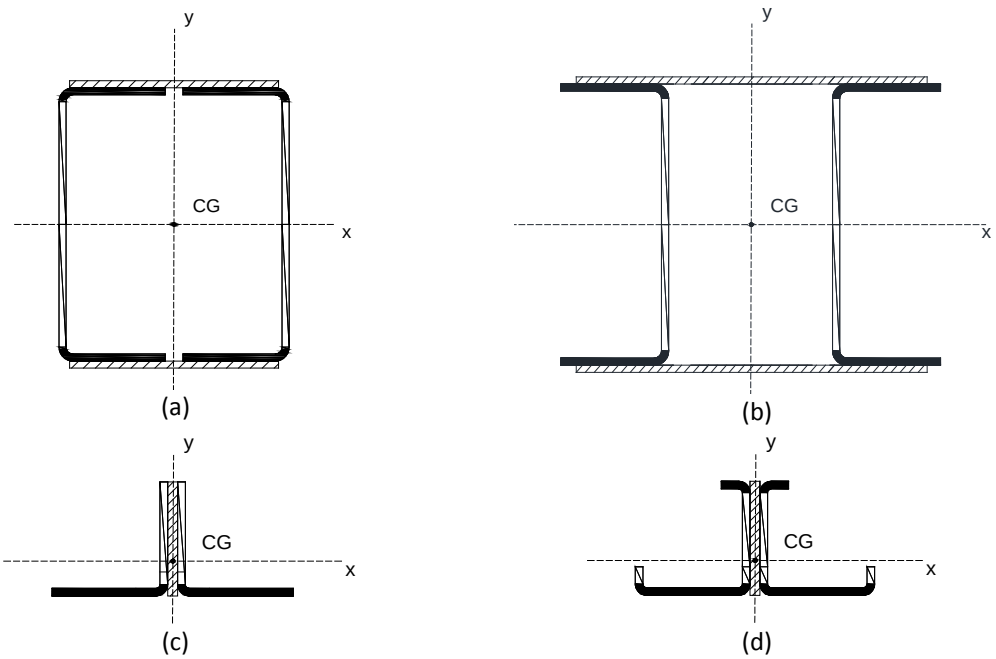


Figura 1 – Configurações de barras compostas (Maia [4])

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (1)$$

Onde:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$ é o índice de esbeltez da barra composta.

a é a distância entre conexões.

r_i é o raio de giração mínimo de cada barra individual.

Além disso, a ANSI/AISI S100:2016 [3] estabelece que a força normal resistente e o espaçamento entre conexões deverão satisfazer às seguintes recomendações:
(i) a distância entre conexões deverá ser limitada de tal forma que a relação a/r_i não exceda metade do índice de esbeltez máximo da barra composta;
(ii) nas extremidades, todos os componentes devem ser conectados por solda com um comprimento não inferior à largura máxima da seção ou por parafusos espaçados longitudinalmente a uma distância não superior a quatro diâmetros, distribuídos por um comprimento igual a 1,5 vezes a largura máxima da seção;
(iii) as conexões deverão ser capazes de resistir a uma força, em qualquer direção, de 2,5% da força resistente de compressão da barra composta.

A ABNT NBR 14762:2010 [2] não apresenta procedimento específico para o dimensionamento de barras compostas, estabelece apenas que a esbeltez de cada perfil componente da barra composta deve ser inferior à metade do índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de presilhas, ou ao índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de travejamento em

treliça. Neste caso, o índice de esbeltez das barras do travejamento deve ser inferior a 140. A substituição de travejamento em treliça por chapas regularmente espaçadas formando travejamento em quadro não é prevista pela norma.

1.2 Resultados de análises experimental

Dabaon, Ellobody e Ramzy [5] apresentam resultados de ensaios experimentais para cinco barras em seção duplo "U" com as aberturas dos perfis opostas. As barras foram fabricadas com chapas de aço de resistência normal. As extremidades das barras permitiram rotação em relação ao eixo y e restringiram rotação em relação ao eixo x e à torção. A Figura 2 mostra a configuração das barras ensaiadas.

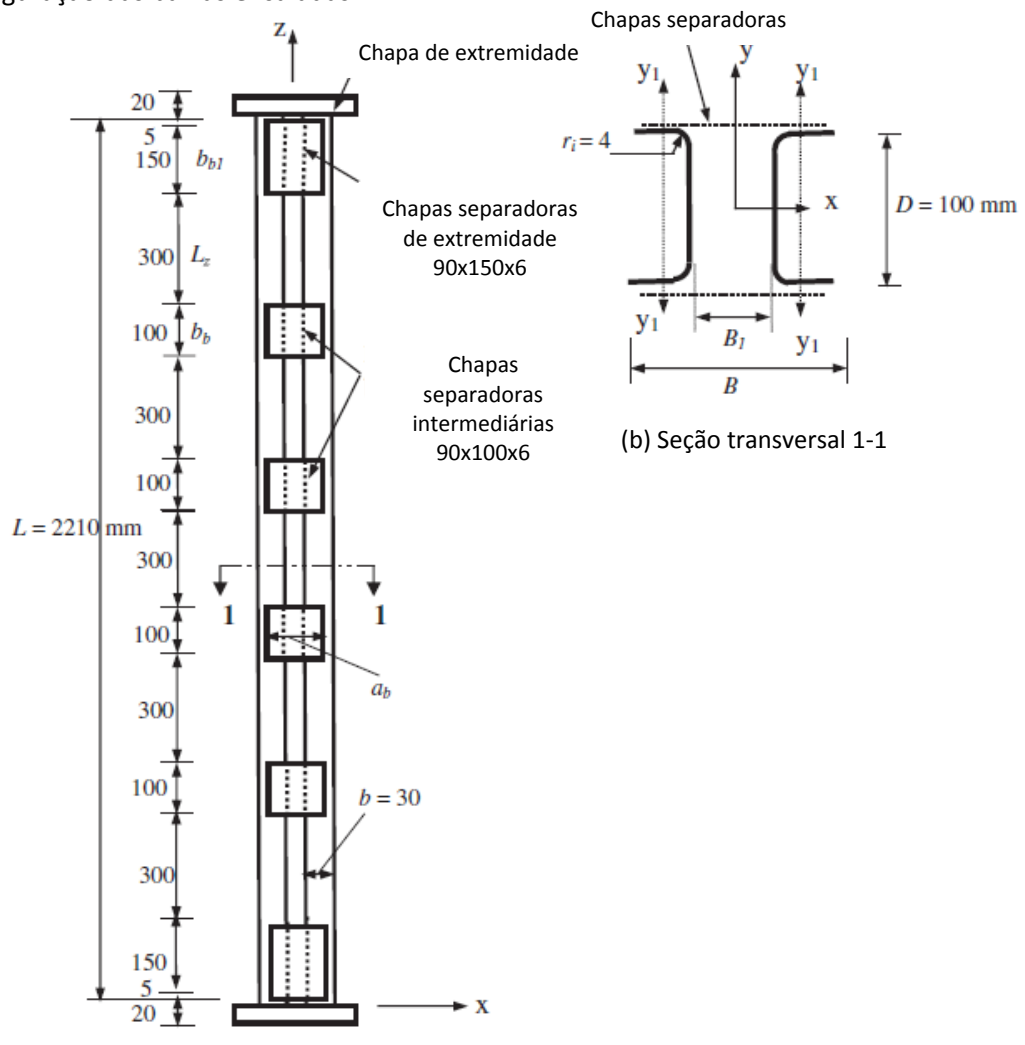


Figura 2 – Configuração das barras ensaiadas (Adaptado de Dabaon, Ellobody e Ramzy [5])

As propriedades geométricas e mecânicas das seções ensaiadas estão apresentadas na Tabela 1. As barras analisadas possuem comprimento de 2210 mm, 2 mm de espessura, 1 mm de raio interno de dobra e dimensões de mesa e alma de 30 mm e 100 mm, respectivamente (U 100x30x2,00), e espessura de 20 mm para chapa de topo. Os resultados obtidos estão

apresentados na Tabela 2, com o espaçamento entre os perfis "U" variando de 25, 50 e 75 mm e o espaçamento entre chapas separadoras variando de 150, 300 e 400 mm. Na mesma tabela, os resultados obtidos são comparados com os obtidos dos procedimentos teóricos normativos.

A nomenclatura utilizada no trabalho segue a seguinte configuração: **B25-2210-300**, onde 25 indica a distância entre os perfis (B_1) em mm, 2210 indica o comprimento da barra em mm e 300 indica a distância entre as chapas separadoras (Figura 2).

Tabela 1 – Propriedades geométricas e mecânicas do aço das seções

Tipo de Material	Posição	Valores Obtidos			
		E (GPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_u (%)
Aço de resistência normal	Parte Plana	210	310	436	24
	Dobras	205	357	502	7

E é o Módulo de Elasticidade do aço.
f_y é a resistência ao escoamento do aço.
f_u é a resistência à ruptura do aço.
ε_u é a deformação do aço na ruptura.

Adaptado de Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]

Tabela 2 – Comparação dos resultados experimentais com os obtidos dos procedimentos normativos

Tipo	Análise Experimental		Previsões teóricas			
	N_{EXP} (kN)	Modo de Falha	$N_{NAS\ e\ AS/NZS}$ [6] e [7] (kN)	N_{EC3} [8] (kN)	N_{NAS}/N_{EXP}	N_{EC3}/N_{EXP}
B25-2210-300	109,9	F	88,6	80,4	0,81	0,73
B50-2210-300	119,1	F + L	128,9	122,9	1,08	1,03
B75-2210-300	125,3	L	147,4	144,1	1,18	1,15
B50-2210-150	133,1	F	129,4	115,8	0,97	0,87
B50-2210-400	112,3	L	121,9	122,7	1,09	1,09

N_{EXP} é a força normal resistente obtida nos ensaios experimentais.
$N_{NAS\ e\ AS/NZS}$ é a força normal resistente calculada de acordo com a norma americana e australiana e neozelandesa – NAS [6] e AS/NZS [7].
N_{EC3} é a força normal resistente calculada de acordo a norma europeia – Eurocode 3 [8].
L é instabilidade local.
F é instabilidade de flexão.
F + L é a combinação das instabilidades local e de flexão.

Adaptado de Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]

Com os ensaios experimentais realizados pelos autores concluiu-se que os procedimentos das normas NAS [6], AS/NZS [7] e Eurocode 3 [8] vão contra a segurança, para perfis que prepondera a instabilidade local, no entanto, são conservadoras para seções nas quais prepondera a instabilidade por flexão. As Figuras 3 e 4 ilustram resultados obtidos na análise experimental.



Figura 3 – Configuração das barras ensaiadas (Instabilidade local e por flexão)
(Adaptado de Dabaon, Ellobody e Ramzy [5])



Figura 4 – Configuração das barras ensaiadas (Instabilidade local)
(Adaptado de Dabaon, Ellobody e Ramzy [5])

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Análise numérica

Para simular o comportamento das barras utilizou-se um programa baseado no Método dos Elementos Finitos, o ANSYS [1]. Em todas as simulações foi utilizado o elemento SHELL 181 para a modelagem dos perfis U, chapas separadoras e chapas das extremidades. De acordo com a biblioteca interna do ANSYS [1], o elemento é ideal para análise não-linear de cascas de pequena espessura sujeitas a grandes deformações e rotações. O elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó, translações e rotações em relação aos eixos x, y e z.

Simulações realizadas por Maia [9] mostraram que em casos onde não se conhecia o modelo reológico do material, o modelo trilinear apresentou resultados bastante satisfatórios. Em vista disso, tal modelo foi utilizado nas análises numéricas deste trabalho. Na Figura 5 é apresentado o modelo trilinear.

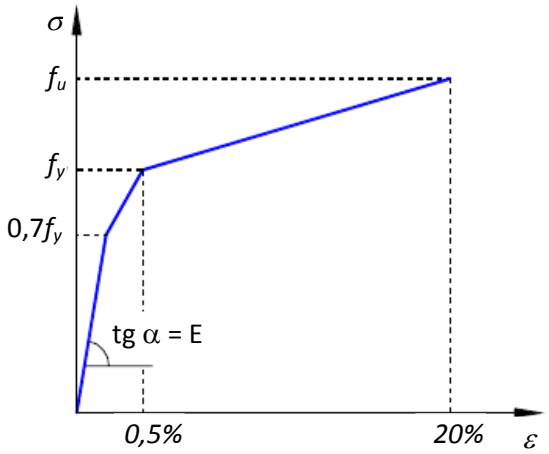


Figura 5 – Curva tensão x deformação: modelo aproximado trilinear (Maia [9])

Foi realizada análise não-linear geométrica. Para a resolução do sistema não-linear foi utilizado o método iterativo e incremental "Newton-Raphson Completo" que atualiza a matriz de rigidez tangente a cada iteração. Foi aplicado deslocamento nos modelos, utilizando-se a ferramenta do ANSYS [1] conhecida como "Automatic Load Stepping". Tal ferramenta atualiza de forma automática o incremento a ser aplicado, no entanto, foram introduzidos limites superior e inferior para tais incrementos. Foi utilizado o critério de convergência em termo de deslocamento, o qual verifica se a solução obtida possui a precisão julgada suficiente. No trabalho foi adotado um erro de 0,1%, que é o default do ANSYS [1].

2.1.1 Modelos numéricos construídos

Os modelos numéricos construídos foram baseados nos trabalhos realizados por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5] e [10]. Foram realizadas análises numéricas da seção duplo U 100x30x2,00, sendo variados, a distância entre perfis, comprimento das barras e a distância entre chapas separadoras, bem como as imperfeições geométricas iniciais.

Todos os elementos foram adotados como sendo aproximadamente quadrados, com lado de aproximadamente 1 cm, com exceção dos cantos que foram discretizados em dois elementos. Todas as seções foram construídas utilizando as dimensões da linha de esqueleto e cantos arredondados. Para a análise numérica representante a compressão centrada, as chapas de extremidade dos modelos foram construídas de modo que uma linha de nós de sua malha passasse pelo centro de gravidade (CG) da seção transversal da barra composta, coincidindo com o eixo de menor inércia, simulando rótulas (Figura 6), assim como ocorreu na análise experimental. Além disso, as duas extremidades permitiram rotação em relação ao eixo y. Com relação às chapas separadoras, estas foram construídas de forma a coincidir sua malha com a malha dos perfis U, no entanto, foram construídas com um espaço entre eles de 0,1 mm, de forma que não houvesse sobreposição de nós. Posteriormente, no contorno das chapas separadoras foram realizados acoplamentos de nós da chapa e dos perfis U nas três direções. A Figura 6 mostra um dos modelos construídos.

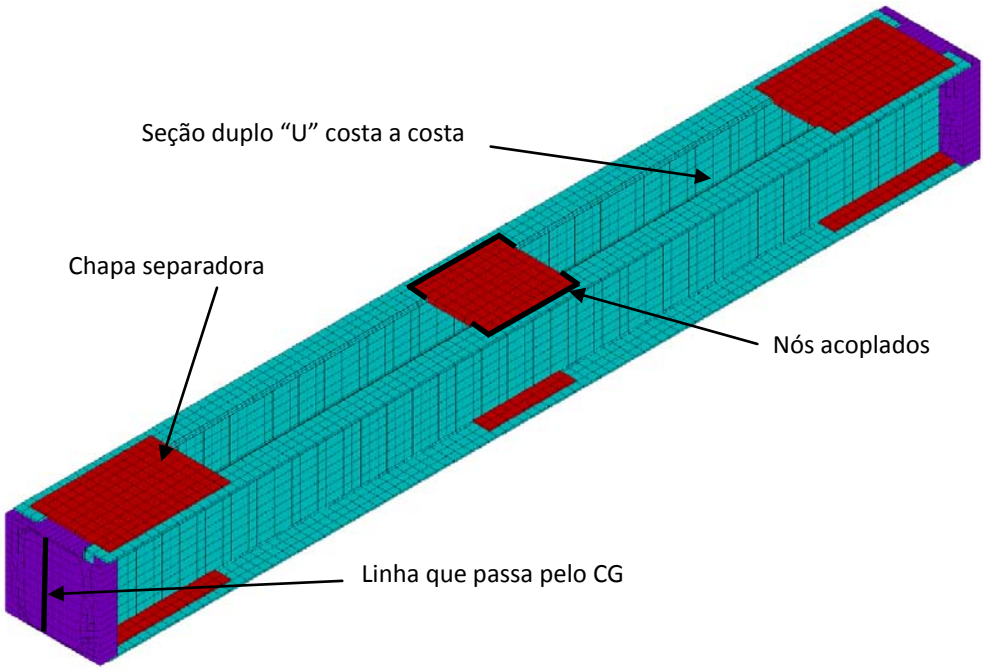
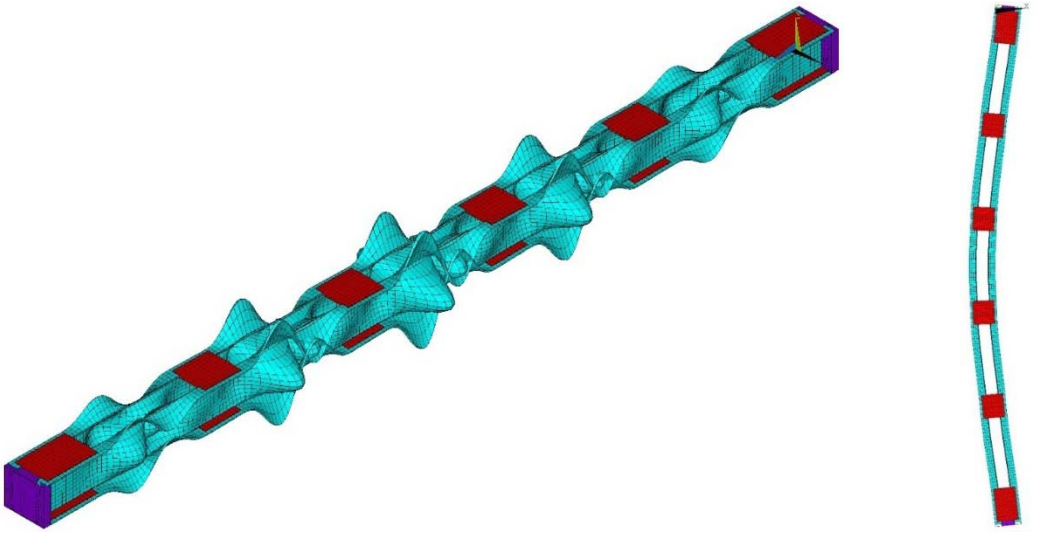


Figura 6 – Ilustração de um dos modelos construídos

Para inserção das imperfeições geométricas iniciais foi adotado no trabalho a mesma estratégia utilizada por Maia [4]. Inicialmente, foi realizada uma análise de autovalor utilizando o software ANSYS [1], que fornece como resposta um autovalor (valor de força crítica) e um autovetor (deformada da barra). Com isso, buscou-se identificar os modos críticos isolados: local e global de flexão para seção duplo “U” (Figura 7). A partir da configuração deformada referente aos modos críticos escolhidos para cada caso, foi adotado um critério a fim de se aumentar ou reduzir essa amplitude, obtendo-se uma nova geometria de todos os nós da malha de elementos finitos da barra. Optou-se, sempre, pela combinação mais desfavorável na sobreposição de imperfeições. Foram adotadas imperfeições associadas ao modo local no valor de 0,14t (sendo “t” a espessura do perfil), conforme apresentado por Schafer e Peköz [11] e imperfeições associadas ao modo de global de flexão, no valor de $L_{barra}/1500$. Vale frisar que também foram realizadas simulações sem a inserção de imperfeições geométricas iniciais.



Local Flexão

Figura 7 – Configuração das imperfeições adotadas para os modelos

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Inicialmente, as barras analisadas para validação do modelo numérico foram as mesmas ensaiadas experimentalmente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]. As cinco barras possuem 2210 mm de comprimento, são compostas por dois perfis U 100x30x2,00, chapas separadoras com as mesmas dimensões apresentadas na Figura 2 e chapas de extremidades com espessura de 20 mm, variando-se a distância entre as chapas separadoras intermediárias (150, 300 e 400 mm) e a distância entre os perfis (25, 50 e 75 mm). As barras seguem a mesma nomenclatura já apresentada no item 1.2.

Na Tabela 3 são apresentados os resultados obtidos na análise numérica, os modos de instabilidade, os resultados experimentais obtidos por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5] e os resultados da previsão teórica calculados de acordo com a ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado apresentado pela ANSI/AISI S100:2016 [3], bem como a comparação entre eles.

Observa-se pelos resultados apresentados na Tabela 3 que o modelo numérico desenvolvido mostra resultados bastante satisfatórios quando comparados aos obtidos nos ensaios experimentais realizados por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]. Observa-se, que de maneira geral, a consideração de imperfeições local e global de flexão simultaneamente, levou a resultados conservadores, quando se compara as análises numérica e experimental, enquanto a não consideração de nenhuma das imperfeições levou a resultados contra a segurança. Em geral, modelos com a inserção de apenas uma das imperfeições (local ou global de flexão) foram as que mais se aproximaram dos resultados experimentais. O mesmo fato ocorreu quando se comparou os resultados da análise numérica com os obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2].

Com o modelo numérico definido, desenvolveu-se uma nova etapa da análise numérica, fixando a distância entre chapas separadoras em 300 mm, variando-se a distância entre perfis (25, 50, 75 e 100 mm) e o comprimento das barras (600, 1000, 1400, 2200, 3000, 4200 e 5000

mm). As simulações realizadas foram as mesmas apresentadas por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10], que utilizou o software ABAQUS. Os resultados da análise numérica foram comparados com os obtidos pela previsão teórica da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3], e com os resultados numéricos obtidos por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10]. Com relação às imperfeições, Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] adotaram para a imperfeição global de flexão o valor de $L_{barra}/1100$ para barras com comprimento menor que 3000 mm, $L_{barra}/1500$ para barras com comprimento entre 3000 mm e 5000 mm e $L_{barra}/2000$ para barras com comprimento maior que 5000 mm, sendo L_{barra} o comprimento das barras. A imperfeição local foi adotada como sendo 0,5% da espessura das seções. Nas Tabelas 4 a 7 e Figuras 8 a 11 são apresentados os resultados obtidos na análise numérica, os modos de instabilidade, os resultados da análise numérica obtidos por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] e os resultados da previsão teórica calculados de acordo com a ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado apresentado pela ANSI/AISI S100:2016 [3], bem como a comparação entre eles.

Tabela 3 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos experimentalmente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]

Perfil	Imperfeição	N_{EF} (kN)	Modo de Falha	N_{EXP} (kN)	Modo de Falha	N_{NBR} (kN)	N_{EF}/N_{EXP}	N_{EF}/N_{NBR}
B25-2210-300	G+L	84,7	F+L	109,9	F	90,6	0,77	0,93
	G	84,7	F				0,77	0,93
	L	105,7	L				0,96	1,17
	Sem imp.	147,1	F				1,34	1,62
B50-2210-300	G+L	114,4	F+L	119,1	F+L	129,7	0,96	0,88
	G	118,4	F				0,99	0,91
	L	125,8	F+L				1,06	0,97
	Sem imp.	157,2	F+L				1,32	1,21
B75-2210-300	G+L	122,5	F+L	125,3	L	142,9	0,98	0,86
	G	126,5	F+L				1,01	0,89
	L	128,0	F+L				1,02	0,90
	Sem imp.	143,1	F+L				1,14	1,00
B50-2210-150	G+L	119,5	F+L	133,1	F	132,7	0,90	0,90
	G	121,5	F				0,91	0,92
	L	128,5	F+L				0,97	0,97
	Sem imp.	151,5	F+L				1,14	1,14
B50-2210-400	G+L	114,1	F+L	112,3	L	126,5	1,02	0,90
	G	114,3	F				1,02	0,90
	L	125,4	F+L				1,12	0,99
	Sem imp.	149,4	F+L				1,33	1,18

Imperfeições adotadas:
G: Imperfeição global de flexão ($L_{barra}/1500$).
L: Imperfeição local (0,14t).
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio experimental.
N_{NBR} é a força de compressão obtida com o procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3].
L é instabilidade local e F é instabilidade por flexão.

Tabela 4 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Distância entre perfis de 25 mm

Perfil	Imperfeição	N_{EF} (kN)	Modo de falha	N_{NBR} (kN)	N_{EF}/N_{NBR}	$N_{EF,AB}$ (kN)	Modo de falha	$N_{EF}/N_{EF,AB}$
B25-600-300	G+L	127,7	L	147,9	0,86	157,2	L	0,81
	G	135,7	L		0,92			0,86
	L	128,6	L		0,87			0,82
	Sem Imp.	157,3	L		1,06			1,00
B25-1000-300	G+L	124,7	L	138,7	0,90	156,5	L	0,80
	G	130,3	L		0,94			0,83
	L	127,3	L		0,92			0,81
	Sem Imp.	156,6	L		1,13			1,00
B25-1400-300	G+L	113,2	F+L	125,7	0,90	130,2	F+L	0,87
	G	116,8	F+L		0,93			0,90
	L	124,4	F+L		0,99			0,96
	Sem Imp.	130,4	F+L		1,04			1,00
B25-2200-300	G+L	86,2	F	88,5	0,97	90,8	F	0,95
	G	86,1	F		0,97			0,95
	L	102,0	F		1,15			1,12
	Sem Imp.	134,5	F+L		1,52			1,48
B25-3000-300	G+L	56,9	F	51,3	1,11	57,7	F	0,99
	G	56,9	F		1,11			0,99
	L	65,2	F		1,27			1,13
	Sem Imp.	139,0	F+L		2,71			2,41
B25-4200-300	G+L	31,7	F	26,9	1,18	31,4	F	1,01
	G	31,7	F		1,18			1,01
	L	34,3	F		1,28			1,09
	Sem Imp.	129,8	F+L		4,83			4,13
B25-5000-300	G+L	23,0	F	19,1	1,20	22,7	F	1,01
	G	23,0	F		1,20			1,01
	L	24,4	F		1,28			1,08
	Sem Imp.	91,4	F+L		4,78			4,03

Imperfeições adotadas:
G: Imperfeição global de flexão (L_{barra}/1500).
L: Imperfeição local (0,14t).
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio experimental.
$N_{EF,AB}$ é a força de compressão obtida na análise numérica realizada por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10].
N_{NBR} é a força de compressão obtida com o procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3].
L é instabilidade local e F é instabilidade por flexão.

Tabela 5 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Distância entre perfis de 50 mm

Perfil	Imperfeição	N_{EF} (kN)	Modo de falha	N_{NBR} (kN)	N_{EF}/N_{NBR}	$N_{EF,AB}$ (kN)	Modo de falha	$N_{EF}/N_{EF,AB}$
B50-600-300	G+L	130,7	L	151,0	0,87	155,9	L	0,84
	G	137,3	L		0,91			0,88
	L	132,4	L		0,88			0,85
	Sem Imp.	159,4	L		1,06			1,02
B50-1000-300	G+L	128,8	L	147,2	0,88	156,9	L	0,82
	G	136,4	L		0,93			0,87
	L	129,0	L		0,88			0,82
	Sem Imp.	157,4	L		1,07			1,00
B50-1400-300	G+L	123,0	F+L	141,5	0,87	154,5	L	0,80
	G	129,8	F+L		0,92			0,84
	L	128,3	L		0,91			0,83
	Sem Imp.	157,0	L		1,11			1,02
B50-2200-300	G+L	114,4	F+L	125,5	0,91	136,7	F+L	0,84
	G	118,4	F+L		0,94			0,87
	L	125,8	F+L		1,00			0,92
	Sem Imp.	157,2	F+L		1,25			1,15
B50-3000-300	G+L	100,0	F	103,2	0,97	112,4	F	0,89
	G	99,8	F		0,97			0,89
	L	114,9	F+L		1,11			1,02
	Sem Imp.	137,8	F+L		1,34			1,23
B50-4200-300	G+L	68,2	F	63,2	1,08	69,4	F	0,98
	G	68,2	F		1,08			0,98
	L	78,9	F		1,25			1,14
	Sem Imp.	136,4	F		2,16			1,97
B50-5000-300	G+L	51,8	F	45,5	1,14	51,5	F	1,01
	G	51,8	F		1,14			1,01
	L	57,6	F		1,27			1,12
	Sem Imp.	138,5	F		3,05			2,69

Imperfeições adotadas:
G: Imperfeição global de flexão (L_{barra}/1500).
L: Imperfeição local (0,14t).
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio experimental.
$N_{EF,AB}$ é a força de compressão obtida na análise numérica realizada por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10].
N_{NBR} é a força de compressão obtida com o procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3].
L é instabilidade local e F é instabilidade por flexão.

Tabela 6 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Distância entre perfis de 75 mm

Perfil	Imperfeição	N_{EF} (kN)	Modo de falha	N_{NBR} (kN)	N_{EF}/N_{NBR}	$N_{EF,AB}$ (kN)	Modo de falha	$N_{EF}/N_{EF,AB}$
B75-600-300	G+L	130,4	L	152,1	0,86	153,2	L	0,85
	G	137,7	L		0,91			0,90
	L	132,5	L		0,87			0,86
	Sem Imp.	159,5	L		1,05			1,04
B75-1000-300	G+L	128,7	L	150,0	0,86	158,3	L	0,81
	G	137,8	L		0,92			0,87
	L	129,8	L		0,87			0,82
	Sem Imp.	156,9	L		1,05			0,99
B75-1400-300	G+L	127,4	L	146,9	0,87	158,7	L	0,80
	G	133,9	F+L		0,91			0,84
	L	128,9	L		0,88			0,81
	Sem Imp.	143,1	L		0,97			0,90
B75-2200-300	G+L	122,5	F+L	138,0	0,89	156,2	L	0,78
	G	126,5	F+L		0,92			0,81
	L	128,0	F+L		0,93			0,82
	Sem Imp.	143,1	F+L		1,04			0,92
B75-3000-300	G+L	115,5	F+L	125,8	0,92	144,3	F+L	0,80
	G	118,7	F+L		0,94			0,82
	L	126,0	F+L		1,00			0,87
	Sem Imp.	144,2	F+L		1,15			1,00
B75-4200-300	G+L	97,4	F+L	101,4	0,96	110,0	F	0,89
	G	99,1	F		0,98			0,90
	L	114,1	F+L		1,13			1,04
	Sem Imp.	135,8	F+L		1,34			1,23
B75-5000-300	G+L	82,0	F	81,4	1,01	86,9	F	0,94
	G	82,9	F		1,02			0,95
	L	97,4	F+L		1,20			1,12
	Sem Imp.	138,5	F+L		1,70			1,59

Imperfeições adotadas:
G: Imperfeição global de flexão (L_{barra}/1500).
L: Imperfeição local (0,14t).
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio experimental.
$N_{EF,AB}$ é a força de compressão obtida na análise numérica realizada por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10].
N_{NBR} é a força de compressão obtida com o procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3].
L é instabilidade local e F é instabilidade por flexão.

Tabela 7 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Distância entre perfis de 100 mm

Perfil	Imperfeição	N_{EF} (kN)	Modo de falha	N_{NBR} (kN)	N_{EF}/N_{NBR}	$N_{EF,AB}$ (kN)	Modo de falha	$N_{EF}/N_{EF,AB}$
B100-600-300	G+L	129,1	L	152,5	0,85	151,1	L	0,85
	G	137,1	L		0,90			1,10
	L	129,0	L		0,85			1,17
	Sem Imp.	159,5	L		1,05			0,95
B100-1000-300	G+L	129,7	L	151,2	0,86	151,8	L	1,17
	G	138,1	L		0,91			1,10
	L	128,8	L		0,85			1,18
	Sem Imp.	157,0	L		1,04			0,97
B100-1400-300	G+L	127,5	L	149,3	0,85	151,7	L	1,19
	G	135,5	L		0,91			1,12
	L	128,6	L		0,86			1,18
	Sem Imp.	156,6	L		1,05			0,97
B100-2200-300	G+L	124,6	F+L	143,7	0,87	150,8	L	1,21
	G	130,7	F+L		0,91			1,15
	L	128,1	F+L		0,89			1,18
	Sem Imp.	144,8	F+L		1,01			1,04
B100-3000-300	G+L	120,9	F+L	135,9	0,89	150,2	L	1,24
	G	125,1	F+L		0,92			1,20
	L	127,0	F+L		0,93			1,18
	Sem Imp.	141,2	F+L		1,04			1,06
B100-4200-300	G+L	112,0	F+L	120,7	0,93	128,9	F+L	1,15
	G	115,3	F+L		0,95			1,12
	L	124,0	F+L		1,03			1,04
	Sem Imp.	142,6	F+L		1,18			0,90
B100-5000-300	G+L	102,8	F+L	107,5	0,96	111,0	F	1,08
	G	105,0	F+L		0,98			1,06
	L	119,6	F+L		1,11			0,93
	Sem Imp.	135,8	F+L		1,26			0,82

Imperfeições adotadas:
G: Imperfeição global de flexão ($L_{barra}/1500$).
L: Imperfeição local (0,14t).
N_{EF} é a força de compressão obtida na análise numérica.
N_{EXP} é a força de compressão obtida no ensaio experimental.
$N_{EF,AB}$ é a força de compressão obtida na análise numérica realizada por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10].
N_{NBR} é a força de compressão obtida com o procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], considerando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3].
L é instabilidade local e F é instabilidade por flexão.

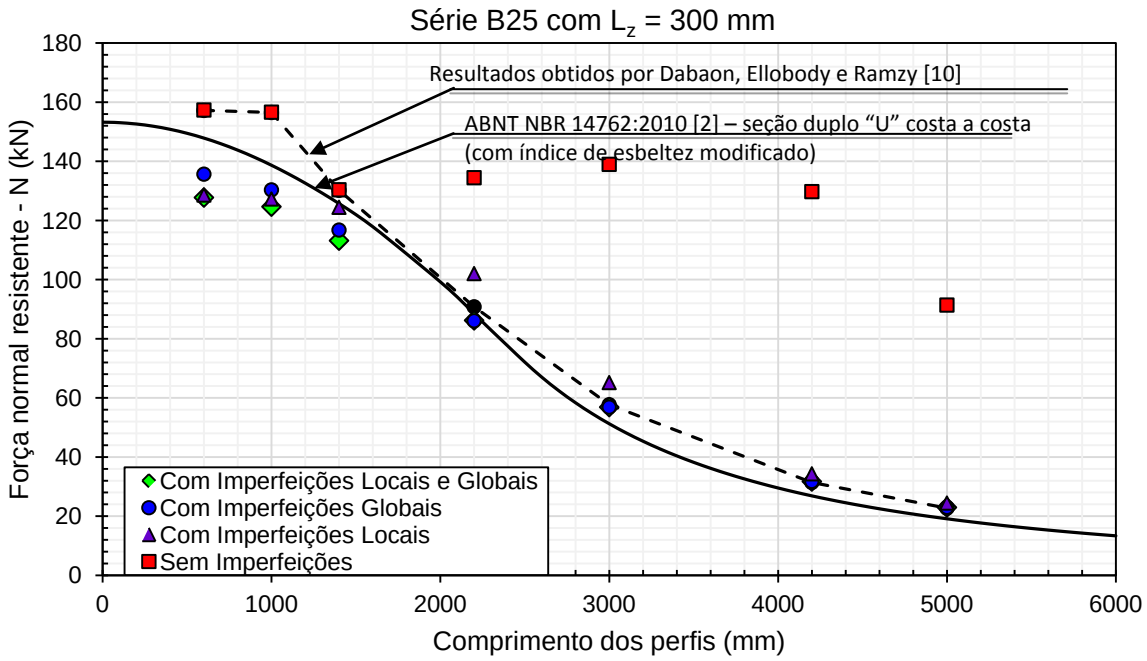


Figura 8 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Série B25 com L_z = 300 mm

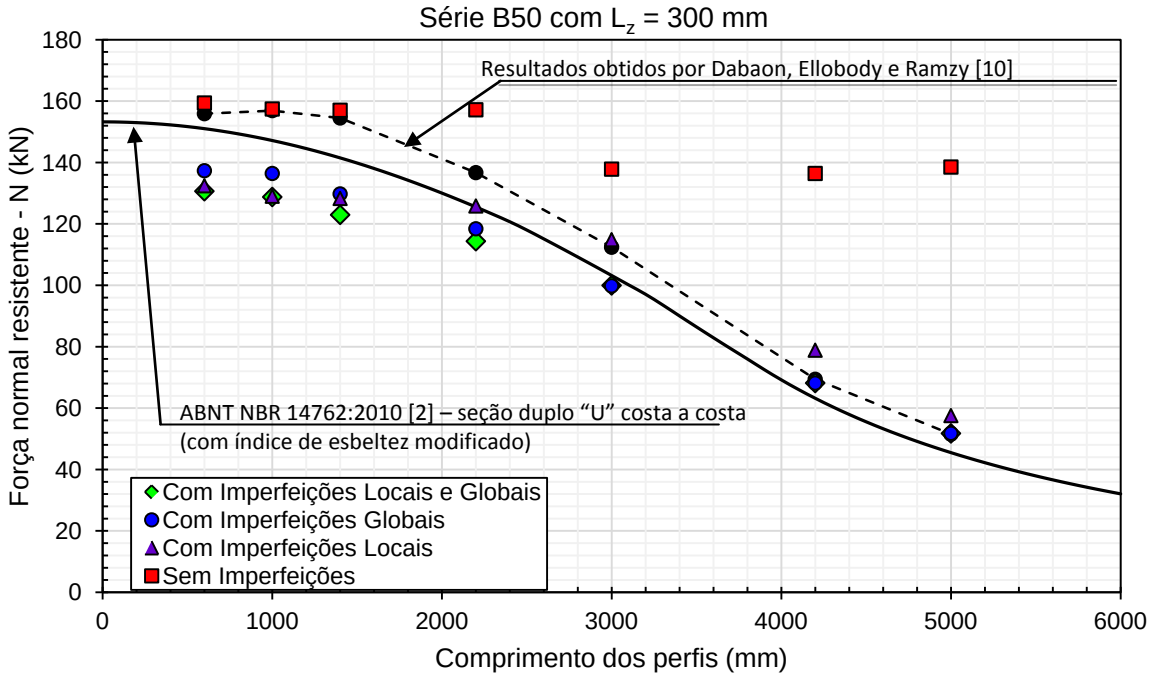


Figura 9 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Série B50 com L_z = 300 mm

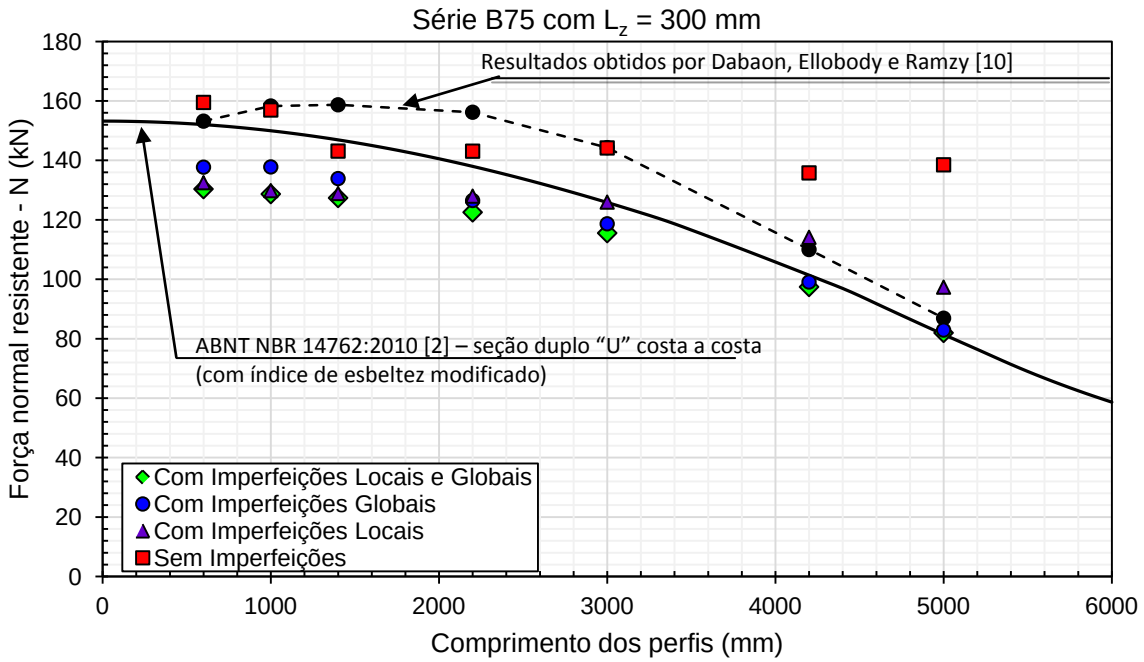


Figura 10 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Série B75 com L_z = 300 mm

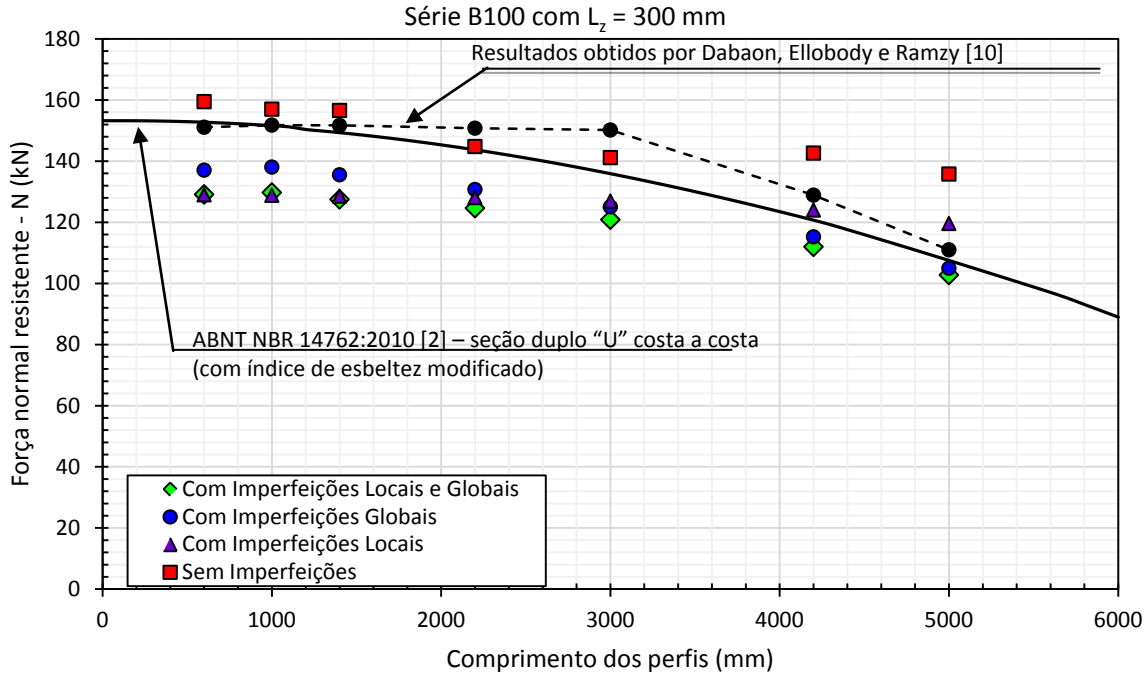


Figura 11 – Comparação entre os resultados da análise numérica, obtidos pela ABNT NBR 14762:2010 [2] e obtidos numericamente por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] – Série B100 com L_z = 300 mm

Nas Figuras 12 a 16 são apresentados típicos modos de instabilidade observados na análise numérica das barras. As figuras ilustram também o panorama de tensões de von Mises observado no instante em que a barra atinge a resistência máxima.

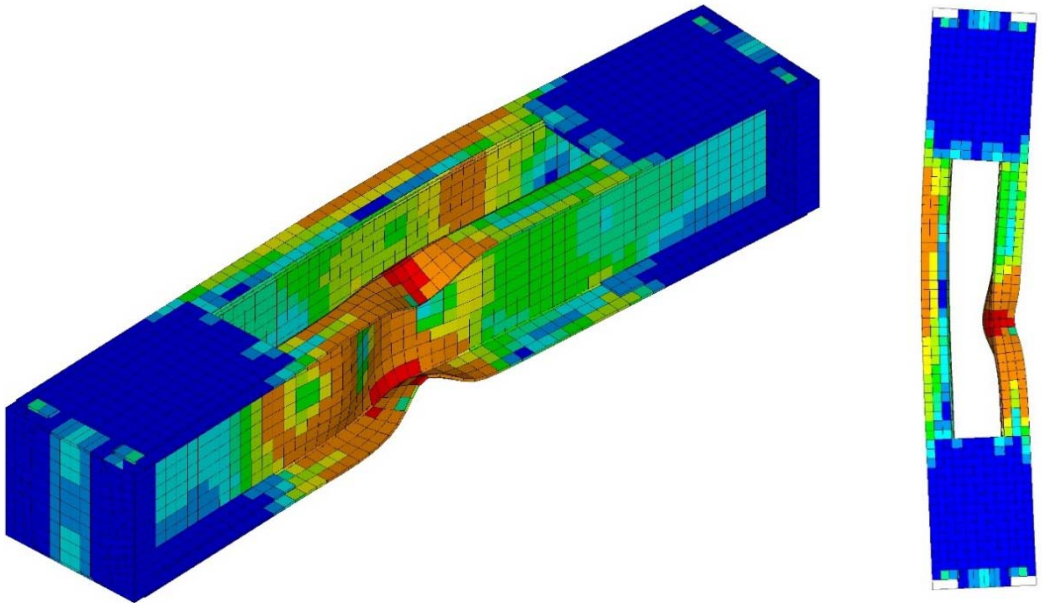


Figura 12 – Instabilidade local e distribuição de tensões de von Mises: perfil B50-600-300 (Imperfeições: L = 0,14t e F = L_{barra}/1500)

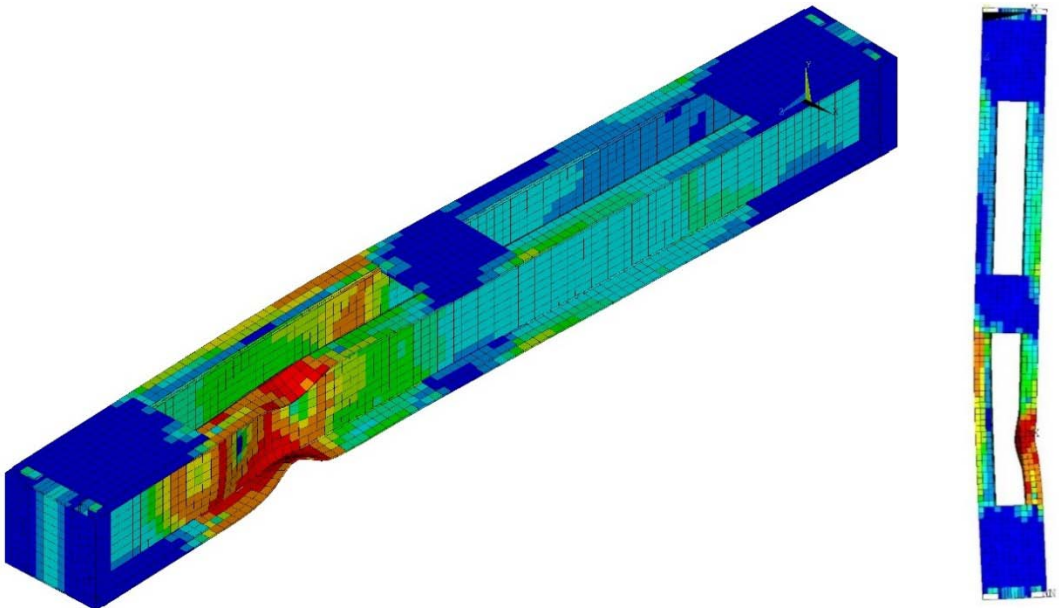


Figura 13 – Instabilidade local e distribuição de tensões de von Mises: perfil B50-1000-300 (Imperfeições: L = 0,14t e F = L_{barra}/1500)

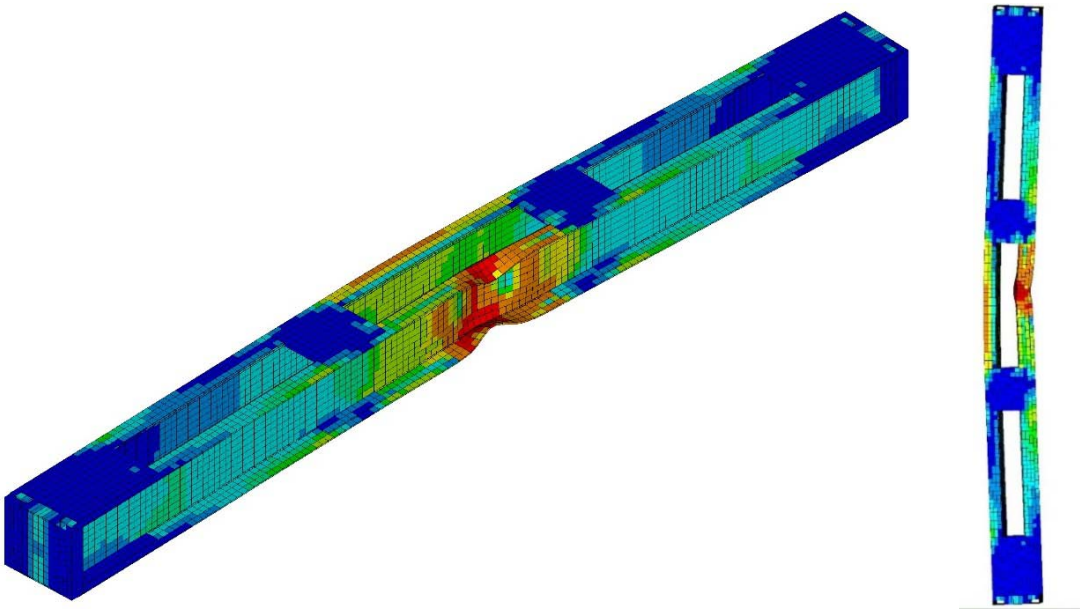


Figura 14 – Instabilidade local e por flexão e distribuição de tensões de von Mises: perfil B50-1400-300 (Imperfeições: L = 0,14t e F = L_{barra}/1500)

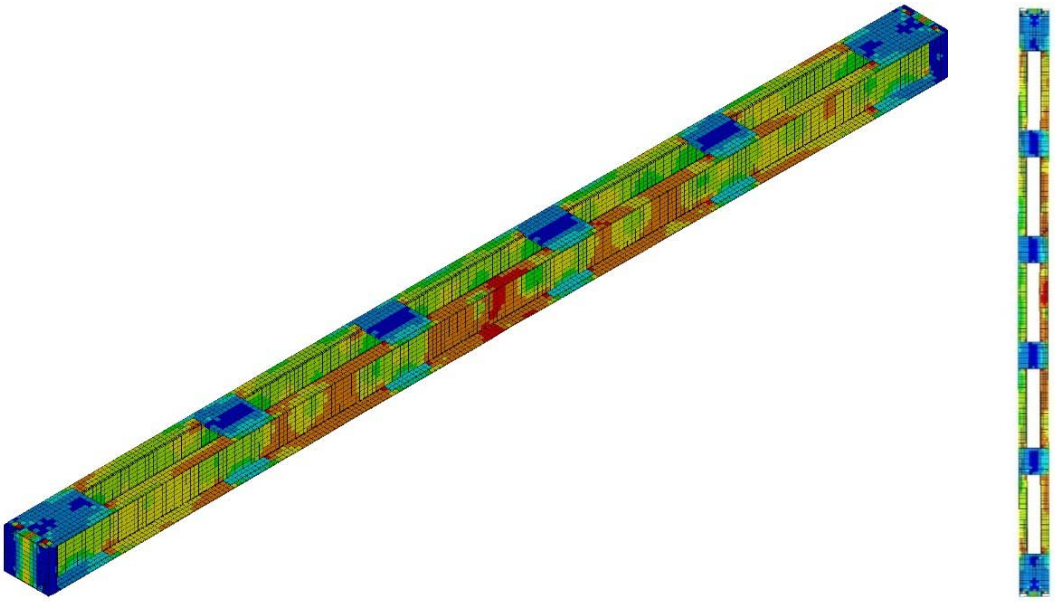


Figura 15 – Instabilidade local e por flexão e distribuição de tensões de von Mises: perfil B50-2200-300 (Imperfeições: L = 0,14t e F = L_{barra}/1500)

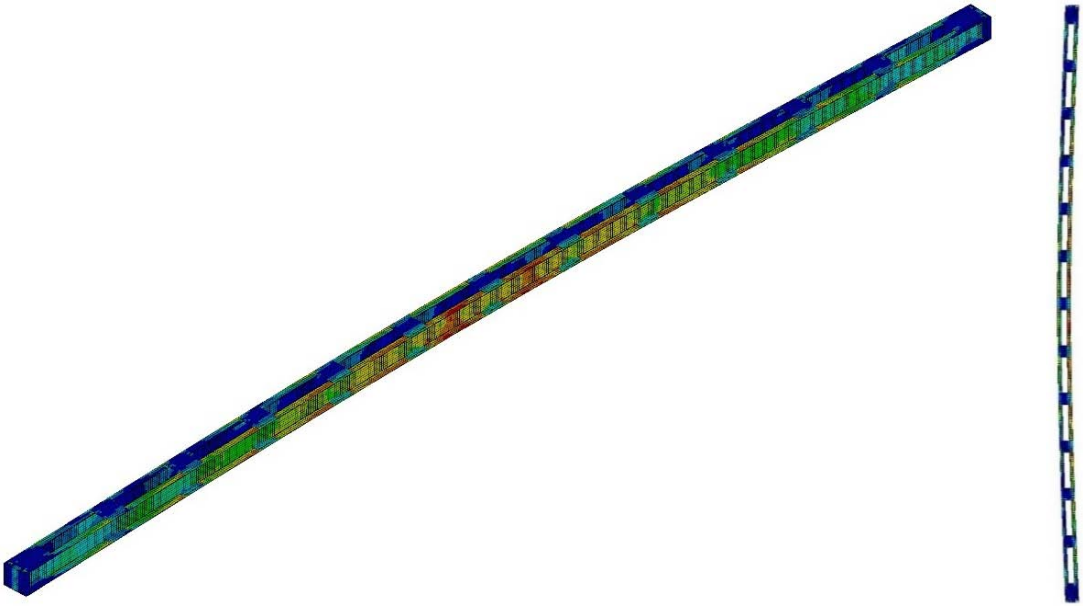


Figura 16 – Instabilidade por flexão e distribuição de tensões de von Mises: perfil B50-5000-300 (Imperfeições: L = 0,14t e F = L_{barra}/1500)

Analisando os resultados apresentados nas Tabelas 4 a 7 e nas Figuras 8 a 11 foi possível chegar à conclusão que a imperfeição local de 0,14t exerce grande influência em barras menos esbeltas para todas as séries, enquanto a imperfeição global de flexão de L_{barra}/1500 exerce maior influência em barras mais esbeltas para todas as séries. Observa-se também que para comprimentos de barras de 1400 mm a 3000 mm as duas imperfeições desempenham a mesma influência para a redução da força normal resistente, ou seja, são comprimentos onde acontece a combinação de instabilidades local e global por flexão, não há preponderância de uma em relação à outra.

Quando se compara os resultados obtidos na análise numérica com os resultados do procedimento da ABNT NBR 14762:2010 [2], estes são contra a segurança, principalmente para barras com menor esbeltez e com maior distância entre perfis, ou seja, situações em que predomina a instabilidade local. Observa-se que resultados de barras com a inserção de imperfeições geométricas iniciais foram contra a segurança para as séries B100 e B75 por completo até o comprimento de 3000 mm, enquanto para as séries B50 e B25 isso ocorreu para comprimentos de até 2200 mm.

Por outro lado, os resultados da análise numérica apresentados por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10], se mostraram conservadores quando comparados aos valores calculados pela ABNT NBR 14762:2010 [2]. A diferença de intensidade da força normal resistente entre os modelos numéricos pode ter ocorrido devido a magnitude das imperfeições geométricas iniciais ser diferente entre os modelos, como também a utilização de dois softwares diferentes para as análises. De forma geral, as imperfeições adotadas por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10] foram significativamente menores que as adotadas no presente trabalho, justificando os resultados encontrados.
Além disso, os resultados da análise numérica dos modelos sem inserção de imperfeições geométricas iniciais não se mostraram coerentes com os resultados obtidos na análise

experimental e pela ABNT NBR 14762:2010 [2], gerando resultados conservadores, principalmente para barras mais esbeltas. Deste modo, é de grande importância a identificação e inserção de imperfeições geométricas inicias nos modelos numéricos de forma a obter resultados coerentes com a realidade.

4 CONCLUSÃO

Os resultados da análise numérica realizada para os perfis de aço formados a frio em seção duplo "U", apresentaram resultados bastante coerentes com os obtidos nos ensaios experimentais realizados por Dabaon, Ellobody e Ramzy [5]. Deste modo, foi possível extrapolar a análise numérica variando diversos parâmetros, tais como, distância entre perfis, comprimento das barras e imperfeições geométricas iniciais.

Com relação as imperfeições geométricas iniciais, foi possível observar maior influência da imperfeição local em perfis menos esbeltos, enquanto a imperfeição global de flexão exerceu maior influência em perfis mais esbeltos. Conclui-se também que quanto maior a distância entre os perfis maior é a influência da imperfeição local como fator de redução da força normal resistente. Observa-se que as imperfeições geométricas inicias promovem grande influência na capacidade resistente das barras, mostrando a necessidade da identificação e consideração das mesmas.

Quando comparados os resultados da análise numérica deste trabalho com os obtidos do procedimento de cálculo da ABNT NBR 14762:2010 [2], com índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016 [3], obtém-se valores contrários à segurança, principalmente para barras com menor esbeltez e com a presença de imperfeições geométricas iniciais. Em contrapartida, o procedimento normativo se mostrou conservador quando comparado aos resultados numéricos encontrados por Dabaon, Ellobody e Ramzy [10]. Pode-se concluir que a diferença de magnitude das imperfeições local e global de flexão inseridas nos modelos numéricos dos autores com o deste trabalho foi o fator que exerceu influência na redução da força normal resistente e que ocasionou essa diferença entre os resultados.

Entende-se que os resultados obtidos no trabalho mostram a necessidade de se extrapolar o estudo, analisando as diversas varáveis do problema, no sentido de confirmar os resultados obtidos e permitir um maior conhecimento sobre o comportamento da seção.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela bolsa concedida.

REFERÊNCIAS

[1] ANSYS, Structural Nonlinearities. v.13.0, Houston, USA, 2011.

[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

[3] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, ANSI/AISI S100: North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC, AISI, 2016.

[4] MAIA, W. F. Análise teórica e experimental de barras em dupla cantoneira de aço formada a frio submetidas à compressão. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

[5] DABAON, M.; ELLOBODY, E.; RAMZY, K. Experimental investigation of built-up cold-formed steel section battened columns. Thin-Walled Structures, 2015a, v. 92, p. 137–145.

[6] NAS. North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2007.

[7] AS/NZS. Australian/New Zealand Standard. Cold-formed steel structures. Sydney, Australia: Standards Australia, 1996.

[8] EC3. Eurocode 3: design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. BS EN 1993-1-3. Brussels: European Committee for Standardization, 2006.

[9] MAIA, W. F. Sobre a estabilidade de cantoneiras de aço formadas a frio submetidas à compressão. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

[10] DABAON, M.; ELLOBODY, E.; RAMZY, K. Nonlinear behaviour of built-up cold-formed steel section battened columns. Journal of Constructional Steel Research, 2015b, v. 110, p. 16–28.

[11] SCHAFER, B. W; PEKOZ, T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing eometric imperfections and residual stresses. Journal of Constructional Steel Research. 1998, v. 47, 193-210.

Tema: oficial de submissão

EVIDÊNCIAS EXPERIMENTAIS DA INTERAÇÃO ENTRE MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL EM PERFIS DE AÇO FORMADO A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL *

Guilherme Cardoso de Salles[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]
Gustavo Yoshio Matsubara[3]

Resumo
Esse trabalho relata investigação experimental que consistiu no ensaio de três colunas de perfil de aço formado frio (PFF) de seção "U Enrijecido" em condição de extremidades bi engastadas. As principais etapas da investigação podem ser resumidas em: (i) medição das dimensões das colunas, (ii) medição e aquisição dos deslocamentos e deformações das colunas ao longo dos ensaios, e (iii) realização de ensaios de caracterização do material. A partir dos resultados experimentais, foram realizadas análises sobre o comportamento de pós-flambagem e o desenvolvimento dos modos de flambagem elástica. Os resultados experimentais demonstraram com muita clareza a ocorrência da interação dos modos de flambagem local e distorcional (LD), sobretudo no desenvolvimento da deformada das colunas, que pôde ser registrada com sucesso pelo deslocamento controlado dos transdutores de deslocamentos ao longo das colunas. Por fim, esse conjunto de experimentos serviu para validar análises numéricas com base no método dos elementos finitos (de casca) e uma nova proposta para cálculo de resistência de colunas de PFF afetadas pela interação LD, baseada no Método da Resistência Direta, cujos resultados estão incluídos em artigo complementar submetido a esse congresso.

Palavras-chave: Estruturas de paredes finas; Perfis de aço formados a frio; Interação entre modos de flambagem local e distorcional; Análise experimental de estruturas

EXPERIMENTAL EVIDENCES OF LOCAL-DISTORTIONAL BUCKLING INTERACTION OF COLD-FORMED STEEL COLUMNS

Abstract

This work presents an experimental investigation consisting of three compressive tests of cold-formed steel lipped channels under fixed end conditions. This investigation can be summarized in three main steps: (i) measurement of specimens' dimensions, (ii) measurement of displacements and deformations exhibited by the columns during tests and, (iii) standard tensile tests to obtain the material properties. The analysis of the results provided further insights of the buckling shapes development and the post-buckling behaviour of the columns. Moreover, the experimental results clearly showed the occurrence of local-distortional buckling mode interaction (LD), especially the columns' deformed configurations which were recorded by the displacement transducers travelling along the columns' length. Lastly, this set of compressive tests were used to validate numerical analyses with shell finite element method and a novel Direct Strength Method-approach to predict the strength of the columns affected by LD buckling interaction. These results are included in a companion paper submitted to this conference.

Keywords: Thin-walled structures; Cold-formed steel columns; Local-distortional buckling interaction; Experimental analysis

[1] Engenheiro Civil, M.Sc., Aluno de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[3] Engenheiro Civil, M.Sc. pela COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

1 INTRODUÇÃO

Perfis de aço formados a frio (PFF) são elementos estruturais esbeltos por natureza, exibindo relação largura/espessura elevada de suas chapas e comprimentos destravados longos. Essas características fazem desses elementos suscetíveis a fenômenos de estabilidade estrutural, notadamente a flambagem. Os três principais modos de flambagem aos quais um PFF está sujeito são: (i) flambagem local (L), que gera flexão das paredes que compõem o perfil, (ii) flambagem global (G), que gera deslocamentos de translação/rotação na seção transversal sem alterar sua forma e (iii) flambagem distorcional (D), que combina os dois modos anteriores gerando flexão individual nas placas e deslocamentos de translação/rotação na seção transversal. Outra característica importante para diferenciar os modos de flambagem é o comprimento de meia-onda de cada um deles, isto é, o menor comprimento destravado no qual o modo de flambagem desenvolve-se completamente. O modo local apresenta o menor comprimento de meia-onda, o modo distorcional apresenta comprimentos de onda intermediários e o modo global apesar de não apresentar um comprimento característico, é geralmente crítico para comprimentos maiores. A figura 1 ilustra a deformada dos três modos de flambagem para um perfil de seção "U Enrijecido" sob compressão uniforme.

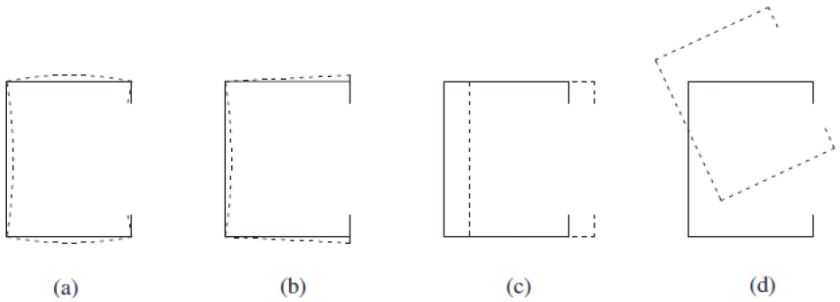


Figura 1: Modos de flambagem: (a) Modo Local (b) Modo Distorcional (c) Flexão na Menor Inércia (modo global) (d) Flexo-Torção (modo global).

A resistência final ou carga de colapso de um PFF, que é o parâmetro mais importante para projeto, decorre da progressão do fenômeno de estabilidade elástica e da sua interação com a plastificação progressiva do elemento estrutural. Nesse processo, os modos de flambagem L, D e G podem desenvolver-se de forma isolada ou em interação, nas formas L-D, L-G, D-G ou L-D-G. A interação entre modos de flambagem é um fenômeno importante, pois leva à degradação da carga de colapso se comparada ao caso de ocorrência isolada dos modos. Em outras palavras, uma peça sob interação L-G terá uma carga de colapso inferior à carga de colapso da mesma peça afetada apenas pelo modo L ou apenas pelo modo G. Assim, a previsão correta das possíveis interações entre modos é fundamental para obter-se uma estimativa realista da carga de projeto de um PFF.

Atualmente, as normas de projeto consideram, além dos modos isolados, apenas a interação L-G em suas prescrições para cálculo da carga última ([1], [2], [3]). Entretanto, diversos trabalhos já estudaram as demais interações e propuseram fórmulas para estimar resistência,

destacando-se Martins *et al.* [4] e Matsubara *et al.* [5] para a interação L-D, Dinis e Camotim [6] para a interação D-G e Dinis *et al.* [7] para a interação L-D-G.

Nesse contexto, esse trabalho visa contribuir para a compreensão do fenômeno de interação L-D, apresentando novos resultados e evidências experimentais do mesmo. Inicialmente, essa pesquisa experimental, que consistiu no ensaio à compressão uniforme de três perfis de aço formados a frio de seção "U Enrijecido" em condições biengastadas, foi concebida para análise da flambagem distorcional isolada e serviria como validação de um modelo analítico [8,9]. Entretanto, conforme será apresentado a seguir, os resultados de deformações e deslocamentos mostraram a clara ocorrência de interação L-D.

Dessa forma, esses novos resultados experimentais juntam-se às pesquisas experimentais de Young *et al.* [10], Young e Rasmussen [11], Kwon e Hancock [12] e Loughlan *et al.* [13], voltadas para interação L-D, e fornecem registros inéditos da deformada L-D ao longo do comprimento da coluna. Além disso, os resultados da presente pesquisa experimental foram posteriormente utilizados para validação de um modelo de elementos finitos e para o desenvolvimento de novas fórmulas para cálculo da carga última para casos de interação L-D, apresentadas em [5] e em artigo complementar, submetido a esse mesmo Congresso.

2 PESQUISA EXPERIMENTAL

A seguir serão descritos as principais etapas da pesquisa experimental: a medição das colunas, os ensaios para caracterização do material, a preparação para o ensaio de compressão e a instrumentação adotada.

2.1 Geometria e material das colunas

As três colunas ensaiadas (C1, C2 e C3) foram fabricadas por dobramento de uma chapa de aço tipo ASTM A572 grau 50 e espessura nominal t=1,1 mm. A seção transversal "U Enrijecido" projetada possui dimensões da linha média de 100 mm, 100 mm, 10 mm, para larguras da alma (b_w), mesa (b_f) e enrijecedor (b_s) respectivamente. O comprimento nominal das colunas é de 2530 mm, o que permite, em condições biengastadas, o desenvolvimento de três meia-ondas do modo distorcional.

Para essas condições, a relação entre as cargas críticas dos modos de flambagem local (P_{crL}), distorcional (P_{crD}) e global (P_{crG}) é P_{crL}/P_{crD}=1.31 e P_{crG}/P_{crD}=3.81, o que parece indicar *a priori* o modo distorcional como crítico e distante dos demais.

As dimensões das seções transversais das colunas foram medidas a cada quarto do comprimento total, ou seja, em 5 seções distintas. A tabela 1 apresenta as médias das medições, onde os subíndices 1 e 2 referem-se a cada flange e enrijecedor, θ_1 e θ_2 são os ângulos entre a alma e os flanges e t_w, t_f e t_s, são as espessuras medidas na alma, flanges e enrijecedores respectivamente.

Tabela 1 – Média das dimensões medidas (mm); b_w, b_f e b_s são medidas externas das paredes

Coluna	L	b_w	b_{f1}	b_{f2}	b_{s1}	b_{s2}	t_w	t_{f1}	t_{f2}	t_s	θ_1(°)	θ_2 (°)
Nominal	2530	101.10	101.10	101.10	10.55	10.55	1.10	1.10	1.10	1.10	90	90
C1	2529	109.58	103.64	102.05	10.65	10.64	1.07	1.04	1.05	1.05	91.78	90.79
C2	2529	103.14	102.61	105.19	10.33	10.36	1.09	1.10	1.11	1.11	90.87	93.37
C3	2529	108.79	102.27	103.42	10.45	10.44	1.09	1.09	1.09	1.10	90.02	91.67

Para a caracterização do material, foram realizados 4 ensaios de tração em corpos de prova extraídos da chapa de aço que originou dos perfis. Esses ensaios foram feitos de acordo com as recomendações da norma BS EN ISO 6892 [14]. Os ensaios 1 e 2, denominados STT1 e STT2, foram realizados com extensômetros (5 mm) e clip gages (50 mm) já os ensaios 3 e 4 (STT3 e STT4) utilizaram apenas extensômetros. Os testes foram realizados com uma taxa de carregamento de 0,2 mm/min. (controle de deslocamentos) e a aquisição de dados foi feita à taxa de 3 Hz. As curvas tensão-deformação obtidas nos testes STT1 e STT2 são exibidas na figura 2. Os resultados dos clip gages permitem registrar o comportamento do material até o colapso, enquanto os resultados dos extensômetros são válidos para um faixa menor, porém mais precisos. A tensão de ruptura f_u foi tomada como a máxima tensão atingida durante o ensaio, a tensão de escoamento f_y foi obtida no platô dos gráficos e o módulo de elasticidade E foi obtido por regressão linear dos resultados dos extensômetros na faixa de tensão de 4,5% a 45% de f_y. Os valores de f_y e E são apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização

Teste	E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
STT1	183014	335	420
STT2	179468	342	427
STT3	181724	343	435
STT4	180027	348	441
Média	181058	342	430,8
Desv. Padr.	1618,7	5,4	9,2
Coef. var.	0,89%	1,58%	2,13%

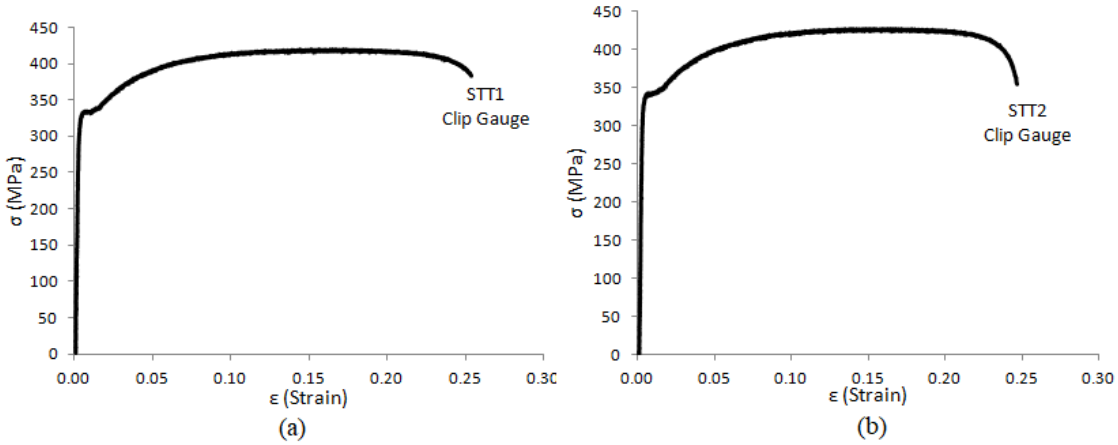
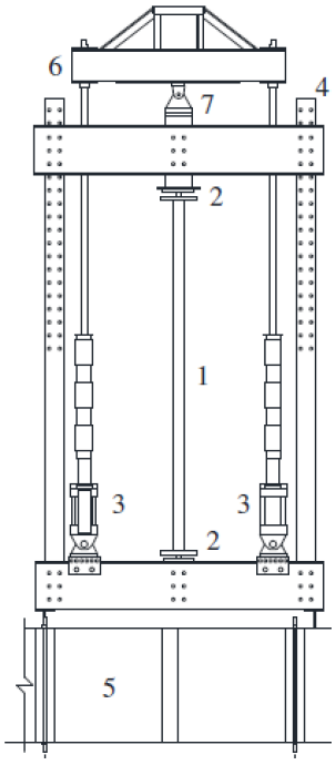


Figura 2: Curvas tensão-deformação obtidas pelos resultados dos clip gages: (a) ensaio STT1, (b) ensaio STT2.

2.2 Preparação e configuração dos ensaios

As três colunas foram ensaiadas com apoios engastados em um pórtico de reação (apresentado esquematicamente na figura 3) do Laboratório de Estruturas e Materiais Professor Lobo Carneiro da COPPE/UFRJ.



1 – Coluna

2 – Engastes = chapas rígidas + rótulas esféricas

3 – Atuadores hidráulicos

4 – Pórtico de Reação

5 – Laje de Reação

6 – Travessa Superior

7 – Êmbolo móvel

Figura 3: Configuração do ensaio.

Cada atuador hidráulico servo-controlado (3) possui curso de 150 mm e carga máxima de 50 kN. Ambos foram utilizados por controle de deslocamentos a uma taxa de 0.002 mm/s. Os engastes (2), apresentados em detalhe na figura 4, consistem de duas chapas rígidas de aço inox de 25 mm de espessura e uma rótula esférica entre elas. Durante a fase de posicionamento das colunas no pórtico, as rótulas ficam liberadas, mas, para se iniciar o ensaio propriamente, os parafusos conectando as chapas de aço são apertados para materializar as condições engastadas de translações e rotações impedidas e a rótula não trabalha mais.

Para garantir as condições de empenamento impedido nas extremidades, chapas de 12 mm de espessura foram fixadas com solda TIG às extremidades das colunas. Essas chapas eram posteriormente fixadas por parafusos nas chapas rígidas. Essa configuração final é apresentada na figura 5. O processo de soldagem deve ser feito de forma cuidadosa para que os centroides das seções extremas da coluna coincidam com o centroide das chapas rígidas dos engastes. Assim, garante-se que a carga de compressão seja aplicada de forma uniforme, com uma excentricidade desprezível nas extremidades. A descrição completa da preparação para o processo de soldagem pode ser encontrada em Santos [15] e Santos *et al.* [16].

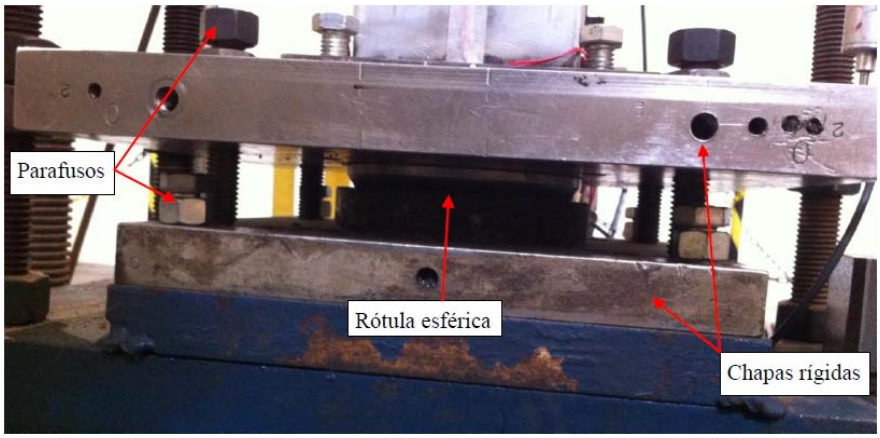


Figura 4: Condições de apoio engastado.

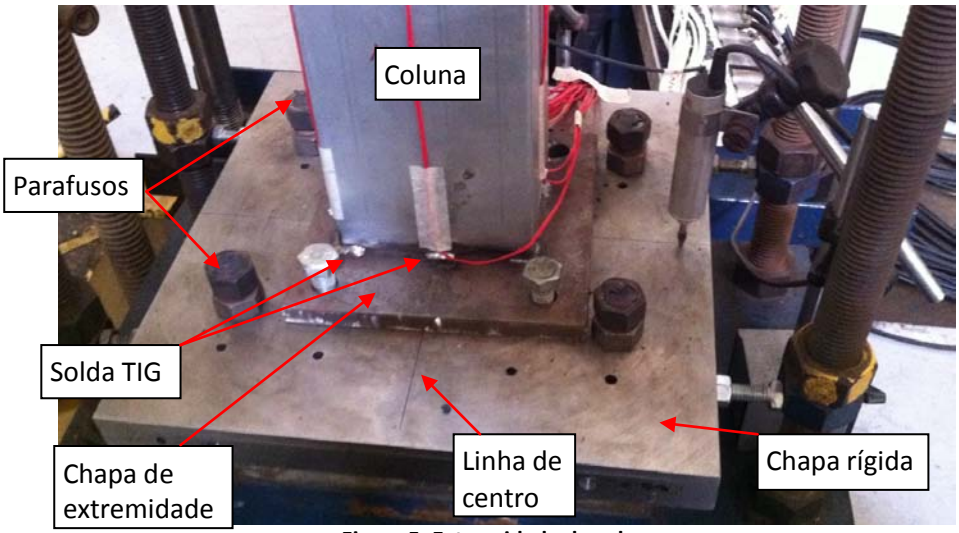


Figura 5: Extremidade da coluna.

2.3 Medição de deslocamentos e deformações

A instrumentação dos ensaios é apresentada nas figuras 6 e 7: (i) cinco transdutores de deslocamentos D1 a D5, (ii) 2 extensômetros E1, E2 posicionados longitudinalmente à meia-altura na alma, (iii) 4 strain gages posicionados longitudinalmente à meia-altura nos flanges (pares E3-E4 e E5-E6) e (iv)) 4 extensômetros posicionados transversalmente à meia-altura nos flanges (pares E7-E8 e E9-E10). Os extensômetros são sempre aos pares, um em cada face da parede. Os transdutores D1 a D3 captam deslocamentos da alma (positivos se em direção à boca do perfil) e os transdutores D4 e D5 captam movimentos de abertura (positivos) e fechamento (negativos) dos flanges.

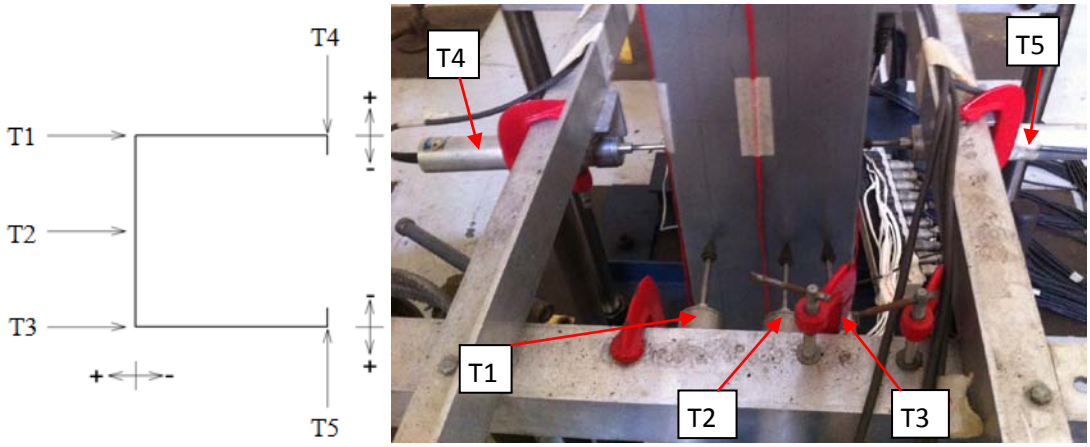


Figura 6: Posição dos transdutores de deslocamentos.

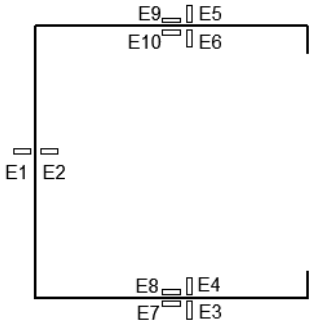


Figura 7: Posição dos extensômetros.

Os transdutores de deslocamentos ficavam presos a um suporte (“carrinho”) capaz de deslizar ao longo da coluna por um sistema de roldanas. Enquanto a coluna era carregada, os transdutores permaneciam fixos à meia-altura. Periodicamente, o carregamento era paralisado (atuadores não se moviam) e os transdutores eram movidos por toda a altura para captar a evolução da deformada da coluna.

3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

A carga última das colunas C1, C2 e C3 foram 31,5 kN, 33,4 kN e 29,0 kN respectivamente. Dado que os três ensaios apresentaram comportamentos semelhantes (trajetórias de equilíbrio e deformadas), apenas os resultados da coluna C2 serão apresentados e discutidos.

A figura 8 apresenta a evolução da deformada da coluna para 4 estágios de carregamento. O desenvolvimento progressivo de três meia-ondas do modo distorcional pode ser percebido, com fechamento das mesas no terço central e abertura nos demais trechos. Além disso, no último estágio de carregamento da figura, meia-ondas curtas podem ser notadas na alma, indicando a ocorrência de flambagem local. Essas meia-ondas podiam ser percebidas por inspeção tátil durante o ensaio. As deformadas obtidas pelos transdutores de deslocamento, que serão apresentadas na sequência, confirmam a ocorrência simultânea dos modos L e D.

Três aspectos importantes dos ensaios devem ser destacados: (i) o modo distorcional foi percebido visualmente desde cargas baixas aplicadas, (ii) o modo local foi apenas claramente observado (visualmente ou por inspeção manual) em estágios avançados de carregamento (em torno de 75% da carga de colapso) e (iii) o colapso deu-se por formação de rótula plástica próxima à meia-altura (um pouco acima ou abaixo) na junção alma/mesa.

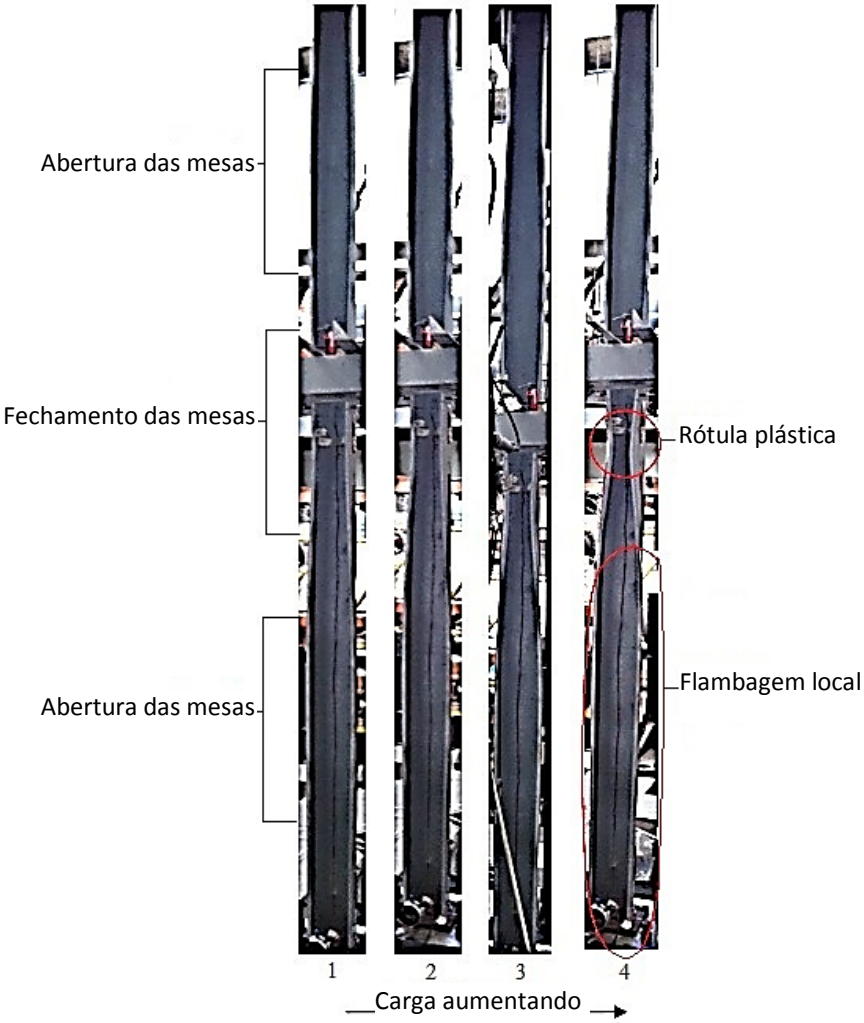


Figura 8: Deformada progressiva da coluna C2.

As figuras 9 e 10 apresentam os resultados dos extensômetros e dos transdutores de deslocamento à meia altura.

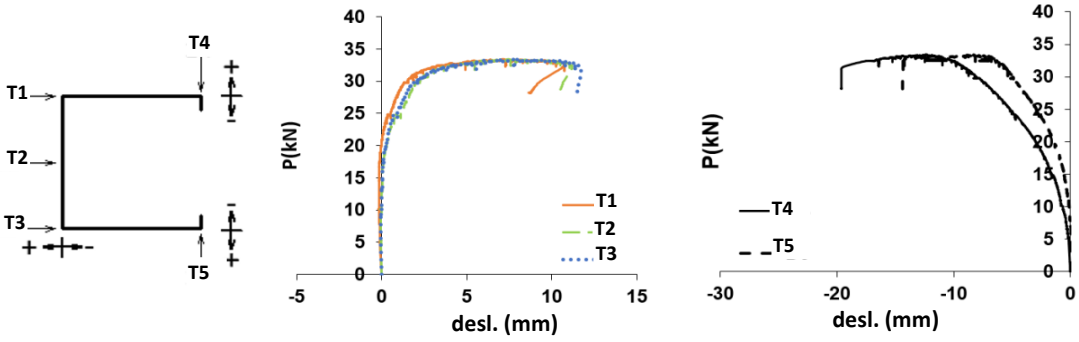


Figura 9: Deslocamentos a meia altura.

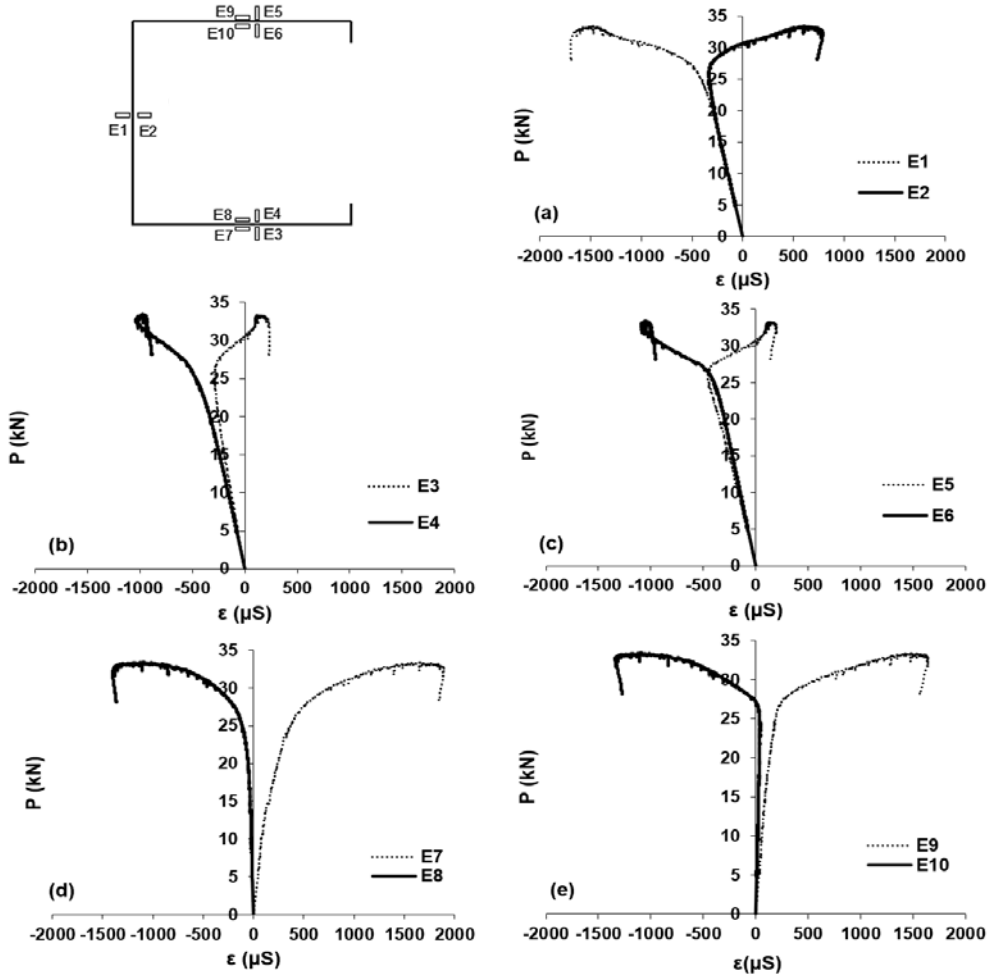


Figura 10: Deformações a meia altura.

A partir das trajetórias de equilíbrio na figura 9, percebe-se que: (i) a região central da coluna apresentou desenvolvimento do modo distorcional com fechamento das mesas, de acordo com a observação visual, (ii) esse movimento de fechamento não foi simétrico, provavelmente devido a imperfeições geométricas iniciais e (iii) as trajetórias de T4 e T5 mostram a ocorrência modo distorcional desde cargas baixas e significativo comportamento de pós-flambagem elástico.

Alguns comentários podem ser feitos baseados nos resultados da figura 10: (i) os pares de extensômetros E1-E2, E3-E4 e E5-E6 mostram a compressão progressiva na coluna e a bifurcação na trajetória de equilíbrio ocorrendo para um valor de carga aplicada em torno de 25-30 kN e (ii) os pares E7-E8 e E9-E10 revelam a ocorrência de flexão transversal nos flanges.

A figura 11 apresenta as configurações deformadas da coluna C2 em diferentes níveis de carga. O eixo vertical dos gráficos representa os deslocamentos normalizados pelo máximo deslocamento medido por cada transdutor $d_i/d_{imáx}$ e o eixo horizontal é a posição ao longo da

coluna. Este eixo não representa todo o comprimento da coluna, pois o movimento dos transdutores era limitado próximo às extremidades.

Conforme pode ser visto na figura 11, os deslocamentos da alma medidos pelos transdutores T1, T2 e T3 mostram claramente a ocorrência de flambagem local, sobretudo nas cargas P=29,2 kN e P=32,0 kN, respectivamente 87% e 96% da carga última experimental. Essas meia-ondas curtas que se desenvolveram ao longo de toda coluna possuem comprimento variando entre 195 mm e 230 mm, valores que estão entre os teóricos para os modos local e distorcional isolados (respectivamente 102 mm e 662 mm para condições simplesmente apoiadas). Por fim, os perfis de deslocamentos dos flanges, medidos pelos transdutores T4 e T5, confirmam a ocorrência de três meia-ondas do modo distorcional, com fechamento no terço central.

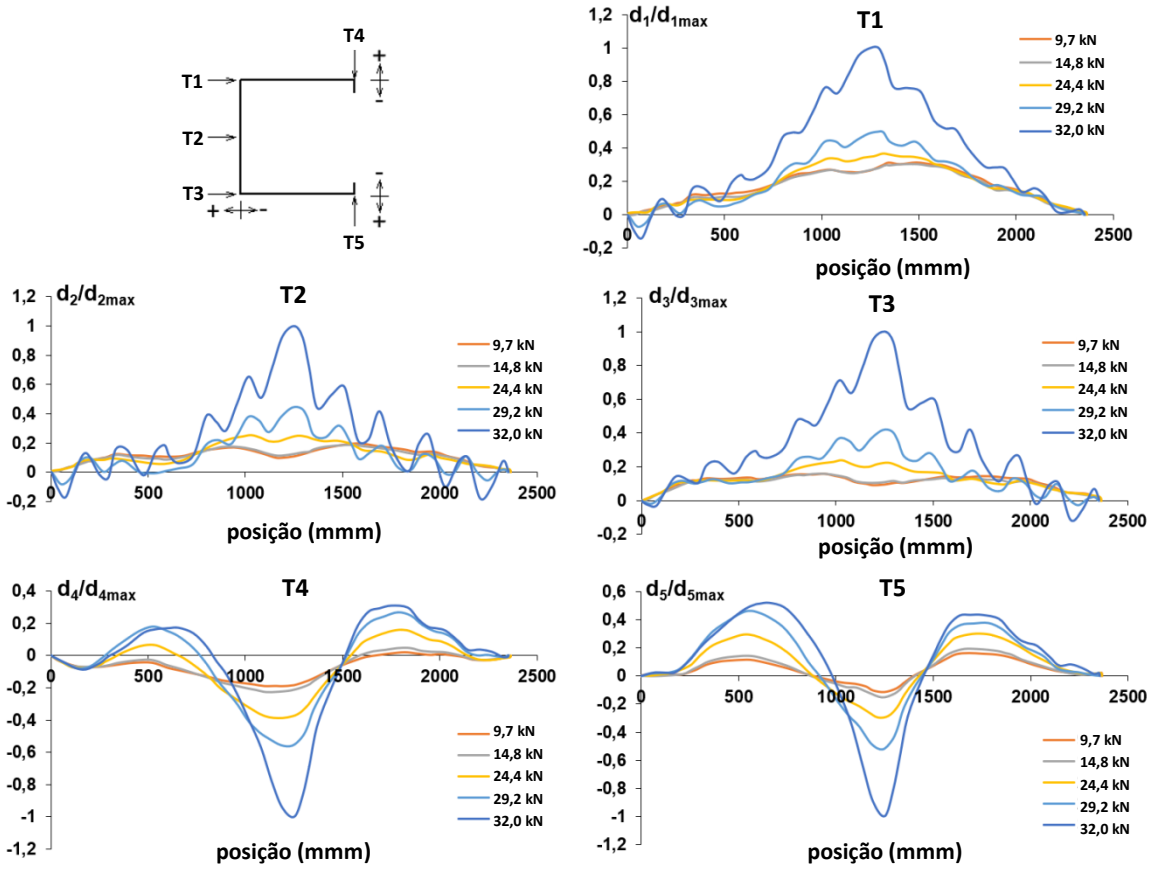


Figura 11: Deformadas da coluna C2 medidas pelos transdutores T1 a T5 em níveis de carga constante.

Assim, mesmo com a relação entre cargas críticas P_{crl}/P_{crD} = 1.31, as colunas exibiram interação L-D durante a pós-flambagem. O efeito prático dessa interação pode ser medido pelo cálculo

da carga última de acordo com a Norma brasileira [1]. A tabela 3 apresenta as cargas últimas da coluna C2 calculadas pela NBR 14762 para casos isolados de flambagem local ($P_{u,L}$) e

distorcional ($P_{u,D}$) sem interação e a carga última calculada pelas fórmulas propostas em [5] ($P_{u,prop}$), que consideram interação L-D.

Tabela 3 - Cargas de colapso para coluna C2 (kN)

Coluna	P_{uexp}	$P_{u,L}$	$P_{u,D}$	$P_{u,prop}$
C2	33,4	63,9	40,3	38,3

Fica evidente que a interação L-D provoca uma erosão significativa da carga última que não é identificado pelas fórmulas usuais de dimensionamento. As fórmulas da NBR produzem estimativas 21% e 91% acima do valor experimental.

4 CONCLUSÃO

Nesse trabalho, foram apresentados resultados experimentais de ensaios de compressão uniforme realizados em perfis de aço formado a frio com seção "U Enrijecido". As medições de deslocamentos e deformações feitas mostraram a ocorrência da interação L-D, apesar das cargas críticas de flambagem elástica do perfil para os dois modos estarem relativamente distantes (diferença de 31%). A interação entre os dois modos ocorreu durante o regime de pós-flambagem, o que ficou evidente pelos registros da configuração deformada da coluna ao longo do ensaio.

Por fim, mostrou-se que esse fenônemo de interação leva a uma degradação da carga última dos perfis, o que ainda não é previsto pelas normas de projeto. Por isso, novos estudos, tanto numéricos quanto experimentais, são necessários até que se atinjam formulações suficientemente precisas e consensuais que possam ser incorporadas às normas.

Agradecimentos

O primeiro autor agradece ao apoio financeiro recebido durante sua pesquisa de mestrado através da bolsa E-26/200.148/2016, FAPERJ (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro).

O terceiro autor agradece ao apoio financeiro recebido durante sua pesquisa de mestrado pelo CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico).

REFERÊNCIAS

1. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio, 2010.

2. Australian/New Zealand Standard – Cold-Formed Steel Structures, 2005.

3. American Iron and Steel Institute 2016 – North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.

4. Martins, A. D., Camotim, D., Dinis, P.B. On the direct strength design of cold-formed steel columns failing in local-distortional interactive modes. Thin-Walled Structures. 2017; 120 (3): 432–445.

5. Matsubara, G.Y., Batista, E.M., Salles, G.C. Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction. Thin-Walled Structures. 2019; 137 (4): 251–270.

6. Dinis, P.B., Camotim, D. Post-buckling behaviour and strength of cold-formed steel lipped channel columns experiencing distortional/global interaction. Computers and Structures. 2011; 89 (3-4): 422-434.

7. Dinis, P.B., Batista, E.M., Camotim, D., Santos, E.S. Local–distortional–global interaction in lipped channel columns: Experimental results, numerical simulations and design considerations. Thin-Walled Structures. 2012; 61 (12): 2–13.

8. Cardoso, D.C.T., Salles, G.C., Batista, E.M., Gonçalves, P.B. Explicit equations for distortional buckling of cold-formed steel lipped channel columns. Thin-Walled Structures. 2017; 119 (10): 925–933.

9. Salles, G.C. Investigação analítica, numérica e experimental do modo de flambagem distorcional em perfis formados a frio [Mestrado]. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2017.

10. Young, B., Silvestre, N., Camotim, D. Cold-formed steel lipped channel columns influenced by local-distortional interaction: strength and DSM design. J Struct. Eng. 2013; 139 (6): 1059-1074.

11. Young, B., Rasmussen, K.J.R. Design of lipped channel columns. J Struct. Eng. 1998; 124 (2): 140-148.

12. Kwon, Y.B., Hancock, G.J. Tests of cold-formed channels with local and distortional buckling. J Struct. Eng. 1992; 118 (7): 1786-1803.

13. Loughlan, N., Yidris, N., Jones, K. The failure of thin-walled lipped channel compression members due to coupled local-distortional interactions and material yielding. Thin-Walled Structures. 2012; 61 (12): 14–21.

14. BS EN ISO 6892-1:2016. Metallic Materials – Tensile Testing Part 1: Method of Test at Room Temperature, British Standard Institution, London, United Kingdom, 2016.

15. Santos, E.S. Interação entre os modos de flambagem local-distorcional-global em perfis de aço formados a frio com seção U enrijecido na compressão axial [Doutorado]. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2014.

16. Santos, E.S., Batista, E.M., Camotim, D. Experimental investigation concerning lipped channel columns undergoing local-distortional-global buckling mode interaction. Thin-Walled Structures. 2012; 54 (5): 19–23.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

LATERAL-TORSIONAL BUCKLING OF COLD-FORMED CONTINUOUS BEAMS WITH STIFFENED U SECTIONS BENT ABOUT THE AXIS OF LOWER INERTIA

Lucas Fadini Favarato[1]
Daniel Carvalho de Moura Candido[1]
André Vasconcelos Soares Gomes[1]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[2]
Juliana da Cruz Vianna Pires[2]
Johann Andrade Ferrareto[3]

Abstract
In recent years, the employment of structural systems composed of cold-formed steel (CFS) elements has gained technical and economic competitiveness when compared to traditional materials, such as reinforced concrete. This new trend, emergent in the civil construction market, is a consequence of steel lightness, assembly facilities and best quality of the final product. In addition, this solution is also used in steel-concrete composite systems for slabs of small to medium buildings, in which the steel element acts as formwork during construction stage, frequently with shoring to reach spans specified in projects. In such scenarios, the cold-formed structure behaves as a continuous beam and has to be verified to all limit states related to buckling in order to ensure structural safety. In this context, this study aims to perform a linear Finite Element analysis of lateral-torsional buckling of continuous beams with uniform spans composed of cold-formed stiffened U profile under minor axis bending. The numerical results are compared with analytical formulae prescribed in the Brazilian design code ABNT NBR 14762:2010. A parametrical study has been conducted for length and number of spans and, for each approach, conclusions were made.

Keywords: Cold-formed profiles; Numerical analysis; Lateral-torsional buckling; Continuous beams.

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE VIGAS CONTÍNUAS COM PERFIL DE CHAPA DOBRADA DO TIPO U ENRIJECIDO FLETIDO EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA

Resumo
O uso de alternativas de projeto baseadas em estruturas metálicas de perfis formados a frio (PFF) tem ganhado competitividade técnico-econômica em relação a sistemas construtivos tradicionais, como concreto armado. Essa nova postura emergente no mercado da construção civil é reflexo da leveza do aço, facilidade de montagem e maior qualidade do produto final. Além disso, observa-se amplo emprego dessa solução em sistemas mistos de aço e concreto para lajes de edificações residenciais de pequeno a médio porte, em que o elemento de aço funciona como forma ao concreto durante a fase de construção, fazendo uso de escoramento muitas vezes para vencer os vãos requeridos em projeto. Desse modo, o perfil metálico trabalha como viga contínua e deve ser verificado aos estados-limites últimos relativos à

flambagem para garantia da segurança estrutural. Neste contexto, propõe-se realizar uma análise numérica de flambagem lateral com torção elástica de vigas contínuas de vãos iguais com seções U enrijecidas de PFF, fletidas em torno do eixo de menor inércia, via Método dos Elementos Finitos, confrontando estes resultados com a formulação analítica da ABNT NBR 14762:2010. Realizou-se um estudo paramétrico com variação do comprimento e número de vãos e, em cada abordagem, foram tecidas as conclusões pertinentes.

Palavras-chave: Perfis formados a frio; Análise numérica; Flambagem lateral com torção; Vigas contínuas.

[1] Civil Engineer, M.Sc. Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering – Federal University of Espirito Santo, Vitória, ES – Brazil.
[2] Civil Engineer, Professor, D.Sc., Department of Civil Engineering – Federal University of Espirito Santo, Vitória, ES – Brazil.
[3] Civil Engineer, D.Sc, Escola Politécnica of University of São Paulo, ArcelorMittal Tubarão, Serra, ES – Brazil.

E-mail: lucasffavarato@gmail.com

1 INTRODUCTION

In the past years, the civil construction global market underwent many changes regarding materials and structural systems. Even though concrete is still the second most consumed structural material worldwide, the previous practice, characterized by the predominant use of reinforced concrete buildings as well as ceramic masonry, is not necessarily the most efficient approach if compared to alternatives based on steel or composite steel-concrete structures. Concrete structures demand more execution time and rely on shoring as an essential component in the construction phase for beams and slabs, which contributes to an increase in total cost of construction. Furthermore, formwork assemblage and removal, as well as concrete casting, generates substantial material waste, an unacceptable byproduct in an era in which a considerable focus is given to sustainable development and environmental awareness.

In this context, specific proposals of new composite steel-concrete slab systems aim to replace the traditional pre-cast concrete lattice girder slabs. These new systems consist of using a cold formed steel (CFS) channel section as formwork for concrete casting, that remains incorporated into the final slab, resulting in a system that usually does not require the use of additional steel reinforcing. In Brazil, two different products were designed and intended to work according to this principle: the first one, released by ArcelorMittal, is called Trelifácil® (Figure 1) and is composed by a galvanized steel formwork, uniformly distributed plastic spacers and trussed reinforcement. The manufacturer reports an 80% reduction in weight of each rib, claiming ease of assembly as the main advantage related to the product [1]. Tuper S.A. released a similar system for pre-cast slabs as well, but without trussed reinforcement and, in most cases, without additional steel reinforcing (Figure 2). The manufacturer also reports reductions in construction time and load bearing on foundations [2].

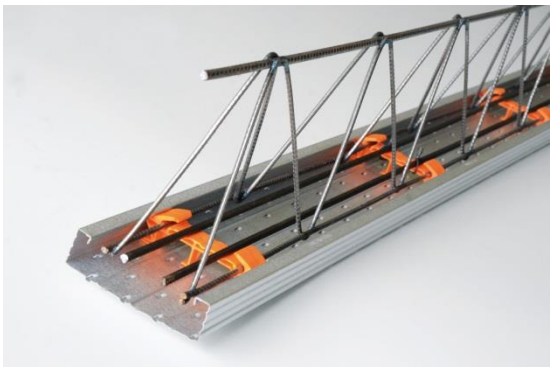


Figure 1: An overview of Trelifácil®.
(Source: Trelifácil® Informative Folder)

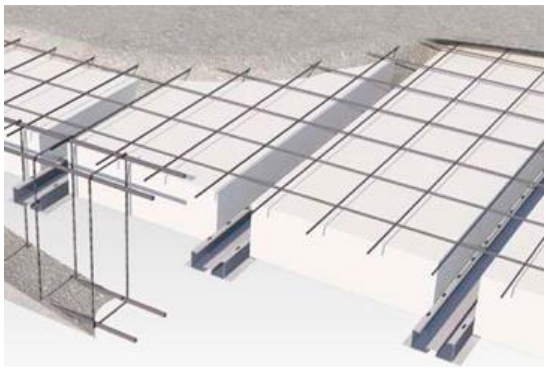


Figure 2: Tuper system for composite slabs.
(Source: Tuper Product Manual)

For the purpose of design, these slabs can be considered as a set of juxtaposed concrete “T” section beams so that each cold-formed channel element can be assumed as a single beam as well. Depending on the geometry, shoring is necessary during concrete casting in order to guarantee structural safety. As such, each cold-formed element behaves as a continuous beam and all pertinent limit states must be verified, specially lateral-torsional buckling (LTB).

Carvalho *et al.* [3] and Yu [4] state that cold-formed steel profiles present numerous advantages, such as optimum shape and size; low cost of production; reduced weight, in turn decreasing load bearing on foundations; quick and easy assemblage; best quality of the final product; and high recyclability.

For CFS profiles under flexure, as half-wave lengths related to buckling and element length increase, the critical buckling mode will likely be global. Its occurrence depends on the cross section geometric properties, such as moment of inertia and warping constant, and affects the whole element, changing the position of its original axis. Melo [5], who evaluated different modes of buckling in cold-formed steel profiles, says that global modes are usually characterized by bending about the minor axis of inertia or rotation around the shear center. On the other hand, a third mode can appear as a combination of both, called lateral-torsional buckling (LTB), which can occur in CFS profiles subjected to bending about both major (Figure 3) and minor (Figure 4) axes of inertia.

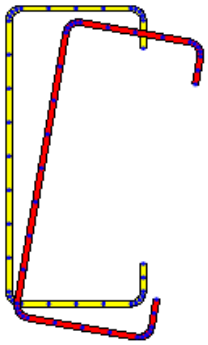


Figure 3: LTB – bending about the major axis. (Source: CUFSM v5)

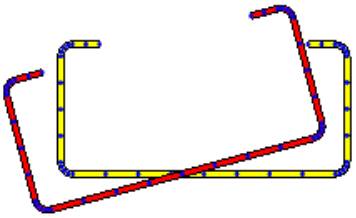


Figure 4: LTB – bending about the minor axis. (Source: CUFSM v5)

The calculation of LTB critical bending moments is an important step for the design of CFS continuous members in flexure, particularly for laterally unrestrained long elements where global failure modes figure as critical. Whereas the Brazilian National Code ABNT NBR 14762:2010 [6] provides a systematic methodology to determine these values, the analytical formulation is not clearly explained and does not yield reasonable results for continuous beams subjected to nonuniform moment distribution. In this sense, this paper seeks to investigate the accuracy of the analytical formulation prescribed in ABNT NBR 14762:2010 for determination of lateral-torsional buckling resistance of CFS continuous members under flexure. By means of the comparison, the results were compared to those obtained from a parametric Finite Element Analysis, in which the effect of variation of the number of spans (with uniform length) and span length on the LTB behavior of the members is investigated.

In the literature, previous works were found in which the lateral-torsional behavior of cold-formed beams or even the behavior of continuous beams was analyzed. Esptein et al. [7] discussed the behavior of continuous Z- and C- section members through fastening between cold-formed decks or panels, with one of the flanges of the purlin or girt being the usual method to provide lateral bracing. Once the bending moment diagram changes sign along the

element, regions where the compression flange is not braced are evidenced. Thus, the LTB usually governs design. Further assumptions are made in design and analysis of continuous Z-purlins subjected to gravity load, applicable, however, to other shapes. The authors stated that the unbraced length is the primary design parameter and assumptions pertaining to it are critical so that presuming lateral bracing in the lapped region does not appear to be justified and overestimate the calculate strength.

Kankanamge and Mahendran [8] investigated the LTB behavior of simply supported cold-formed stiffened U sections under pure bending about the major axis of inertia. A finite element analysis (FEA) was performed using ABAQUS and its accuracy was verified with available results in the literature. The moment capacity obtained numerically was compared to European design rules, found to be conservative, and Australian and North American design rules, in turn, found to be nonconservative. Based on the numerical results, the authors proposed modifications to the given moment capacity design equations.

Glauz [9] stated that open cross-sections design should consider the ultimate limit state of LTB due to low torsional stiffness associated to the geometry of the section. The North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members evaluated only presents design equations for singly symmetric and doubly symmetric sections based on elastic analysis, while the equations for point symmetric sections are only an approximation. Furthermore, no formulation is available for non-symmetric sections or sections oriented to non-principal axes. Thus, a new equation for LTB ultimate strength was developed, suitable to any cold-formed section. The buckling stresses obtained from the new formulation were compared to numerical solutions, indicating good agreement. The author states that no pre-buckling effect is accounted for.

Cheng et al. [10] have discussed the LTB behavior of cold-formed beams subjected to compression and bending about both main axes of inertia. The authors assert that flexure about the minor axis of inertia creates a non-symmetric pre-buckling stress distribution, which has a significant influence on LTB incidence. This topic, however, is scarce in the existing literature. The study concludes that major-axis bending decreases the critical compression load in case of combined actions. Besides, when the section is bent about the minor axis, the critical compression load is reduced if bending moment compresses the stiffeners and no influence on the compression load is observed if bending moment compresses the web, on the other hand.

2 CALCULATION OF LATERAL-TORSIONAL BUCKLING CRITICAL BENDING MOMENTS

2.1 Analytical formulation according to ABNT NBR 14762:2010

The Brazilian National Code ABNT NBR 14762:2010 [6] supplies all the needed information for design of cold-formed steel channel sections in flexure, whichever is the bending axis. In the most frequently observed scenario, bending happens about the major axis of inertia, thus the critical lateral-torsional buckling bending moment can be easily obtained in accordance with Equation (1):

$$M_e = C_b r_0 \sqrt{N_{ey} N_{ez}} \quad (1)$$

where r_0 is the cross-section polar radius of gyration; N_{ey} is the critical buckling force of bending about the non-symmetric axis; N_{ez} is the torsional critical buckling force, around the shear center; and C_b is the non-uniform bending moment modification factor, as reported by Equation (2).

$$C_b = \frac{12{,}5M_{máx}}{2{,}5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \geq 1 \quad (2)$$

where $M_{máx}$ is the maximum bending moment magnitude in the analyzed unbraced length; M_A is the bending moment magnitude at one fourth of the unbraced length; M_B is the bending moment magnitude at one half of the unbraced length; and M_C is the bending moment magnitude at three fourths of the unbraced length.

Furthermore, another formulation is presented in Annex E of the Brazilian National Code ABNT NBR 14762:2010 [6] to determine LTB strength of channel elements bent about the axis of non-symmetry, in agreement with Equation (3). It's important to state this equation is also provided by AZ/NZS 4006:2005 [11] and AISI S100-16 [12].

$$M_e = \frac{C_s N_{ex}}{C_m}\left[j + C_s\sqrt{j^2 + r_0^2\left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}}\right)}\right] \quad (3)$$

where C_s is a coefficient that accounts for the bending moment orientation (+1 if the web is compressed or -1 if the lips are compressed); and C_m accounts for the bending moment distribution in the element, calculated in consonance with Equation (4).

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4\frac{M_1}{M_2} \quad (4)$$

where M_1 is the smallest bending moment in the edges of the analyzed element; M_2, on the other side, is the biggest one; and $M_1/M_2 > 0$ in case of reverse curvature and $M_1/M_2 < 0$ in case of simple curvature. The parameter j, shown in Equation (3), may be obtained by the following expressions — Equations (5) to (8).

$$j = \frac{1}{2I_y}(\beta_w + \beta_f + \beta_l) + x_0 \quad (5)$$

$$\beta_w = -\left(\frac{t x_m a_m^3}{12} + t x_m^3 a_m\right) \quad (6)$$

$$\beta_f = \frac{t}{2}[(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{t a_m^2}{4}[(b_m - x_m)^2 - x_m^2] \quad (7)$$

$$\beta_l = 2c_m t(b_m - x_m)^3 + \frac{2}{3}t(b_m - x_m)\left[\left(\frac{a_m}{2}\right)^3 - \left(\frac{a_m}{2} - c_m\right)^3\right] \quad (8)$$

where t is the steel plate thickness; a_m is web width, measured along the line at web mid-thickness; b_m is the flange width; c_m is the stiffener width; x_m is the distance measured from the shear center to the center line of the web; and x_0 is the distance between the shear center and the centroid.

Finally, the critical buckling loads previously needed have to be evaluated in agreement with Equations (9), (10) and (11).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{L^2} \tag{9}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L^2} \tag{10}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2}\left(\frac{\pi^2 E C_w}{L^2} + GJ\right) \tag{11}$$

where E is the steel Young's Modulus (200 GPa); I_x is the major moment of inertia; I_y is the minor moment of inertia; L is member length; G is the transverse modulus of elasticity (77 GPa); J is the constant of torsion; and C_w is the warping constant.

2.2 Numerical buckling analyses

In order to verify the accuracy of the analytical formulation presented in Equation (3) for continuous beams, the Finite Element Method (FEM) was employed to perform some numerical tests through ANSYS® 14.0 [13]. The chosen finite element was the four-node Shell 181 (Figure 5), with six degrees of freedom at each node (translations and rotations about *x*, *y* and *z* axes). It is suitable for structural analyses of thick to moderately thick elements, linearly or not. Besides, either total or reduced integration in the element's domain can be used.

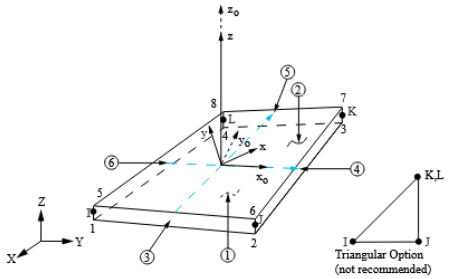


Figure 5: Finite element Shell 181 (Source: ANSYS® User Guide).

Then, the profile Ue100x40x17x1,2 was chosen to be used in all the numerical experiments. It is standardized by the Brazilian National Code ABNT NBR 6355 [14]. Its cross-section dimensions are detailed in Figure 6. One of the most important steps in numerical analyses is the adequate mesh selection, accomplished through a mesh convergence test. Candido et al. [15] have already conducted this test for a similar problem (the profile here selected), with the

same boundary conditions so that it will not be done again. In this sense, a 2 mm mesh was chosen in the cross-section plane, using a rectangular finite element whose shape factor is 3.

In order to correctly perform the lateral-torsional buckling analysis, fork supports are necessary at each beam support, with warping allowed. Thus, displacements are constrained in the web along the y-axis direction and along the x-axis in the flanges at each braced section, in accordance with Figure 7.

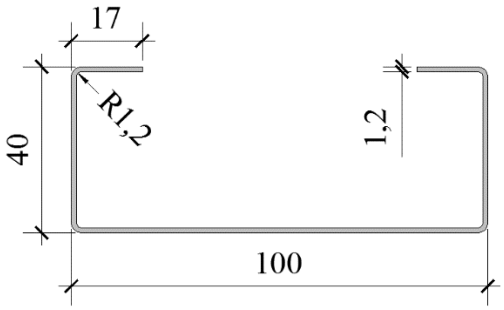


Figure 6: Chosen channel section (Source: authors).

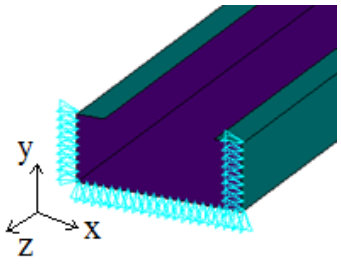


Figure 7: Fork support (Source: authors).

Three numerical experiments were carried out in different steps, which are detailed in the sequence.

a) Experiment 1: in order to validate boundary conditions, the model has been calibrated. The LTB critical bending moments were calculated in the numerical model using Lanczos Method for eigenvalue extraction, considering bending about both main axes, for simply supported beams with different lengths. Unitary bending moments were applied in the edges of each member, following a linear stress distribution (Figure 8 and Figure 9).The fork support was applied by constraining translations in x direction (flange) and y direction (web and stiffener) for major axis bending; and in x direction (both flanges) and y direction (web) for minor axis bending. Furthermore, translation in z direction was constrained in a single node located at the geometric center of the web (Figure 10 and Figure 11). Then, numerical results were compared with analytical ones and deviations were calculated, according to Equation (12) – (satisfactory if $|\delta| < 10\%$).

$$\delta = 100\left(\frac{M_{e,numerical}}{M_{e,theoretical}} - 1\right) \quad (12)$$

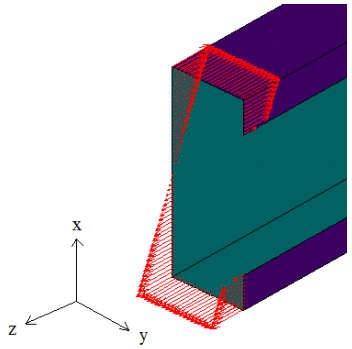


Figure 8: Unitary bending moment – major axis (Source: authors).

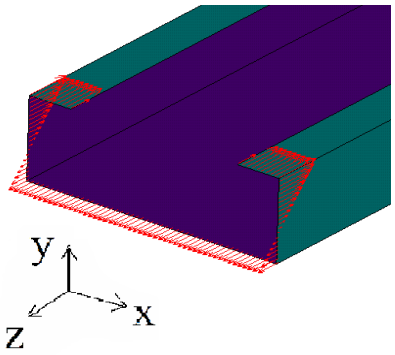


Figure 9: Unitary bending moment – minor axis (Source: authors).

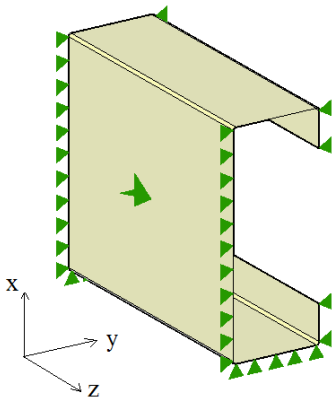


Figure 10: Boundary conditions – major axis (Source: authors).

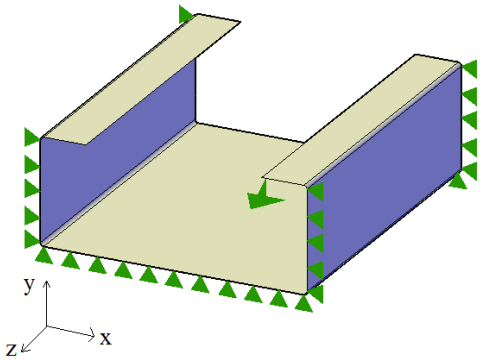


Figure 11: Boundary conditions – minor axis (Source: authors).

b) Experiment 2: After validating the boundary conditions, different continuous beams with equal spans were simulated, varying the number of spans and their length. Fork supports were provided at all simple and pinned supports and the longitudinal displacement was constrained at the web's midpoint (Figure 12). Furthermore, a transverse uniformly distributed load was introduced on the surface of the web (1 N/m) so that the stresses distribution would be the same as in the simplified model, deduced for beam elements (Figure 13). The nodal forces can be obtained by dividing the total applied force by the number of nodes on the web. Whereas shell elements are suitable to represent the boundary conditions and beam structural behavior, the resulting stresses on the web will slightly differ from those obtained by applying just the member end couple. In addition, 50 eigenvalues were extracted through Lanczos Method and the correspondent lateral-torsional one was selected. Then, analyses were carried out in Ftool [16], where the same structure was simulated in order to obtain the critical bending moments that cause buckling in the continuous beam. Finally, numerical and design code values in different sections of the beam were compared to verify the accuracy of the procedure given by the Annex E from National

Brazilian Code ABNT NBR 14762: 2010 [6]. The authors decided to choose long spans in order to induce global failure modes among the first ones extracted.

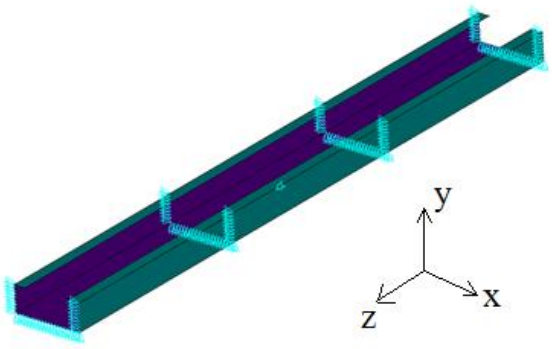


Figure 12: Three-span continuous beam. (Source: authors).

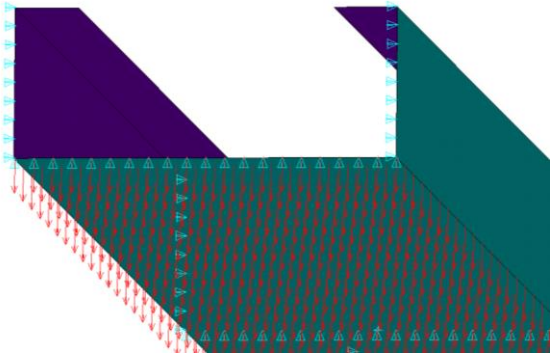


Figure 13: Nodal forces applied in the finite element model (Source: authors).

c) Experiment 3: the same models tested in experiment 2 were re-analyzed, although with concentrated moments applied on the edges of the continuous beam. The edge forces were introduced as stated in experiment 1 (calibration test), linearly distributed, as shown in Figure 14 and Figure 15.

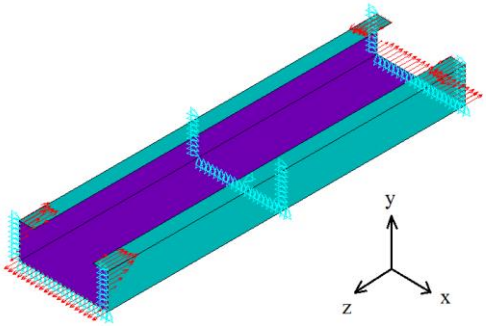


Figure 14: Finite element model for two-span continuous beam (Source: authors).

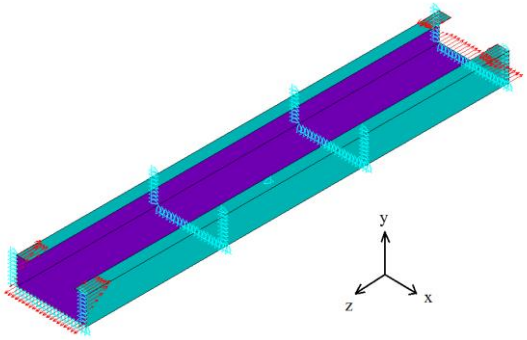


Figure 15: Finite element model for three-span continuous beam (Source: authors).

3 RESULTS AND DISCUSSIONS

This item presents the results of the previously detailed numerical experiments. First, the calibration test results will be presented, for both major and minor axis bending. Then, all scenarios simulated for continuous beams will be presented, for minor axis bending, and the conclusions will be presented.

3.1 Experiment 1 – Calibration tests

The results from experiment 1 are reported by Table 1.

Table 1: Results of experiment 1.

	M_e (Nm) - Major bending			M_e (Nm) - Minor bending		
L (m)	**NBR 14762:2010**	**ANSYS**	**δ**	**NBR 14762:2010**	**ANSYS**	**δ**
2,0	1570,84	1558,13	-0,81%	770,8	728,91	-5,43%
2,2	1316,67	1308,53	-0,62%	651,44	619,12	-4,96%
2,4	1122,05	1116,46	-0,50%	560,64	534,53	-4,66%
2,6	969,81	965,72	-0,42%	489,95	468,12	-4,46%
2,8	848,54	845,44	-0,37%	433,84	415,14	-4,31%
3,0	750,37	747,91	-0,33%	388,54	372,22	-4,20%
3,2	669,75	667,78	-0,29%	351,45	337,00	-4,11%
3,4	602,74	601,07	-0,28%	320,69	307,67	-4,06%
3,6	546,44	544,98	-0,27%	294,88	283,07	-4,01%
3,8	498,55	497,24	-0,26%	273,02	262,18	-3,97%
4,0	457,57	456,46	-0,24%	254,33	244,33	-3,93%
4,2	422,19	421,26	-0,22%	238,23	228,91	-3,91%
4,4	391,42	390,55	-0,22%	224,25	215,64	-3,84%
4,6	364,43	363,64	-0,22%	212,03	204,00	-3,79%
4,8	340,61	340,04	-0,17%	201,28	193,69	-3,77%
5,0	319,50	319,00	-0,16%	191,77	184,58	-3,75%
5,2	300,57	300,25	-0,11%	183,32	176,54	-3,70%
5,4	283,71	283,00	-0,25%	175,77	169,21	-3,73%
5,6	268,54	267,75	-0,29%	168,99	162,52	-3,83%
5,8	254,84	254,02	-0,32%	162,88	156,66	-3,82%
6,0	242,40	242,11	-0,12%	157,35	151,36	-3,81%
	Average deviation		-0,31%	**Average deviation**		-4,10%
	Standard deviation		0,17%	**Standard deviation**		0,45%

(Source: authors).

The numerical results for both cases are conservative and do not deviate more than 5% from the theoretical values, on average, obtained from ABNT NBR 14762:2010 [6]. The results shown in Table 1 were regarded as sufficient to consider both the model and its boundary conditions adequate for further analyses. Moreover, the values obtained from minor axis bending analysis match the results reported by Candido et al. [15].

3.2 Experiment 2 – Continuous beam buckling analysis with linear load

After obtaining the lateral-torsional critical load through the finite element analysis, in N/m, the same beam was entered in Ftool [16] so that the bending moment diagram could be easily obtained (values in kNm). Then, the critical bending moments were calculated through the analytical formulation, for each unbraced length (numbered in Roman Numerals, from left to right, in ascending order), considering two scenarios:

a) bending moment causes tension in the stiffeners: $C_s = +1$;
b) bending moment causes compression in the stiffeners: $C_s = -1$.

Finally, a comparative study has been performed and deviations between the two results were calculated considering the numerical model as reference, as reported by Equation (13).

$$\delta = 100\left(\frac{\mathrm{M_{e,theoretical}}}{\mathrm{M_{e,numerical}}} - 1\right) \tag{13}$$

3.2.1 Two-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the linear critical load is 5,869 kN/m. The results are reported by Figure 16 and Table 2.

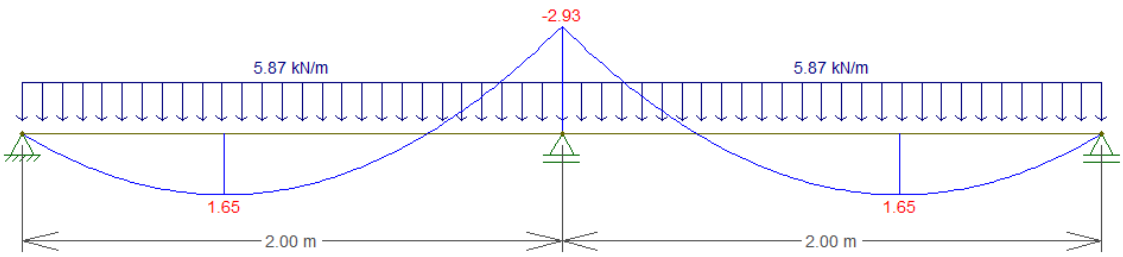


Figure 16: Two-span continuous beam – unbraced length of 2 m
(Source: Ftool [16]).

Table 2: Comparative analysis for a two-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	33,71	2,93	1051%	1,28	1,65	-22%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the linear critical load is 1,348 kN/m. The results are reported by Figure 17 and Table 3.

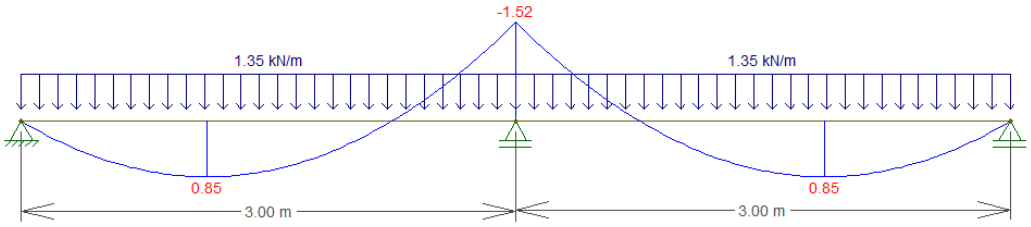


Figure 17: Two-span continuous beam – unbraced length of 3 m
(Source: Ftool [16]).

Table 3: Comparative analysis for a two-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	15,06	1,52	891%	0,65	0,85	-24%

(Source: authors).

3.2.2 Three-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the linear critical load is 5,295 kN/m. The results are reported by Figure 18 and Table 4.

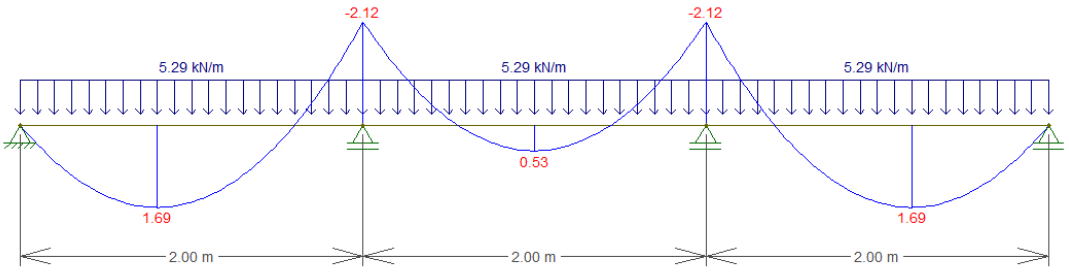


Figure 18: Three-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 4: Comparative analysis for a three-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	33,71	2,12	1490%	1,28	1,69	-24%
II	20,23	2,12	854%	0,77	0,53	45%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the linear critical load is 1,205 kN/m. The results are reported by Figure 19 and Table 5.

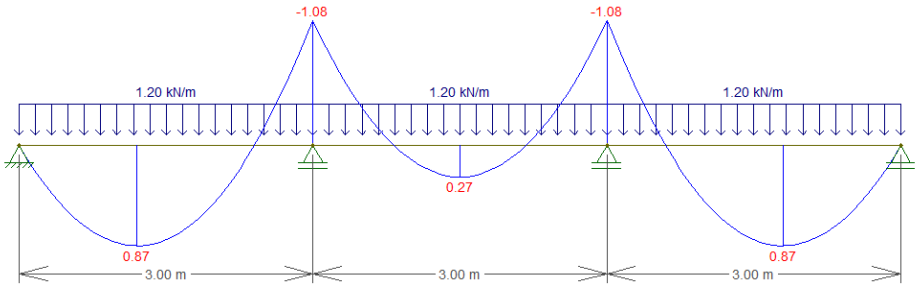


Figure 19: Three-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 5: Comparative analysis for a three-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	15,06	1,08	1294%	0,65	0,87	-26%
II	9,04	1,08	737%	0,39	0,27	44%

(Source: authors).

3.2.3 Four-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the linear critical load is 5,660 kN/m. The results are reported by Figure 20 and Table 6.

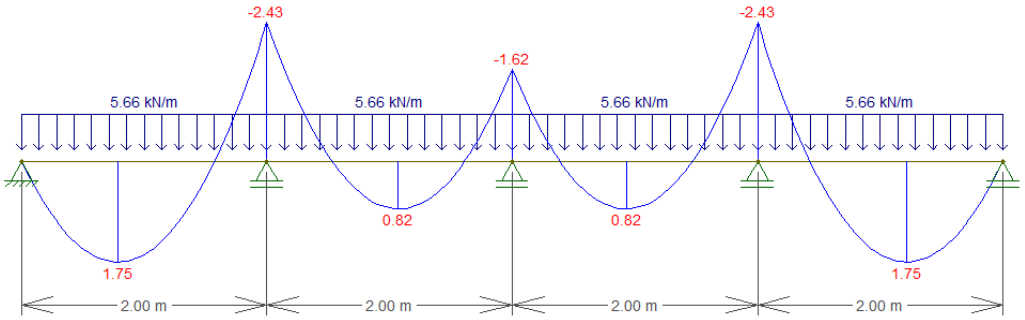


Figure 20: Four-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 6: Comparative analysis for a four-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	33,71	2,43	1287%	1,28	1,75	-27%
II	23,34	2,43	861%	0,89	0,82	8%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the linear critical load is 1,290 kN/m. The results are reported by Figure 21 and Table 7.

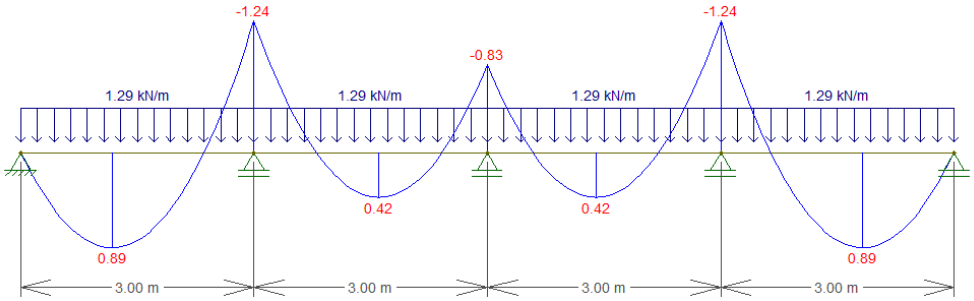


Figure 21: Four-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 7: Comparative analysis for a four-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	15,06	1,24	1115%	0,65	0,89	-27%
II	10,41	1,24	740%	0,45	0,42	7%

(Source: authors).

3.2.4 Five-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the linear critical load is 5,610 kN/m. The results are reported by Figure 22 and Table 8.

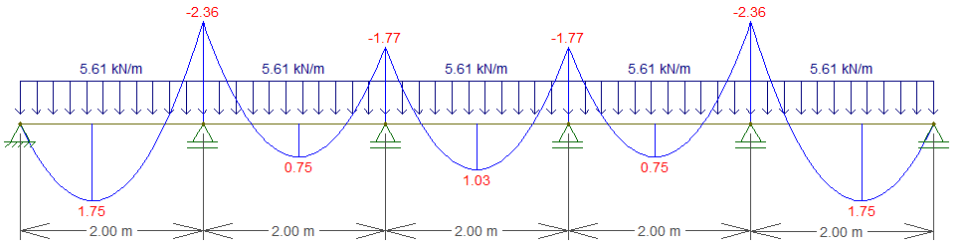


Figure 22: Five-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 8: Comparative analysis for a five-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	33,71	2,36	1329%	1,28	1,75	-27%
II	22,48	2,36	852%	0,86	0,75	14%
III	20,23	1,77	1043%	0,77	1,03	-25%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the linear critical load is 1,266 kN/m. The results are reported by Figure 23 and Table 9.

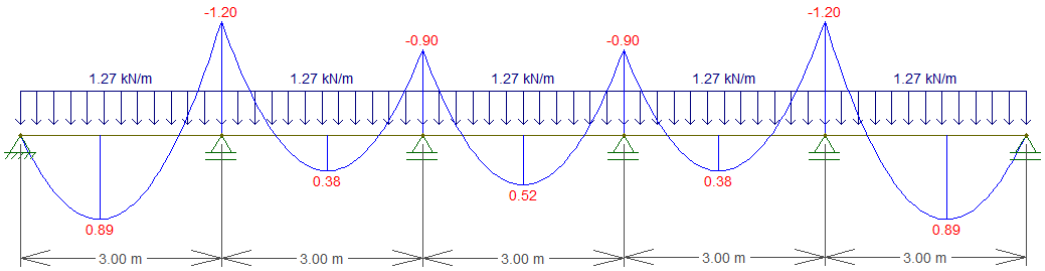


Figure 23: Five-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 9: Comparative analysis for a five-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	15,06	1,20	1155%	0,65	0,89	-27%
II	10,04	0,90	1016%	0,43	0,38	14%
III	9,04	0,90	904%	0,39	0,52	-25%

(Source: authors).

3.3 Experiment 3 – Continuous beam buckling analysis with concentrated moments

3.3.1 Two-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the critical bending moment is 1,78 kNm. The results are reported by Figure 24 and Table 10.

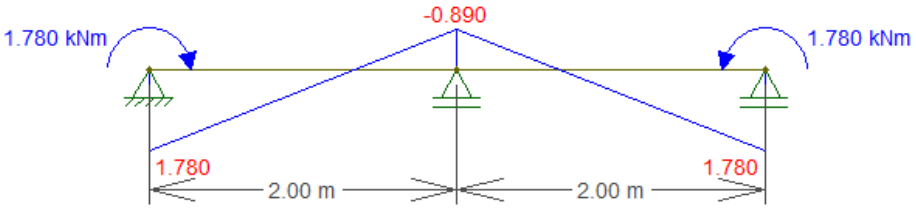


Figure 24: Two-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 10: Comparative analysis for a two-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	50,57	0,89	5582%	1,93	1,78	8%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the critical bending moment is 0,98 kNm. The results are reported by Figure 25 and Table 11.

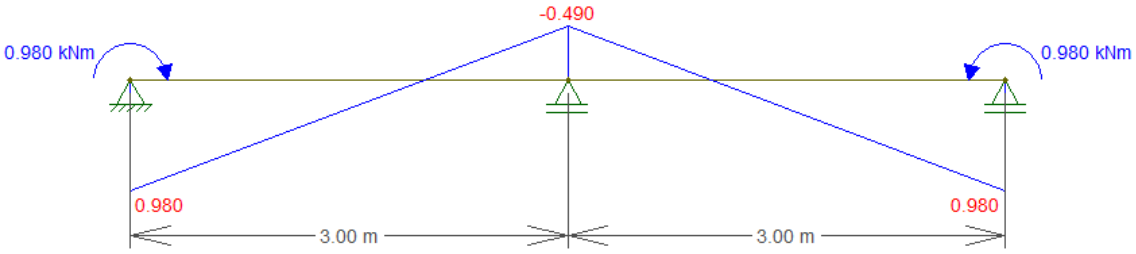


Figure 25: Two-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 11: Comparative analysis for a two-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	50,57	0,49	10220%	1,93	1,78	8%

(Source: authors).

3.3.1 Three-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the critical bending moment is 1,728 kNm. The results are reported by Figure 26 and Table 12.

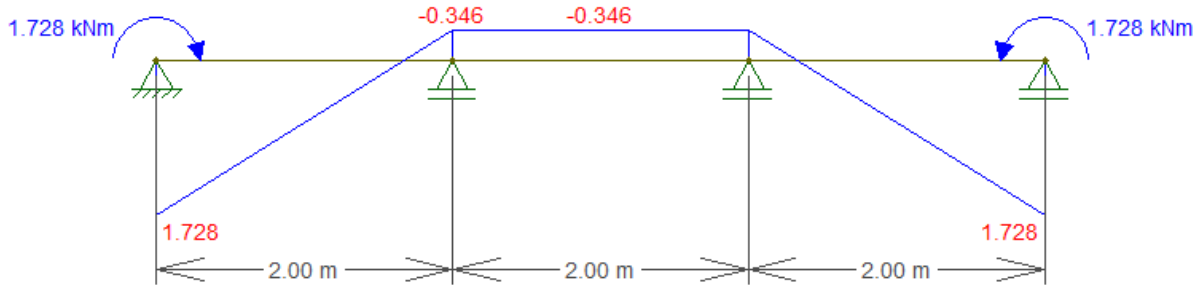


Figure 26: Three-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 12: Comparative analysis for a three-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	38,91	0,35	11145%	1,48	1,73	-14%
II	20,23	0,35	5746%	0,77	0,35	123%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the critical bending moment is 0,908 kNm. The results are reported by Figure 27 and Table 13.

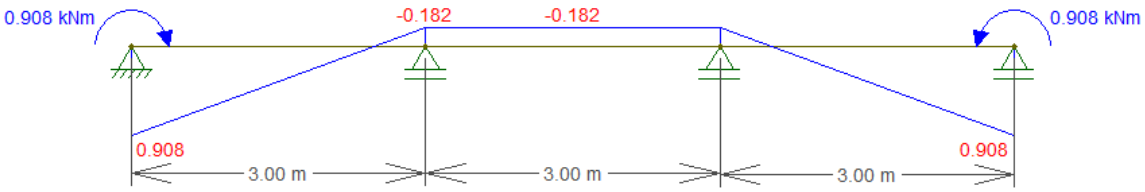


Figure 27: Three-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 13: Comparative analysis for a three-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	17,38	0,18	9451%	0,75	0,91	-18%
II	9,04	0,18	4865%	0,39	0,18	113%

(Source: authors).

3.3.1 Four-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the critical bending moment is 1,787 kNm. The results are reported by Figure 28 and Table 14.

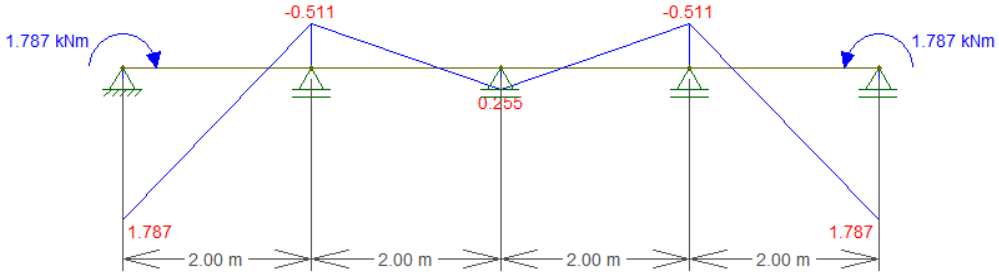


Figure 28: Four-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 14: Comparative analysis for a four-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	41,65	0,51	8052%	1,59	1,79	-11%
II	50,52	0,51	9787%	1,93	0,26	655%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the critical bending moment is 0,970 kNm. The results are reported by Figure 29 and Table 15.

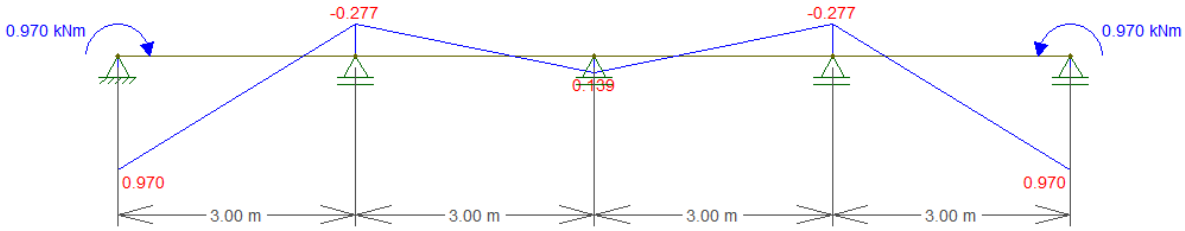


Figure 29: Four-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 15: Comparative analysis for a four-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	18,60	0,28	6615%	0,80	0,97	-18%
II	22,63	0,28	8070%	0,97	0,14	600%

(Source: authors).

3.3.1 Five-span continuous beam

a) For a 2 m unbraced length, the critical bending moment is 1,784 kNm. The results are reported by Figure 30 and Table 16.

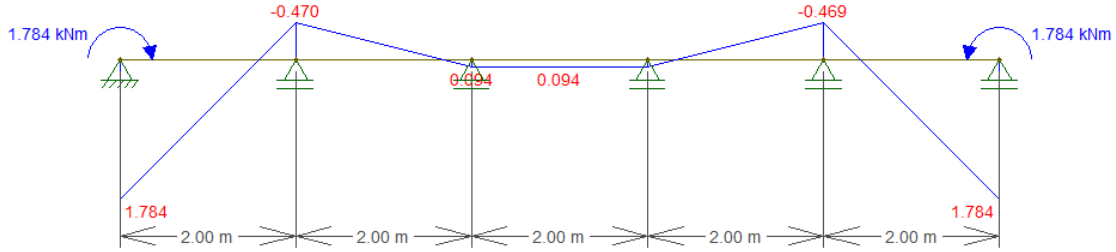


Figure 30: Five-span continuous beam – unbraced length of 2 m (Source: Ftool [16]).

Table 16: Comparative analysis for a five-span continuous beam – unbraced length of 2 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	40,88	0,47	8616%	1,56	1,78	-13%
II	29,74	0,47	1924%	1,13	0,09	1106%
III	20,23	0,09	21419%	0,77	0,09	720%

(Source: authors).

b) For a 3 m unbraced length, the critical bending moment is 0,963 kNm. The results are reported by Figure 31 and Table 17.

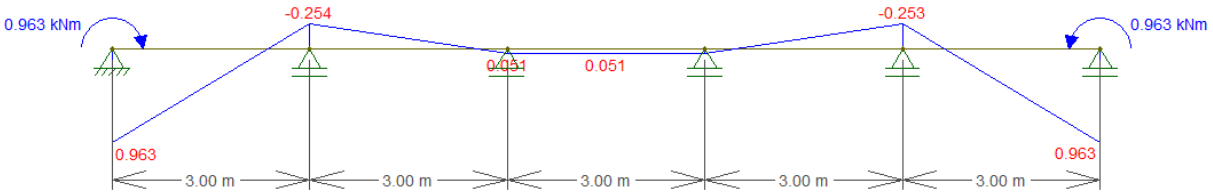


Figure 31: Five-span continuous beam – unbraced length of 3 m (Source: Ftool [16]).

Table 17: Comparative analysis for a five-span continuous beam – unbraced length of 3 m.

Span	M_e Stiffeners tensioned (C_s = +1)			M_e Stiffeners compressed (C_s = -1)		
	ABNT	ANSYS	δ	ABNT	ANSYS	δ
I	18,26	0,25	7204%	0,79	0,96	-18%
II	17,40	0,25	6860%	0,75	0,05	1367%
III	9,04	0,05	17980%	0,39	0,05	662%

(Source: authors).

3.4 Discussion

In the second experiment, the load has been introduced as a linear load, uniformly distributed throughout the beam. The results shown in Table 2 to Table **9** indicate that the incidence of lateral-torsional buckling is strongly related to the magnitude of the positive bending moment in the first span, as stated by both formulations. This assumption is reasonable, since stiffeners (AL elements) can easily bend out of plane due to the action of the positive bending moment while the web (AA element) would need a high stress level in case of negative bending moment. In spite the results provided by the analytical formulation deviate -25% from the numerical model (correctly calibrated), on average, they are more conservative, indicating that the LTB would happened for a low stress level. In this sense, a steel element designed in accordance with the theoretical model would reach an ultimate limit state earlier.

Lastly, experiment three was carried out, in which the same procedure was repeated, although, instead of introducing a linear load throughout the surface of the web, concentrated bending moments compressing the stiffeners were introduced in the continuous beam edges (numerical procedure adopted in calibration test). The outcomes, shown on Table 10 to Table 17, indicate that LTB happens due to the action of the major positive bending moment as well, in accordance with the results previously obtained. Except for the two-span continuous beam, all the theoretical results were also conservative, deviating -15% from the numerical ones, less than observed in the previous case.

Based on the calibration tests and the analyzed results, it is clear that the lateral-torsional buckling is correctly described by analytical formulation for both major and minor bending of simply supported beams. On the other hand, when continuous elements are analyzed, the theoretical expression provided by the Annex E from ABNT NBR 14762:2010 [6], deduced for

beam elements, does not provide reasonable values. Thus, a numerical approach is indicated to approach this type of analysis in a more detailed manner, in a way that reasonable values for local and distortional critical bending moments can be obtained as well.

4 CONCLUSIONS

The first experiment (calibration test) verified the boundary conditions for both major and minor axis bending. Several simply supported beams were simulated using the Finite Element Method and the results were compared to the analytical ones provided by both equations presented in item 2.1 of this paper. The results were satisfactory, with a deviation inferior to 5% between analytical and numerical approaches.

Subsequently, after carrying out the proposed tests to assess the accuracy of analytical formulation for minor bending in accordance to Annex E from ABNT NBR 14762:2010 [6], numerical and theoretical analyses indicated that LTB happens due to the presence of positive bending moment. However, there was no agreement of results regarding ultimate load magnitude, being the numerical approach noticeably less conservative then the analytical one. In closure, adjustments in the formulation under scrutiny must be done in order to provide a reasonable approach for LTB design of CFS profile continuous beams subjected to minor axis bending.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge Federal University of Espirito Santo and ArcelorMittal for the financial support provided during the development of this research.

REFERENCES

[1] ArcelorMittal. Trelifácil®: folder informativo do produto. 2019 [acessado em 28/01/2019]. Disponível em: http://longos.arcelormittal.com/produtos/catalogos/trelifacil

[2] TUPER S/A. Tuper lajes mistas nervuradas – Manual do produto. 2019 [acesso em 28/01/2019]. Disponível em: https://www.tuper.com.br/lajes/#informacao-tecnica

[3] CARVALHO, P. R. M.; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, G. D. Curso básico de perfis de aço formados a frio. 3ª edição, 370p. Porto Alegre: [s. n.], 2014.

[4] YU, W. W.; LABOUBE, R. A. Cold-formed steel design. 4th edition. New Jersey. John Wiley & Sons, 2010.

[5] MELO, J. M. S. Análise da flambagem elástica e da resistência de telhas autoportantes de aço formadas a frio [Mestrado]. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, Programa de Engenharia Civil; 2017.

[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. 87p. Rio de Janeiro, 2010.

[7] EPSTEIN, H. I.; MURTHA-SMITH, E.; MITCHELL, J. D. Analysis and design assumptions for continuous cold-formed purlins. Practice Periodical on Structural Design and Construction, v. 3, n. 2, p. 60-67, 1998.

[8] KANKANAMGE, N. D.; MAHENDRAN, M. Behaviour and design of cold-formed steel beams subject to lateral–torsional buckling. Thin-walled structures, v. 51, p. 25-38, 2012.

[9] GLAUZ, R. S. Elastic lateral-torsional buckling of general cold-formed steel beams under uniform moment. Thin-Walled Structures, v. 119, p. 586-592, 2017.

[10] CHENG, S.; KIM, B.; LI, L. Lateral–torsional buckling of cold-formed channel sections subject to combined compression and bending. Journal of Constructional Steel Research, v. 80, p. 174-180, 2013.

[11] AUSTRALIAN/NEW ZEALAND STANDARD. AZ/NZS 4600: Cold-formed steel structures. 2005. 253p.

[12] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S100: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. 2016.

[13] ANSYS® Academic Research Mechanical, Release 14.0.

[14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. 36p. Rio de Janeiro, 2016.

[15] CÂNDIDO, D. C. M.; STORCH, A. P.; GOMES, A. V. S.; FAVARATO, L. F.; CALENZANI, A. F. G. Análise numérica de flambagem de perfis de aço formados a frio empregados em lajes nervuradas mistas. In: XIII SIMMEC – Simpósio de Mecânica Computacional. Vitória, 2018.

[16] MARTHA, L. F. Ftool – Interactive-Graphics Program for Structural Analysis. Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Department of Civil Engineering and Tecgraf/PUC-Rio – Technical-Scientific Software Development Institute. Rio de Janeiro, 2018.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

OS EFEITOS DOS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS NAS PEÇAS DE SEÇÃO DELGADA ABERTA

Fernando Seto Takeguma Utikawa[1]
Leandro Palermo Júnior[2]

Resumo
O trabalho tem como objetivo estudar os efeitos dos momentos fletores transversais em vigas de paredes delgadas com seção transversal do tipo C enrijecido. A partir das equações diferenciais da teoria de flexo-torção para peças de comprimento médio ou curto, os momentos fletores transversais são avaliados na condição das peças submetidas à compressão excêntrica. As proporções das seções C foram modificadas na análise e as tensões locais devido ao efeito dos momentos fletores transversais foram comparadas à tensão máxima de flexão.

Palavras-chave: Momentos Fletores Transversais; Carga Excêntrica.

THE EFFECT OS TRANSVERSE BENDING MOMENTS IN OPEN SECTION THIN WALLED BEAMS

Abstract
The effect of transverse bending moments in eccentrically compressed bars is studied here. Thin walled beams using stiffened C sections were considered in the analysis and the flexural torsion beam theory was used. The stress related to the transverse moments and that due to eccentric compression load were compared in several cases where the aspect ratio of the section and the length of the beam were changed.

Keywords: Transverse Bending Moments; Eccentric Load.

[1] Engenheiro Civil, bacharel, mestrando, Departamento de estruturas, UNICAMP, Campinas, São Paulo, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de estruturas, UNICAMP, Campinas, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O objetivo do trabalho é avaliar as tensões causadas pelos momentos fletores transversais nas peças de seção delgada com base na formulação apresentada por Vlasov em [1]. Em perfis formados a frio usados em estruturas metálicas, os efeitos dos momentos fletores transversais podem ser determinados com a formulação desenvolvida por Hancock [2], embora não seja possível diferenciar esses efeitos dos demais, Schafer e Ádány [3] apresentaram um software capaz de dimensionamento (CUFSM) baseado no método das faixas finitas e nos estudos de Hancock, com a versão mais recente apresentada por Schafer [4]. O estudo de Hirosaka, Et. AL [5] apresenta os momentos embora não apresente formula para determiná-los ou seus efeitos. A teoria geral de vigas (GBT) desenvolvida por Schardt [6] permite determinar os esforços e deslocamentos e deformações de vigas, um software (GBTUL 1.0β) foi desenvolvido por Bebiano et al. [7] permite o dimensionamento baseado na GBT, sua versão mais recente (GBTUL 2.06) desenvolvida por Bebiano et al. [8]. As tensões relacionadas aos momentos fletores transversais são comparadas a tensão máxima de flexão para peças em seção C ou C enrijecido na condição de compressão excêntrica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Considerando seções de paredes finas como sistemas tridimensionais com seções transversais rígidas, considera-se implicitamente que além das tensões normais e de cisalhamento existem os momentos fletores transversais, que tendem a deformar a seção transversal. Esses momentos podem ser calculados se as forças de cisalhamento agindo ao longo do comprimento da viga forem conhecidas.

Um resumo das expressões apresentadas por Vlasov em [1] para avaliação do efeito dos momentos fletores transversais será mostrado neste item. Seja um elemento infinitesimal com a forma da seção transversal em um trecho da viga, no intervalo x e x+dx, o cisalhamento T possui variação tanto ao longo do contorno como no comprimento da peça. Ignorando-se termos de ordem superior [1], a variação do cisalhamento pode ser expressa pela equação 1.

$$dT = \frac{\partial T}{\partial x} dx = \frac{\partial (\tau t)}{\partial x} dx \quad (1)$$

Em que τ é a tensão de cisalhamento e t é a espessura da seção transversal no ponto.

A partir das forças transversal (Q) e normal (N), obtidas do equilíbrio da peça, a derivada da tensão de cisalhamento (Eq. 1) leva ao momento fletor transversal G de acordo com Vlasov. Os momentos fletores transversais não aparecerão no caso de esforço cortante constante ao longo do comprimento porque a derivada da tensão de cisalhamento será nula, podendo existir apenas os efeitos locais nas paredes da peça de seção delgada.

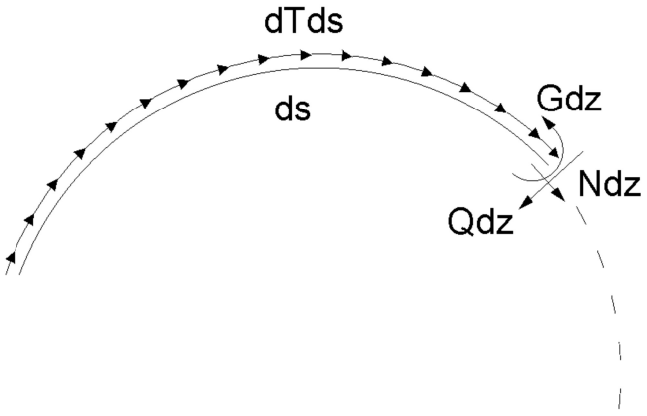


Figura 1: Equilíbrio para a faixa

Os momentos fletores transversais também podem ser calculados de modo analítico, iniciando-se com as equações diferenciais de equilíbrio de um elemento infinitesimal na linha do esqueleto da casca com dimensões dx por ds. A viga será modelada como um conjunto de infinitas faixas transversais, transmitindo esforços normais e cisalhantes entre si. As faixas assemelham-se a vigas bidimensionais curvas, sofrendo esforços axiais, cisalhamento e flexão transversal, a figura 2 representa o modelo adotado para as vigas estudadas.

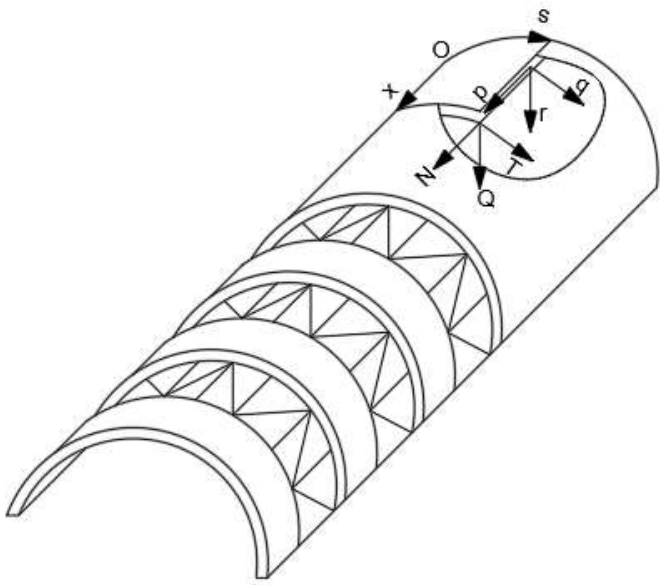


Figura 2: Modelo de cálculo para a viga

O equilíbrio do elemento de viga adotado é representado pelas equações diferenciais 2 a 5.

$$\frac{\partial(\sigma t)}{\partial x}+\frac{\partial \tau}{\partial s}+p=0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial s}-\frac{Q}{R}+q=0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial s}+\frac{N}{R}+r=0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial G}{\partial s}+Q=0 \quad (5)$$

Em que p, q e r são as projeções do vetor de cargas superficiais em relação às direções x, s e normal à superfície da parede, respectivamente. R é uma função de s, representando o raio de curvatura da linha de esqueleto no ponto. Eliminando as forças T, N e Q das equações 2 a 5, obtém-se uma única equação e mostrada equação 6.

$$\frac{\partial^2(\sigma t)}{\partial x^2}+\Omega G=P \quad (6)$$

$$P=\frac{-\partial p}{\partial x}+\frac{\partial q}{\partial s}-\frac{\partial^2(Rr)}{\partial s^2} \quad (7)$$

Em que P é uma função dependente das componentes da carga externa, dado pela equação 7, e Ω é um operador diferencial relativo à s, dado pela equação 8. Segundo Vlasov [1] esse operador está ligado à lei de áreas setoriais.

$$\Omega=\frac{-\partial^2}{\partial s^2}\left(R\frac{\partial^2}{\partial s^2}\right)+\frac{\partial}{\partial s}\left(\frac{1}{R}\frac{\partial}{\partial s}\right) \quad (8)$$

Na ausência de forças de superfície, as componentes p, q e r são nulas e o sistema dado pelas equações 2 a 5 pode ser reescrito com uso de uma função F(x, s), mostrado nas equações 9 a 13.

$$\sigma t=\Omega F \quad (9)$$

$$T=-\Omega_1\frac{\partial F}{\partial x} \quad (10)$$

$$N=R\frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial s^2} \quad (11)$$

$$G = \frac{-\partial^2 F}{\partial x^2} \quad (12)$$

$$Q = \frac{-\partial^3 F}{\partial s \, \partial x^2} \quad (13)$$

Em que Ω_1 é um operador relacionado a s, definido pela equação 14 e mantendo relação com Ω através da equação 15.

$$\Omega_1 = \frac{-\partial}{\partial s}\left(R\frac{\partial^2}{\partial s^2}\right) + \frac{1}{R}\frac{\partial}{\partial s} \quad (14)$$

$$\Omega = \frac{\partial}{\partial s}\left(\Omega_1\right) \quad (15)$$

Considerando $\sigma t = 0$ na equação 6, ou seja considerando que apenas forças de cisalhamento atuam, a solução do problema homogêneo segundo Vlasov [1], será simplificada e chega-se na equação 16.

$$G(x,s) = \frac{\partial \tau}{\partial x}.t.\omega \quad (16)$$

Em que ω é a área setorial.

A equação 16 é uma aproximação e será usada, neste trabalho, para avaliar o efeito dos momentos fletores transversais.

A tensão de cisalhamento T, essencial na avaliação do efeito dos momentos fletores transversais, guarda relação com os esforços cortantes (Q_y e Q_z) e momento de flexo-torção (H_ω), como mostrado nas equações 17 a 19.

$$\tau = \tau_{xz} + \tau_{xy} + \tau_{xs} \quad (17)$$

$$\tau = \frac{Q_z.S_y}{t.I_y} + \frac{Q_y.S_z}{t.I_z} + \frac{H_\omega.S_\omega}{t.I_\omega} \quad (18)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} = \frac{S_y}{t.I_y}\frac{\partial Q_z}{\partial x} + \frac{S_z}{t.I_z}\frac{\partial Q_y}{\partial x} + \frac{S_\omega}{t.I_\omega}\frac{\partial H_\omega}{\partial x} \quad (19)$$

As derivadas dos esforços cortantes Q_z e Q_y e do momento de flexo-torção escritas em função de derivadas das funções deslocamento (flecha e rotação) são dadas pelas equações 20 a 22.

$$Q_z = -E.I_y(s).w_E'''(x) \quad (20)$$

$$Q_y = -E.I_z(s).v_E'''(x) \quad (21)$$

$$H_\omega = -E.I_\omega(s).\Phi'''(x) \quad (22)$$

Nota-se que os momentos fletores transversais serão associados às funções relacionadas aos deslocamentos sofridos pela viga analisada.

2.1 COMPRESSÃO EXCÊNTRICA

Neste trabalho foi feita a análise dos momentos fletores transversais e seus efeitos para uma peça com compressão excêntrica em z, figura 3.

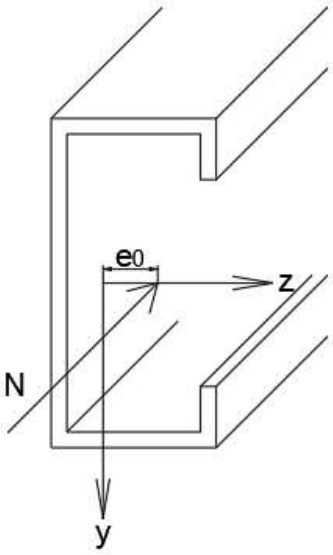


Figura 3: Carregamento nas seções estudadas

Para a condição de carregamento estudada, o deslocamento w, na direção do eixo z, será dado pela equação 23, enquanto os demais são nulos.

$$w\left(\frac{l}{2}\right) = \left(\frac{e_0}{\cos\frac{k.l}{2}}\right)\left(1-\cos\frac{k.l}{2}\right) \quad (23)$$

$$k = \sqrt{\frac{N}{E \,.\, I_y}} \quad (24)$$

Em que l é o comprimento da peça, N é a carga aplicada, E é o módulo de elasticidade do aço; I_y é o momento de inércia em relação ao eixo y.

Nota-se que quando N tende a carga a carga critica de flambagem em relação à y, equação 25, o valor de k, equação 24, tenderá a π, portanto o cosseno tenderá a zero e o deslocamento ao infinito.

$$P_y = \frac{\pi^2 . E . I_y}{l^2} \quad (25)$$

O valor máximo do deslocamento e de sua quarta derivada (w^{IV}). Que será usada para avaliar o momento transversal, serão máximos no centro da seção, w^{IV} é dada pela equação 26.

$$w^{IV}\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{k^4 . e_0}{\cos\left(\frac{k.l}{2}\right)} = \frac{N^2 . e_0}{E^2 . {I_y}^2 . \cos\left(\frac{k.l}{2}\right)} \quad (26)$$

Neste problema os deslocamentos na direção de y e a rotação serão nulos. O momento fletor transversal G será somente associado ao deslocamento w é dado pela equação 27.

$$G = \frac{S_y . \omega}{I_y} \frac{\partial Q_z}{\partial x} \quad (27)$$

Em que S_z é o momento estático em relação ao eixo z, I_z é o momento de inércia em relação ao eixo z, ω é a área setorial, x é o eixo longitudinal, ∂Q_y é a derivada da cortante na direção y, dada pela equação 28.

$$\frac{\partial Q_z}{\partial x} = -E . I_z . w^{IV} \quad (28)$$

Analisando um elemento de largura dx e espessura t, a tensão σ relacionada aos momentos fletores transversais será dada pela equação 29.

$$\sigma = \frac{G . y}{I} \quad (29)$$

Substituindo pelos valores de y e I do elemento, obtêm-se as equações 30 e 31.

$$\sigma = \frac{G.dx.\frac{t}{2}}{\frac{dx.t^3}{12}} \quad (30)$$

$$\sigma = \frac{G.6}{t^2} \quad (31)$$

Em que t é a espessura da seção.

Substituindo o valor da derivada da cortante (Q_z), dada pela equação 28, na equação 27, relacionada ao momento transversal (G), e o resultado na equação em 31 obtém-se a expressão para tensão devido ao momento transversal, dada na equação 32.

$$\sigma = \frac{-S_y.\omega.E.w^{IV}.6}{t^2} \quad (32)$$

Lembrando que se determinou w^{IV} na equação 26, as tensões associadas aos momentos fletores transversais dependem de força normal N.

Foram estudadas seções C enrijecidas e simétricas, apresentando como dimensões alma (h) de 30 cm, mesas (b) de 5, 7,5, 10, 15 e 30 cm e enrijecedor (f) de 4,5 e 9 cm, com comprimentos de 120, 240 e 360 cm e a excentricidade (e_0) adotada foi de 1/1000 do comprimento da seção. Para os cálculos utilizou-se um programa em Python desenvolvido pelo autor. Para determinar os efeitos dos momentos fletores transversais adotou-se a carga P_y como referência, os materiais foram considerados perfeitamente elásticos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção serão apresentadas as formas dos momentos fletores transversais e seus efeitos serão comparados aos da flexão.

3.1 FORMAS DOS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS

Para o estudo das distribuições dos momentos fletores transversais na seção transversal, adotou-se como carga metade da carga crítica P_y. Foram adotadas seções com espessura (t) constante de 0,75 cm.

3.1.1 SEÇÕES COM ENRIJECEDOR DE 4,5 CM

A figura 4 apresenta a distribuição dos momentos transversais para os enrijecedores das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 1. Em que h é a altura da alma, b é o comprimento da mesa, f o comprimento do enrijecedor e l o comprimento da peça.

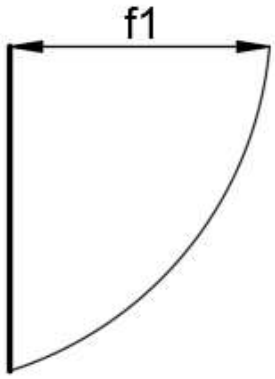


Figura 4: Momentos fletores transversais no enrijecedor

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)
30	30	4,5	120	92,4
30	15	4,5	120	24,7
30	10	4,5	120	11,3
30	7,5	4,5	120	6,5
30	5	4,5	120	3,0
30	30	4,5	240	11,6
30	15	4,5	240	3,1
30	10	4,5	240	1,4
30	7,5	4,5	240	0,8
30	5	4,5	240	0,4
30	30	4,5	360	3,4
30	15	4,5	360	0,9
30	10	4,5	360	0,4
30	7,5	4,5	360	0,2
30	5	4,5	360	0,1

Tabela 1: Tensões no enrijecedor

A figura 5 apresenta a forma dos momentos fletores transversais para as mesas das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 2.

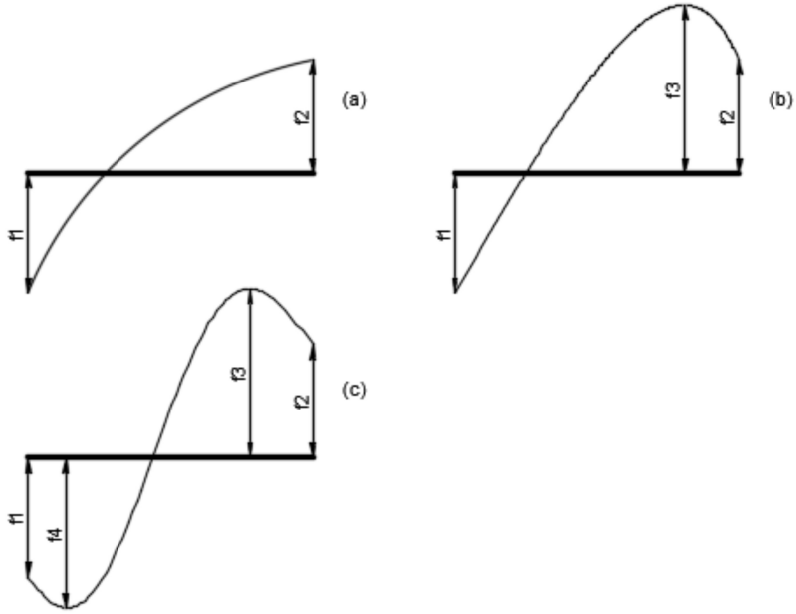


Figura 5: Momentos fletores transversais na mesa

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)	f2 (KN/cm^2)	f3 (KN/cm^2)	f4 (KN/cm^2)	figura
30	30	4,5	120	204,9	92,4	204,9	120,9	5 c
30	15	4,5	120	45,6	24,7	-	25,8	5 b
30	10	4,5	120	18,8	11,3	-	11,4	5 b
30	7,5	4,5	120	10,1	6,5	-	-	5 a
30	5	4,5	120	4,2	3,0	-	-	5 a
30	30	4,5	240	25,6	11,6	25,6	15,1	5 c
30	15	4,5	240	5,7	3,1	-	3,2	5 b
30	10	4,5	240	2,4	1,4	-	1,4	5 b
30	7,5	4,5	240	1,3	0,8	-	-	5 a
30	5	4,5	240	0,5	0,4	-	-	5 a
30	30	4,5	360	7,6	3,4	7,6	4,5	5 c
30	15	4,5	360	1,7	0,9	-	1,0	5 b
30	10	4,5	360	0,7	0,4	-	0,4	5 b
30	7,5	4,5	360	0,4	0,2	-	-	5 a
30	5	4,5	360	0,2	0,1	-	-	5 a

Tabela 2: Tensões na mesa

A figura 6 apresenta a forma dos momentos fletores transversais para as mesas das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 3.

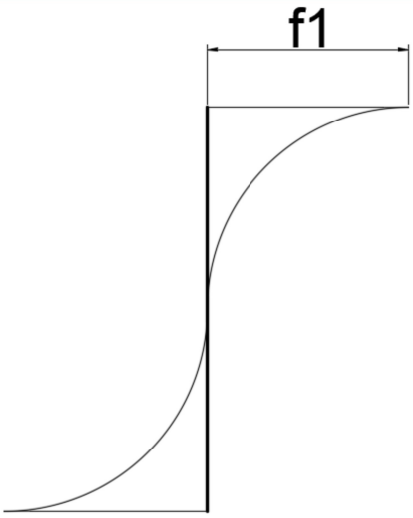


Figura 6: Momentos fletores transversais na alma

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)
30	30	4,5	120	204,9
30	15	4,5	120	45,6
30	10	4,5	120	18,8
30	7,5	4,5	120	10,1
30	5	4,5	120	4,2
30	30	4,5	240	25,6
30	15	4,5	240	5,7
30	10	4,5	240	2,4
30	7,5	4,5	240	1,3
30	5	4,5	240	0,5
30	30	4,5	360	7,6
30	15	4,5	360	1,7
30	10	4,5	360	0,7
30	7,5	4,5	360	0,4
30	5	4,5	360	0,2

Tabela 3: Tensões na alma

3.1.1 SEÇÕES COM ENRIJECEDOR DE 9 CM

A figura 7 apresenta a forma dos momentos fletores transversais para os enrijecedores das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 4.

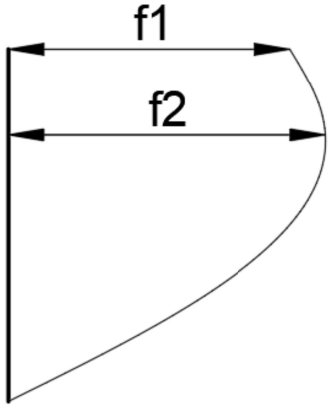


Figura 7: Momentos fletores transversais no enrijecedor

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)	f2 (KN/cm^2)
30	30	9	120	144,8	169,7
30	15	9	120	33,4	41,6
30	10	9	120	13,9	18,1
30	7,5	9	120	7,4	10,0
30	5	9	120	3,0	4,4
30	30	9	240	18,1	21,2
30	15	9	240	4,2	5,2
30	10	9	240	1,7	2,3
30	7,5	9	240	0,9	1,3
30	5	9	240	0,4	0,5
30	30	9	360	5,4	6,3
30	15	9	360	1,2	1,5
30	10	9	360	0,5	0,7
30	7,5	9	360	0,3	0,4
30	5	9	360	0,1	0,2

Tabela 4: Tensões no enrijecedor

A figura 8 apresenta a forma dos momentos fletores transversais para as mesas das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 5.

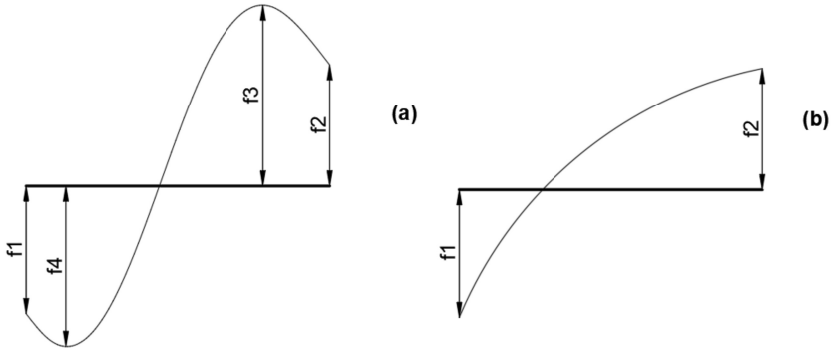


Figura 8: Momentos fletores transversais na mes0061

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)	f2 (KN/cm^2)	f3 (KN/cm^2)	f4 (KN/cm^2)	figura
30	30	9	120	264,0	144,8	264,8	148,0	8 a
30	15	9	120	68,0	33,4	-	-	8 b
30	10	9	120	30,9	13,9	-	-	8 b
30	7,5	9	120	17,7	7,4	-	-	8 b
30	5	9	120	8,0	3,0	-	-	8 b
30	30	9	240	33,0	18,1	33,1	18,5	8 a
30	15	9	240	8,5	4,2	-	-	8 b
30	10	9	240	3,9	1,7	-	-	8 b
30	7,5	9	240	2,2	0,9	-	-	8 b
30	5	9	240	1,0	0,4	-	-	8 b
30	30	9	360	9,8	5,4	9,8	5,5	8 a
30	15	9	360	2,5	1,2	-	-	8 b
30	10	9	360	1,1	0,5	-	-	8 b
30	7,5	9	360	0,7	0,3	-	-	8 b
30	5	9	360	0,3	0,1	-	-	8 b

Tabela 5: Tensões na mesa

A figura 9 apresenta a forma dos momentos fletores transversais para as almas das seções estudadas, os valores das tensões resultantes encontram-se na tabela 6.

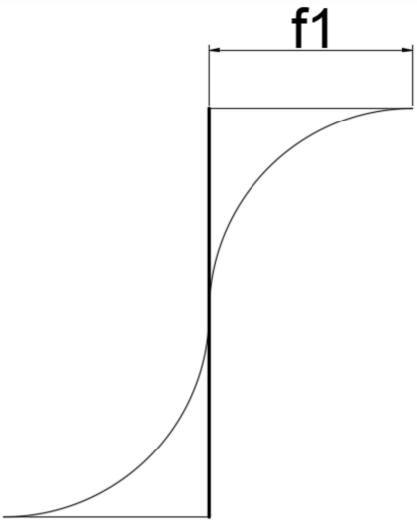


Figura 9: Momentos fletores transversais na alma

h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	f1 (KN/cm^2)
30	30	9	120	264,0
30	15	9	120	68,0
30	10	9	120	30,9
30	7,5	9	120	17,7
30	5	9	120	8,0
30	30	9	240	33,0
30	15	9	240	8,5
30	10	9	240	3,9
30	7,5	9	240	2,2
30	5	9	240	1,0
30	30	9	360	9,8
30	15	9	360	2,5
30	10	9	360	1,1
30	7,5	9	360	0,7
30	5	9	360	0,3

Tabela 6: Tensões na alma

Observando as figuras 4 a 9 e as tabelas 1 a 6 nota-se que o comprimento das peças estudadas afeta as tensões relacionadas aos momentos fletores transversais, mas não afetem sua forma, enquanto as características da seção transversal (h, b, f) afetam a forma dos momentos fletores transversais e as tensões a eles relacionadas.

3.2 COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES DA COMPRESSÃO E DOS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS

Os efeitos dos máximos momentos transversais foram comparados aos da flexão que os originaram nesta seção, foram escolhidas cargas de compressão equivalentes a 25, 50 e

75% da carga crítica P_y, os dados são apresentados nas tabelas 7 e 8, em que σ_G é a tensão relativa aos momentos fletores transversais e σ_N a tensão relativa à compressão excêntrica.

				0,25 P_y			0,5 P_y			0,75 P_y		
h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N
30	30	4,5	120	32,2	435,5	0,07	204,9	883,5	0,23	980,0	1382,1	0,71
30	15	4,5	120	7,2	124,8	0,06	45,6	256,4	0,18	217,9	415,2	0,52
30	10	4,5	120	3,0	59,5	0,05	18,8	123,7	0,15	90,1	206,7	0,44
30	7,5	4,5	120	1,6	35,1	0,05	10,1	73,8	0,14	48,3	127,0	0,38
30	5	4,5	120	0,7	16,8	0,04	4,2	36,0	0,12	20,2	65,2	0,31
30	30	4,5	240	4,0	111,5	0,04	25,6	229,3	0,11	122,5	372,4	0,33
30	15	4,5	240	0,9	32,6	0,03	5,7	68,6	0,08	27,2	118,2	0,23
30	10	4,5	240	0,4	15,9	0,02	2,4	34,1	0,07	11,3	61,7	0,18
30	7,5	4,5	240	0,2	9,5	0,02	1,3	20,9	0,06	6,0	39,5	0,15
30	5	4,5	240	0,1	4,7	0,02	0,5	10,7	0,05	2,5	21,6	0,12
30	30	4,5	360	1,2	50,7	0,02	7,6	105,6	0,07	36,3	177,4	0,20
30	15	4,5	360	0,3	15,1	0,02	1,7	32,5	0,05	8,1	59,0	0,14
30	10	4,5	360	0,1	7,5	0,01	0,7	16,5	0,04	3,3	31,9	0,10
30	7,5	4,5	360	0,1	4,6	0,01	0,4	10,3	0,04	1,8	21,0	0,09
30	5	4,5	360	0,0	2,3	0,01	0,2	5,5	0,03	0,7	11,9	0,06

Tabela 7: Comparação entra as tensões da compressão e dos momentos fletores transversais

				0,25 P_y			0,5 P_y			0,75 P_y		
h (cm)	b (cm)	f (cm)	l (cm)	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N	σ_G (KN/cm^2)	σ_N (KN/cm^2)	σ_G/σ_N
30	30	9	120	41,6	485,7	0,09	264,8	982,9	0,27	1266,6	1526,5	0,83
30	15	9	120	10,7	143,9	0,07	68,0	293,8	0,23	325,0	467,7	0,69
30	10	9	120	4,8	69,7	0,07	30,9	143,5	0,22	147,7	233,7	0,63
30	7,5	9	120	2,8	41,5	0,07	17,7	86,1	0,21	84,5	143,1	0,59
30	5	9	120	1,3	19,9	0,06	8,0	41,9	0,19	38,5	72,3	0,53
30	30	9	240	5,2	123,9	0,04	33,1	253,5	0,13	158,3	406,2	0,39
30	15	9	240	1,3	37,2	0,04	8,5	77,5	0,11	40,6	129,7	0,31
30	10	9	240	0,6	18,3	0,03	3,9	38,6	0,10	18,5	67,1	0,28
30	7,5	9	240	0,3	11,0	0,03	2,2	23,6	0,09	10,6	42,4	0,25
30	5	9	240	0,2	5,4	0,03	1,0	11,9	0,08	4,8	22,5	0,21
30	30	9	360	1,5	56,1	0,03	9,8	116,1	0,08	46,9	191,5	0,24
30	15	9	360	0,4	17,1	0,02	2,5	36,2	0,07	12,0	63,3	0,19
30	10	9	360	0,2	8,5	0,02	1,1	18,4	0,06	5,5	33,7	0,16
30	7,5	9	360	0,1	5,2	0,02	0,7	11,4	0,06	3,1	21,8	0,14
30	5	9	360	0,0	2,6	0,02	0,3	5,9	0,05	1,4	12,0	0,12

Tabela 8: Comparação entra as tensões da compressão e dos momentos fletores transversais

4 CONCLUSÃO

A seção 3.1 apresenta as formas e valores máximos e mínimos dos momentos fletores transversais ao longo da seção das peças escolhidas, nela observa-se que a forma dos momentos fletores transversais depende das características geométricas da seção transversal, já os valores dependem tanto da seção transversal quanto do comprimento da peça. As seções onde a altura da alma e o comprimento da mesa são mais próximos apresentam valores maiores de tensão, o mesmo é valido para peças mais curtas.

A seção 3.2 mostra que conforme a carga aplicada aproxima-se da carga crítica essas os efeitos dos momentos fletores transversais tornam-se mais significativos, mesmo com as pequenas excentricidades aplicadas. É preciso lembrar que o estudo foi realizado levando-se em conta o regime elástico e que as cargas aplicadas e tensões encontradas dificilmente seriam encontradas em exemplos práticos, entretanto é preciso ressaltar que mesmo em casos de tensões relativamente baixas os efeitos dos momentos fletores transversais são bastante significativos quando a carga aproxima-se da carga crítica de flambagem.

A equação 32 mostrou o relacionamento das tensões devido aos momentos fletores transversais com a quarta derivada da função deslocamento da viga, portanto é preciso lembrar que vigas com carregamentos excêntricos de compressão irão apresentar essas tensões. As tensões podem ser relativamente altas, mesmo com pequenas excentricidades, para algumas seções quando a carga aproxima-se da carga de flambagem, sendo importante considerar seus efeitos.

Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, e ao CNPq, Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento, pelo suporte financeiro ao mestrado do primeiro autor, processo [130003/2018-2].

REFERÊNCIAS

1 Vlasov, B. Z., Pieces Longues en Voiles Minces, Editiones Eyrolles, Paris, France, 1962
2 HANCOCK, G. J. Distortional buckling of steel storage rack columns. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, v. 111, n. 12, p. 2770-2783, 1985.
3 SCHAFER, Benjamin W.; ÁDÁNY, S. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. In:Eighteenth international specialty conference on cold-formed steel structures. 2006. p. 39-54.
4 SCHAFER, Benjamin W. Advances in the Direct Strength Method of cold-formed steel design.Thin-Walled Structures, v. 140, p. 533-541,2019.
5 HIKOSAKA, H.; TAKAMI, K.; MARAUYAMA, Y. Analysis of Elastic Distortional Instability of Thin-walled Members with Open Polygonal Cross Section. Doboku Gakkai Ronbunshu, Japan Society of Civil Engineers, v. 1987, n. 380, p. 57-66, 1987.
6 SCHARDT, Richard.Verallgemeinerte technische biegetheorie: lineare probleme. Springer-Verlag, 2013.

7 BEBIANO, R. et al. GBTUL–buckling and vibration analysis of thin-walled members.DECivil/IST, Technical University of Lisbon (http://www. civil. ist. utl. pt/gbt), 2008.

8 BEBIANO, R.; CAMOTIM, D.; GONÇALVES, R. GBTul 2.0− A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members.Thin-Walled Structures, v. 124, p. 235-257, 2018.

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL SUJEITOS A INTERAÇÃO LD ENTRE OS MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL *

Gustavo Yoshio Matsubara[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo

O presente artigo se dirige ao estudo do comportamento de perfis de aço formados a frio sujeitos a interação entre os modos de flambagem Local e Distorcional na compressão axial. O fenômeno é investigado com base em resultados experimentais e simulações numéricas de perfis de aço formados a frio de seção U enrijecido sob compressão axial, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), com base no programa computacional ANSYS. As variáveis adotadas foram (i) tensão de escoamento do aço, (ii) comprimento das colunas, (iii) dimensões da seção transversal (alma, mesas, enrijecedores de borda e espessura). Essas análises identificaram as variáveis relevantes na interação LD, possibilitando a apresentação de uma proposta de solução para o dimensionamento estrutural. As equações propostas para o procedimento de dimensionamento estrutural seguem os princípios do método da resistência direta (MRD) e apresentaram resultados satisfatórios quando comparados com o conjunto de resultados numéricos (160 colunas) e experimentais (43 colunas). O resultado dessa calibração para colunas em PFF de seção U enrijecido, afetadas pelo modo de flambagem LD, identificou coeficiente de resistência adequado se comparado com o valor proposto na NBR 14762:2010.

Palavras-chave: Interação entre modos de flambagem local e distorcional; Perfis de aço formados a frio; Método dos elementos finitos; Método da resistência direta.

STEEL COLD-FORMED COLUMNS UNDER LD LOCAL-DISTORTIONAL BUCKLING MODES INTERACTION

Abstract

The present research is addressed to local-distortional buckling mode interaction of lipped channel cold-formed steel columns. The problem is investigated based on experimental and finite element (FEM) analysis, developed with the help of ANSYS computational package. The main variables of the problem are (i) yielding stress, (ii) column length, (iii) cross-section dimensions (web, flanges, edge stiffeners and thickness). The obtained results identified the relevant parameters and variables of the LD buckling interaction behavior, allowing development of structural design procedure. The direct strength method-based proposed equations presented accurate results when compared with FEM results (160 columns) and experimental tests (43 columns). The computed resistance factor resulted in good agreement with the adopted value included in the Brazilian code NBR 14762:2010.

Keywords: Local distortional buckling interaction; Cold-formed steel member; Finite element method; Direct strength method.

[1]Engenheiro Civil, M.Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro.
[2]Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis formados a frio (PFF) são chapas finas de aço dobradas a frio com a finalidade de ganho de rigidez e resistência para posterior utilização como elementos estruturais. As dobras realizadas nessas chapas possibilitam uma infinidade de tipos de seções transversais. Para o estudo desenvolvido nesse artigo, foi selecionado o perfil de seção U enrijecido (Figura 1) devido à sua frequente utilização na construção metálica. Um exemplo de utilização intensiva dos perfis formados a frio é o sistema construtivo *steel frame*, como pode ser observado na Figura 2.



Figura 1 - Perfil formado a frio U enrijecido [1].



Figura 2 – Sistema construtivo *steel frame* aplicado a unidades residenciais, com uso intensivo de perfis formados a frio [2].

As chapas dobradas para fabricação desses perfis, devido à sua grande esbeltez, favorecem a ocorrência de fenômenos de flambagem de natureza complexa, sendo os modos de flambagem desenvolvidos: Local (L), Distorcional (D) e Global (G), podendo, ainda, ocorrer a interação entre esses modos.

A flambagem Local é caracterizada pela flexão dos elementos de placa constituintes do perfil, sem deslocamento (apenas rotação) das arestas de encontro dos elementos de placa (pontos circulados na Figura 3) que compõem o perfil. Esse modo de flambagem pode ser observado na Figura 3.

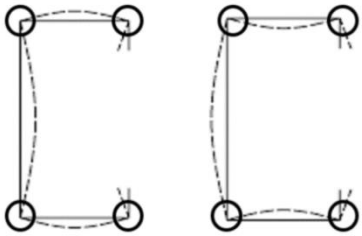


Figura 3 – Flambagem Local de um perfil U enrijecido sob compressão axial.

A flambagem Distorcional se diferencia da flambagem Local pelo deslocamento dos cantos dobrados do perfil, podendo apresentar abertura ou fechamento das mesas do perfil, como pode ser observado na Figura 4.

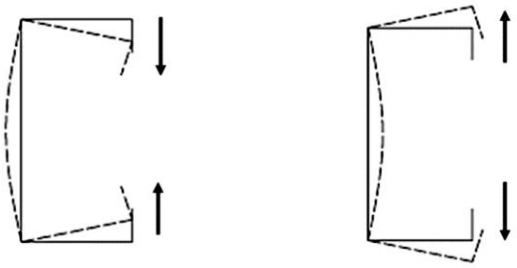


Figura 4 - Flambagem Distorcional de um perfil U enrijecido sob compressão axial.

A flambagem Global está associada à flexão da peça no seu eixo de menor inércia, como pode ser observado na Figura 5(a), ou apresentar combinação de flexão na maior inércia com torção em torno do centro de cisalhamento, constituindo o modo global de flexo-torção, como ilustrado na Figura 5 (b).

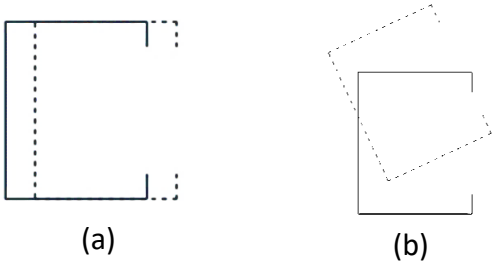


Figura 5 – Flambagem Global de perfil U enrijecido: (a) flexão no eixo de menor inércia e (b) flexo-torção.

Para dimensionamento estrutural de perfis formados a frio sujeitos à compressão axial apresentando modos de flambagem Local ou Distorcional, a norma brasileira NBR14762:2010 [3] permite a utilização dos Métodos da Resistência Direta (MRD) [4] ou da Seção Efetiva [5]. Ambos procedimentos seguem a equação 1 de resistência (P_n), com base na curva de Winter [6]. As variáveis A e B são coeficientes calibrados experimentalmente e/ou numericamente, λ é o índice de esbeltez, $P_y=Af_y$ é a força de escoamento da seção, f_y a tensão de escoamento do aço, A é a área da seção transversal do perfil e P_{cr} é a força crítica de flambagem.

$$\frac{P_n}{P_y} = \left(1 - \frac{A}{\lambda^B}\right)\frac{1}{\lambda^B} \leq 1{,}0 \quad \text{sendo} \quad \lambda = \left(\frac{P_y}{P_{cr}}\right)^{0.5} \tag{1}$$

Os coeficientes A e B para colunas de aço formadas a frio sujeitas a flambagem Distorcional (P_{nD}) foram calibrados para 0,25 e 1,2, respectivamente. A esbeltez utilizada para o cálculo é a esbeltez Distorcional (λ_D), com base na força crítica de flambagem Distorcional (P_{crD}), como pode ser observado na equação 2. O valor de força crítica Distorcional (P_{crD}) pode ser obtido através de programas computacionais com base no métodos das faixas finitas CUFSM [7] ou da teoria generalizada de vigas GBTUL [8].

$$\mathrm{P}_{nD} = \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_D^{1,2}}\right)\frac{P_y}{\lambda_D^{1,2}} \quad \text{sendo} \quad \lambda_D = \left(\frac{P_y}{P_{crD}}\right)^{0.5} \tag{2}$$

No caso de dimensionamento de colunas sujeitas a flambagem Local (P_{nL}), os valores calibrados dos coeficientes A e B são 0,15 e 0,8, respectivamente, como apresentado na Equação 3. O cálculo da força crítica de flambagem Local pode ser feito através dos programas computacionais CUFSM [7] e GBTUL [8], por exemplo, ou diretamente com a utilização de equações analíticas baseadas no Método da Seção Efetiva [5].

$$\mathrm{P}_{\mathrm{nL}} = \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_L^{0,8}}\right)\frac{P_y}{\lambda_L^{0,8}} \quad \text{sendo} \quad \lambda_L = \left(\frac{P_y}{P_{crL}}\right)^{0.5} \tag{3}$$

A interação entre os modos de flambagem em perfis de aço formados a frio ocasiona a redução da resistência da coluna, quando comparada com a resistência segundo os modos de flambagem agindo de forma isolada (L, D ou G). A interação entre modos de flambagem conduz aos modos Local-Global (LG), Local-Distorcional (LD), Distorcional-Global (DG) e Local-Distorcional-Global (LDG). Desses, apenas o modo LG é previsto nos procedimentos consagrados em normas, restando ainda lacunas na definição de procedimentos de projeto para os demais casos de interação entre modos de flambagem.

Com relação à interação LG, o procedimento adotado na NBR 14762:2010 [3] obedece as Equações 4 e 5. Nesse caso, o modo G é tratado de acordo com a curva de flambagem prescrita para barras de aço em geral, conforme as normas brasileiras NBR8800:2008 [9] e NBR14762:2010 [3]. A parcela de contribuição da flambagem Global está associada a força crítica de flambagem Global (P_{nG}), dada pela Equação 4, associada a contribuição de flambagem Local (P_{nL}), resultando assim, a Equação 5.

$$\chi = \begin{cases} 0{,}658^{\lambda_o{}^2} & para\ \lambda_o \leq 1{,}5 \\ \dfrac{0{,}877}{\lambda_o{}^2} & para\ \lambda_o > 1{,}5 \end{cases} \quad \text{sendo} \quad \lambda_o = \left(\frac{P_y}{P_{crG}}\right)^{0.5} \tag{4}$$

$$\mathrm{P_{nLG}} = \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_{LG}^{0,8}}\right)\frac{\chi f_y}{\lambda_{LG}^{0,8}} \quad \text{sendo} \quad \lambda_{LG} = \left(\frac{\chi f_y}{P_{crL}}\right)^{0.5} \tag{5}$$

Tendo em vista a ausência de formulações para dimensionamento de colunas sujeitas a interação LD, DG e LDG nas normas técnicas estrangeiras e brasileira, o presente artigo visa contribuir para o desenvolvimento científico e tecnológico sobre a interação entre modos Local-Distorcional, LD.

2 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

Para estudo da interação LD entre os modos de flambagem, foi realizado estudo paramétrico para identificação das principais variáveis que comandam esse comportamento. As etapas da pesquisa foram: (i) revisão bibliográfica para resultados numéricos e experimentais de colunas sujeitas a interação LD, (ii) desenvolvimento de modelo de análise numérica pelo método dos elementos finitos MEF, (iii) calibração do modelo numérico com base nos resultados experimentais obtidos da literatura, (iv) análise paramétrica através do modelo numérico para ampliar os resultados do comportamento de interação LD, (v) elaboração de proposta de equação de dimensionamento que considere o fenômeno de interação LD em perfis formados a frio com seção U enrijecido. As etapas mencionadas estão descritas no decorrer desse artigo.

A revisão bibliográfica permitiu observar que o estudo de colunas de aço formadas a frio sujeitas a interação LD tem recebido atenção do meio científico nos últimos anos. Alguns dos principais trabalhos com base em métodos numéricos são os de Dinis *et al.* [10], Fena [11], Silvestre *et al.* [12], Martins *et al.* [13] e Martins *et al.* [14]. Adicionalmente, os seguintes resultados experimentais formam a base de dados utilizados na presente pesquisa: Kwon e Hancock [15], Young e Rasmussen [16], Loughlan *et al.* [17], Young *et. al* [18], Salles [19]. Finalmente, Schafer [20], e Martins *et al.* [21] incluem propostas de procedimentos para a solução da interação LD.

2.1 Modelo de análise numérica com base no MEF

Com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), foram desenvolvidos modelos numéricos, calibrados de forma a reproduzir os ensaios experimentais de Kwon e Hancock [15], Young e Rasmussen [16], Loughlan *et al.* [17], Young *et al.* [18] e Salles [19]. Verificou-se que o modelo computacional desenvolvido com auxílio do programa computacional ANSYS [22] está apto a reproduzir, de forma adequada e precisa, ensaios experimentais, do ponto de vista (i) dos modos de flambagem, (ii) do comportamento em regime elástico e elasto-plástico e (iii) na reprodução do mecanismo de colapso e da carga última (resistência da coluna).

Os ensaios experimentais descritos nas referências consideradas referem-se a colunas em perfis formado a frio com seção U enrijecido, realizados na condição de extremidades engastadas. Por esse motivo, o modelo numérico foi desenvolvido com chapas metálicas de 25 mm nas duas extremidades do perfil, de forma a impedir o empenamento da seção. Adicionalmente, essas chapas foram previstas com restrições a rotações com relação aos três eixos da peça, prevenindo assim flexão e torção nas extremidades da coluna.

A compressão foi realizada com aplicação de forças concentradas no centroide do perfil, em ambas extremidades da barra, conforme indicado na figura 6. Adicionalmente, foi impedido o deslocamento axial do perfil em apenas um nó, no centro da alma na seção a meio comprimento da barra. O método de Riks [23] foi adotado para análise não-linear das colunas, de modo a permitir a identificação do carregamento máximo que traduz a resistência da coluna.

A discretização das colunas foi implementada em elementos finitos de casca, quadriláteros com 5 mm de lado, por apresentar boa convergência em testes realizados pelos autores e confirmados por Fena [11] e Silvestre *et al.* [12]. O modelo numérico está ilustrado na Figura 6.

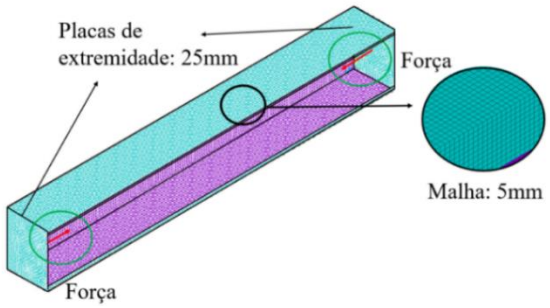


Figura 6 – Modelo das colunas desenvolvidas no ANSYS [21], utilizando o MEF.

O elemento finito de casca adotado SHELL 181, presente na biblioteca no ANSYS [22], apresenta quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações), conforme ilustrado na Figura 7.

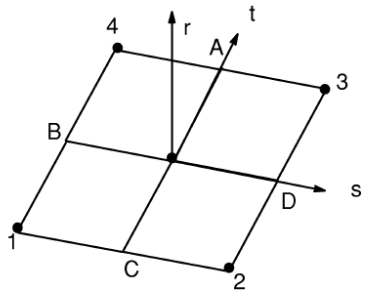


Figura 7 – Elemento SHELL 181, presente na biblioteca do ANSYS [22].

Outro critério relevante para as análises é o modelo do material, definido a seguir. Nesse trabalho foi adotado material bilinear isotrópico com patamar de escoamento com sua extensão seguindo uma reta com inclinação (σ/ε) suave igual a 1450 MPa/μstrain na região correspondente ao encruamento do aço, seguindo padrão do ANSYS [22], como apresentado na Figura 8. Adicionalmente, o aço é representado com módulo de Young indicado nas referências da base de dados experimentais e coeficiente de Poisson n=0,3. A plasticidade segue o modelo de tensões equivalentes de von Mises para materiais dúcteis [24].

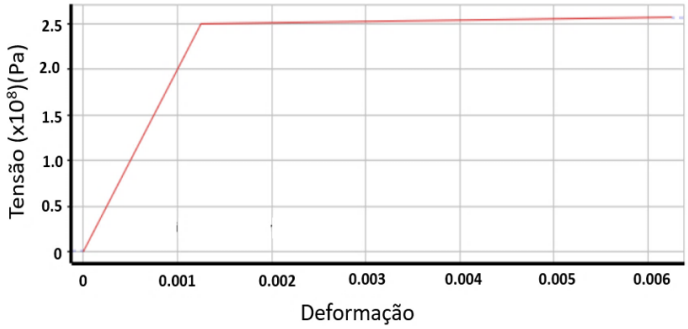


Figura 8 – Exemplo de modelo bilinear isotrópico de um modelo numérico apresentando f_y = 250 MPa.

Foi necessário adotar imperfeições geométricas iniciais adequadas para a reprodução satisfatória dos experimentos. Para isso, adotou-se imperfeição inicial obtida previamente do primeiro modo de flambagem (autovetor) da análise de estabilidade elástica, com um fator de escala (amplitude máxima no modo) igual a 10% da espessura do perfil analisado. Essa metodologia foi utilizada anteriormente por vários autores, como Dinis *et al.* [10], Fena [11] e Silvestre *et al.* [12], com resultados satisfatórios.

2.2 Calibração do modelo numérico

A calibração do modelo numérico foi realizada com base nos resultados experimentais disponíveis na bibliografia. Esses resultados incluem colunas em perfis de seção U enrijecido com os parâmetros resumidos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 – Faixas da variação do comprimento (L), tensão de escoamento (f_y), módulo de elasticidade (E) e carga última numérica (P_{uexp}).

AUTOR	L(mm)	f_y (MPa)	E (GPa)	P_{uexp} (kN)
Kwon e Hancock [15]	400-800	590	210	49-55
Young e Rasmussen [16]	616-1500	550	180	99-102
Loughlan *et al.* [17]	1000-1800	209	193	27-33
Young *et. al* [18]	615-2500	336-590	203-213	40-309
Salles [19]	2529	342-348	179-181	29-33

Tabela 2 – Faixas de variação da esbeltez Local (λ_L), Distorcional (λ_D), Global (λ_G), máxima ($\lambda_{máx}$) e relação entre esbeltez Distorcional e Local ($R_{\lambda DL}$).

AUTOR	λ_L	λ_D	λ_G	λmáx	$R_{\lambda DL}$
Kwon e Hancock [15]	2,64-2,70	1,87-3,32	0,20-0,40	2,64-3,32	0,71-1,23
Young e Rasmussen [16]	1,55-1,60	1,24-1,27	0,63-0,94	1,55-1,60	0,77-0,82
Loughlan *et al.* [17]	1,50-2,70	0,97-1,46	0,26-0,63	1,50-2,70	0,48-0,75
Young *et. al* [18]	0,87-3,36	0,65-2,41	0,24-1,30	0,87-3,36	0,58-0,98
Salles [19]	2,01-2,16	2,24-2,28	1,06-1,12	2,24-2,28	1,06-1,11

Os resultados da calibração do modelo estão apresentados na Figura 9, com a comparação entre resultados numéricos MEF (P_{uMEF}) e experimentais (P_{uexp}). Os resultados são apresentados de forma paramétrica, referidos à força plástica da coluna $P_Y=Af_y$. A linha tracejada de referência representa resultados para $P_{uMEF} = P_{uexp}$.

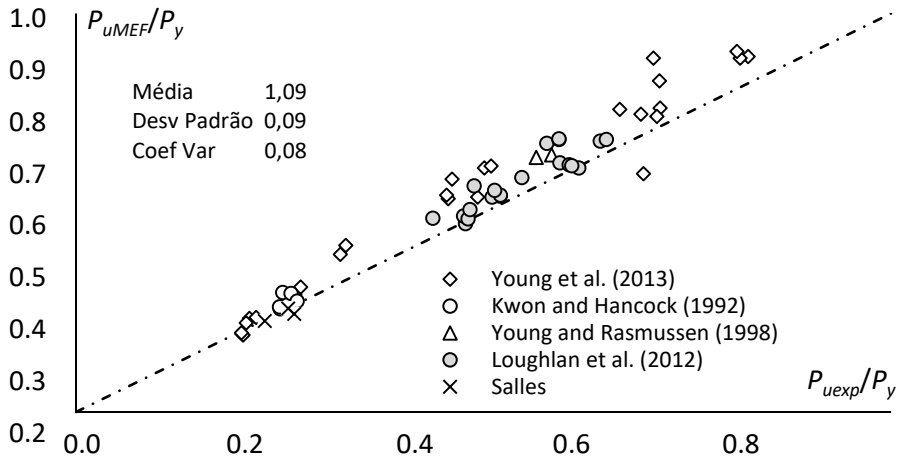


Figura 9 – Comparação entre as cargas últimas numéricas (P_{uMEF}/P_Y) e experimentais (P_{uexp}/P_Y).

A comparação dos resultados obtidos pelo MEF com os valores experimentais (P_{uMEF}/P_{uexp}) resultou em valor médio igual a 1,09, desvio padrão de 0,09 e coeficiente de variação 0,08. Esses resultados podem ser considerados muito bons (desvios da ordem de 10% são considerados, em geral, de boa qualidade para o tipo de experimento analisado), e confirmam a calibração do modelo numérico desenvolvido.

Além da comparação entre cargas últimas obtidas entre ensaios experimentais e numéricos, analisou-se os deslocamentos dos pontos D1 e D2, mostrado na Figura 9 (a). Esses resultados estão presentes na Figura 9 (b).

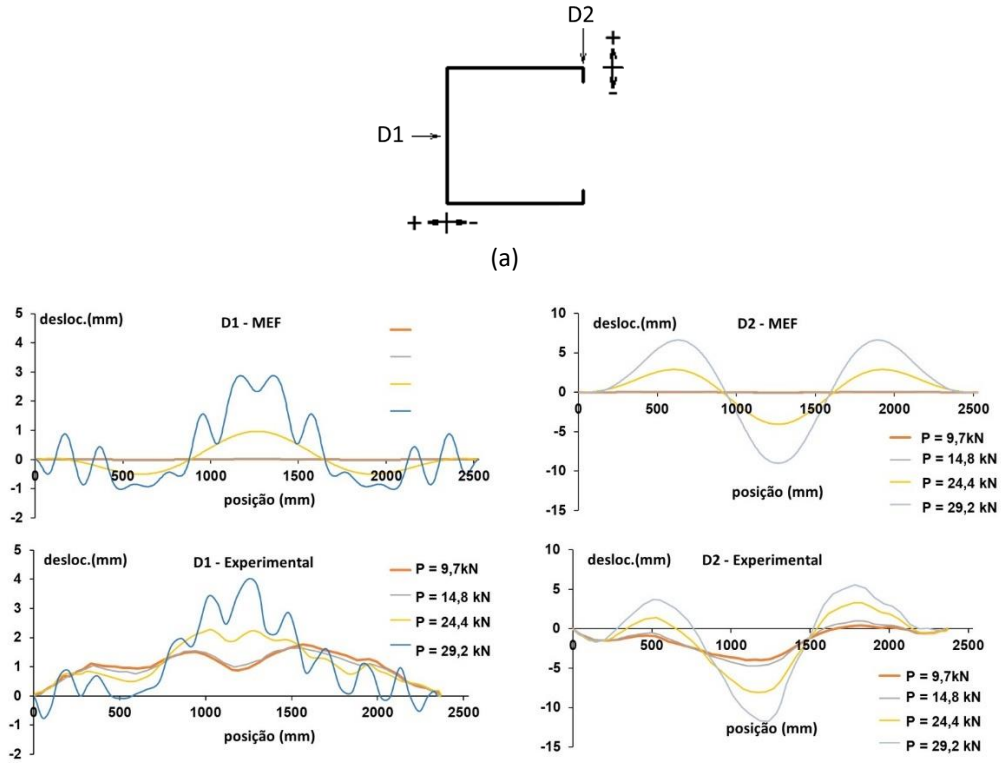


Figura 9 – (a) Pontos escolhidos para mapeamento dos deslocamentos (b) Comparação entre deslocamentos obtidos numericamente (MEF) e através de resultados experimentais.

O experimento da coluna analisada na Figura 9(b) foi realizado por Salles [19]. Nessa figura é possível constatar a presença da interação entre os modos de flambagem LD. Sendo o as semiondas do modo L visualizadas na posição D1 e o modo D na posição D2.

2.3 Estudo paramétrico da interação LD e proposta de procedimento para dimensionamento estrutural

Após confirmar a calibração adequada do modelo no MEF, foi realizado estudo paramétrico das colunas em U enrijecido, considerando as variáveis relevantes do problema: (i) relação entre a esbeltez local e distorcional $R_{\lambda DL}$ indicado na equação 5, (ii) esbeltez máxima da coluna λ_{max} conforme a equação 6. Adicionalmente, o modo de flambagem global G das colunas testadas não se manifesta, tendo em vista que a força crítica é muito superior a forças críticas dos modos relevantes, L e D: $P_{crG} >> P_{crL}$ e P_{crD} (da ordem de 4 vezes). Isso significa, em termos de esbeltez, que $\lambda_G << \lambda_L$ e λ_D. Essa hipótese foi confirmada nas simulações numéricas, assim como na descrição dos experimentos obtidos na literatura.

$$R_{\lambda DL} = \frac{\lambda_D}{\lambda_L} \quad (5)$$

$$\lambda_{max} = máx\{\lambda_L; \lambda_D\} \quad (6)$$

Para o desenvolvimento do estudo paramétrico foram geradas 279 colunas para análise pelo MEF, segundo os seguintes critérios: (a) $R_{\lambda DL}$ variando entre 0,27 e 1,49, (b) λ_{max} de 1,0 a 2,5, (c) relação entre larguras de enrijecedor e alma (b_s/b_w) de 0,1 a 0,3 e (d) relação entre larguras da mesa e alma (b_f/b_w) de 0,4 a 1,0. A identificação das dimensões da seção dos perfis adotados está apresentada na Figura 10.

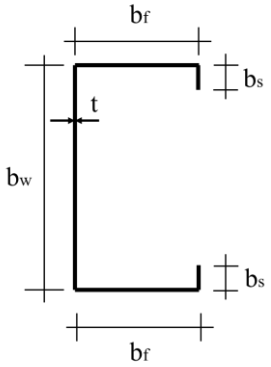


Figura 10 – Perfil U enrijecido e suas dimensões.

O intervalo de $R_{\lambda DL}$ foi adotado de modo a garantir a representação da zona de transição entre os modos de flambagem L e D. A seleção intervalos de λ_{max}, b_f/b_w e D/b_w seguiram aspectos práticos de engenharia, ou seja, foram escolhidos de modo a representar colunas com seções transversais utilizadas com maior frequência na construção civil.

Para se ter uma melhor compreensão da metodologia adotada, estão apresentados nos gráficos das Figuras 10, 11 e 12, os resultados da resistência das colunas examinadas pelo MEF, representadas em pontos vermelhos, com $R_{\lambda DL}$ iguais a 0,53, 0,84 e 1,06. Esses gráficos apresentam (i) eixo das ordenadas representados pela relação entre a carga última (resistência) numérica e a respectiva força plástica (P_{uMEF}/P_y) e (ii) eixo das abscissas com a esbeltez máxima da coluna (λ_{max}). Em cada conjunto de quatro resultados numéricos é possível ajustar a curva de Winter, segundo a Equação 1, de forma a se obter valores dos coeficientes A e B, em função da esbeltez λ da coluna ($\lambda = \lambda_{max} = \max(\lambda_L, \lambda_D)$).

As linhas cheias, tracejadas e pontilhadas, presentes nas Figuras 11, 12 e 13, representam, respectivamente, (i) a resistência da coluna pela flambagem Local P_{nL} (Equação 3), (ii) curva de ajuste de Winter (Equação 1), identificada nesse trabalho de P_{nLD} e (iii) resistência pela flambagem Distorcional P_{nD} (Equação 2).

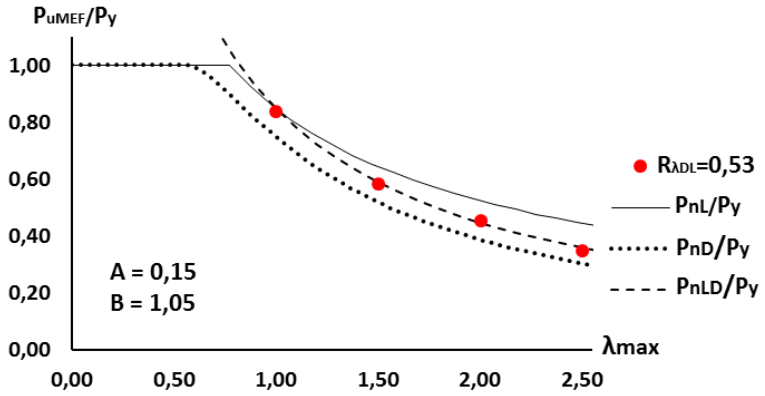


Figura 11 – Ajuste de curva de Winter (Equação 1) de resistência da coluna (P_{nLD}/P_y) para $R_{\lambda DL}$ igual a 0,53 e os valores dos coeficientes A e B obtidos.

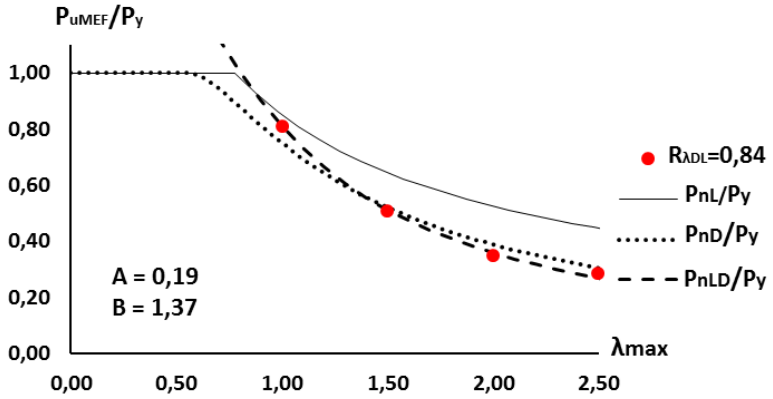


Figura 12 – Ajuste de curva de Winter (Equação 1) de resistência da coluna (P_{nLD}/P_y) para $R_{\lambda DL}$ igual a 0,84 e os valores dos coeficientes A e B obtidos.

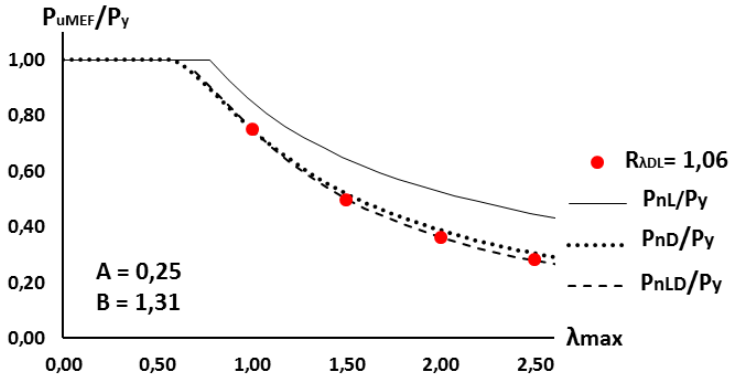


Figura 13 – Ajuste de curva de Winter (Equação 1) de resistência da coluna (P_{nLD}/P_y) para $R_{\lambda DL}$ igual a 1,06 e os valores dos coeficientes A e B obtidos.

O ajuste da curva de Winter foi repetido para todos os 18 valores de $R_{\lambda DL}$ utilizados na pesquisa, variando de 0,27 a 1,49. Os resultados obtidos indicaram que a interação LD se manifesta de forma considerável na faixa $0,45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1,05$. Fora dessa faixa podemos desconsiderar esse modo de flambagem LD, conforme descrito por Matsubara *et al*. [25] e confirmado por Martins *et al.* [21].

Os valores computados de A e B em função de $R_{\lambda DL}$ estão incluídos (em pontos vermelhos) nos gráficos das Figuras 14 e 15, respectivamente. Nesses gráficos também é possível observar o ajuste das linhas de tendência (linha tracejada), que representam a transição entre os valores extremos obtidos das soluções estabelecidas no MRD para os modos de flambagem L e D, segundo as Equações (3) e (2): (i) para o coeficiente A temos 0,15 e 0,25, associados respetivamente aos modos L e D, (ii) para o coeficiente B temos 0,8 e 1,2, associados respetivamente aos modos L e D. As equações das linhas de tendências adotadas para os coeficientes A e B estão indicadas nas Equações 7 e 8.

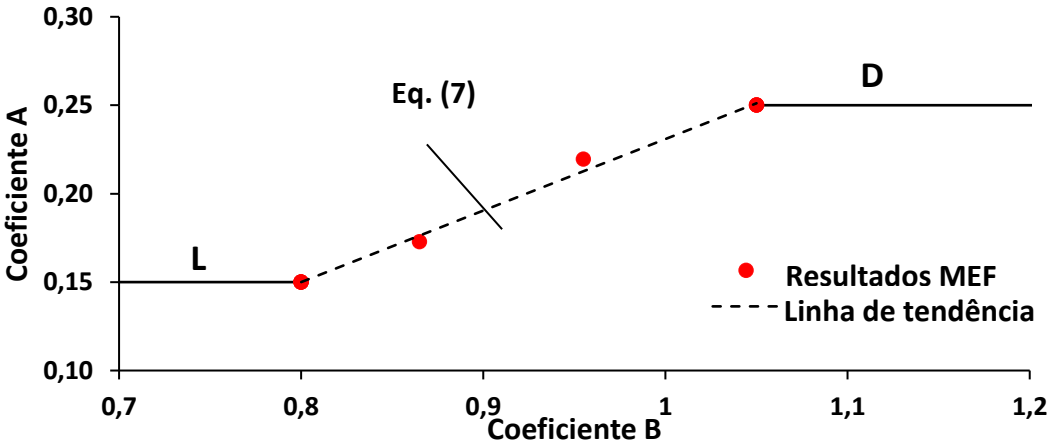


Figura 14 – Variação do coeficiente A em função de $R_{\lambda DL}$.

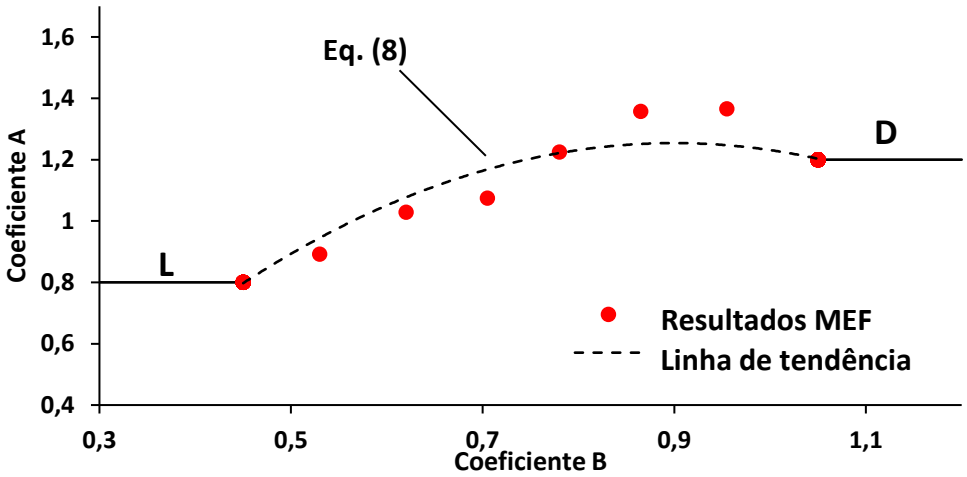


Figura 15 – Variação do coeficiente B em função de $R_{\lambda DL}$.

A Equação 1, com o valor da esbeltez λ igual a λ_{max} (Equação 6), associada aos coeficientes A e B descritos pelas Equações 7 e 8, configuram a proposta para o cálculo da resistência de colunas em perfis formados a frio de seção U enrijecido (excluído o modo global). Essa formulação engloba, de forma integrada, os casos de (i) flambagem Local L, (ii) Distorcional D e (iii) a interação LD.

$$A = \begin{cases} 0{,}15 & quando \quad R_{\lambda DL} < 0{,}80 \\ 0.40R_{\lambda DL} - 0.17 & quando \quad 0{,}80 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 0{,}25 & quando \quad R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \tag{7}$$

$$B = \begin{cases} 0{,}80 & quando \quad R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ -2{,}26R_{\lambda DL}{}^2 + 4{,}06R_{\lambda DL} - 0{,}57 & quando \quad 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 1{,}20 & quando \quad R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \tag{8}$$

Para verificação da eficiência da formulação proposta, identificada por P_{nLD}, é necessária sua calibração com base nos resultados numéricos (MEF) e experimentais disponíveis. Esse procedimento será apresentado a seguir.

3.3 Validação da formulação proposta

A formulação proposta para o cálculo da resistência de colunas de perfis formados a frio com seção U enrijecido, Equações 1, 7 e 8, engloba os modos de flambagem Local L e Distorcional D, isolados ou em interação LD. Adicionalmente, a solução proposta considera participação praticamente nula do modo global G, ou seja, a esbeltez referente a esse modo deve ser consideravelmente inferior aos valores de esbeltez nos modos local e distorcional: $\lambda_G < \lambda_L$ e $\lambda_G < \lambda_D$. As colunas analisadas pelo MEF foram previstas com $\lambda_G / \lambda_L \leq 0{,}5$ e $\lambda_G / \lambda_D \leq 0{,}5$. Isso significa que a força crítica de flambagem no modo global deve ser cerca de 4 vezes superior às forças críticas nos modos local e distorcional: $P_{crG} > 4\ P_{crL}$ e $P_{crG} > 4\ P_{crD}$.

Buscando a validação da formulação proposta, foram geradas e analisadas 279 colunas numéricas, das quais 160 correspondem ao intervalo de interação LD considerado, $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$. O gráfico da Figura 16 mostra os resultados obtidos da relação entre a resistência da coluna obtida pelo modelo MEF e o valor calculado pela formulação proposta, P_{uFEM}/P_{nprop}, para $R_{\lambda DL}$ na referida faixa de validade. A média e o desvio padrão da relação entre as resistências são iguais a 0,99 e 0,10, respectivamente. Esses resultados demonstram boa correlação entre o valor calculado pela formulação proposta P_{nLD} e os resultados obtidos pelo MEF, esse último, por sua vez, calibrado previamente com resultados experimentais.

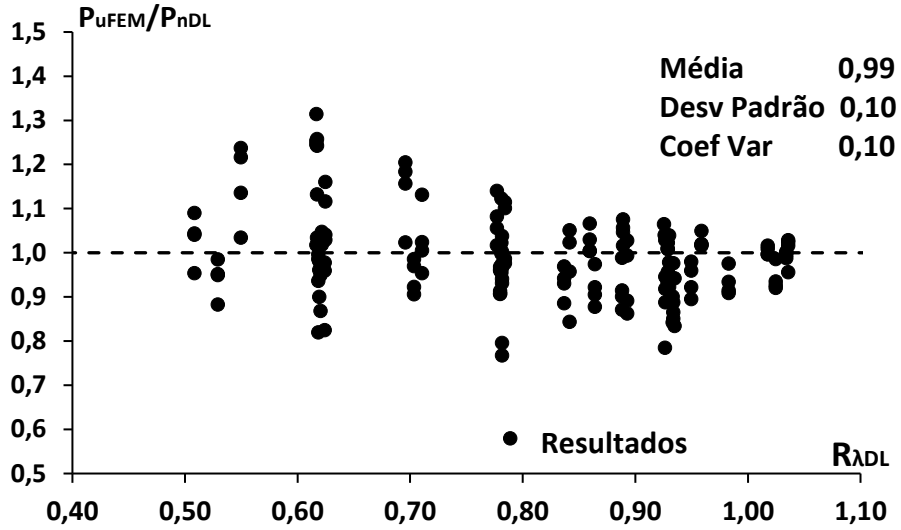


Figura 16 – Relação entre resistências das colunas segundo o MEF e a formulação proposta (Eqs. 1, 7 e 8) em função do parâmetro $R_{\lambda DL}$.

A Figura 17 apresenta a comparação entre os resultados experimentais (Kwon e Hancock [15], Young e Rasmussen [16], Loughlan *et al.* [17], Young *et. al* [18]) e os valores obtidos da formulação proposta P_{uexp} /P_{nprop}. O resultado dessa comparação atesta o bom desempenho da formulação proposta, com média e coeficiente de variação iguais a 1,08 e 0,16, respectivamente. As colunas experimentais apresentam o valor de $R_{\lambda DL}$ dentro do ramo de interação LD relevante ($0,45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1,05$) e os que apresentavam geometria de acordo com o critério selecionado para o estudo ($0,40 \leq b_f/b_w \leq 1,0$).

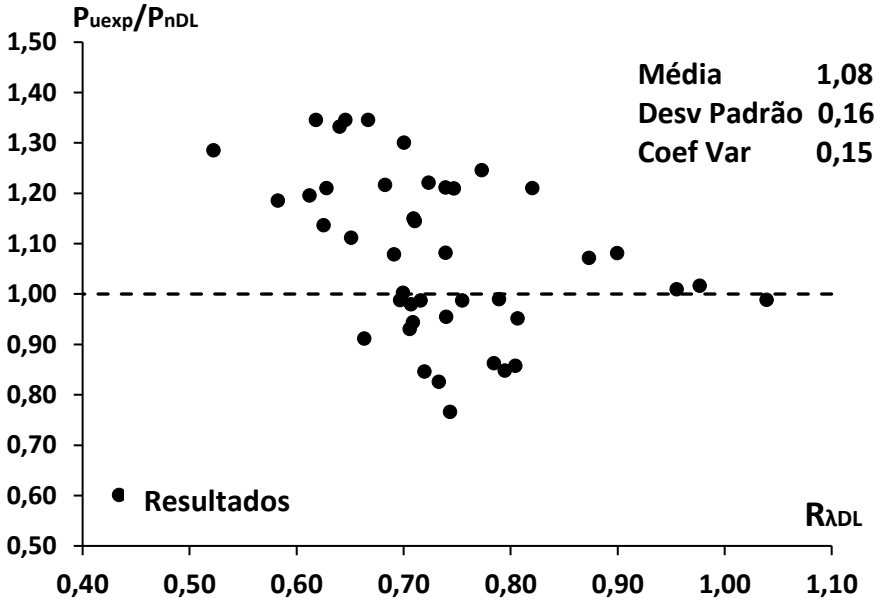


Figura 17 – Relação entre resultados experimentais e a formulação proposta (Eq. 1, 7 e 8) em função do parâmetro $R_{\lambda DL}$.

Os resultados da comparação entre a formulação proposta e os resultados experimentais e numéricos serviram de base para o cálculo do coeficiente de ponderação da resistência γ. Para isso, adotou-se o procedimento recomendado na norma brasileira NBR 14762:2010 [3] (item 11, Dimensionamento com base em ensaios). Os resultados estão apresentados na Tabela 3, sendo possível constatar que o coeficiente de ponderação da resistência obtido resulta compatível com o valor prescrito naquela norma brasileira, para barras sob compressão axial, γ.

Tabela 3 – Valores de coeficientes da resistência (γ) para dados numéricos e experimentais.

Proposta	Equações	Dados	γ	Número de Colunas	Média	Desvio Padrão	Coef. de variação
P_{nLD}	1,7,8	Exp.	1,21	43	1,08	0,16	0,15
	1,7,8	Num.	1,14	160	0,99	0,10	0,10

Finalmente, a figura 18 apresenta a solução proposta, na forma de superfície de resistência: P_{nLD}x $R_{\lambda DL}$x λ_{max}. Nessa figura, fica evidente que a superfície proposta se presta à transição, contínua e gradual, entre as soluções consagradas para os modos L e D isolados.

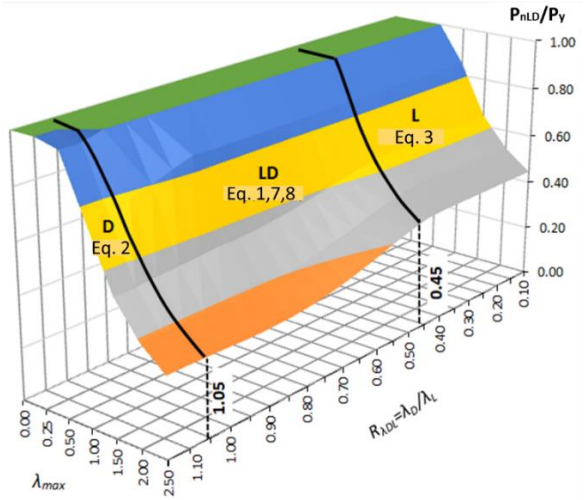


Figura 18: Superfície de resistência P_{nLD}x $R_{\lambda DL}$x λ_{max} proposta para a interação LD entre modos de flambagem.

CONCLUSÕES

O comportamento estrutural de perfis de aço formados a frio em seção U enrijecido, sob compressão axial e afetados pela interação entre modos de flambagem Local e Distorcional LD, foi examinado em detalhe. Para isso, resultados obtidos de análise pelo MEF foram confrontados com experimentos de colunas, indicando que o modelo numérico seguiu de forma adequada, tanto o desenvolvimento dos modos de flambagem (regime elástico), quanto obteve e resistência das colunas com muito boa precisão. Tanto a carga última quanto o mecanismo de colapso (elastoplástico) foram identificados de maneira satisfatória, conforme descrito por Matsubara *et al*. [25].

A seguir, foi desenvolvido e testado procedimento de verificação da resistência dessas colunas, com base no método da resistência direta. Esse procedimento se baseia em curva de resistência do tipo Winter (Equação 1), com definição das constantes A e B segundo as Equações 7 e 8. Essa formulação considera uma superfície de resistência para a condição de interação LD, tomada como transição contínua entre as soluções consagradas (incluídas na norma brasileira NBR14762:2010) para os modos L e D, segundo as Equações 3 e 2, respectivamente. As variáveis identificadas do problema da interação LD são: $R_{\lambda DL}= \lambda_G/\lambda_L$ e a esbeltez da coluna $\lambda= \lambda_{max} = \max(\lambda_L, \lambda_D)$.A comparação com os resultados experimentais (43 colunas testadas) e numéricos (160 colunas na faixa de validade LD) indicaram que a formulação proposta atende os critérios de segurança propostos na NBR14762:2010. Formulação anteriormente apresentada pelos autores em Matsubara *et al*. [25] está baseada em equações polinomiais de ordem superior (A do terceiro e B do quarto grau), resultando em maior precisão quando testada contra os resultados experimentais e numéricos. No entanto, os autores consideram que a solução proposta no presente trabalho (i) conduz a resultados que atendem os critérios do método dos estados limites, mantido o coeficiente de ponderação da resistência γ=1,2 previsto na norma brasileira e (ii) é simples de aplicar e de fácil entendimento por parte dos engenheiros de projeto de estruturas.

Essa pesquisa prossegue, devendo ampliar o universo de aplicação para outras formas de seção de perfis formados a frio, assim como verificar o efeito do modo de flambagem global no desenvolvimento da interação LD.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro neste projeto de pesquisa, sendo o primeiro autor bolsista de Mestrado do CNPq durante o desenvolvimento dos trabalhos.

REFERÊNCIAS

[1] PERFIL NORTE, 2011. Catálogo Perfil Norte. Disponível em: <http://www.perfilnorte.com >. Acesso em: 18 janeiro. 2019.

[2] GYPSTEEL, 2011. Produtos Steel Frame. Disponível em: < http://www.gypsteel.com.br/>. Acesso em: 02 fevereiro. 2019.

[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14762:2010. Dimensionamento de Estruturas de Aço constituídas por Perfis Formado a Frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

[4] B.W. Schafer. Designing cold-formed steel using the Direct Strength Method. In: Eighteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL., USA, October, 2006.

[5] BATISTA, E. M. Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction. Thin-Walled Structures. 2010; v. 48: p. 345–356.

[6] WINTER, G. Strength of thin-walled compression flanges. Transaction ASME, 1947,v. 112.

[7] LI, Z.; SCHAFER, B. W. Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: Conventional and constrained finite strip methods. In: Twentieth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri, USA, 2010; p. 1–15.

[8] BEBIANO, R.; SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. GBT theoretical background. Disponível em: <http://www.civil.ist.utl.pt/gbt/>. Acesso em: 8 fev. 2018.

[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: ABNT, 2008.

[10] DINIS, P. B.; CAMOTIM, D.; SILVESTRE, N. FEM-based analysis of the local-plate/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel columns. Computers and Structures. 2007; v. 85: p. 1461–1474.

[11] FENA, R. P. T. Interacção Local / Distorcional Em Colunas De Aço Enformadas a Frio Com Secção Em "Hat" [Dissertação de Mestrado]. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2011.

[12] SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D.; DINIS, P. B. Post-buckling behaviour and direct strength design of lipped channel columns experiencing local/distortional interaction. Journal of Constructional Steel Research. 2012; v. 73: p. 12–30.

[13] MARTINS, A. D.; CAMOTIM, D.; DINIS, P.B.; YOUNG, B. Local-Distortional Interaction in Cold-formed Steel Columns: Mechanics, Testing, Numerical Simulation and Design. Structures. 2015a; v. 4: p. 38–57.

[14] MARTINS, A. D.; DINIS, P.B; CAMOTIM, D.; PROVIDÊNCIA, P. On the relevance of local-distortional interaction effects in the behaviour and design of cold-formed steel columns. Computers and Structures. 2015b; v. 160: p. 57–89.

[15] KWON, Y. B.; HANCOCK, G. J. Tests of cold-formed channels with local and distortional buckling. Journal of Structural Engineering. 1992; v. 118: p. 1786–1803.

[16] YOUNG, B.; RASMUSSEN, K. J. R. Design of lipped channel columns. Journal of Structural Engineering. 1998; v. 124: p. 140–148.

[17] LOUGHLAN, J.; YIDRIS, N.; JONES, K. The failure of thin-walled lipped channel compression members due to coupled local-distortional interactions and material yielding. Thin-Walled Structures. 2012; v. 61: p. 14–21.

[18] YOUNG, B.; SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. Cold-Formed Steel Lipped Channel Columns Influenced by Local-Distortional Interaction: Strength and DSM Design. Journal of Structural Engineering. 2013; v. 139: p. 1059–1074.

[19] SALLES, G. C. Investigação analítica, numérica e experimental do modo de flambagem distorcional em perfis formados a frio [Dissertação de Mestrado]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE); 2017.

[20] SCHAFER, B. W. Local. Distortional, and Euler Buckling of Thin-Walled Columns. Journal of Structural Engineering. 2002; v. 128: n. 3, pp. 289–299.

[21] MARTINS, A. D.; CAMOTIM, D.; DINIS, P.B. On the direct strength design of cold-formed steel columns failing in local-distortional interactive modes. Thin-Walled Structures. 2017; v. 120: p. 432–445.

[22] SWANSON ANALYSIS SYSTEM (SAS), 2009, ANSYS, Reference Manual, version 12.0.1.

[23] RIKS, E. An icremental approach to the solution of snapping and buckling problems. Internacional Journal of solids and structures. 1979; v. 15: p. 529–551.

[24] BEER, F.P; Johnson, E.R; DEWOLF, J.T.; MAZUREK, D.F. Mecânica dos Materiais. edição 5. Nova York: McGrawHill; 2011.

[25] MATSUBARA, G.Y.; BATISTA, E.M.; SALLES, G.C. Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction. Thin-Walled Structures. 2019; v. 137: p. 251–270.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 6.

Estruturas de Aço

em situação de incêndio

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTRUTURA DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: Curva ISO 834 x Curvas Paramétricas

Pedro Augusto Oliveira de Carvalho[1]
Thiago Dias de Araújo[2]
Carlos André Soares Couto[3]
Moacyr Salles Neto[4]
Adriano dos Guimarães de Carvalho[5]
Rebeca Freitas Vasconcelos[6]
Rodrigo Castanheira Chianca[7]
Caroline Rezende Couto Luz[8]
Ricardo Allen Filgueira pontes[9]

Resumo

O incêndio é um fenômeno preocupante, principalmente para estruturas metálicas, sendo necessária a análise da segurança das estruturas frente sua ocorrência. As normas vigentes induzem a uma verificação prescritiva das estruturas em situação de incêndio e o mercado estimula o uso simplificado de tabelas predefinidas, o que induz um dimensionamento conservador do revestimento contra fogo. Dessa forma, objetivou-se com este estudo, realizar uma análise comparativa entre diferentes métodos de cálculo em situação de incêndio. Diante do exposto, realizou-se a verificação do dimensionamento de uma edificação em estrutura de aço submetida a uma situação de incêndio, utilizando a formulação simplificada da ABNT NBR 14323:2013 e EN1993-1-2:2010 e por métodos avançados de engenharia MEF (Método dos Elementos Finitos), baseados nas curvas de incêndio-padrão ISO 834 e incêndio natural. Além disso, realizou-se um dimensionamento da espessura do revestimento contra fogo com auxílio de cartas de cobertura. Vencida essas etapas, pode-se realizar a comparação dos custos do revestimento para cada método analisado

Palavras-chave: Incêndio; Estrutura; Aço; Estabilidade.

COMPARATIVE ANALYSIS OF STEEL STRUCTURE IN FIRE: ISO 834 curve x Parametric Curves

Abstract

The fire is a worrisome phenomenon, mainly for metallic structures, being necessary the analysis of the stability before its occurrence. The current regulations induce a prescriptive verification of structures in a fire situation and the market encourages the simplified use of pre-defined tables, which induces a conservative design of the protection. In this way, the objective of this study was to perform a comparative analysis between different calculation methods in a fire situation. In the light of the above, he carried out the verification of the dimensioning of a building in a metal structure submitted to a fire situation, using the simplified formulations of ABNT NBR 14323: 2013 and with advanced MEF (Finite Element Method) engineering methods, based on the curves of fire standard ISO 834 and natural fire. In addition, a dimensioning of the passive protection thickness was carried out using cover letters. Once these steps have been completed, the protection costs can be compared for each method analyzed.

Keywords: Fire; Structure; Steel; Stability.

[1] Engenheiro Civil, Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: pedrocarvalho.eng@outlook.com.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Estruturas pela Universidade de Aveiro, Docente no Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: thiago@ifto.edu.br.
[3]Engenheiro Civil, Doutor em Riscos e Sustentabilidade na Construção, Docente da Universidade de Aveiro, Aveiro, Tocantins, Portugal. E-mail:ccouto@ua.pt.
[4] Engenheiro Civil, Doutor em Estruturas e Construção pela Unb, Docente no Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: moacyrsallesneto@gmail.com.
[5] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia pela UFRJ, Docente no Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: agcarvalho@ifto.edu.br.
[6] Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, geotécnica e construção civil pela UFG, Docente no Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: rebeca.eng@gmail.com.
[7] Engenheiro Civil, Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: rodrigo.c.chianca@gmail.com.
[8] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, com ênfase em estruturas, Docente no Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: Caroline.couto@ifto.edu.br.
[9] Engenheiro Civil, Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins, Brasil. E-mail: ricardoallenpontes@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O incêndio é um dos fenômenos mais preocupantes da humanidade e, quando não controlado em tempo hábil pode ser extremamente perigoso à vida e as estruturas. Procedimentos consagrados e regulamentados em códigos normativos voltados à segurança baseiam-se em uma metodologia prescritiva, no entanto, segundo Wang [1], a validade dos métodos prescritivos pode ser questionada e um novo entendimento que busca projetos mais econômicos baseado no desempenho das estruturas metálicas, vem sendo introduzido nos últimos anos.

A NBR ABNT 14323:2013 [2] e EN1993-1-2 [3] estabelecem um método simplificado que prevê uma verificação a partir de elementos individuais, aplicado às barras prismáticas de aço constituídas por perfis laminados, soldados não híbridos, às vigas, pilares e lajes mistas. Além dele, há tabelas prescritivas comerciais que apresentam valores padronizados de espessura de revestimento para estrutura em situação de incêndio, o que pode levar a cálculos superdimensionados dos sistemas de revestimento contrafogo e consequentemente elevação dos custos da obra.

Os métodos avançados de dimensionamento, segundo ABNT NBR 14323:2013 [2], são os que proporcionam uma análise realística da estrutura e do cenário do incêndio, podendo ser utilizado para qualquer tipo de estrutura. Além disso, baseiam-se no comportamento físico do material, levando a uma aproximação confiável do comportamento da estrutura em situação de incêndio.

Dessa forma, este estudo propôs realizar a verificação do tempo de resistência ao fogo de uma edificação em estrutura de aço diante de uma situação de incêndio, utilizando as formulações simplificadas estabelecidas pelas normas e com métodos avançados de engenharia através do MEF (Método dos Elementos Finitos). Em ambos os casos o estudo será realizado para curva de incêndio-padrão e curva de incêndio natural.

Posteriormente, podem-se comparar os resultados encontrados com os modelos empíricos (tabelas), disponibilizados no mercado brasileiro. Por fim, foi possível identificar para a estrutura metálica proposta, uma estimativa de custo do revestimento para cada modelo analisado.

1.1 Dimensionamento de estrutura de aço em situação de incêndio

1.1.1 Análise Térmica

Um modelo para que se considerem os efeitos das ações térmicas, consiste em caracterizar a evolução da temperatura do incêndio em função do tempo (curva temperatura-tempo) que, em conjunto com as condições envolventes ao incêndio, torna possível a determinação do fluxo de calor transmitido às estruturas [4].

Considere-se temperatura crítica, aquela em que os esforços resistentes de cálculo se igualam aos solicitantes. Para modelo de incêndio natural, temperatura máxima refere-se a maior temperatura do aço, em função da temperatura dos gases conforme a curva de tempo-temperatura obtida.

1.1.2 Curva de Incêndio-Padrão – ISO 834

Incêndio-padrão é o modelo no qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas. Tais curvas são caracterizadas por apresentar apenas ramo ascendente [5]. Este modelo pode ser expresso pela curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999) [19], em que a temperatura dos gases no ambiente em chamas é definida pela equação 1, sendo essa temperatura dependente do tempo (t) e da temperatura dos gases no instante inicial ($\theta_{g,0}$), geralmente admitida 20°C.

$$\theta_g = \theta_{g,0} + 345\, log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

Vila Real [6] destaca que embora a curva de incêndio-padrão ISO 834 não represente um incêndio real, ela permite a comparação de resultados experimentais de resistência ao fogo obtida em ensaios diferentes.

1.1.3 Curva Incêndio Natural

Silva [5] define incêndio natural àquele para qual se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura-tempo naturais. Elas foram construídas a partir de ensaios de incêndios que simulam a real situação de um compartimento em chamas. Tal modelo apresenta três fatores influenciadores principais: a carga de incêndio, o grau de ventilação e as características térmicas do material componente da envoltória. Esta curva, apresenta um ponto de máximo, que representa o momento no qual a temperatura alcançada pelos gases durante a queima dos materiais atinge a sua maior temperatura. A partir desse momento o material combustível, ou carga de incêndio, se extingue, levando à diminuição da temperatura.

Um modelo de curva de incêndio natural é apresentado pela Norma Europeia EN1991-1-2 [7], em que define a curva de incêndio paramétrica válida para compartimentos de incêndio com o máximo de 500 m^2 de área em planta, sem aberturas no teto e uma altura máxima de 4 m, admitindo ainda que a carga de incêndio será totalmente consumida.

1.2 Análise Mecânica

O princípio da análise mecânica se dá pela manutenção da estabilidade da estrutura frente o aumento da temperatura. São estabelecidos critérios baseados na resistência ao fogo dos elementos construtivos, a partir das condições de exposição ao incêndio. Tais critérios consideram a severidade ou potencial destrutivo dos incêndios, devido a fatores como tipo de ocupação, área, profundidade do subsolo, altura da edificação e facilidade de acesso para combate ao incêndio e é definido como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) pela ABNT NBR 14432:2001 [8].

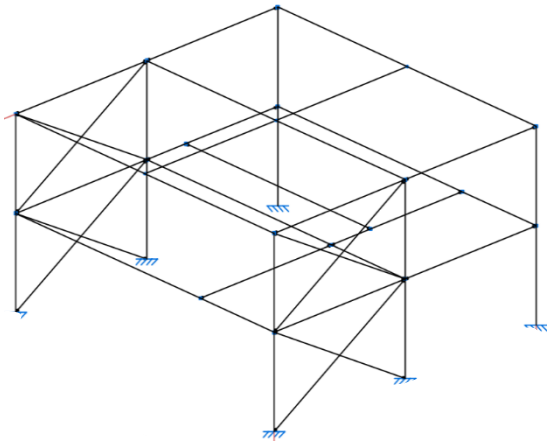
Segundo Silva [4], para o dimensionamento de um elemento metálico, ou de uma estrutura, a debilitação progressiva das propriedades mecânicas do aço deve ser considerada. Esta debilitação é considerada em norma (ABNT NBR 14323:2013) a partir dos coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço: fator de redução da resistência ao escoamento, do módulo de elasticidade e de resistência ao escoamento de seções sujeitas a flambagem local.

Requisitos de segurança de uma estrutura em situação de incêndio são alcançados quando os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio são menores ou iguais aos esforços resistentes de cálculo correspondente a cada elemento estrutural.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo foi realizado utilizando como modelo estrutural um edifício comercial localizado na cidade de Palmas-TO. A definição dessa edificação foi em função das suas características arquitetônicas e de utilização: destinada à prática de atividades esportivas, possuindo dois pavimentos compartimentados, sendo o térreo uma piscina e o pavimento superior destinado a atividades em grupo, salas administrativas e vestiários, com área construída total de aproximada de 210 m^2. Sua estrutura possui três pórticos com 10,5 m de vão a cada 5 metros. O acesso ocorre por meio de escada isolada dos pavimentos superiores.

Figura 1 – Modelo 3d estrutural da edificação



Fonte: Elaborado pelo autor

Inicialmente realizou-se o dimensionamento da estrutura à temperatura ambiente, considerando as sobrecargas da laje de piso (1º pavimento) e cobertura e estruturas secundárias (telha, divisórias, forro e alvenaria) com seus respectivos coeficientes de ponderação conforme ABNT NBR 6120:1980 [9] e 8800:2008 [10]. Para tal, foi utilizada a ferramenta de cálculo Metálica 3D (CYPE®).

A estrutura foi dividida em 03 pórticos principais, não contraventados e engastados, 02 pórticos laterais contraventados e engastados, e duas vigas isoladas (laje do primeiro pavimento) consideradas biapoiadas. Foram consideradas para ambos os pavimentos lajes maciças totalmente apoiadas e escada enclausurada.

Após esse dimensionamento, utilizaram-se duas metodologias de cálculo diferentes na verificação das estruturas de aço em situação de incêndio. Na primeira, calculou-se o tempo de resistência ao fogo com métodos simplificados de cálculo, usando as formulações propostas pela EN1993-1-2 [3]. Nessa verificação utilizou-se o programa de cálculo Elefir-EN, desenvolvido na Universidade de Aveiro [11]. Cabe ressaltar que conforme Silva [12], há grande similaridade nos resultados obtidos se comparados com a norma ABNT NBR

14323:2013[2] e a europeia. Este recurso analisa os elementos separadamente, ou seja, vigas e pilares isolados.

Posteriormente, verificou-se a estrutura com métodos avançados de cálculo, com recurso ao método de elementos finitos (M.E.F) utilizando o programa de cálculo SAFIR, desenvolvido pela Universidade de Liége na Bélgica [13]. O programa é constituído por dois módulos de cálculo distintos, um para a análise do comportamento térmico da estrutura e outro para a análise do seu comportamento mecânico (14). O *software* é capaz de realizar a análise estrutural e térmica de estruturas de concreto, aço, madeira e alumínio [15]. Seu módulo de análise térmica pode considerar curvas de temperatura-tempo inseridas pelo usuário, e seu módulo estrutural disponibiliza elementos para análises bidimensionais e tridimensionais.

A rotina de cálculo considera a geometria da estrutura, condições de suporte, cargas solicitantes e resistência do material utilizado, considerando um aumento progressivo da temperatura simulando alterações físicas na estrutura, em decorrência do aumento da temperatura, com aumento dos deslocamentos até culminar no colapso. O software executa a verificação de forma iterativa, onde o critério de para é o momento quem que o primeiro elemento, pilar ou viga, entra em colapso.

Quanto ao colapso, o critério é definido como sendo o instante em que a sua matriz de rigidez deixa de ser positiva, não sendo mais possível estabelecer o equilíbrio da estrutura [14]. Este não ocorre necessariamente no instante da ruína de um elemento para estruturas hiperestáticas, visto que o *software* considera o rearranjo das tensões.

Para os dois métodos de cálculo, foram utilizadas as curvas de incêndio-padrão (ISO 834, 1999) e Curvas paramétricas de incêndio natural (EN 1993–1–2:2010). Para todos os modelos foi considerada a análise por pórticos planos, considerando os pavimentos compartimentados, densidade de carga de incêndio de cálculo de 442,8 MJ/m^2 para toda edificação, taxa de propagação da temperatura equivalente a 20 minutos e um fator de abertura O=0,0462 m$^{1/2}$.

Os valores de temperatura crítica foram definidos pela equação (2), extraída do Eurocódigo parte 3, onde μ_0 referesse ao fator de utilização. Cabe ressaltar que está é feita verificação no domínio da temperatura, onde são considerados os critérios de deformação.

$$\theta_{a,cr} = 39{,}19ln\left(\frac{1}{0{,}9674\mu_0^{3{,}833}} - 1\right) + 482 \quad (2)$$

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) foi definido conforme a Nota Técnica Nº6 do Corpo de Bombeiro Militar do Estado do Tocantins [16], sendo classificado no Grupo E, Ocupação/Uso Educacional e Cultura Física, Divisão E, para edificação baixa, logo, equivalente a 30 minutos. Embora a rigor a estrutura não se enquadra nos requisitos desta norma para obrigatoriedade da verificação, optou-se em realizar o estudo como contribuição para análises futuras mais precisas. O tempo de colapso foi definido como o tempo em que o segmento estrutural atinge sua temperatura crítica de colapso, para ambas as curvas, sendo um parâmetro de comparação dos modelos.

Assim como Silva [4], no cálculo utilizando métodos avançados, a determinação da evolução da temperatura no aço, a seção transversal foi discretizada em 108 elementos sendo

as mesas superior e inferior da seção transversal possuindo 46 elementos finitos, e a alma em 12 elementos, de forma regular e um raio de concordância entre a alma e as mesas discretizado por um elemento finito triangular.

A verificação da resistência ao fogo utilizando a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999), considerou-se a ocorrência do incêndio em cada pavimento isoladamente e em ambos pavimentos simultaneamente. Para a verificação da resistência ao fogo utilizando a curva de Incêndio Natural, considerou-se a ocorrência do incêndio no pavimento superior e, em virtude da característica da edificação, considerou-se um incêndio localizado na base dos pilares do pavimento inferior.

Em seguida realizou-se a verificação do revestimento contra fogo conforme métodos empíricos, baseados no fator de massividade dos perfis dimensionados, conforme orientação de fabricantes nacionais. Por fim, realizou-se um levantamento do custo do revestimento, conforme cada caso analisado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dimensionamento em temperatura ambiente

A estrutura foi dimensionada à temperatura ambiente considerando a formulação normatizadas pela ABNT NBR 8800:2008 [10], com auxílio de ferramenta computacional Cype 3d. Os perfis estruturais dimensionados são apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Resumo dos perfis dimensionados.

Pórtico 01	Segmento	Viga 01	Viga 02	Pilar 01/02/03/04	-
	Perfil	W530X74	W610X101	CS250X76	-
Pórtico 02	Segmento	Viga 01	Viga 02	Pilar 01/02/03/04	-
	Perfil	W530X72	W530X82	CS300x76	-
Pórtico 03	Segmento	Viga 01	Viga 02	Pilar 01/02/03/04	-
	Perfil	W530X74	W610X101	CS250X76	-
Pórtico 04	Segmento	Viga 01/02	Viga 03/04	Pilar 01/02/05/06	Pilar 03/04
	Perfil	W250X32	W310X38	CS250X76	CS300x76
Pórtico 05	Segmento	Viga 01/02	Viga 03/04	Pilar 01/02/05/06	Pilar 03/04
	Perfil	W250X32	W310X38	CS250X76	CS250X77
Viga Isolada	Segmento	Viga 01	Viga 02	-	-
	Perfil	W360X64	W310X38	-	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2 Curva ISO-834: método simplificado

Para o dimensionamento à situação de incêndio utilizando a Curva de Incêndio-padrão ISO 834 (1999), considerou-se os pavimentos compartimentados verticalmente e a ocorrência do incêndio em 3 situações: somente no pavimento inferior, em seguida somente no pavimento superior e por fim, nos dois pavimentos simultaneamente.

Para determinação das temperaturas nas seções transversais, considerou-se que os pilares estavam expostos ao incêndio nos seus quatro lados e as vigas estavam expostas em três lados (Figura 1). A verificação foi realizada com auxílio do software Elefir-EN.

Figura 2 – Exposição das seções ao incêndio



a) Pilar aquecido 4 lados b) Viga aquecida 3 lados

Fonte: Elaborado pelo autor.

As temperaturas críticas observadas variaram de 695 ºC para o perfil W530x62 utilizado na viga 1 do pórtico 2, à 798,4 ºC para o perfil W360x64, utilizado na viga isolada 2.

Para o TRRF definido pelo CBM-TO, observou-se que tanto o Pórtico 01 quanto o Pórtico 02 não alcançam o requisito mínimo de segurança, pois ao menos um de seus elementos estruturais não resiste ao tempo recomendado de 30 minutos. Já o Pórtico 03, o pavimento inferior possui tempo de 31,08 minutos, acima do mínimo estabelecido, porém, a análise do pavimento superior verifica-se que o colapso ocorre aos 28,25 minutos, não sendo garantida a segurança mínima. O Pórtico 4 tem sua estabilidade garantida no pavimento superior, porém é esperado o colapso do pavimento inferior com 25,28 minutos a partir do início do incêndio. O Pórtico 5 foi o único em que a estabilidade foi assegurada aos 30 minutos. Ambas vigas isoladas não passaram no requisito de segurança, pois apresentaram instabilidade no instante de tempo igual a 29,78 min e 28,85 min. A tabela 2 apresenta o resumo dos dados para método simplificado, utilizando curva de incêndio-padrão.

Tabela *2* – Temperatura crítica e tempo de resistência ao fogo dos pórticos/vigas para método simplificado utilizando curva ISO-834.

Estrutura	Pavimento	Θcri (ºc)	Tempo de colapso (min)	Necessidade de Revestimento
Pórtico 1	Inferior	764,30	29,35	Sim
	Superior		28,15	Sim
	Ambos		28,15	Sim
Pórtico 2	Inferior	695,00	29,50	Sim
	Superior		19,57	Sim

	Ambos		19,57	Sim
Pórtico 3	Inferior	765,60	31,08	Não
	Superior		28,25	Sim
	Ambos		28,25	Sim
Pórtico 4	Inferior	753,80	25,28	Sim
	Superior		45,35	Não
	Ambos		25,28	Sim
Pórtico 5	Inferior	791,00	30,63	Não
	Superior		45,18	Não
	Ambos		30,63	Não
Viga 1	Inferior	763,9	29,78	Sim
Viga 2	Inferior	798,4	28,85	Sim

Θcri = temperatura crítica de colapso tomada por: $\Delta\theta_{a,t} = k_{sh}{}^{(u/A_g)}\big/_{C_a\rho_a}\,\varphi\Delta t.$

Fonte: Elaborado pelo autor.

Verificou-se, portanto, que para uma análise simplificada, utilizando a curva de Incêndio-Padrão ISO – 834, há a necessidade de revestimento contra fogo da estrutura nos pórticos 1,2,3 e 4, e nas vigas isoladas, para que seja assegurada a estabilidade à um tempo requerido de 30 minutos.

3.3 Curva ISO-834: método avançado

Para essa situação, observou-se uma variação na temperatura crítica dos elementos de 636,35 ºC no pórtico 01 à 930,8 ºC no pórtico 05. Verificou-se também que para os pórticos 01, 02 e 03, o tempo no qual ocorre o colapso do pavimento inferior foi acima do TRRF, porém nos pavimentos superiores a segurança não foi alcançada. Os pórticos 04 e 05 alcançaram as temperaturas críticas aos 32,61 e 54,30 minutos, respectivamente. As temperaturas críticas das vigas isoladas ocorreram no instante igual a 28,10 min para viga 01 e 35,54 min para viga 2. Nesse caso somente a viga 1 não alcançou o TRRF de 30 min.

A tabela 3 apresenta os valores das temperaturas críticas e tempos de resistência ao fogo para os elementos do estudo.

Tabela 3 – Temperatura crítica e tempo de resistência ao fogo dos pórticos/vigas para método avançado utilizando curva ISO-834.

Estrutura	Pavimento	Θcri (ºc)	Tempo de colapso (min)	Necessidade de Revestimento
Pórtico 1	Inferior	726,30	31,53	Não
	Superior		22,75	Sim
	Ambos		22,52	Sim
Pórtico 2	Inferior	636,35	33,55	Não
	Superior		16,36	Sim
	Ambos		16,37	Sim
	Inferior	740,21	36,46	Não

Pórtico 3	Superior		22,74	Sim
	Ambos		22,58	Sim
	Inferior		33,25	Não
Pórtico 4	Superior	831,01	>60	Não
	Ambos		32,61	Não
	Inferior		54,30	Não
Pórtico 5	Superior	930,80	>60	Não
	Ambos		56,59	Não
Viga 1	Inferior	702,9	28,10	Sim
Viga 2	Inferior	818,1	35,54	Não

Θcri = temperatura crítica de colapso
Fonte: Elaborado pelo autor.

Desta forma, utilizando o método avançado de cálculo associado a curva de incêndio-padrão, observa-se que os pórticos 1, 2 e 3 juntamente com a viga secundária 1, colapsam em tempo inferior ao necessário para garantir a segurança. Logo, para estes segmentos fazem necessários o revestimento da estrutura.

3.4 Incêndio Natural: método simplificado

Para este estudo, considerou-se no pavimento superior dois compartimentos isolados de 3 m de altura com área de 52,5 m^2, sendo a envolvente em alvenaria cerâmica de 15 cm de espessura com condutividade térmica de 0,7 W/mK e calor específico de 840 J/KgK.

As aberturas consideradas foram de 21,25 m^2 (esquadrias) para o primeiro compartimento compreendida entre os pórticos 1 e 2, e 1,26 m^2 (esquadrias) para o segundo compartimento, situado entre pórticos 2 e 3, considerando fator de abertura de 0,16 e 0,02, respectivamente.

O tipo de ocupação pertencente ao Grupo E, [16], com taxa de crescimento do incêndio de 20 min e carga de incêndio específica de 442,8 MJ/m^2.

Para o pavimento inferior foi considerada a existência de uma piscina em toda área térrea e sem fechamentos. Portanto, não é factível que se faça análise similar ao do pavimento superior. Dessa forma, optou-se por fazer uma análise de incêndio localizado, conforme discutido no item 3.6.

A tabela 4 apresenta as temperaturas críticas e máximas do aço e o tempo de resistência ao fogo da estrutura. As temperaturas críticas variaram de 692,90 ºC para o pórtico 2 à 886,5 ºC para os pórticos 3 e 4. As temperaturas máximas alcançadas variaram de 592,00 ºC para o pórtico 1 à 787,00 ºC para o pórtico 3.

Somente o pórtico 3, em seu pavimento superior, a temperatura do aço ultrapassa a temperatura crítica, no instante equivalente a 29,90 min, o que leva a estrutura ao colapso em um tempo inferior ao TRRF recomendado pelo CBM-TO. Nos demais pórticos e nas vigas isoladas, a temperatura máxima do aço limitou-se a valores inferiores à temperatura crítica.

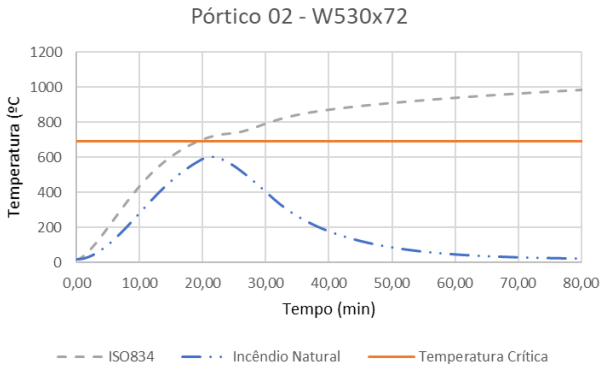
Tabela 4 – Temperatura crítica (Θcri), máxima (Θmáx) e tempo de colapso para método simplificado utilizando curva de Incêndio Natural.

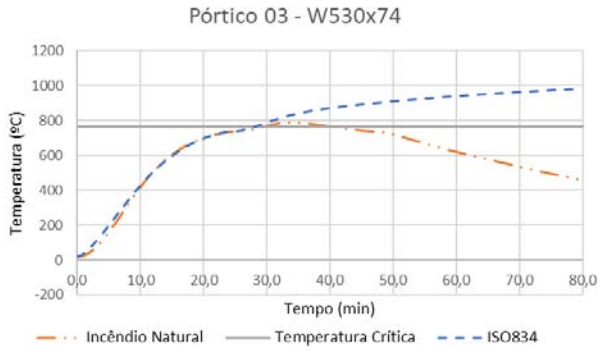
Estrutura	Pavimento	Θcri (ºc)	Tempo de colapso (min)	Necessidade de Proteção
Pórtico 1	Inferior	764,30	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 2	Inferior	692,90	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 3	Inferior	765,60	Não colapsa	Não
	Superior		29,90	Sim
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 4	Inferior	886,50	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 5	Inferior	886,50	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não

Portanto, utilizando-se da curva de Incêndio Natural por meio do método simplificado de cálculo e, considerando as características da edificação, a temperatura máxima do aço, com exceção do pavimento superior do pórtico 3, possui valores inferiores a temperatura crítica.

Na figura 2 são apresentados gráficos comparativos para a temperatura do aço a partir da curva de incêndio-padrão ISO-834 e a curva de incêndio natural, para uma análise simplificada. Considerou-se apenas os segmentos que apresentaram tempo de resistência ao fogo inferior a 30 minutos. Destaca-se ainda o comparativo da curva de incêndio-padrão ISO-834 e curva de incêndio localizado para o pórtico 4.

Figura 3 – Gráficos das temperaturas do aço em função do tempo para método simplificado de cálculo





Fonte: Elaborado pelo autor

3.5 Incêndio Natural: método avançado

Para esta situação, foram verificados os tempos de resistência ao fogo para o pavimento superior. Para o pavimento inferior foi considerado um incêndio localizado na base dos pilares.

A tabela 5 apresenta os dados obtidos relativos à temperatura crítica, temperatura máxima alcançada e tempo de resistência ao fogo (colapso).

Tabela 5 – Temperatura crítica, máxima e tempo de resistência ao fogo para método avançado utilizando curva de Incêndio Natural.

Estrutura	Pavimento	Θcri (ºc)	Tempo de colapso (min)	Necessidade de Proteção
Pórtico 1	Inferior	726,30	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 2	Inferior	636,35	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 3	Inferior	740,21	Não colapsa	Não
	Superior		32,51	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 4	Inferior	831,01	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Pórtico 5	Inferior	930,80	Não colapsa	Não
	Superior		Não colapsa	Não
	Ambos		Não colapsa	Não
Viga 1	Inferior	702,9	Não colapsa	Não
Viga 2	Inferior	818,1	Não colapsa	Não

Nesta situação, apenas o pórtico 3, em seu pavimento superior, a temperatura do aço ultrapassa a temperatura crítica, no instante equivalente a 32,51 min. Porém este tempo foi

suficiente para garantir a segurança da edificação para o TRRF estipulado. Para esta análise nenhum pórtico ou viga isolada necessita de proteção para garantir sua estabilidade.

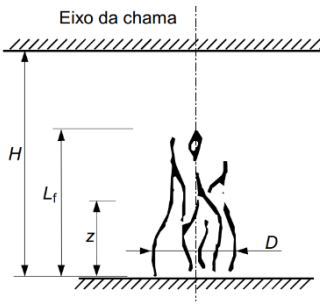
3.6 Incêndio Localizado

Neste estudo, para uma análise utilizando a curva de Incêndio Natural nos pavimentos inferiores e nas vigas isoladas, foi utilizada as recomendações de Incêndio Localizado descrito no Eurocódigo EN-1991-1-2:2010 [7].

O modelo utilizado foi o de Heskestad, onde a chama não atinge o teto do compartimento [17]. A área total de aberturas verticais considerada foi de 30 m^2, a altura média das aberturas de 2,7 m, a área máxima de incêndio equivalente a 4 m^2, a distância entre a origem do incêndio (H) e o teto de 3 m, a densidade da carga de incêndio de 2,44 MJ/m2, altura ao longo do eixo da chama (z) de 1,5 m (Figura 3).

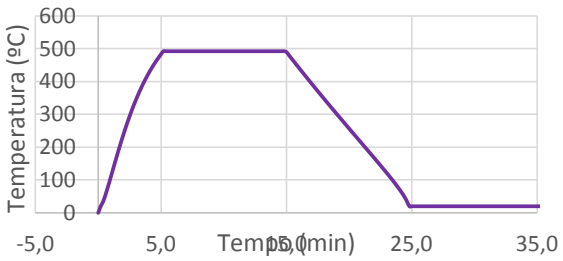
Figura 4 – Esquema do modelo de incêndio localizado de Heskestad (a) e Gráfico da Curva de Incêndio Localizado (b)

Esquema – a



Fonte: EN-1991-1-2:2010.

Curva de Incêndio Localizado (b)



Fonte: Elaborado pelo autor.

A temperatura máxima atingida no compartimento foi de 492,3 ºC, aos 5 minutos, permanecendo até aproximadamente 15 min do início do incêndio, onde inicia a fase de resfriamento até aproximadamente os 25 min, retornando a temperatura ambiente inicial. A altura máxima da chama (Lf) atingiu 1,42 m e o diâmetro de propagação (D) foi de 2,26 m. Esta curva foi utilizada para as verificações dos tempos de resistência ao fogo dos pavimentos inferiores e vigas isoladas dos itens 4.4 e 4.5.

3.7 Método Empírico

O método empírico baseia-se em cartas de cobertura (Figura 4) pré-dimensionadas nas quais é relacionado o fator de massividade da seção do elemento e o TRRF, localizando a espessura do material de revestimento, considerando uma temperatura preestabelecida [18]:

Figura 5 – Carta de cobertura para placas de gesso (550ºC)

u/A (m^{-1})	TRRF (minutos)			
	30	60	90	120
< 55	12,5	12.5	12.5	15
55	12,5	12,5	12,5	2 x 12,5
70	12,5	12,5	12,5	2 x 12,5
98	12,5	12,5	15	2 x 12,5
138	12,5	12,5	2 x 12,5	2 x 12,5
152	12,5	12,5	2 x 12,5	2 x 15
203	12,5	15	2 x 12,5	2 x 15
240	12,5	15	2 x 12,5	3 x 12,5
334	12,5	2 x 12,5	3 x 12,5	3 x 12,5
400	12,5	2 x 12,5	3 x 12,5	3 x 12,5

Fonte: Vargas e Silva (2003)

A tabela 6 relaciona a espessura da placa de gesso para os perfis analisados neste estudo, conforme seus respectivos fatores de massividade. O fator de massividade foi definido considerando a proteção em caixa (3 lados para vigas e 4 lados para pilares).

Tabela 6 – Espessura da proteção conforme recomendação do fabricante.

Estrutura	PERFIL	EXPOSIÇÃO	MASSIVIDADE (m-1)	Placa Gesso (mm)
Pórtico 1	W530X74	3 LADOS	129	12,5
	W610X101	3 LADOS	110	12,5
	CS250X76	4 LADOS	103	12,5
Pórtico 2	W530X72	3 LADOS	137	12,5
	W530X82	3 LADOS	121	12,5
	CS300x76	4 LADOS	123	12,5
Pórtico 3	W530X74	3 LADOS	129	12,5
	W610X101	3 LADOS	110	12,5
	CS250X76	4 LADOS	103	12,5
Pórtico 4	W250X32	3 LADOS	157	12,5
	W310X38	3 LADOS	158	12,5
	CS250X76	4 LADOS	103	12,5
	CS300x76	4 LADOS	123	12,5
Pórtico 5	W250X32	3 LADOS	157	12,5
	W310X38	3 LADOS	158	12,5
	CS250X76	4 LADOS	103	12,5
	CS300x76	4 LADOS	123	12,5
Viga 1	W360X64	3 LADOS	110	12,5
Viga 2	W310X38	3 LADOS	158	12,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

Considerando a ocorrência de um incêndio, a luz do modelo de cálculo simplificado e curva de Incêndio-Padrão ISO-834 e conforme modelo empírico tabelado, conclui-se que toda a estrutura necessita de proteção para garantir a estabilidade (tempo requerido de resistência ao fogo). A espessura mínima da placa de gesso foi de 12,5 mm para todos os perfis.

3.8 Análise de custos de proteção

A análise de custos da proteção passiva se deu a partir da composição de preços da figura 5. Foram verificados os comprimentos dos perfis que necessitam de proteção, conforme cada situação de cálculo, multiplicando-os ao valor do metro linear da composição.

O custo unitário utilizado foi o menor disponível no dia da consulta, podendo variar conforme fabricante e tipo de composição da placa de gesso com resistência ao fogo (inserção de vermiculita e fibra de vidro na composição do material).

Figura 6 – Composição de custo unitário para placa de gesso resistente ao fogo (R$/m)

Insumo	Un	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
mt12pmk010a	m²	Placa de gesso acartonado reforçada com tecido de fibra GM-F / 1200 / 2600 / 15 / com as bordas longitudinais quadrados, especial Fireboard GM-F "KNAUF" com alma de gesso e faces revestidas com uma lâmina de fibra de vidro.	1,428	58,21	83,12
mt12psg115	Un	Grampo para fixação de placas, segundo DIN 18182.	37,000	0,58	21,46
mt12pmk012a	kg	Massa de juntas Fireboard Spachtel "KNAUF", de pega normal (45 minutos), intervalo de temperatura de trabalho de 10 a 35°C, Euroclasse A1 de reação ao fogo, para aplicação manual com fita de juntas.	2,550	3,74	9,54
mt12pmk013	m	Fita de juntas Fireboard "KNAUF".	2,000	0,17	0,34
mo053	h	Montador de pré-fabricados interiores.	0,541	30,04	16,25
mo100	h	Ajudante de montador de pré-fabricados interiores.	0,541	20,69	11,19
	%	Custos diretos complementares	2,000	141,90	2,84
Custo de manutenção decenal: R$ 108,66 nos primeiros 10 anos.				Total:	144,74

Fonte: http://geradordeprecos.cype.pt/ (acesso em 02/02/2019).

Os resultados são delineados na tabela 7, dividido por método de cálculo e curva de incêndio utilizadas. Para cada pórtico analisado, os valores são apresentados para os pavimentos inferior e superior separadamente, seguindo do valor da proteção para ambos pavimentos. O custo total por método de análise da estrutura é o somatório dos custos individuais de cada pórtico (pavimento inferior mais pavimento superior) acrescido dos custos das vigas isoladas.

Tabela 7 – Custo da proteção conforme método de cálculo para placa de gesso resistente ao fogo de 15 mm.

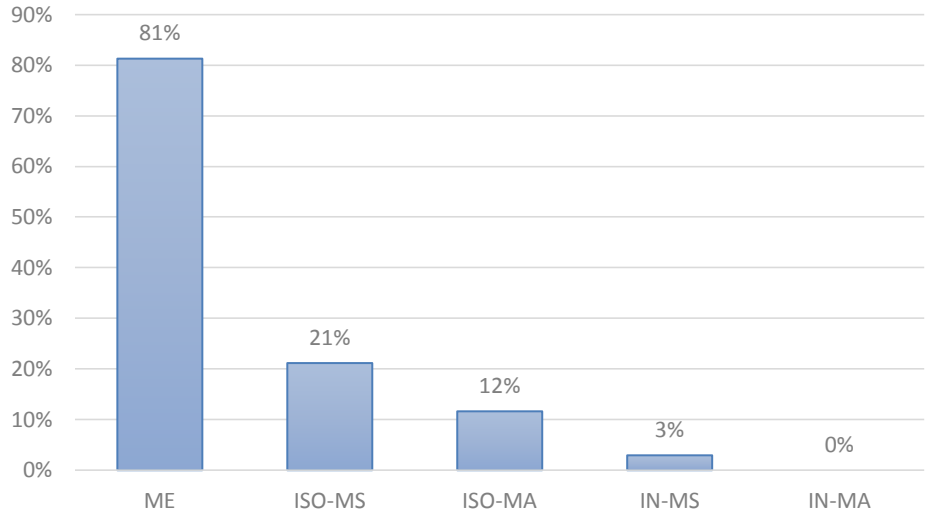
Estrutura	Pavimento	ME	ISO-MS	ISO-MA	IN-MS	IN-MA
	Inferior	R$ 4.776,42	R$ 1.519,77	-	-	-
Pórtico 1	Superior	R$ 4.776,42	R$ 1.519,77	R$ 1.519,77	-	-
	Ambos	R$ 9.552,84	R$ 3.039,54	R$ 1.519,77	-	-
	Inferior	R$ 4.776,42	R$ 1.519,77	-	-	-
Pórtico 2	Superior	R$ 4.776,42	R$ 1.953,99	R$ 1.953,99	-	-
	Ambos	R$ 9.552,84	R$ 3.473,76	R$ 1.953,99	-	-
	Inferior	R$ 4.776,42	-	-	-	-
Pórtico 3	Superior	R$ 4.776,42	R$ 1.519,77	R$ 1.519,77	R$ 1.519,77	-
	Ambos	R$ 9.552,84	R$ 1.519,77	R$ 1.519,77	-	-
	Inferior	R$ 2.894,80	R$ 1.157,92	-	-	-
Pórtico 4	Superior	R$ 2.894,80	-	-	-	-
	Ambos	R$ 5.789,60	R$ 1.157,92	-	-	-
	Inferior	R$ 2.894,80	-	-	-	-
Pórtico 5	Superior	R$ 2.894,80	-	-	-	-
	Ambos	R$ 5.789,60	-	-	-	-
Viga 1	Inferior	R$ 1.013,18	R$ 1.013,18	R$ 1.013,18	-	-
Viga 2	Inferior	R$ 723,70	R$ 723,70		-	-
Custo Total:		R$ 41.974,60	R$ 10.927,87	R$ 6.006,71	R$ 1.519,77	R$ 0,00

ME = Método Empírico; ISO = curva ISO 834; IN = curva de Incêndio Natural;
MS = método simplificado; MA = método avançado.
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os custos encontrados variaram de R$ 41.974,60 o dimensionamento da proteção utilizando métodos empíricos (tabelados), a custo zero para método avançado de cálculo utilizando curva de incêndio natural.

A estrutura metálica dimensionada possui peso equivalente a 12.654,51 kg. Considerando o valor estimado do kg do aço de R$ 4,08, o preço estimado para a estrutura metálica é de R$ 51.630,40. Em termos percentuais, a proteção passiva dimensionada por métodos empíricos, equivale a 81% do valor da obra. Para o modelo ISO-MS o custo equivale a aproximadamente 21%, enquanto que para os modelos ISO-MA e IN-MS assume os valores percentuais de 11% e 3%, respectivamente. Para o caso IN-MA não há custo.
De forma simplificada, estes percentuais são demostrados no gráfico 1.

Gráfico 1- Percentual do custo da proteção em relação ao custo da estrutura metálica, conforme método de cálculo.



ME = Método Empírico; ISO = curva ISO 834; IN = curva de Incêndio Natural;
MS = método simplificado; MA = método avançado.
Fonte: Elaborado pelo autor.

Entre os métodos de cálculo que utilizaram a curva ISO-834, houve uma variação de 55% do custo de proteção. Para o incêndio natural, apenas o pórtico 3 apresentou custo (este foi devido a proteção de uma viga no pavimento superior). Para o incêndio natural com método avançado de cálculo, não houve necessidade de proteção, logo, custo zero.

4 CONCLUSÃO

Com o presente estudo foi possível verificar uma variabilidade de resultados para o dimensionamento de uma estrutura em aço em situação de incêndio.

No dimensionamento à temperatura ambiente, as vigas principais dos pórticos 1, 2 e 3 dos pavimentos superiores apresentaram limitação quanto a esbeltez, mesmo para perfis mais robustos. Logo, foi necessário a implementação de vigas de travamento nestes elementos, sendo possível utilizar perfis mais leves.

A análise do tempo requerido de resistência ao fogo, para a edificação em estudo, mostrou-se mais conservadora para uma verificação utilizando a curva de incêndio-padrão ISO-834. Verificou-se que para esta situação quatro dos cinco pórticos analisados apresentaram tempo de resistência ao fogo menor que o TRRF recomendado pelo Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Tocantins.

Para uma verificação por método avançado de cálculo utilizando a curva ISO-834, os pavimentos inferiores apresentaram um aumento do tempo requerido de resistência ao fogo, o que vem a favor da segurança. Contudo nos pórticos superiores ocorreram redução do tempo, levando a estrutura ao colapso mais precocemente.

Verificou-se evolução significativa quanto a segurança, em favor da curva de incêndio natural, em relação a padrão. Percebe-se que para ambos métodos de cálculo (simplificado e avançado), a temperatura máxima dos perfis manteve-se abaixo da temperatura crítica de colapso. Excetua-se somente o pavimento superior do pórtico 3, que para o método simplificado utilizando a curva de incêndio natural, teve seu tempo de resistência ao fogo menor do que o TRRF preconizado.

Para a análise baseada em valores empíricos tabelados, cuja única variável é o fator de massividade, verificou-se que em todas as situações há necessidade de proceder um revestimento para assegurar a estabilidade dimensional frente uma situação de incêndio.
Diante do exposto, foi possível verificar que do ponto de vista do custo de implantação de proteção passiva, o método tabelado mostrou-se ser o mais oneroso, seguido do método simplificado com curva ISO-834, método avançado com curva ISO-834, método simplificado com curva parametrizada (incêndio natural) e método avançado com curva parametrizada. Portanto, para este estudo, a utilização da curva de incêndio natural mostrou ser mais economicamente viável, em relação a curva de incêndio-padrão ISO-834.

Por fim, pode-se concluir que, quando se faz um estudo real do cenário de incêndio e análise avançada, há uma economia muito grande na proteção das estruturas metálicas contra incêndio, viabilizando uso do aço em edificações.

O presente estudo abordou um modelo específico de edificação, permitindo preceder a análise comparativa para a estrutura em questão. Contudo, para uma melhor compreensão do tema abordado, recomendando-se que estudos posteriores baseados em outras edificações sejam realizados para confirmação dos resultados obtidos.

Agradecimentos

Agradecimento especial ao Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva e Prof. Dr. Carlos Couto pela dedicação e aprendizado a mim concedido nesse trabalho.

REFERÊNCIAS

1 Wang YC. **Steel and Composite Structures – Behavior and Desing for fire Safet**. London: Spon Press, 2002. 352p. ISBN 0-415-24436-6.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio. **NBR 14323**. Rio de Janeiro. 2013.

3 European Committee for Standardisation. **EN 1993–1–2:2010**, Eurocode 3**,** Design of Steel Structures – Part 1–2: General rules - Structural fire design. ICS: 13.220.50; 91.010.30; 91.808.40.

4 Silva TDA. **Buckling lengths of columns in unbraced steel frames exposed to fire.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Aveiro. Portugal. 2016.

5 Silva VP. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Editora Zigurat, 2001. 249p. ISBNN: 85-85570-04-0.

6 Vila Real P**. Incêndio em estruturas metálicas – cálculo estrutural**. 4. ed. Lisboa: Editora Orion, 2003. 374p. ISBN: 972-8620-04-7.

7 European Committee for Standardisation. **EN 1991–1–2:2010**, Eurocode 3, Actions on structures – Part 1–2: General actions – Actions on structures exposed to fire. ICS: 13.220.50; 91.010.30; 91.808.40.

8 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. **NBR 14432.** Rio de Janeiro. 2001.

9 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. **NBR 6120**. Rio de Janeiro. 1980.

10 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Estruturas de Aço e de estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. **NBR 8800**. Rio de Janeiro. 2008.

11 Vila Real P, Franssen JM. **Elefir-EN V1.4.3 (2011), Software for fire design of steel structural members according the Eurocode 3**. Disponível em: <http://elefiren.web.ua.pt>. Acesso em 05 de janeiro de 2019.

12 Silva VP**. Estruturas em situação de incêndio; diferenças entre normas brasileira e europeia.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2015.

13 Franssen JM. SAFIR: A thermal/structural program modelling structures under fire. **Engineering Journal**, A.I.S.C., vol. 42.

14 Lopes N, et al. **Modelação numérica do comportamento ao fogo de uma estrutura em aço inoxidável em situação de incêndio**. In: Anais do V Congresso de Construção Metálica e Mista. 2005.

15 Júnior OK. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: São Paulo, 2011.

16 Tocantins. Decreto nº 3.950, de 25 de janeiro de 2010. Institui normas técnicas de competência do Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Tocantins – CBMTO. **Diário Oficial do Estado**, Palmas, TO, 29 jan. 2010. Anexo VI, p. 30 e Anexo IX, p. 48.

17 Reis AS. **Determinação de cenários de incêndio em edifícios**. Dissertação (Mestrado em engenharia Civil). Universidade de Aveiro. Portugal. 2011.

18 Vargas MR, SILVA VP. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**. Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS / Centro Brasileiro de Construção em Aço – CBCA, Rio de Janeiro, 2003. 76p.

19 International Organization for Standardization. **ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing**. Geneva, 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975), 1999.

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO QUANTO À SUA DESLOCABILIDADE CONFORME O EUROCÓDIGO EC3-1-2

Thiago Dias de Araújo e Silva[1]
Nicole Giovana Menezes Rocha[2]
Carlos Couto[3]
Paulo Vila Real[3]
Nuno Lopes[3]
Luciano Bezerra[4]

Resumo

Em situação de incêndio, o aumento de temperatura promove uma diminuição acentuada da rigidez da estrutura metálica e, consequentemente, decréscimo do valor do parâmetro crítico de carga (α_{cr}). Em estruturas classificadas como nós fixos à temperatura ambiente para combinações de ações excepcionais (de acidente), para determinados valores de temperaturas os modos críticos de instabilidade destes pórticos são acompanhados de deslocamentos laterais dos nós. Nesses casos, a utilização de coeficientes de flambagem correspondentes a estruturas contraventadas (de nós fixos), como sugerido na EN1993-1-2, poderá não ser adequada. Assim este estudo objetivou propor um critério de classificação de estruturas metálicas em situação de incêndio quanto à sua deslocabilidade. Nesse artigo são abordados os principais aspetos relacionados com a análise e estabilidade estrutural de pórticos metálicos. O estudo evidenciou que, para um possível critério, as estruturas de nós fixos serão aquelas que possuem algum sistema de contraventamento com α_{cr} igual ou superior a 24.

Palavras Chave: aço, estruturas, instabilidade, pórticos não contraventados, estruturas de nós fixos, estruturas de nós móveis

CLASSIFICATION OF STEEL STRUCTURES IN FIRE SITUATION WITH RESPECT TO THEIR SWAY AS EUROCODE-EC3-1-2

Abstract

In the case of fire, the increase in temperature promotes a marked decrease in the rigidity of the metallic structure and, consequently, decrease of the value of the critical load parameter (α_{cr}). In structures classified as fixed nodes at ambient temperature for combinations of exceptional actions (accidental), for certain temperature values the critical modes of instability of these frames are accompanied by lateral displacements of the nodes. In these cases, the use of buckling coefficients corresponding to braced structures (from fixed nodes), as suggested in EN1993-1-2, may not be adequate. Thus, this study aimed to propose a criterion for the classification of metallic structures in a fire situation regarding their displacement. In this paper general aspects related with the structural analysis and stability of steel frames. The study showed that, for a possible criterion, the fixed node structures will be those that have some bracing system with αcr equal to or greater than 24.

Keywords: Steel; Estructures; Buckling; Non-sway frame; Sway frame.

[1] Engenharia Civil, Doutor, Professor, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[2] Engenharia Civil, Graduanda de Engenheiro Civil, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[3] Engenharia Civil, Doutor, RISCO, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro e Portugal.
[4] Engenharia Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal e Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio tem merecido atenção por parte de autoridades públicas e pesquisadores no Brasil. A partir de pesquisas desenvolvidas em algumas universidades em 1995, foi desenvolvida uma norma sobre o assunto, a NBR 14323 [1], editada pela ABNT em 1999, e revisada em 2003. No que se refere ao método simplificado de dimensionamento, esta norma afirma que para efeito de flambagem local dos elementos componentes das seções transversais, admite-se que as classes das seções obtidas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800 sejam mantidas em temperatura elevada, ressalta-se que essa consideração também é feita pela norma europeia EN1993-1-2 [2]. Não obstante, em estudos é possível analisar que a metodologia utilizada para classificar as estruturas metálicas à temperatura normal não pode ser alargada para estruturas metálicas em situação de incêndio.

Desse modo, ainda é possível encontrar algumas lacunas nos regulamentos nacionais e internacionais nomeadamente no que concerne ao cálculo ao fogo, pois em situação de incêndio, os elementos sofrem grandes deformações, uma vez que há diminuição da rigidez do aço e extensão térmica do mesmo, ambos os efeitos são devido ao aumento da temperatura, gerando assim, o aumento do deslocamento lateral de pórticos de estruturas metálicas e, consequentemente, uma redução dos parâmetros críticos de carga.

Testes alcançados por Li et al. (2000) [3] e Liu et al. (2002) [4], demostram que estruturas metálicas sob a ação do fogo suportam também a ação de forças axiais introduzidas pela decorrência da expansão térmica das vigas e de pilares. Shepherd e Burgess (2011) [5] recomendaram que forças suplementares devido à expansão térmica só são evitáveis se todos os pilares de todos os pavimentos permanecerem aquecidos de tal modo que eles sofram a mesma quantidade de expansão térmica. Do contrário, eles argumentaram que essa força pode levar a ruína dos pilares. Sun et al. (2012) [6] analisou o comportamento do colapso de estruturas de aço bidimensionais e identificou que um dos principais fatores que regem o colapso progressivo é a instabilidade de pilares. Rackauskaite e El-Rimawi (2014) [7] mostraram que a expansão térmica das vigas aquecidas provoca um movimento lateral dos componentes estruturais circundantes, sendo que, isso pode conduzir a instabilidade de pilares e, eventualmente, a falha da estrutura como um todo.

Segundo a EN 1993-1-1 (CEN, 2005 a) [8], os efeitos da configuração deformada (efeitos P-Δ) de uma estrutura metálica deverão ser considerados na análise da estabilidade e no dimensionamento da estrutura sempre que aumentarem ou modificarem o seu comportamento. Esses efeitos deverão ser ignorados para estruturas que possuem os seguintes parâmetros críticos de carga (α_{cr}): análise elástica com $\alpha_{cr} \geq 10$, análise plástica com $\alpha_{cr} \geq 15$. Em versões anteriores da norma essas estruturas eram classificadas como estruturas de nós fixos quando os modos críticos de instabilidade não apresentavam deslocamento lateral dos nós em caso contrário, as estruturas eram classificadas como nós móveis.

Silva (2016) [9] analisou o comportamento de nove pórticos metálicos contraventados e não contraventados. Neste estudo foi empregado o programa de elementos finitos CAST3M (2013) para determinar o valor crítico do parâmetro de carregamento em situação de incêndio ($\alpha_{cr,fi}$) do pórtico metálico. E conforme apresentado na Tabela 1, os pórticos não contraventados com apoios engastados sujeitos à temperatura normal para combinação excepcional (de acidente) são classificados como estruturas de nós fixos ($\alpha_{cr} \geq 10$), Sem Deslocamento Lateral dos Nós

(SDLN). No entanto, para uma temperatura média de 543.3°C estes pórticos passam a apresentar comportamento de nós móveis, Com Deslocamento Lateral dos Nós (CDLN). O mesmo comportamento foi evidenciado entre os pórticos contraventados, inicialmente classificados como SDLN e após aumento da temperatura classificados como CDLN. Evidencia-se assim, que o uso de coeficientes de flambagem de pórticos com nós fixos no cálculo do tempo de resistência ao fogo dessas estruturas encontra-se fora da segurança.

Tabela 1 - Variação do parâmetro crítico de carga (α_{cr}) com a temperatura

Pórtico	Pavimento	Não Contraventado						Contraventado					
		Engastado			Rotulado			Engastado			Rotulado		
		α_{cr} 20ºC	α_{cr}<10	t ºC	α_{cr} 20ºC	α_{cr}<10	t ºC	α_{cr} 20ºC	α_{cr}<10	t ºC	α_{cr} 20ºC	α_{cr}<10	t ºC
P1-1x2	0	16.87	9.94	514.7	4.22	4.22	20	55.88	9.9	674.6	28.5	9.89	589.5
P1-1x3	0	18.1	9.99	535.2	4.53	4.53	20	53.32	9.9	671.1	27.2	9.93	583.9
P1-2x3	0	15.03	9.68	568.5	5.64	5.64	20	52.05	9.94	702.8	36.94	9.97	628.3
	1		9.91	465.2		5.64	20		9.89	671.1		9.88	671.9
P2-2x3	0	18.56	9.74	545.5	4.78	4.78	20	60	9.68	694.5	32.92	9.8	614.5
	1		9.87	555.3		4.78	20		9.93	685.1		9.93	685.1
P3-2x3	0	17.53	9.84	548.8	4.62	4.62	20	59.6	9.97	699.9	32.26	9.87	627.1
	1		9.86	541.9		4.62	20		9.87	685.1		9.87	685.1
P1-3x3	0	13.78	9.98	545.4	5.12	5.12	20	44.45	9.83	701.4	34.96	9.87	624.5
	1		9.95	429.9		5.12	20		9.67	655.4		9.66	655.4
	2		9.73	629.7		5.12	20		9.94	772.9		9.94	772.3
P2-3x3	0	13.79	9.79	556.4	5.11	5.11	20	46.85	9.92	693.1	34.78	9.78	615.6
	1		9.89	431.7		5.11	20		9.79	664.9		9.79	664.9
	2		9.7	630.7		5.11	20		9.96	769.4		9.96	777.1
P1-4x3	0	15.02	9.7	612.3	5.42	5.42	20	52.21	9.99	754.9	37.8	9.9	694.9
	1		9.96	520.7		5.42	20		9.86	688.1		9.85	688.6
	2		9.99	612.1		5.42	20		9.94	752.3		9.94	752.2
	3		9.9	465.2		5.42	20		9.89	671.1		9.89	671.1
P2-4x3	0	16.78	9.97	536.4	5.22	5.22	20	52.28	9.96	712.7	35.45	9.83	626.6
	1		9.96	540.1		5.22	20		9.67	694.1		9.66	694.1
	2		9.82	616.9		5.22	20		9.9	773.4		9.9	773.4
	3		9.85	548.7		5.22	20		9.78	671.1		9.78	671.1
		Média		**543.3**					**Média**	**702.7**		**Média**	**671.2**

FONTE: SILVA (2016)

Pondo isso, de acordo com as análises realizadas neste estudo, não é possível classificar as estruturas metálicas em situação de incêndio como estruturas de nós fixos ou de nós móveis a partir deste critério, visto que todos os pórticos tiveram deslocamento lateral dos nós a partir de uma determinada temperatura. Assim, este artigo objetivou trazer um estudo da deslocabilidade lateral de pórticos metálicos capaz de propor um critério para classificação de estruturas metálicas em situação de incêndio.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O dimensionamento à temperatura ambiente dos pórticos e dos respetivos contraventamentos será apresentado na seção 2.1. Já o dimensionamento das estruturas em situação de incêndio foi realizado por duas metodologias de cálculo: métodos simplificados e métodos avançados de cálculo, ambas serão apresentadas na seção 2.2.

2.1 Metodologia empregada no dimensionamento a frio dos pórticos de contraventamentos

A análise estrutural dos pórticos de contraventamento foi realizada a partir do programa SAP 2000 [10] considerando os efeitos de 2º ordem (P-Δ) e as imperfeições globais. O dimensionamento foi realizado em regime elástico, considerou-se coeficiente de flambagem igual a um (k=1.0) em todas as barras comprimidas. Os dimensionamentos das vigas e pilares dos pórticos foram realizados de acordo com a seção 6.3 da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) [8], utilizando a classe de aço S355 (f_y=355 MPa e E=210 GPa) de acordo com a EN 10025 (CEN,2004) [11]. Os dimensionamentos dos elementos estruturais dos pórticos metálicos foram realizados para as cargas conforme tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Ações verticais utilizadas no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares.

Ações Permanentes						
Elemento	**Espessura (cm)**		**Peso Específico (Ɣ KN/m³)**	**Peso Próprio (KN/m²)**	**Largura de Influência (m)**	**Permanente (KN/m)**
Laje	15		25	3.75	5	18.75
Argamassa de regularização	4		21	0.84	5	4.2
Argamassa de assentamento	2		21	0.42	5	2.1
Revestimento Cerâmico	2		20	0.4	5	2
Forro de gesso	1.5		12.5	0.19	5	0.94
Paredes divisórias internas	Altura (m)	Escritório	140	1.26	5	6.3
	3	0.3				
					Total	**34.3**
Ação Variável						
Sobrecarga			**Valor (KN/m²)**		**Largura de Influência (m)**	**Sobrecarga (KN/m)**
Sobrecarga de utilização para escritório			3		5	**15.0**

Tabela 3 - Força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos.

Pórtico	**Pressão (KN/m²)**	**Largura de infl. (m)**	**Força do Vento (KN/m)**			
			Vento-0° (X)		**Vento-90° (Y)**	
			D	**E**	**D**	**E**
P1-1X3	0.88	5	4.4	0.0	0.0	0.0
P2-2X3	0.9	5	4.6	0.2	0.0	0.0
P2-3X3	1.03	5	5.4	0.5	0.0	0.0
P2-4X3	1.12	5	6.0	0.8	0.0	0.0

Ressalta-se que os valores das ações e combinações consideradas estão de acordo com a EN 1991 Eurocódigo (CEN, 2002a) [8] e EN 1990 Eurocódigo (CEN, 2002b) [12] conforme as combinações de estado-limite último.
Observa-se na Figura 1 que os eixos A e F estão contraventados na direção do eixo X e que os eixos 2 e 5 estão contraventados no eixo Y, assim os contraventamentos dos eixos A e F absorvem todo esforço de vento na direção X.

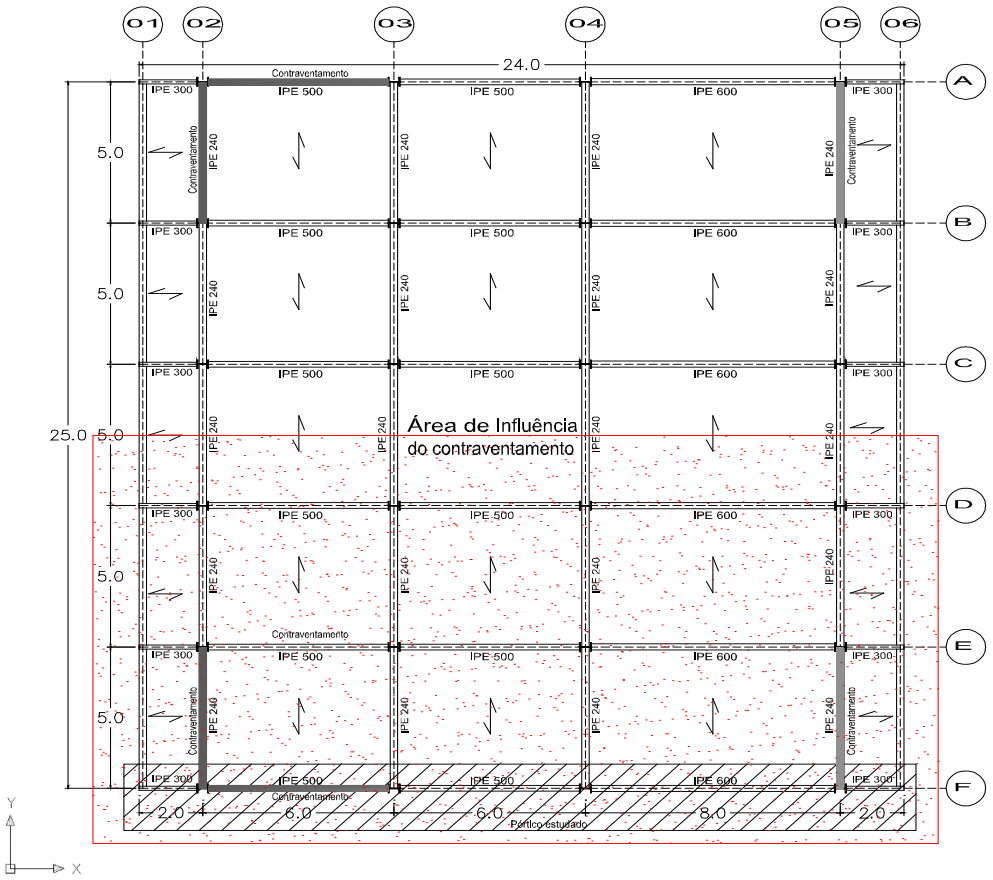


Figura 1 - Planta baixa com a definição da área de influência do contraventamento.

A Tabela 4 apresenta o valor das forças de vento, as cargas horizontais devido às imperfeições globais, calculadas conforme a área de influência, e apresenta o dimensionamento dos contraventamentos obtido a partir da razão entre maior esforço axial de tração para as diversas combinações (conforme informado pelo programa SAP 2000) e a tensão de escoamento do aço S355.

Tabela 4 - Dimensionamento dos contraventamentos.

Pórtico	Pavimento	Ação do Vento (KN)			Ação de Imperfeições Globais	Dimensionamento dos contraventamentos		
		Pressão (KN/m²)	Pav-0	Pav-Tipo	Equivalente (KN)	N_{ed} (KN)	F_y (KN/cm²)	A (cm²)
P1-1x3	0	0,88	66		16,99	147.62	35.5	4.16
P2-2x3	0	0,92	69	49	12,51	253.47	35.5	7.14
	1					89.68	35.5	2.53
P2-3x3	0	1,18	88,5	62	12,51	450.37	35.5	12.69
	1					213	35.5	6.00
	2					106.5	35.5	3.00
P2-4x3	0	1,37	102,8	72	12,36	772.41	35.5	21.76
	1					434.23	35.5	12.23
	2					288.97	35.5	8.14
	3					145.65	35.5	4.10

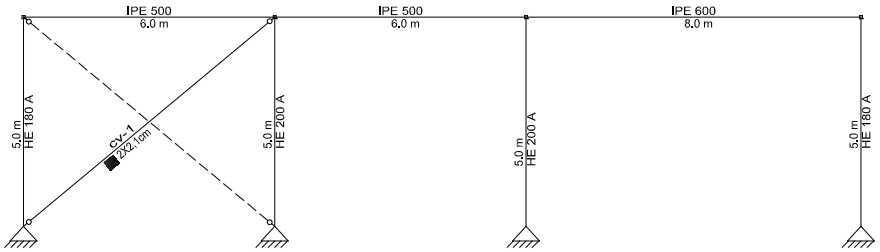
Notas:

A - Seção transversal do contraventamento

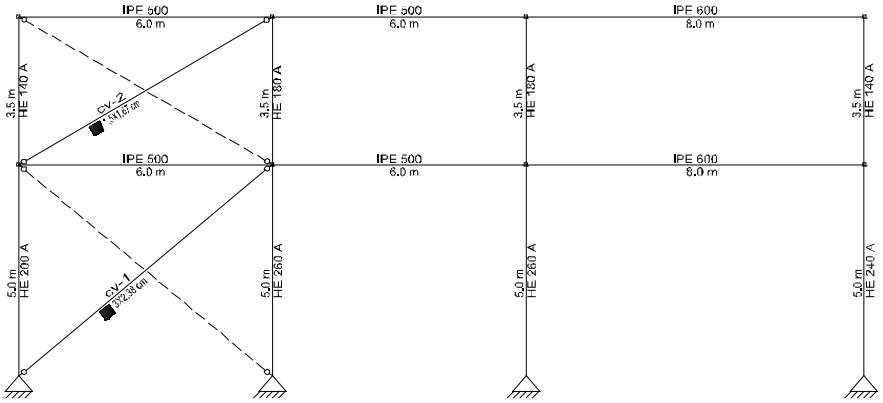
N_{ED} - Maior esforço axial de tração para as diversas combinações conforme informado pelo programa SAP 2000

f_y - Tensão de escoamento do aço S355

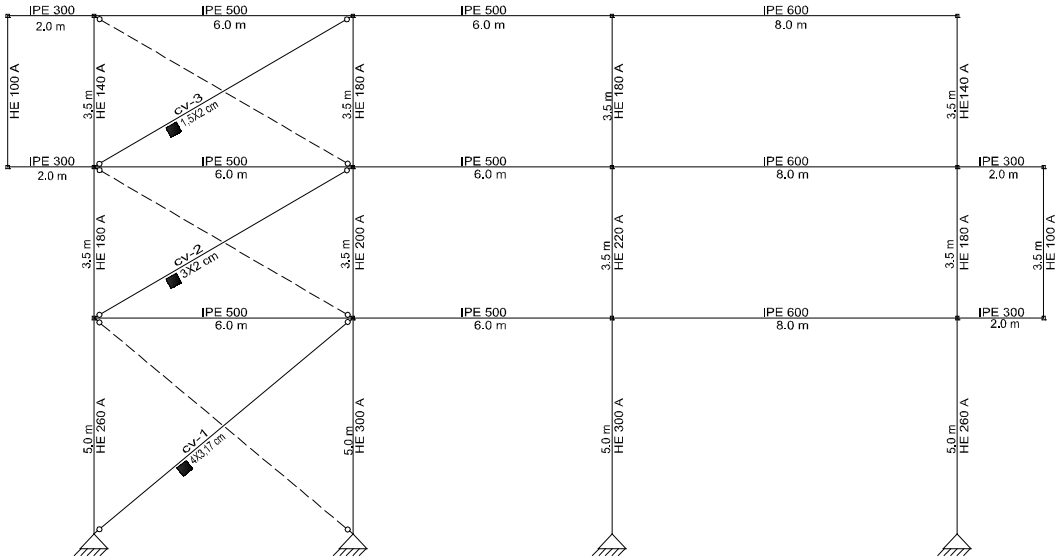
A Figura 2 apresenta os pórticos analisados de acordo com a quantidade de pavimentos: P1-1X3, P2-2X3, P3-3X3. Considerou-se que as ligações das vigas com os pilares são engastadas, já no contorno externo, estudou-se pórticos com apoios rotulados e engastados, por fim, os contraventamentos estão rotulados.



(a) P1-1x3 com apoios rotulados



(b) P2-2x3 com apoios rotulados



(c) P3-3x3 com apoios rotulados

Figura 2 - Geometria dos Pórticos de Contraventamento

2.2 Metodologia utilizada no dimensionamento em situação de incêndio dos pórticos de contraventamento

Na primeira verificação das estruturas em situação de incêndio calculou-se o tempo de resistência ao fogo com métodos simplificados de cálculo, usando as formulações propostas pela EN 1993-1-2 (CEN, 2005) [13]. Nessa verificação utilizou-se o programa de cálculo ELEFIR-EM, desenvolvido na Universidade de Aveiro (VILA REAL; FRANSSEN, 2011) [14].

Na segunda verificação das estruturas em situação de incêndio utilizou-se métodos avançados de cálculo, especificamente método de elementos finitos através do programa de cálculo SAFIR, desenvolvido pela Universidade de Liège na Bélgica (FRANSSEN, 2005) [15].

Em ambos os casos supracitados as verificações foram realizadas para o incêndio nominal considerando que os pilares externos e as vigas estavam aquecidas em três faces e os pilares internos em quatro faces, conforme Figura 3.

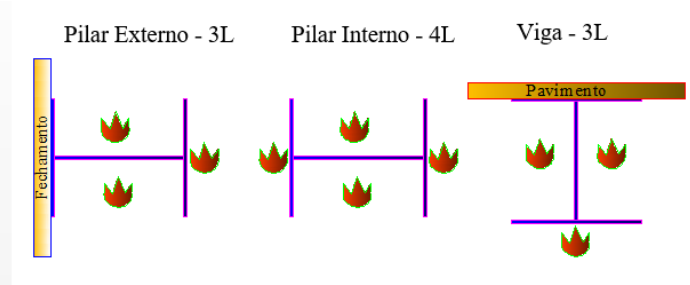


Figura 3 - Caso de Incêndio.
FONTE: SILVA (2016) [9]

O tempo de resistência ao fogo dos pórticos foi calculado em quatro situações diferentes: pórticos sem contraventamento, pórticos com contraventamento e apoio, pórticos com contraventamento em X a frio (X-COLD), pórticos com contraventamento em X aquecido (X-HOT).
A avaliação do comportamento dos pórticos X-HOT e X-COLD foi realizada a partir da deformada dos pórticos identificando-se a existência ou ausência de deslocamentos lateral dos nós, a fim de identificar se apresentavam o mesmo comportamento dos pórticos de nós fixos. Durante o desenvolvimento do estudo verificou-se que o tempo de resistência ao fogo desses pórticos apresentaram pouca variação em relação ao pórtico contraventado com apoio. Por esse motivo, reduziu-se a rigidez axial dos contraventamentos em X-HOT até atingir valores em que os pórticos apresentassem deslocamento lateral dos nós, ou seja, apresentando comportamento CDLN.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção serão apresentados apenas os resultados do pórtico P3-3x3, sendo que na primeira análise considerou-se os pórticos com apoios rotulados, já na segunda, com apoios engastados.

3.1 Primeira Análise

As Figuras 4 a 6 apresentam o deslocamento devido ao incêndio generalizado nos pavimentos 0 a 2. O tempo de resistência desse pórtico é apresentado nas Tabelas 5 a 8.
Nos casos em que haviam incêndio generalizado localizado nos pavimentos 0 ou 1 observou-se pequeno deslocamento lateral do pórtico contraventado com X-HOT, porém a deformada apresentou características de um pórtico SDLN (Figura 4 e Figura 5 (e) (f)) pois os pilares sofreram instabilidade sem que a estrutura sofresse instabilidade globalmente. Esse comportamento é confirmado quando analisa-se o tempo de resistência ao fogo entre os pórticos. No caso de incêndio no pavimento 0 e ações conforme combinações acidentais 1 e 2 observou-se diferença de 3.72% e 5.37% para pavimento 0 e 4.14 e 5,38% para pavimento 1

quando ambos são comparados ao tempo de resistência do fogo do pórtico contraventado com apoios rotulados, calculados utilizando comprimento de flambagem de pórticos contraventados, (Tabelas 5 e 6).

Contudo, quando o incêndio se localiza no pavimento 2 o pórtico estudado apresenta um comportamento CDLN (Figura 7 (e) (f)), esse fenômeno só ocorreu na situação em que o contraventamento está sob ação do fogo (CVT-X-HOT), evidencia-se que a instabilidade gera um movimento global lateral desse pavimento o qual apresentou comportamento SDLN.

Ao comparar o tempo de resistência ao fogo do Safir (método avançado) com o do Elefir (método simplificado) calculado com comprimento de flambagem de estrutura não contraventada, verificou-se na tabela 7 uma diferença de 2% para combinação 1 e 3,5 % par combinação 2, demonstrando que apesar da estrutura estar contraventda, em situação de incêndio essa se comportou como não contraventada.

Quando aumenta-se a rigidez do contraventamento em 30% (Figura 7 (g) (h)) essa passa ter comportamento de estrutura contraventada. Neste caso, o tempo de resistência ao fogo apresentou diferenças menores que 2% quando comparados com $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios rotulados calculados utilizando comprimento de flambagem de pórticos contraventados, (Tabela 7) . Destaca-se que após o aumento da rigidez do contraventamento, há uma redução da flexibilidade lateral do pórtico em 70% para combinação 1 e 77% para combinação 2 (Tabela 8).

Nos casos em que o incêndio ocorre no pavimento onde o contraventamento está protegido contra o incêndio, a estrutura comporta-se como uma estrutura de nós fixos para todos os pavimentos (Figuras 5 a 7 (c), (d)), como observado no cálculo do $t_{fi,d}$ (Tabela 5 à Tabela 7). Destaca-se que os valores obtidos nesse caso são semelhantes para o pórtico contraventado com X-COLD e o pórtico contraventado com apoios.

O pórtico não contraventado apresentou inicialmenteα_{cr} = 4.1, após contraventá-lo este valor aumentou para α_{cr}=23,5. No caso do incêndio no pavimento 2 a estrutura apresentou comportamento CDLN inicialmente, mas com o aumento da rigidez do contraventamento do segundo pavimento em 30% a estrutura passa a apresentar comportamento SDLN.

Assim, nesse estudo, as condições para que o pórtico P3-3x3 com contraventamento sob ação do fogo evidencie comportamento de estrutura de nós fixos em situação de incêndio são: $\alpha_{cr} \geq 23.5$; e existência de sistema de contraventamento.

Figura 4 - Deslocamento do pórtico P3-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.

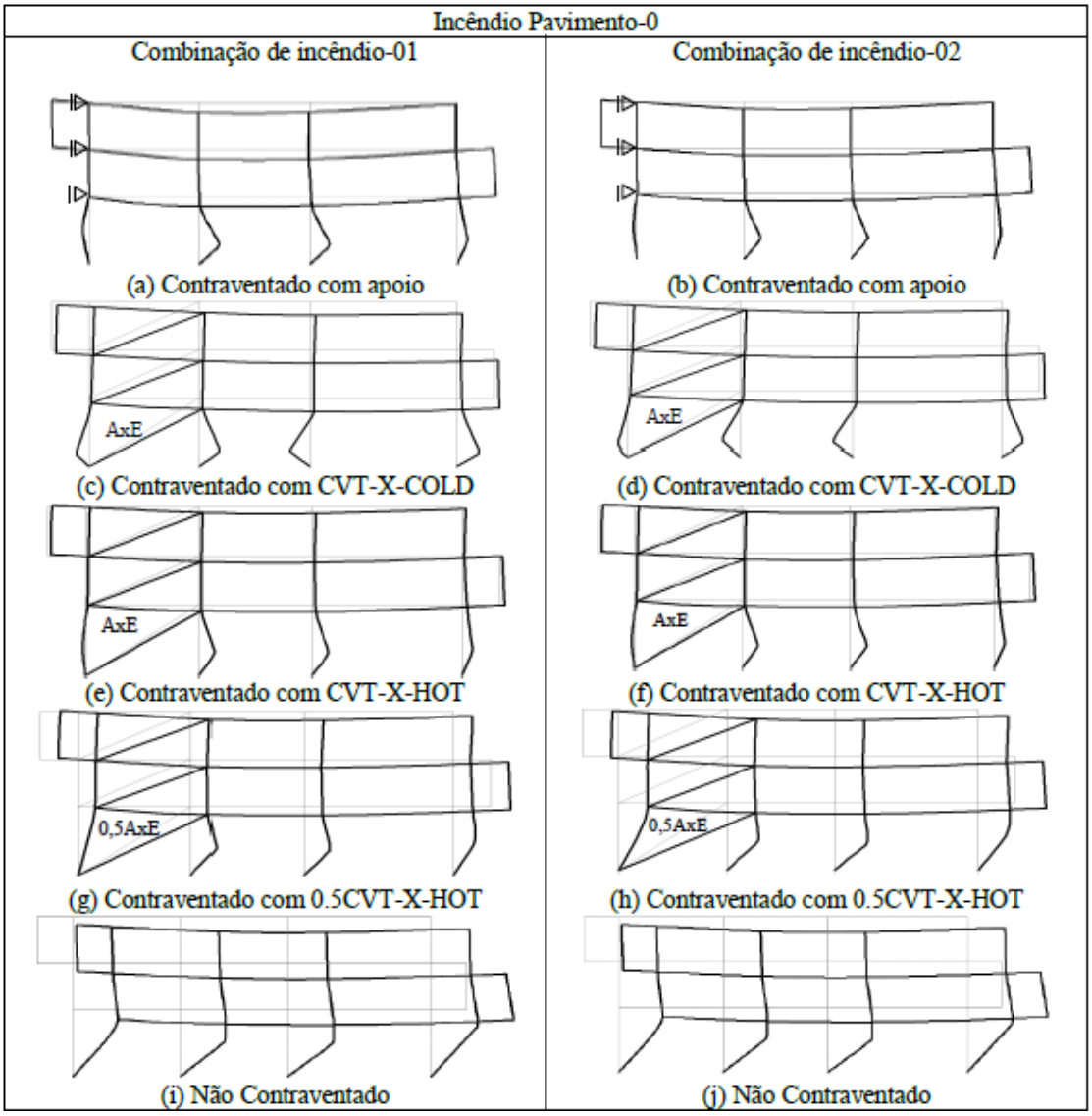


Figura 5 - Deslocamento do pórtico P3-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.

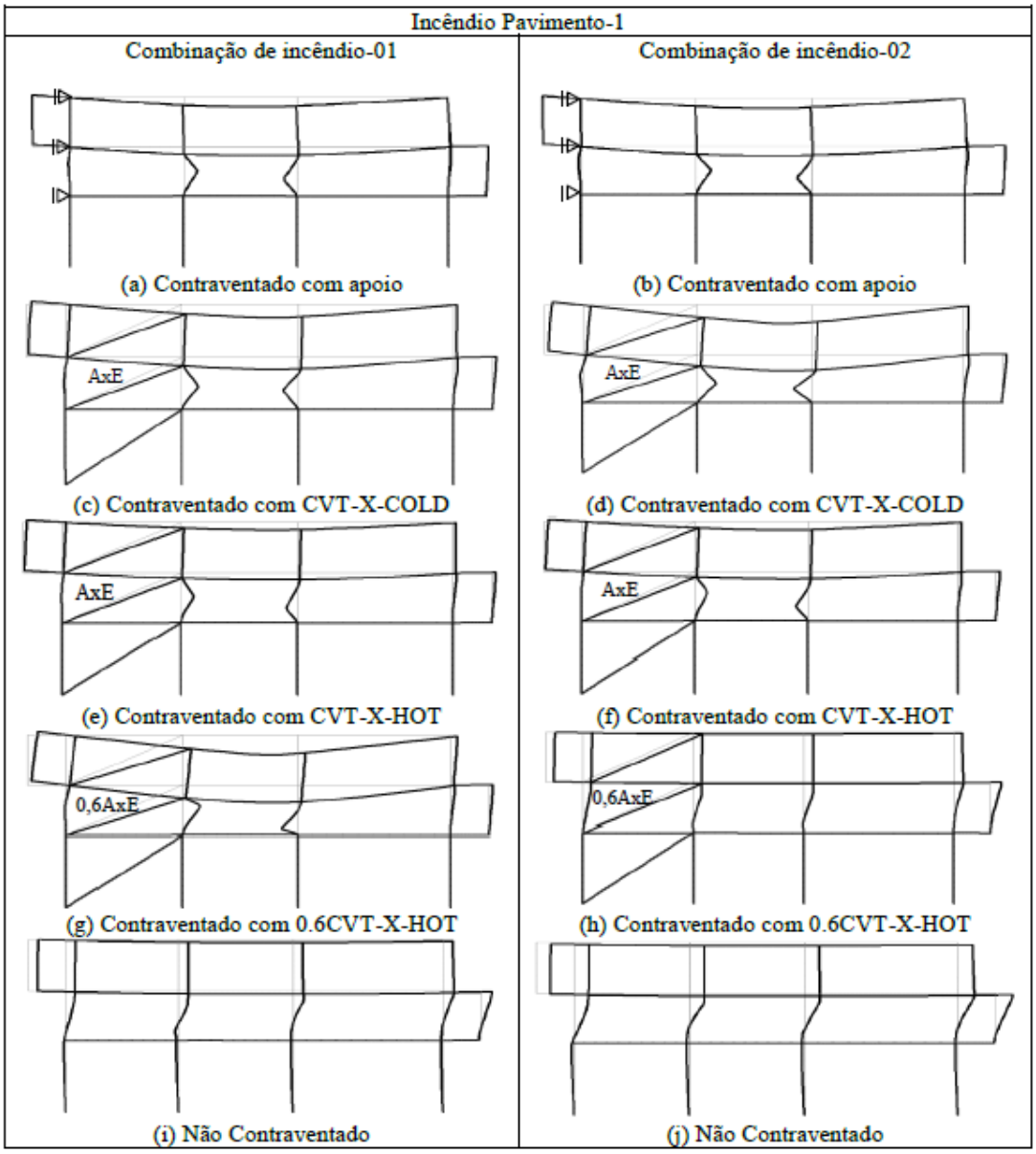


Figura 6 - Deslocamento do pórtico P3-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 2

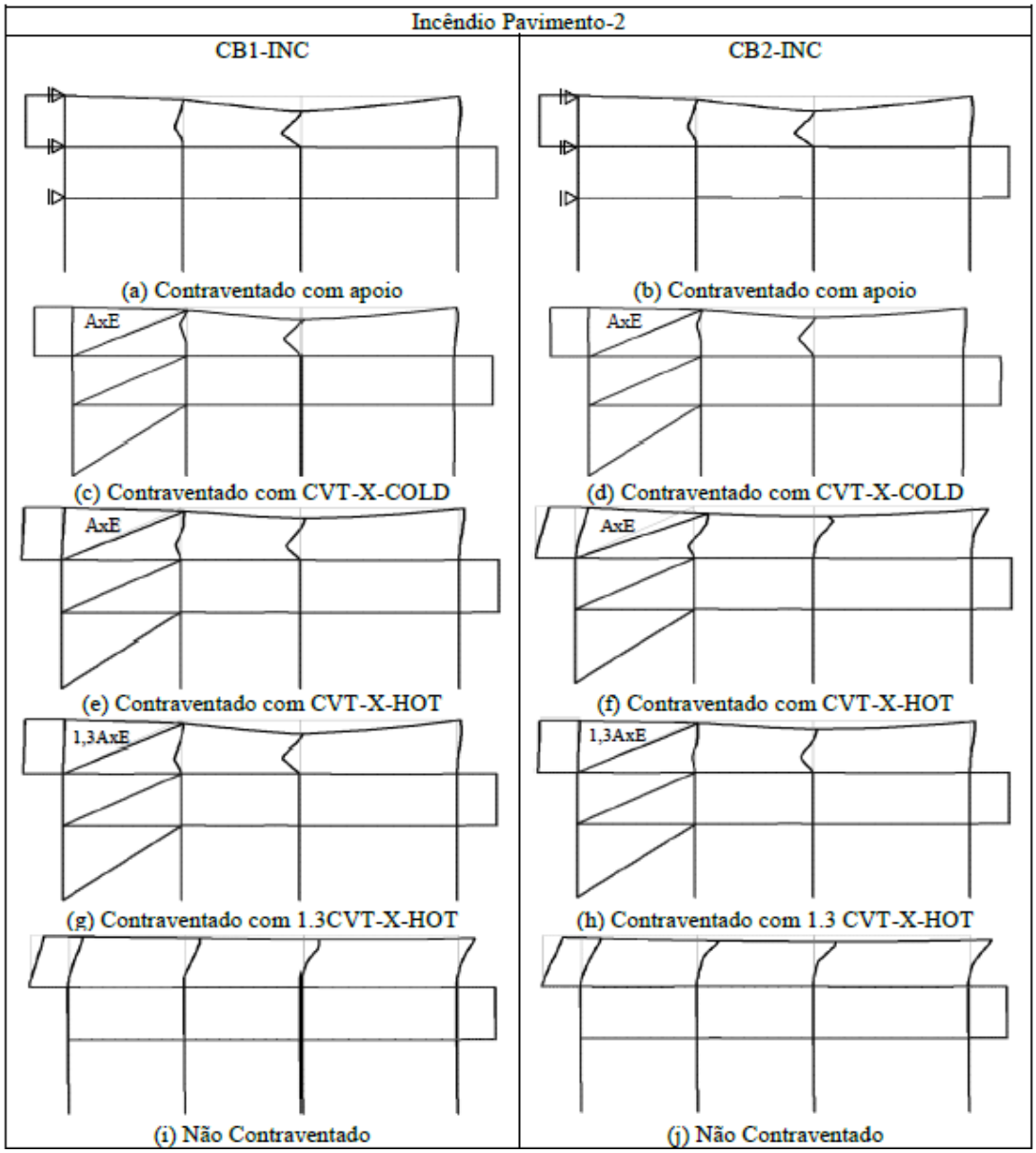


Tabela 5 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P3-3x3 para um incêndio no pavimento 0.

AE	Safir-$t_{fi,d}$ (min)		K	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	19.87	20.45	0.7	20.32	21.00
CVT- X-COLD	19.87	20.30	1.0	18.53	19.37
CVT- X-HOT	19.13	19.35	1.5	16.50	17.27
0.9X AE	19.08	19.09	2.0	14.72	15.43
0.8X AE	18.94	18.53			
0.7X AE	18.53	17.17			
0.6X AE	17.74	16.80			
0.5X AE	16.79	15.82			
Não-CVT	13.85	14.27			

Tabela 6 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P3-3x3 para um incêndio no pavimento 1.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		K	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	16.90	17.44	0.5	16.38	16.12
CVT- X -COLD	16.37	17.10	0.7	15.87	16.02
CVT- X -HOT	16.20	16.50	1.0	14.87	15.05
0.9X AE	16.18	16.40			
0.8X AE	16.15	16.15			
0.7X AE	16.00	15.79			
0.6X AE	15.86	15.42			
Não-CVT	14.89	15.18			

Tabela 7 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P3-3x3 para um incêndio no pavimento 2.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		K	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
Cvt- Apoio	17.35	17.86	0.5	17.18	18.05
CVT- X-COLD	17.36	17.84	0.7	16.75	17.40
CVT- X-HOT	17.10	16.71	1.0	15.63	16.23
1.1X AE	17.23	17.05			
1.2X AE	17.27	17.40			
1.3X AE	17.28	17.61			
Não-CVT	15.33	15.68			

Notas:
AE - Rigidez axial do contraventamento
K - Comprimento de flambagem
CB1 - Combinação de incêndio 01
CB2 - Combinação de incêndio 02
Não-CVT - Não contraventado
CVT-Apoio é a nomenclatura de contraventado com apoios rotulados
CVT-X é a nomenclatura de contraventado com X

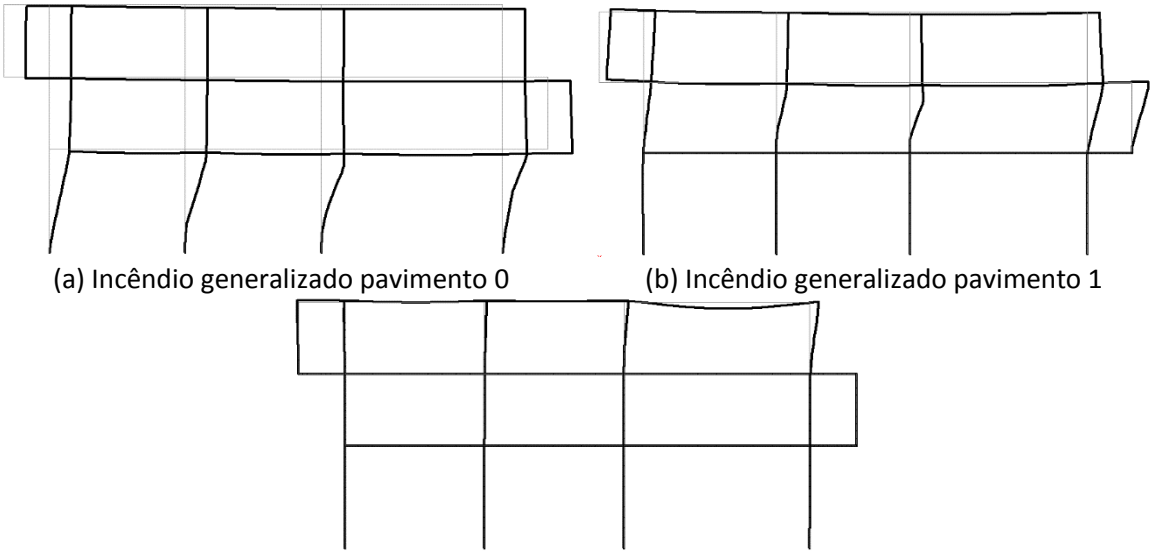
Tabela 8 - Dados referentes a combinação de incêndio.

P2-3X3	CB-01-INC					CB-02-INC				
	Δ1º (mm)	Δ2º (mm)	Δ2º/ Δ1º	α_{cr}	%	Δ1º (mm)	Δ2º (mm)	Δ2º/ Δ1º	α_{cr}	%
Não-CVT	18.4	21.1	1.1	4.1		41.6	50.7	1.2	4.4	
CVT-Apoio	0.0	0.0	1.0	24.9	100%	0.0	0.0	1.0	26.9	100%
CVT-X	5.7	5.9	1.0	23.5	69%	10.1	10.4	1.0	25.1	76%
1.4xCVT2-X	5.5	5.6	1.0	23.5	70%	9.5	9.9	1.0	25.2	77%

Nota:
Δ1º - Deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de primeira ordem
Δ2º - Deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de segunda ordem.

3.1 Segunda Análise

Na segunda análise do pórtico sem contraventamento com apoios engastados houve modificações nas seções dos perfis metálicos das colunas para tornar α_{cr} igual ou superior ao valor apresentado por um pórtico contraventado. Os pilares do pavimento inferior foram alteradas para perfil HE320B e as colunas dos pavimentos intermediário e superior para HE300A, tornando α_{cr} igual a 27.73, ou seja maior que α_{cr} do pórtico contraventado. O pórtico em situação de incêndio apresentou o comportamento de uma estrutura de nós móveis, CDLN, para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2 (Figura 7).



(a) Incêndio generalizado pavimento 0

(b) Incêndio generalizado pavimento 1

(c) Incêndio generalizado pavimento 2

Figura 7 - Deslocamento do pórtico P3-3x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2.

Esse comportamento foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo, uma vez que o $t_{fi,d}$ para um incêndio generalizado no pavimento 0 calculado com o programa SAFIR foi igual a 25.9 min para a combinação 1 e 25.18 min para a combinação 2, e o $t_{fi,d}$ calculado com programa Elefir-EN, utilizando comprimentos de flambagem de pórticos não contarvendados, foi igual a 25.2 min para a combinação 1 e 25.7 min para combinação 2, de forma semelhante, para um incêndio generalizado no pavimento 1 o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi 24.6 min e 23.71 min e com o programa Elefir-EN 25.2 min e 24.7 min, respetivamente para combinações 1 e 2, da mesma foram para um incêndio generalizado no pavimento 2, o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi 28.6 min e 31.7 min e com o programa Elefir-EN 27.0 min e 29.8 min, respetivamente para combinações 1 e 2, como se pode observar os valores encontrados entre o método avançado de cálculo e o método simplificado que são aproximadamente iguais. (ver tabela 9).

Pode-se ainda concluir que, mesmo que o pórtico tenha um valor de $\alpha_{cr} \geq 24.9$ e não possua contraventamento em situação de incêndio, o mesmo se comportará como uma estrutura de nós móveis.

Tabela 9 - Dados referentes ao tempo de resistência ao fogo.

Pórtico	Pavimento	Combinação	Tempo de resistência ao fogo (min)	
			SAFIR	Elefir-EN
P3-3x3	0	1	25,9	25,2
		2	25,18	25,7
	1	1	24,6	23,71
		2	25,2	24,7
	2	1	31,6	31,7
		2	27	29,8

4 CONCLUSÃO

Para os pórticos ponderados evidenciou-se a impossibilidade de classificar as estruturas metálicas em situação de incêndio utilizando os critérios da EN1993-1-1 à temperatura normal. Na primeira análise, pode-se concluir, que mesmo a estrutura possuindo sistema de contraventamento e este estiver sob ação do fogo, em algumas situações de incêndio, a estrutura pode se comportar como estrutura de nós móveis. Não sendo correto utilizar comprimento de flambagem de estruturas contraventadas no cálculo do tempo de resistência ao fogo.

Já na segunda análise, pode-se concluir que não é correto calcular o tempo de resistência ao fogo de pórticos de nós fixos não contraventados com coeficiente de flambagem de pórticos contraventados.

Neste estudo, observou-se que não é correto calcular o tempo de resistência ao fogo utilizando coeficiente de estrutura contraventada ou não contraventada, quando os contraventamentos estão sob a ação do fogo, tendo em conta apenas se a estrutura possui sistema de contraventamento ou se é uma estrutura de nós fixos.

Desta forma, as análises alcançadas evidenciam que para as estruturas metálicas em situação de incêndio, quando os contraventamentos estão sob ação do fogo, um possível critério para classifica-las em estruturas de nós fixos (SDLN) seria a estrutura possuir contraventamento e preferencialmente um $\alpha_{cr} \geq 24.0$, considerando as combinações de acidente de incêndio à temperatura normal.

Agradecimentos

Os autores são gratos a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pois a mesma financiou o doutoramento do aluno Thiago Dias de Araújo e Silva, através de uma bolsa de estudos do programa “Ciências sem Fronteiras” do Ministério da Educação em parceria com a CAPES.

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, 2008.

[2] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Eurocode EN 1993-1-2: **Design of Steel Structures – Part 1–2: General rules - Structural fire design**. Brussels, 2005b.

[3] LI GQ; HE JL; JIANG SC. **Fire-resistant experiment and theoretical calculation of a steel beam.** China Civ Eng J 32(4):23–26, 2000.

[4] LIU TCH; FAHAD MK; DAVIES JM. **Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire.** J Constr Steel Res 58:1211–1230. doi:10.1016/ S0143-974X(01)00062-1, 2000.

[5] SHEPHERD PG; BURGESS IW. **On the buckling of axially restrained steel columns in fire.** Eng Struct 33:2832–2838. doi:10.1016/j.engstruct.2011.06.007, 2011.

[6] SUN R; HUANG Z; BURGESS IW. **The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire.** J Constr Steel Res 72:130–142. doi:10.1016/j.jcsr.2011.11.008, 2012.

[7] RACKAUSKAITE; EL-RIMAWI. **A Study on the Effect of Compartment Fires on the Behaviour of MultiStorey Steel Framed Structures, Springer Science+Business Media New York.** Manufactured in The United States, Fire Technology, 51, 867–886, 2015, DOI: 10.1007/s10694-014-0419-0, 2014.

[8] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Eurocode EN 1993-1-1: **Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.** Brussels, 2005a.

[9] SILVA, T. **Comprimento de Flambagem em Pórticos Metálicos em Situação de Incêndio**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de Aveiro, Aveiro, 2016.

[10] COMPUTERS AND STRUCTURES I. SAP2000: **Integrated software for structural analysis and design**. Berkeley Calif.: CSI; 2006.

[11] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Eurocode EN 10025-2: **Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.** Brussels, 2004.

[12] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Eurocode EN1990: **Basis of structural design**. Brussels, 2002b.

[13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Eurocode EN 1991-1-2: **Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire**. Brussels, 2002a.

[14] VILA REAL P.; FRANSSEN, J-M. **Elefir-EN V1.4.5.: Software for fire design of steel structural members according the Eurocode 3.** 2011.

[15] FRANSSEN, J-M. **SAFIR: A thermal/structural program modelling structures under fire.** Eng J AISC 2005. v. 42. n. 143-158.

Tema: Proteção das estruturas - corrosão e incêndio

FLUÊNCIA IMPLÍCITA E EXPLÍCITA DOS AÇOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO*

Arthur Hortêncio Manieri[1]
Valdir Pignatta Silva[2]

Resumo

O estudo sobre o efeito da fluência do aço a altas temperaturas, mais especificamente em situação de incêndio, é bastante escasso internacionalmente e, no Brasil, quase inexistente. Porém, trata-se de um importante tema para a segurança das estruturas de aço. A fluência, fenômeno comum ao concreto à temperatura ambiente, não ocorre no aço. No entanto, ela é verificada nos aços a elevadas temperaturas, embora com efeito diferente. Enquanto no concreto à temperatura ambiente as deformações proporcionadas pela fluência são assintóticas a determinado valor após um longo tempo, o aço a altas temperaturas pode sofrer deformações sempre crescentes, decorrentes da fluência, até o colapso. No Brasil, a norma referente ao dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, ABNT NBR 14323:2013 [2], tem por base a norma europeia Eurocode 3 e 4 [7][8]. Nelas são apresentados métodos de dimensionamento e as propriedades do aço a altas temperaturas, incluindo os diagramas tensão-deformação. Nos diagramas tensão-deformação, a fluência já é contabilizada (fluência implícita) juntamente com as deformações térmicas decorrentes da tensão aplicada. À temperatura ambiente, a fluência não tem efeito sobre as estruturas de aço, porém, a altas temperaturas, principalmente acima de 400 °C [19], a fluência se torna um fenômeno importante e interfere na resistência ao fogo dos elementos estruturais de aço. Este artigo apresenta o atual estado da pesquisa internacional ao estudar as deformações relacionadas à fluência implícita e explícita (sem ser contabilizada no diagrama tensão-deformação), juntamente com alguns modelos de determinação de deformações por fluência, avaliação da influência das taxas de aquecimento, e da fluência nos diagramas tensão-deformação.

Palavras-chave: incêndio, aço, fluência implícita, fluência explícita, diagrama tensão-deformação

[1]Engenheiro Civil, Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.
[2]Engenheiro Civil, Professor Doutor Sênior da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.

IMPLICIT AND EXPLICIT STEEL CREEP IN FIRE *

Abstract

The study about the creep effect of steel under high temperatures, more specifically under fire conditions is very scarce internationally and, in Brazil, it is almost nonexistent. However, this is about a very important concern for the safety of steel structures. Creep, a very common phenomenon in concrete at room temperatures, does not occur in steel at these temperatures. Nonetheless, it is verified in steel at high temperatures, but in a different manner. While in concrete, at room temperatures, the creep deformations tends to a limit value after a long time (asymptotic behavior), in steel under high temperatures, the creep deformations are excessive, tending to collapse. In Brazil, the standard code related to the structural steel design under fire conditions, ABNT NBR 14323:2013 [2], is fully based on the European code, Eurocode 3 and 4 [7][8], where the design methods and steel properties at high temperatures were imported, including the stress-strain diagrams. In these stress-strain diagrams, creep deformations are already accounted in (implicit creep), along with thermal deformations and stress induced deformations. At room temperatures, creep has no effect on steel structures, but at high temperatures, mainly above 400 ^{o}C, creep becomes a dominant phenomenon [19], and interferes directly on the structural steel elements fire resistance. This paper presents the current state of the international research in studying the deformations related to the implicit and explicit creep (when creep is not accounted in the stress-strain diagram), with the different models available to determine creep deformations, as well as evaluate the influence of the heating rates and creep in the stress-strain diagrams.

Keywords: fire; steel; implicit creep; explicit creep; stress-strain diagram.

1 INTRODUÇÃO

O incêndio é uma ação variável excepcional à qual as estruturas podem ser submetidas. As razões pelas quais um incêndio ocorre são inúmeras, e sempre o resultado é um ônus pelo qual a sociedade tem de arcar devido à sua grande força destrutiva que causa um grave impacto negativo socioeconômico. Essas consequências poderiam ser eliminadas se os incêndios fossem impedidos, ou extinguidos antes que tomassem grandes proporções. A ciência e tecnologia podem fazer muito para reduzir a probabilidade de ocorrência e propagação de um incêndio, mas é praticamente impossível impedir que todos ocorram.

A segurança estrutural contra incêndio é a consideração mais importante no dimensionamento de edifícios arranha-céus, por exemplo, onde usualmente o aço é o material mais usado para os membros estruturais [14]. O dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio é mais complexo e necessita maior atenção quando comparado ao dimensionamento realizado à temperatura ambiente devido ao aparecimento de esforços internos solicitantes e à redução da resistência do material com o aumento da temperatura (assim como qualquer material) como apresentado na Figura 1. O incêndio é um cenário que expõe o material a condições variáveis de temperatura, tempo e tensão

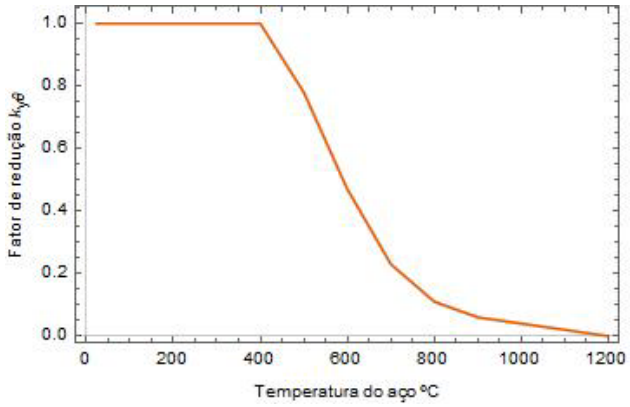


Figura 1 - Fatores de redução de resistência ao escoamento do aço a altas temperaturas [8]

O comportamento do aço é mais bem compreendido e consolidado na situação de incêndio, do que o concreto e a madeira, por exemplo, mas, ainda há muito que ser feito, e desafios a serem enfrentados. Um deles, é o estudo do fenômeno da fluência das estruturas de aço em situação de incêndio.

A resposta de elementos estruturais em situação de incêndio tem sido estudada de forma bastante intensa nos últimos anos, porém a maior parte dos estudos é relacionado a análises estruturais de membros isolados e geralmente desconsiderando os efeitos da fluência (os autores afirmam em seus trabalhos que as deformações por fluência são insignificantes e que

a sua desconsideração não trará divergências consideráveis nas análises estruturais). Acontece que, os elementos estruturais reais, em sua maioria, são sistemas hiperestáticos. Em sistemas hiperestáticos, elementos estruturais (vigas e colunas) compartilham esforços, o que influencia muito o comportamento geral da estrutural em situação de incêndio. Além do que, as deformações devido à fluência podem levar ao colapso do sistema estrutural em aço [23]. Investigações experimentais e estudos de modelos analíticos mostram que as forças axiais, rotações e deslocamentos provindos do efeito térmico causado pela alta temperatura, podem causar a ruptura do elemento estrutural durante a fase de aquecimento ou de resfriamento de um incêndio [11].

Quando as estruturas de aço são expostas a uma certa tensão, mesmo que essa esteja muito abaixo do patamar de escoamento, podem apresentar uma lenta e permanente deformação. Esse fenômeno é chamado de fluência e é extremamente severo quando os elementos são expostos a altas temperaturas por um tempo considerável. As deformações por fluência levam o sistema ao colapso se medidas corretas não foram consideradas previamente no dimensionamento em situação de incêndio. A não consideração do fenômeno da fluência (implícita ou explícita) no incêndio levará a um dimensionamento insuficiente e a resultados incoerentes referentes ao comportamento do elemento estrutural, pois deflexões menores serão consideradas (Figura 2).

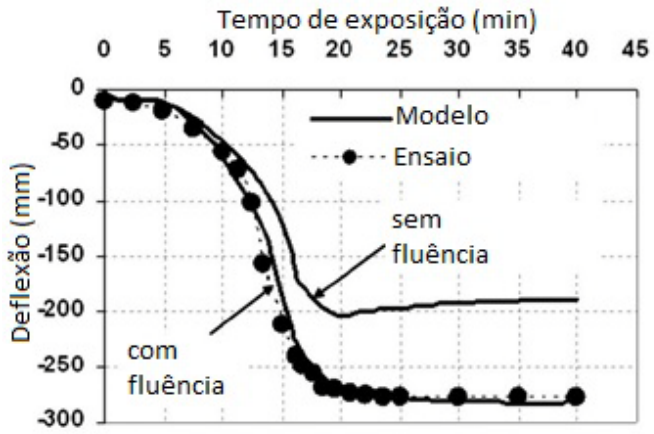


Figura 2 - Ensaio experimental e modelo analítico considerando ou não a fluência [13]

O comportamento e a relação tensão - deformação do aço a altas temperaturas podem ser determinados por intermédio de dois diferentes ensaios: ensaio transiente e ensaio estacionário (para a temperatura). Os dados coletados após a realização de um ensaio transiente (que geralmente consiste nas deformações do elemento estrutural em função das tensões ou temperaturas) normalmente carregam consigo uma parcela das deformações que

são decorrentes da fluência, o que significa que essas deformações por fluência estão implícitas (contabilizadas no diagrama tensão-deformação do ensaio realizado). Quando esses dados coletados não carregam consigo essa parcela das deformações decorrentes da fluência, significa que não há deformações por fluência. Para este caso, as taxas de aquecimento têm de ser altas o suficiente para que a fluência seja tão insignificante quando um ensaio a temperatura ambiente.

Atualmente, a literatura referência [2][8][9] nos estudos do aço em situação de incêndio usualmente fornece os diagramas tensão-deformação do material a altas temperaturas. Esses diagramas foram obtidos de ensaios transientes a uma taxa de aquecimento aço de 10 °C/min [7][22], contabilizando as deformações por fluência, portanto, são deformações implícitas, e segundo o Eurocode 3 [7], no item 4.3.3, se as relações tensão-deformação disponíveis na norma forem consideradas, não há a necessidade de considerar deformações por fluência explicitamente. É importante destacar que o modo como um ensaio estacionário é conduzido não é muito realístico para as considerações na Engenharia Civil estrutural, pois nesses ensaios, os elementos de aço são pré-aquecidos a uma determinada temperatura e então expostos a tensões até o colapso para que sejam gerados os diagramas tensão-deformação do material

Devido à falta de referências relacionadas ao estudo das estruturas de aço em situação de incêndio, mais especificamente, o estudo das deformações por fluência nesses elementos, este artigo servirá para que pesquisadores encontrem inspiração e base científica para que o conhecimento sobre o assunto seja disseminado.

2 CURVA DE FLUÊNCIA

A fluência é parte da resposta de um material de estrutura microscópica cristalina quando exposto a altas temperaturas. Quando um material é sujeito à uma tensão devido aos carregamentos nele aplicados, aparecem deformações decorrentes dessas tensões. Quando um material é sujeito à uma certa temperatura supostamente elevada, aparecem deformações térmicas, decorrentes da temperatura aplicada. Diferentemente do modo como aparecem as deformações devido à tensão e altas temperaturas, as deformações por fluência dependem do tempo que o material é exposto a altas temperaturas, e também das taxas de aquecimento que o material é sujeito.

As formas que as deformações por fluência são investigadas podem ser por intermédio de ensaios de tração (obtém a resistência à tração do material), compressão (obtém a resistência à compressão do material frente as condições de instabilidade) e flexão (obtém a resistência à flexão de uma viga isostática ou hiperestática) que consistem em ensaios transientes ou estacionários, em que as tensões e temperaturas podem ser variáveis ou constantes. A forma

mais simples e direta de se estudar as deformações por fluência é pela aplicação de um carregamento constante a altas temperaturas. As deformações específicas resultantes do ensaio são em função do tempo e sofrem efeito da fluência. Se um ensaio de fluência é desenvolvido por um longo intervalo de tempo, a ruptura pode ser atingida no instante em que houver uma diminuição considerável de resistência do material em estudo devido ao fenômeno da fluência.

Curvas da deformação específica por fluência dos aços, produtos de ensaios de fluência sob carregamentos constantes, aplicadas por um longo período tempo, sob alta temperatura constante, apresentam três períodos distintos, como mostrados na Figura 3, a qual foi apresentada pela primeira vez por Costa Andrade em 1910 [1], como resultado de seu trabalho em ensaios experimentais e modelos analíticos como a Equação 1.

$$\ell = \ell_0 \left(1 + \beta t^{1/3}\right) e^{\dot{\varepsilon_s} t} \quad (1)$$

onde:
ℓ_0 - comprimento inicial da barra;
ℓ - comprimento final da barra;
$\dot{\varepsilon_s}$ - velocidade da fluência secundária (taxa de alongamento no período secundário de fluência);
β - constante;
t - tempo.

Silva em 1997 [19] analisou reescrever a Equação 1 para o alongamento natural ou de Hencky (ε_n), como mostra a Equação 2 que representa a curva de fluência da Figura 3. No entanto, concluiu que o valor do alongamento natural e o valor do alongamento técnico (ou deformação linear específica) apresentam valores equivalentes até cerca de 15% de deformação específica [19].

$$\varepsilon_n = \ell n \left(\ell / \ell_0\right) = \ell n \left(1 + \beta t^{1/3}\right) + \dot{\varepsilon_s} t \quad (2)$$

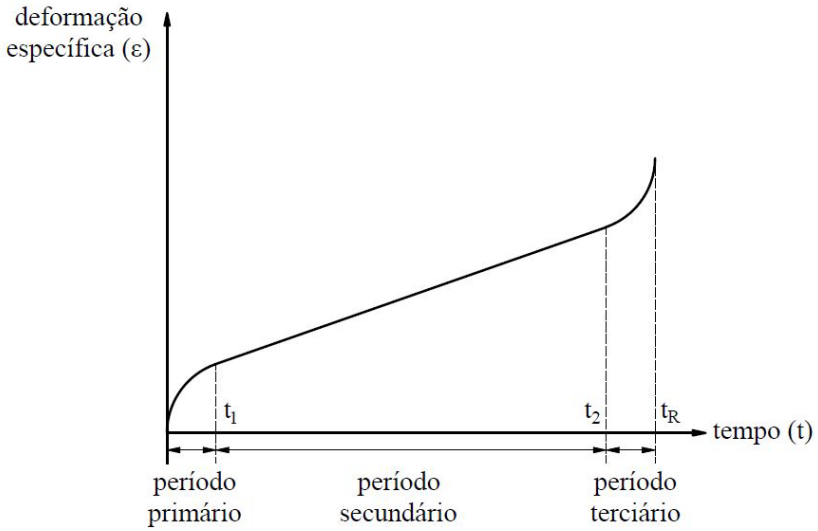


Figura 3 - Curva de fluência ε x t para tensão e temperatura constantes

Na figura 3, O estágio 1, chamado de "fluência primária" ou "fluência transiente" tem início logo após a deformação elástica instantânea, havendo um deslocamento ascendente no eixo das ordenadas (eixo y). Período no qual o material se deforma rapidamente, mas a uma taxa decrescente ($d^2\varepsilon_{fl}/dt^2 < 0$). É um estágio de curta duração quando comparado ao restante da curva de fluência.

No estágio 2, chamado de "fluência secundária" ou "fluência estacionária", a taxa de deformação específica por fluência atinge um valor mínimo e se mantém aproximadamente constante ($d^2\varepsilon_{fl}/dt^2 = 0$) ao longo de um período relativamente maior quando comparado ao período primário.

No estágio 3, chamado de "fluência terciária", a taxa de deformação específica por fluência aumenta rapidamente ($d^2\varepsilon_{fl}/dt^2 > 0$) e atinge a ruptura, quando o material é incapaz de continuar suportando o carregamento aplicado.

3 REGIMES DE AQUECIMENTO

Atualmente, a segurança das estruturas de aço em situação de incêndio é tratada de forma normatizada com abordagens prescritas que tem por base ensaios transientes com uma taxa de aquecimento constante, na curva de incêndio-padrão ou em métodos de cálculo empíricos. Essas abordagens têm diversas desvantagens e não fornecem ao projetista uma base confiável de uma situação real de incêndio. Atualmente, há tendência para o uso de simulações com o auxílio de modelos computacionais para avaliar a capacidade resistente de membros

estruturais em situação de incêndio. Para isso, é necessário inserir corretamente as propriedades do aço a altas temperaturas a fim de o resultado da análise pelo método dos elementos finitos ser confiável e preciso. Portanto, o conhecimento das propriedades é crítico e vital para avaliar os esforços resistentes dos elementos de aço em situação de incêndio [13].

O incêndio não é um fenômeno em que a temperatura que cresce a uma taxa constante indefinitivamente até atingir altas temperaturas, e sim um fenômeno que possui uma fase de aquecimento e uma fase de resfriamento até haver a estabilização na temperatura ambiente. A ação térmica característica de um incêndio é representada por curvas temperatura-tempo. Na literatura, as curvas temperatura tempo-podem ser representadas pela curva temperatura-tempo do incêndio-padrão segundo a ISO-834 (1999) [19], curva temperatura-tempo do incêndio natural compartimentado (Eurocode 3 e 4) [7][8]ou seguindo taxas constantes (Figura 4).

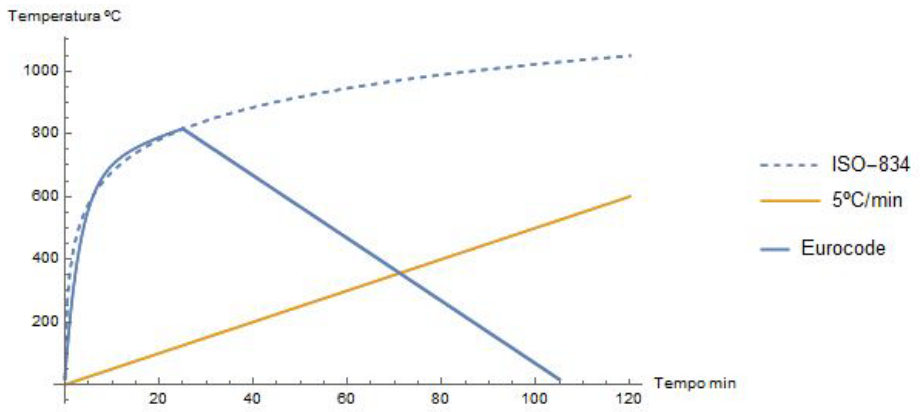


Figura 4 - Superposição de curvas temperatura-tempo disponíveis na literatura

A curva que mais se assemelha a real ação térmica de um incêndio em um compartimento em chamas é a curva temperatura-tempo do incêndio natural compartimentado (Eurocode 3 e 4). Os resultados de ensaios realizados mostram que essas curvas dependem do grau de ventilação do compartimento, da carga de incêndio no local e das características físico-térmicas do material componente da vedação. A principal característica que distingue essa curva (Eurocode 3 e 4) das demais é a de haver um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento) [19]. Porém, a maioria das informações disponíveis nas referências que dizem respeito às propriedades do aço a altas temperaturas são somente para a fase de aquecimento do material. Isso pode ser explicado pelo fato de que a maioria dos ensaios foram conduzidos de forma transiente ou estacionária com a temperatura sempre ascendente [14].

Para cada incremento de temperatura, o aço apresenta propriedades distintas que influenciam muito a resposta desses elementos quando expostos ao incêndio. Essas propriedades são divididas em propriedades térmicas, mecânicas e de deformação. As propriedades térmicas determinam como o calor do incêndio é transferido internamente no elemento de aço estrutural e se dividem em condutividade térmica e calor específico. As propriedades mecânicas determinam a perda de resistência e de rigidez de um elemento de aço em função da temperatura e se dividem em resistência ao escoamento e módulo de elasticidade. Por fim, as propriedades de deformação determinam a extensão das deformações de um elemento de aço em situação de incêndio e se dividem em deformações térmicas e deformações por fluência [14].

4 FLUÊNCIA DO AÇO EM INCÊNDIO

A deformação por fluência é caracterizada pelo comportamento viscoso dos materiais sólidos policristalinos (por exemplo, o concreto), provado pela movimentação de partículas na matriz do material quando exposto a tensões constantes durante um longo período de tempo. Essa é a definição geral para o conceito de fluência e pode ser identificada na maioria dos materiais bibliográficos disponíveis. Nos metais, porém, isso ocorre com uma condição a mais, devido ao fato de que os metais não possuem comportamento viscoso, pelo menos à temperatura ambiente. [4]

Diante de situações em que as temperaturas possam exceder a temperatura ambiente como por exemplo em sistemas mecânicos automotivos, sistemas de exaustão de calor em indústrias, turbinas de aviões a jato, caldeiras e, principalmente, incêndio nas estruturas civis, sejam elas de aço ou concreto armado e protendido, os metais podem se tornar viscosos.

Mais especificamente sobre o aço estrutural utilizado na construção civil, segundo Silva [19], a viscosidade do material é atingida em temperaturas próximas de 30 % da temperatura de fusão, temperatura qual o aço entra no estado líquido e perde todas suas propriedades térmicas e mecânicas. Considerando-se a condição na qual o aço se encontra no estado viscoso juntamente com tensões aplicadas de forma constante ou não no elemento, é formado o cenário ideal para a ocorrência do fenômeno da fluência em elementos de aço. Por exemplo, uma barra de aço, exposta continuamente a uma tensão e a altas temperaturas (acima de 30% da temperatura de fusão do material), chegará à ruína por fluência.

A Figura 5 mostra três mecanismos de fratura do aço, o intergranular, o transgranular e a recristalização dinâmica (fluência). Diante de baixas tensões, é muito provável que a fratura seguirá o mecanismo intergranular. Nesse caso, vazios e pequenas fissuras (semelhantes a pequenas rachaduras) surgem do contato entre cristais devido às tensões aplicadas. A pequena fissura crescerá com o tempo e a liga metálica irá sofrer ruptura. Toda a deformação

durante a aplicação de baixas tensões é localizada entre os cristais do metal e a redução de área durante o escoamento é bastante pequena. Porém, durante aplicação de altas tensões, a fratura seguirá o mecanismo transgranular. Vazios surgem e crescem dentro dos cristais do metal. A ruptura ocorre quando esses vazios têm suas dimensões aumentadas de acordo com a tensão aplicada. Há uma deformação perceptivelmente maior juntamente com redução da seção transversal em comparação com o mecanismo de fratura intergranular. A altas temperaturas e tensões, ocorre a recristalização dinâmica que é a "recuperação" dos vazios (devido à alta temperatura) causados pela aplicação das tensões, e que surgem na estrutura microscópica do material, mas diminui significativamente a seção transversal do elemento de aço, o que acaba tornando-o muito frágil e levando à uma ruptura pontual [12].

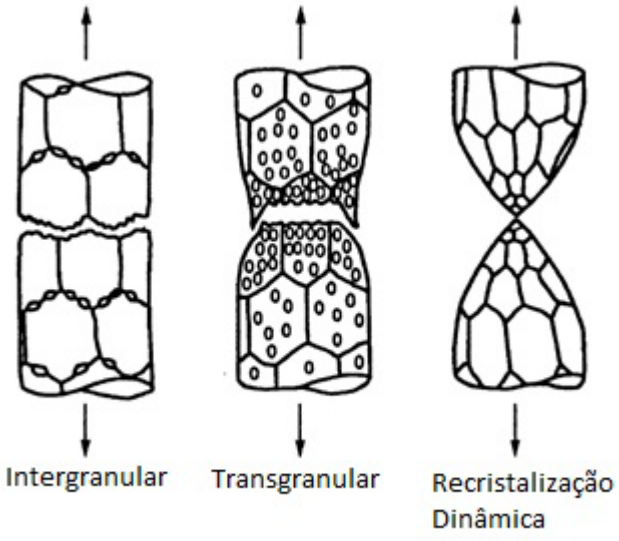


Figura 5 - Características microestruturais dos mecanismos de fratura[12]

Como apresentado na Figura 3 (Item 2), o fenômeno da fluência pode ser representado por três períodos distintos: período primário, período secundário e período terciário. A forma da curva da fluência e cada um desses três períodos são influenciados pelas variáveis temperatura, tensão e tempo.

Modelar a fluência a altas temperaturas com as três fases da curva de fluência (Figura 3) é extremamente complicado. Portanto, é de costume [13] considerar somente o primeiro e o segundo períodos de fluência nos modelos analíticos e computacionais, enquanto o terceiro período é ignorado. A não consideração do período terciário para a situação de incêndio pode ser explicada por dois fatores. Um deles é que o fenômeno do incêndio geralmente é um fenômeno de curta duração, portanto, dificilmente os elementos estruturais de aço passarão

pela última fase da curva de fluência. (o momento em que o período terciário é atingido depende muito da temperatura e a tensão que o elemento de aço é exposto, mas se considerarmos uma temperatura constante de 600 °C e uma tensão constante de 210 Mpa, o período terciário é atingido a um tempo de aproximadamente 8 horas [3]) outro é que se considerando o terceiro período, a análise estrutural do elemento provavelmente irá resultar em uma matriz de rigidez singular (determinante igual à zero) devido às deformações que são aceleradas antes da ruptura [14].

Os componentes da deformação do aço em situação de incêndio são expressos pela Equação 3.

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{térmica}(\theta) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, \theta) + \varepsilon_{fluência}(\sigma, \theta, t) \quad (3)$$

Onde ε_{total} é a deformação total, $\varepsilon_{térmica}$ é a deformação devido à influência térmica (função somente da temperatura), ε_{σ} é a deformação devido à tensão aplicada (função da tensão aplicada e da temperatura) e $\varepsilon_{fluência}$ é a deformação devido à fluência (função das três variáveis tensão, temperatura e tempo).

O principal desafio dentre os estudiosos e pesquisadores da área é desacoplar as três variáveis (Equação 4) e conseguir descrever as deformações devido à fluência em função de cada uma delas. Consequentemente, a partir do cumprimento desse objetivo, é possível apresentar uma função que descreva corretamente a curva de fluência:

$$\varepsilon_{fluência} = f(\sigma, T, t) = \sum f_1(\sigma) f_2(T) f_3(t) \quad (4)$$

É importante saber que a fluência nos metais é tema de estudo há mais de 100 anos, tendo início por volta de 1910 por Edward Neville da Costa Andrade, um físico Inglês que descobriu a existência do fenômeno expondo corpos de prova de chumbo a altas temperaturas e tensões constantes além do limite elástico do material [1].

A fluência é um fenômeno muito importante na Engenharia Mecânica e Metalúrgica, em que componentes automobilísticos, de aeronaves e de siderúrgicas são expostos constantemente a altas temperaturas juntamente com tensões excessivas ou a altas velocidades de operação de alguns elementos. O assunto conseguiu espaço na Engenharia Civil quando se notou que ignorando as deformações por fluência, a capacidade prevista de projeto para componentes de aço era maior que as obtidas nos ensaios em laboratório, gerando assim um dimensionamento insuficiente, subestimando as deformações por fluência [16].

Na Engenharia, até aproximadamente o fim do século XX, diversos autores apresentaram resultados teóricos, comprovando que a deformação linear específica de um corpo de prova de aço submetido à tensão e temperatura constante, devida à fluência, tendia para valores que inviabilizavam o uso desse material a temperaturas acima de 400 °C [19]. O que era (e

ainda é) um cenário real, onde os gases podem atingir temperaturas de 1000 °C. Mesmo empregando materiais de revestimento contra fogo, como por exemplo jateamento de material cimentício ou tintura intumescente, as temperaturas no elemento de aço podem atingir temperaturas também superiores a 400 °C.

Silva [19], em um importante estudo apresentado em um dos anexos em sua Tese de Dourado mostrou que esses autores se basearam na curva-padrão ISO-834 (1999) [19] (Figura 6) de temperatura do incêndio, a qual não possui ramo descendente. Se considerar as curvas realísticas temperatura-tempo (incêndio natural compartimentado), a deformação por fluência dos aços estruturais tende a um valor limite (Figura 7), com o aumento do tempo de incêndio, viabilizando-se assim a utilização de estruturas de aço a altas temperaturas.

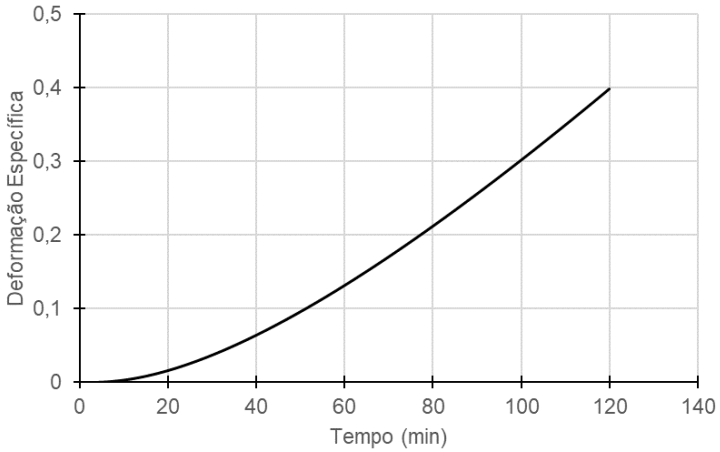


Figura 6 - Deformação específica para temperatura variável tipo curva-padrão (adaptado [19])

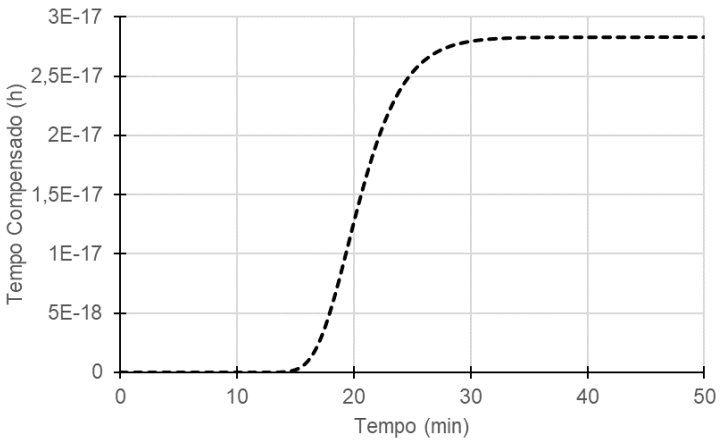


Figura 7 - Tempo compensado pela temperatura para temperatura variável tipo curva natural (adaptado [19])

Atualmente, a maioria das análises estruturais em situação de incêndio são realizadas segundo o modelo analítico de fluência a altas temperaturas proposto por Harmathy em 1967 [10] que tem por base a teoria de Dorn de 1954 [5]. A teoria de Dorn [5] assume tensões constantes. Porém, se analisarmos uma situação real em que os elementos estruturais são hiperestáticos, haverá um aumento bastante considerável do valor das tensões, em função do tempo e da temperatura. Essa situação não é levada em conta no modelo de fluência de Dorn [5]. Assim, há necessidade de uma alternativa para as análises estruturais em situação de incêndio, para que as tensões e deslocamentos possam ser calculados com precisão [13]

Para o projeto de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio, no Brasil, é utilizada a ABNT NBR 14323:2013 [2] que tem por base as normas europeias Eurocode 3 e 4 [4][8]. Essas normas foram realizadas com base em ensaios em corpos de prova de aço submetidos a altas temperaturas, com duração suficiente para incluir o efeito da fluência no diagrama tensão-deformação (fluência implícita). Portanto, segundo a norma, não há necessidade de considerar a deformação por fluência na análise estrutural para taxas de aquecimento do aço entre 2 °C/min e 50 °C/min [19]. Há estudos [22], porém, que contestam o quão esse intervalo pode não ser conservador (há valores para baixas taxas de aquecimento que subestimam as deformações por fluência, portanto, contra a segurança) para fins de uso da norma europeia [22] e que serão explorados no item seguinte.

5 FLUÊNCIA IMPLÍCITA E EXPLÍCITA

Elementos estruturais hiperestáticos, sofrem com o surgimento de esforços internos devido à expansão do material (aço) quando exposto à altas temperaturas. Esses esforços internos solicitantes variam de acordo com o tempo de exposição do material ao fogo, portanto, há a variação de tensões com o tempo ($d\sigma_s/dt \neq 0$). O modo como esses esforços se desenvolvem internamente depende das propriedades do material, da curva temperatura-tempo do incêndio e do grau de hiperestaticidade. Esses fatores que afetam a resposta estrutural em situação de incêndio, variam em função do tempo, pois ao tempo que o fogo se torna mais severo, esforços internos surgem mais rapidamente levando a tensões variáveis. Esse comportamento transiente das tensões a altas temperaturas tem grande influência na resposta estrutural, pois ao tempo em que a temperatura aumenta, a taxa de deformação específica por fluência se torna muito alta conduzindo a deformações devido à fluência bastante significantes.

O modelo do material para altas temperaturas normatizado da norma brasileira e europeia foi criado com base em ensaios de tração com temperatura transiente a uma taxa de aquecimento de aproximadamente 10 °C/min [21]. Essa taxa foi propositalmente determinada a fim de incluir implicitamente a deformação por fluência. É uma metodologia comum e

conveniente a fim de levar em conta os efeitos da fluência devido a altas temperaturas em análises em situação de incêndio (a fluência reduz o módulo de elasticidade na curva tensão-deformação contida no Eurocode 3 [7]). Porém, se as taxas de aquecimento forem menores que 10 °C/min, a fluência se torna muito mais significante, portanto maiores deformações por fluência ocorrerão [21]. Segundo Toric, em 2016 [22], para taxas menores que 10 °C/min, a fluência deve ser levada em conta explicitamente, enquanto acima de 10 °C/min, a fluência pode ser analisada de forma implícita

As taxas de aquecimento menores (abaixo de 10 °C/min) podem ocorrer em elementos estruturais com ou sem revestimento contra fogo como por exemplo, a tintura intumescente e argamassa projetada. Nesse caso, é necessário avaliar as deformações de forma explícita a fim de apresentar com fidelidade o comportamento estrutural em situação de incêndio.

O cálculo das deformações por fluência (de forma explícita, ou seja, não incorporada no diagrama tensão-deformação) pode se encaixar em dois diferentes casos. Um deles é quando o estado de tensões é aproximadamente constante e o outro é quando as tensões variam com o tempo.

Para o primeiro caso (tensão constante), considera-se que o encruamento do aço se dá pelo tempo que o material é exposto à tensão aplicada, em que a taxa de deformação específica por fluência ($\dot{\varepsilon}_{fl}$) é escrita como função do tempo (t) e da tensão constante no aço (σ_a) e é integrada no tempo (t) para a obtenção das deformações por fluência explícita, como mostra a Equação 5.

$$\varepsilon_{fl} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{fl}(t, \sigma_a)dt \quad (5)$$

Nesse caso, assume-se que as taxas de deformação específica por fluência dependem somente do tempo desde o início do processo de fluência. Em outras palavras, a curva de fluência sofre translação para cima ou para baixo, a depender do valor constante da tensão, como mostra a Figura 8.

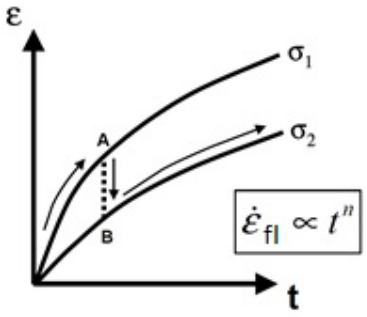


Figura 8 – Encruamento do aço pelo tempo de exposição à tensões [4]

Para ser resolver a integral da Equação 5 é necessário empregar o método de Euler para a integração numérica de uma equação diferencial ordinária. O método aplicado é o método explícito de Euler[1] (para o n-ésimo incremento de tempo) que é utilizado para determinar a evolução das deformações específicas por fluência, como mostrado pela Equação 6.

$$y_{n+1} = y_n + \Delta t\, f(y_n, t_n) \quad (6)$$

onde:
t_n - n-ésimo incremento de tempo;
y_n - deformação específica no n-ésimo incremento de tempo;
Δt - dimensão do incremento de tempo.

Se o termo y da Equação 6 for expandido em uma série de Taylor truncada tem-se a Equação 7.

$$y(t_n + \Delta t) \equiv y_{n+1} = y(t_n) + \Delta t \frac{dy}{dx}\Big|_{tn} + E(\Delta t^2) = y_n + \Delta t f(y_n, t_n) + E(\Delta t^2) \quad (7)$$

A taxa de deformação específica por fluência considerada a cada incremento de tempo (y_{n+1}) corresponde à taxa de deformação do início de cada incremento (y_n), portanto é assumida como constante durante todo o intervalo Δt. Por causa disso, devem ser considerados incrementos de tempo muito pequenos para minimizar o erro de truncamento (E) devido à utilização da expansão em série de Taylor (a existência de um tamanho de incremento de tempo crítico no qual além dele instabilidades numéricas podem se manifestar, é típico de métodos explícitos como o método explícito de Euler). A taxa de deformação específica por fluência pode ser escrita como mostra na Equação 8:

$$\dot{\varepsilon}_{fl} = f\left(\sigma^t, \varepsilon^t, T^{t+\Delta t}, \ldots\right) \quad (8)$$

[1] Não confundir com fluência explícita

O Eurocode 3 [7], quando aborda as propriedades mecânicas dos aços carbono, afirma que a norma garante, de forma conservadora, que para taxas de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min (item 5.1), as propriedades de deformação e resistência do aço a altas temperaturas podem ser obtidas dos diagramas tensão-deformação fornecidos no material. Porém Toric [22] e Schneider [18] contestam esse intervalo conservador pois o modelo presente na norma contabiliza a fluência implicitamente

O procedimento proposto por Toric [22] foi aplicado afim de extrair a fluência implícita de acordo com taxas de aquecimento do aço de ensaios transientes, e assim, produzindo relações tensão-deformação livres de fluência. E foi confirmado que, unificando essas relações tensão-deformação livres de fluência com um modelo de fluência explícita, para baixas taxas de aquecimento, fornecem resultados mais conservadores que as recomendações do Eurocode 3 [7].

O resultado dos ensaios de temperatura transiente é um conjunto de diagramas temperatura-deformação (cada curva representado um carregamento constante considerado). Para que os diagramas tensão-deformação sejam obtidos, as deformações devido às expansões térmicas ($\varepsilon_{\text{térmica}}$) devem ser eliminadas (Equação 9). Resumidamente, as relações tensão-deformação obtidas caracterizam somente uma taxa de aquecimento adotada para o procedimento.

$$\varepsilon_{\text{total}} = \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{\text{fl}}(\sigma, T, t) \quad (9)$$

As deformações ε_{σ} e $\varepsilon_{\text{fluência}}$ são inseparáveis até este ponto (fluência está implícita no diagrama) se não forem consideradas modelos analíticos [5][10][17][20] que tratem essa deformação como explícita.

Esse tratamento especial é feito por intermédio do desacoplamento de variáveis. Uma das formas mais convenientes de realizar esse desacoplamento é eliminando a variável tempo e temperatura pelo tempo compensando pela temperatura (θ_D) proposto por Dorn em 1954 [5], conforme Equação 10:

$$\theta_D = \int_0^t e^{-\frac{\Delta H}{RT}} dt \quad (10)$$

onde:
ΔH - energia de ativação da fluência (J/mol);
R - constante dos gases (J/mol.K)
t - tempo (h)
T - temperatura (K)

Assim, as deformações por fluência podem ser então caracterizadas pela forma apresentada pela Equação 11.:

$$\varepsilon_{fl} = f(\sigma, \theta_D) \quad (11)$$

Esse procedimento permite a consideração explícita das deformações por fluência que surgem de processos de aquecimento arbitrários (taxas de aquecimento arbitrárias) nos diagramas tensão-deformação [18], pois quantifica e descreve precisamente as deformações por fluência como função do tempo, tensão e temperatura.

Agora, para o caso onde as tensões podem ser variáveis, considera-se que o encruamento do aço se dá pela deformação, onde a taxa de deformação específica por fluência ($\dot{\varepsilon}_{fl}$) é escrita como função da deformação específica por fluência do último incremento de tempo ($\varepsilon_{fl(n-1)}$) e da tensão no aço (σ_a) e é integrada no tempo (t) para a obtenção das deformações por fluência implícita, como mostra a Equação 12.

$$\varepsilon_{fl} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{fl}\left(\varepsilon_{fl(n-1)}, \sigma_a\right) dt \quad (12)$$

Neste caso, assume-se que as taxas de deformação específica por fluência dependem somente da deformação específica por fluência do material. Em outras palavras a curva de fluência sobre translação para a direita ou para a esquerda como mostra a Figura 9.

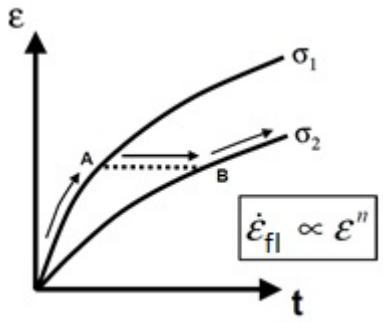


Figura 9 – Encruamento do aço pela deformação [4]

A maioria das análises estruturais em situação de incêndio são feitas dessa maneira devido à sua simplicidade quando comparado ao método anterior. Esses modelos de fluência disponíveis na literatura têm por base a teoria de Dorn [5]. O modelo de fluência de Dorn [5]

assume tensão constante $(d\sigma_a/dt = 0)$ e que a deformação específica por fluência é função da temperatura, tensão e tempo. Harmathy, em 1967 [10] revisou esse modelo anterior e o adaptou para ser aplicável em situações de tensões variáveis $(d\sigma_a/dt \neq 0)$.

Diferentemente do método explícito, o método implícito de Euler[2] pode ser usado para substituí-lo em casos onde há restrições quanto ao tamanho do incremento de tempo a ser usado devido aos problemas de instabilidade numérica (há a existência de um incremento de tempo Δt crítico, além do qual instabilidades numéricas podem se manifestar divergindo do resultado desejado). Contudo, métodos implícitos são mais caros e exaustivos quando são implementados em problemas não lineares em análises computacionais.

Para ser possível resolver a integral da Equação 12 é necessário aplicar um método implícito para integração numérica de uma equação diferencial ordinária. O método implícito de Euler (para o n-ésimo incremento de tempo) é considerado para determinar a evolução das deformações específicas por fluência como mostrado na Equação 13:

$$y_{n+1} = y_n + H\, f(y_{n+1}, t_{n+1}) \quad (13)$$

Observando-se a Equação 13, nota-se que o termo $f(y_{n+1}, t_{n+1})$ não é conhecido, portanto a situação se encaixa no quadro de uma equação implícita quando se deseja o cálculo de y_{n+1}. A solução de um problema implícito é muito mais exaustiva que um problema explícito, por outro lado a solução implícita apresenta estabilidade numérica incondicional [24] (ou seja, independentemente do tamanho do incremento de tempo utilizado, haverá estabilidade numérica). A taxa de deformação específica por fluência pode ser escrita como demonstrado na Equação 14:

$$\dot{\varepsilon}_{fl} = f\left(\sigma^{t+\Delta t}, \varepsilon^{t+\Delta t}, T^{t+\Delta t}, \ldots\right) \quad (14)$$

A influência da fluência nas relações tensão -deformação obtidas de ensaios transientes com taxas de aquecimento de 2 K/min, 10 K/min, 50 K/min é mostrada na Figura 10. A curva indicada como "*no creep*", ou seja, sem contabilizar a fluência é onde toda as deformações por fluência foram eliminadas dos ensaios transientes utilizando-se métodos analíticos [5][10][17][20]. Essa fluência não contabilizada, que foi retirada do diagrama tensão-deformação é a deformação específica por fluência explícita.

[2] Não confundir com fluência implícita ou explícita

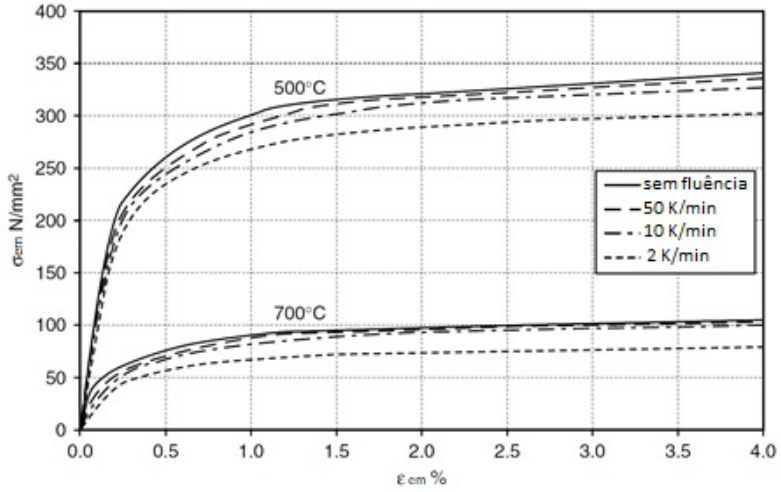


Figura 10 - Diagrama tensão-deformação para taxas de aquecimento variáveis [18]

A figura 11 apresenta uma comparação entre o modelo livre de fluência, proposto por Toric [22], com dados experimentais para um determinado tipo de aço, a uma taxa de aquecimento de 5°C/min. Pode notar-se que a curva que representa as recomendações do Eurocode 3 superestima a deformação total quando combinado com um modelo explícito (o que era de se esperar, pois estaria contabilizando as deformações por fluência duas vezes, uma implicitamente e outra explicitamente). Porém, quando o modelo livre de fluência é utilizado sozinho, retrata de forma bastante precisa o que foi extraído de forma experimental, porém sem considerar nenhuma segurança estrutural para qualquer dimensionamento. Por final, quando o modelo livre de fluência é combinado com o modelo de fluência explícita, fornece resultados para um dimensionamento mais conservador do que o disponível no Eurocode 3 para baixas taxas de aquecimento.

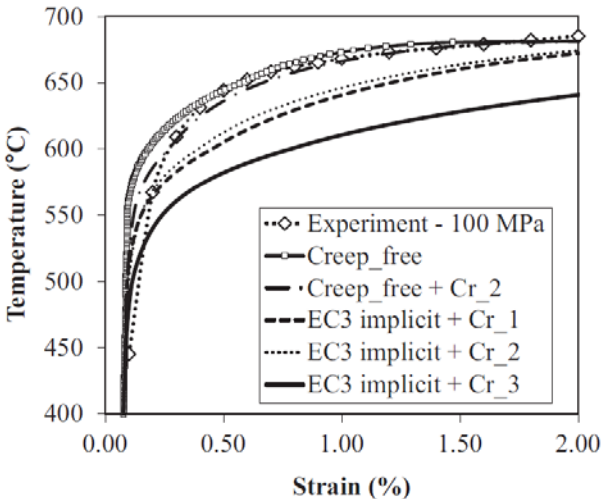


Figura 11 – Comparação entre diagramas contabilizando ou não as deformações por fluência [22]

7 CONCLUSÕES

A altas temperaturas, o aço se torna viscoso e pode chegar à ruptura por fluência. Ainda são poucos os estudos sobre esse tema.

Este artigo apresenta noções sobre o comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio e como o fenômeno da fluência ocorre. A determinação das deformações específicas por fluência pode ser feita de maneira implícita ou explícita, dependendo da forma como o ensaio de aquecimento é realizado.

Devido ao pouco conhecimento do tema e à dificuldade de incorporar a fluência no estudo dos aços a altas temperaturas, muitas vezes, o fenômeno é subestimado e não é considerado no dimensionamento em situação de incêndio. Quando a fluência não é considerada, os resultados não serão conservadores, conduzindo a dimensionamentos insuficientes e inseguros. A identidade de um incêndio é a curva temperatura-tempo que possui um ramo ascendente e um ramo descendente. Na prática possuem taxas de aquecimento variáveis, o que dificulta muito a determinação das deformações específicas por fluência, pois dependendo das taxas de aquecimento, varia a parcela da deformação por fluência na deformação total dos diagramas tensão-deformação. Para isso, a fluência tem que ser estudada de forma explícita aplicando modelos analíticos.

Nos casos de taxas de aquecimentos maiores, como por exemplo em elementos desprotegidos contra o incêndio (sem revestimento contra fogo), a fluência a altas temperaturas pode ser desconsiderada. Caso contrário, no caso de taxas de aquecimento mais baixas, as deformações específicas por fluência são extremamente influentes e estão implícitas nos diagramas tensão-deformação normatizados. Para serem determinadas, têm de serem estudadas de forma explícita a fim de obter um modelo livre de fluência, determinando-se assim a deformação específica por fluência do modelo.

Ainda é um estudo bastante recente que necessita de um desacoplamento correto das variáveis temperatura, tensão e tempo que compõem a formulação dos modelos analíticos de determinação das deformações por fluência. O que é um desafio para os pesquisadores atualmente.

A fluência dos aços em situação de incêndio ainda é um fenômeno que necessita ser estudado mais profundamente, explicitando sua contribuição ao diagrama tensão-deformação do material por meio de modelos analíticos.

Agradecimentos

O autor agradece à CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, ao CNPq - Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico e à FAPESP -Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (processo 2018/14735-6).

REFERÊNCIAS

1 ANDRADE, E. N. D. C. On the viscous flow in metals, and allied phenomena. **Proceedings of the Royal Society**, Londres, 14 abril 1910. 12.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Procedimento. **NBR 14323**. Rio de Janeiro. 2013

3 BRNIC, J. et al. Mechanical properties, short time creep, and fatigue of na austenic steel. **Materials**, v. 9, n. 298, Abril 2016.

4 DIMITRIENKO, Y.; GUBAREVA, E.; YURIN, Y. **Finite Element Modeling of Thermo Creep Processes Using Runge-Kutta Method**. REFERÊNCIA_ATUALIZAR_S.l.]. 2014.

5 DORN, J. E. Some Fundamental Experiments on High Temperature Creep. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 8, p. 85-116, Maio 1954.

6 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Actions on Structures. General Actions - Actions of structures exposed to fire (Part 1-2). **Eurocode 1 - EN 1991-1-2**. Bruxelas. 2002.

7 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of Steel Structures. Structural Fire Design (Part 1-2). **Eurocode 3 - EN 1993-1-2**. Bruxelas. 2005.

8 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of Composite Steel and Concrete Structures. Structural Fire Design (Part 1-2). **Eurocode 4 - EN 1994-1-2**. Bruxelas. 2005.

9 FIELDS, B. A.; FIELDS, R. J. Elevated Temperature Deformation of Structural Steel. **National Institute of Standards and Technology**. Washington. Dezembro, 1989.

10 HARMATHY, T. Z. A Comprehensive Creep Model. **Transactions of the ASME**, p. 496-502. Setembro 1967.

11 JABOTIAN, H. V.; HANTOUCHE, E. G. Thermal Creep Effect on the Behavior of Shear Tab Connections Due to Fire Temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 96, p. 74-92, Janeiro 2018.

12 JONES, D. R. H. Creep Failures of Overheated Boiler, Superheater and Reformer Tubes. **Engineering Failure Analysis**, v. 11, p. 873-893. Julho 2004.

13 KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. M. S. Effect of High Temperature Creep on the Fire Response of Restrained Steel Beams. **Materials and Structures**. Dezembro 2010.

14 KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. M. S.; FIKE, R. High-Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modeling of Structures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 22, n. 5, p 423-434, Maio 2010.

15 NEUENSHWANDER, M.; KNOBLOCH, M.; FONTANA, M. Elevated Temperature Mechanical Properties of Solid Section Structural Steel. **Construction and Building Materials**, v. 149, p. 186-201, Maio 2017.

16 ODQVIST, F. K. G. Historical survey of the development of creep mechanics from its beginnings in the last century to 1970. In: PONTER, A. R. S.; HAYHURST, D. R. **Creep in Structures**. 3. ed. Leicester: Springer-Verlag, 1980. Cap. 1, p. 615.

17 POH, K. W. Stress-strain Temperature Relationship For Structural Steel. **Journal of Materials in Civil Engineering,** v. 13, n. 6, p. 371-379. Outubro 2001.
18 SCHNEIDER, R.; LANGE, J. Constitutive equations and empirical creep law of structural steel S460 at high temperatures. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 2, n. 3, p. 217-229, 2011.
19 SILVA, V. P. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. **Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da USP (PEF)**. p. 170. São Paulo. 1997.
20 SKOWRONSKI, W. A Study of the Steel Beam Deformation During Fire. **Building and Environment**, v. 23, n. 2, p. 159-167. Grã-Betanha. 1988.
21 TORIC, N. *et al*. A Unified Rheological Model for Analysis of Steel Behaviour at High Temperature. **Structures in Fire**, v. 9, p. 1008-1015, Junho 2016.
22 TORIC, N.; SUN, R. R.; BURGESS, I. W. Development of a creep-free stress-strain law for fire analysis of steel structures. **Fire and Materials**, v. 40, n. 7, p. 896-912, Dezembro 2015.
23 WANG, W.; ZHANG, L. An approach for evaluating fire resistance of steel beams considering creep effect. **International Workshop of Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading**, Guangzhou, China, n. 6, 11 Dezembro 2017. 544-550.
24 ZELTKEVIC, M. Forward and Backward Euler Methods. **MIT Web Course Notes**. <http://web.mit.edu/10.001/Web/Course_Notes/Differential_Equations_Notes/node3.html>. Acesso em:28 de novembro de 2018

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS CELULARES DE AÇO SUJEITAS À FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO*

Caroline Corrêa de Faria[1]
Hermes Carvalho[2]
Ricardo Hallal Fakury[3]
Lucas Figueiredo Grilo[4]

Resumo

A crescente utilização das vigas celulares de aço ao redor do mundo tem impulsionado a realização de pesquisas para avaliar o comportamento estrutural desses perfis. Contudo, observa-se ainda uma carência de estudos no que diz respeito à capacidade resistente das vigas celulares em situação de incêndio e, de modo particular, ao estado-limite último de Flambagem Lateral com Torção. Nesse contexto, o presente trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo numérico, por meio do programa de elementos finitos ABAQUS, para investigar o comportamento de vigas celulares sujeitas à Flambagem Lateral com Torção em temperatura elevada. Neste trabalho são descritos os tipos de elementos empregados, o refinamento da malha, os modelos constitutivos e a simulação das condições de contorno. A aferição do modelo proposto foi realizada com modelos numéricos e experimentais disponíveis na literatura, referentes a análises térmicas de vigas celulares e análises estruturais de vigas de aço de alma cheia, sendo obtidos resultados satisfatórios.

Palavras-chave: Vigas Celulares de Aço; Modelagem Numérica; Situação de Incêndio; Flambagem Lateral com Torção.

NUMERICAL MODELLING OF STEEL CELLULAR BEAMS SUBJECTED TO LATERAL-TORSIONAL BUCKLING UNDER FIRE CONDITIONS

Abstract

The increasing use of steel cellular beams worldwide has driven research to assess the structural behavior of these profiles. However, there is still a lack of studies concerning the resistance capacity of steel cellular beams in fire situation and, in particular, the ultimate limit-state of Lateral-Torsional Buckling. In this context, this paper presents the development of a numerical model, through the commercial software ABAQUS, to investigate the structural behavior of steel cellular beams subjected to Lateral-Torsional Buckling at elevated temperature. This paper describes the finite elements used, the mesh refinement, the constitutive models and the simulation of the boundary conditions. The validation of the proposed numerical model was performed using numerical and experimental models available

in literature, referring to thermal analysis of steel cellular beams and structural analysis of solid webbed I beams, and a good agreement was observed.

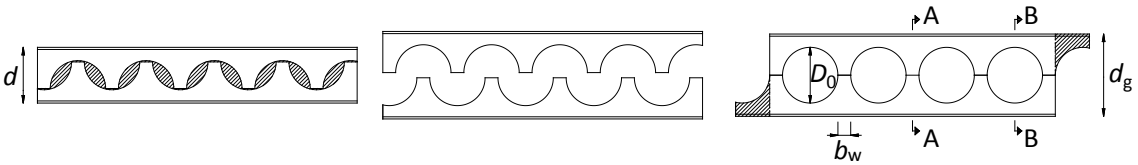
Keywords: Steel Cellular Beams; Numerical Modelling; Fire Condition; Lateral-Torsional Buckling.

[1] Engenheira Civil, Mestra em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
[2] Engenheiro Mecânico, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
[4] Engenheiro Mecânico, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Substituto, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

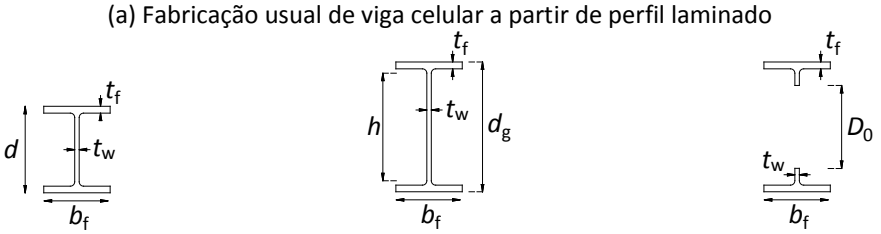
1 INTRODUÇÃO

As vigas celulares de aço se destacam por seu apelo visual e também pela versatilidade em relação ao diâmetro e passo dos alvéolos, que podem ser, dentro dos limites estabelecidos pelos fabricantes, variados de modo a atender aos critérios dos projetistas.

Usualmente, as vigas celulares de aço são obtidas a partir de um perfil I laminado, no qual são feitos dois cortes longitudinais na alma, conforme ilustrado na Figura 1a. As metades obtidas após os cortes são transladadas e, em seguida, soldadas na região da alma, formando uma viga com maior altura em relação ao perfil laminado original e com uma sequência de alvéolos na alma.



(a) Fabricação usual de viga celular a partir de perfil laminado



(b) Perfil laminado original (c) Montante de alma (Corte 'A-A') (d) Região dos tês (Corte 'B-B')

Figura 1 – Simbologia e geometria de viga celular originária de um perfil laminado

Na Figura 1 b_f é a largura das mesas, b_w a largura do montante de alma, d a altura do perfil laminado original, d_g a altura da viga celular, h a altura da alma da viga celular, t_f a espessura das mesas, t_w a espessura da alma e D_0 o diâmetro do alvéolo.

A crescente demanda pelas vigas celulares tem impulsionado a realização de pesquisas sobre o comportamento desses perfis, sobretudo à temperatura ambiente, havendo ainda um limitado número de estudos em situação de incêndio [1].

Nesse contexto se enquadra o estado-limite último de Flambagem Lateral com Torção (FLT), fenômeno caracterizado pela translação lateral da mesa comprimida e um giro da seção transversal, conforme ilustrado na Figura 2. Esse estado-limite é qualitativamente similar ao que ocorre nas vigas de aço de alma cheia, mas é potencializado pela descontinuidade da seção transversal das vigas celulares.

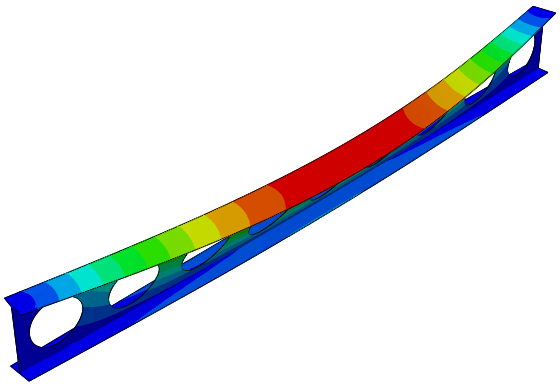


Figura 2 – FLT em viga celular de aço

Embora à temperatura ambiente possam ser encontrados diversos estudos sobre a capacidade resistente das vigas celulares quanto ao estado-limite de FLT ([2], [3], [4] e [5]), o mesmo não ocorre em situação de incêndio.

Diante do exposto, este trabalho tem por objetivo apresentar o desenvolvimento de um modelo numérico, por meio do programa de elementos finitos ABAQUS® [6], que poderá ser utilizado para investigar o comportamento de vigas celulares de aço sujeitas à FLT em temperatura elevada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foram investigados modelos de elementos finitos para determinar o momento fletor resistente quanto ao estado-limite de FLT de vigas celulares expostas ao incêndio-padrão conforme a norma ISO 834:1999 [7]. Para isso, as seguintes etapas foram cumpridas:

(i) Definição do campo de temperaturas na viga a ser analisado, sendo utilizados:
- (1) resultados obtidos para dada iteração via análise térmica [6];
- (2) valores médios obtidos experimentalmente [8];
- (3) valores obtidos analiticamente com o método simplificado descrito no Subitem 8.5.1.1 da ABNT NBR 14323:2013 [9].

(ii) Realização de análises estruturais considerando-se os efeitos do campo de temperaturas no modelo numérico.

Convém ressaltar que duas abordagens foram avaliadas para realizar a etapa (ii), descritas a seguir.

Na primeira abordagem, denominada Modelo HT, foi feita a incorporação do campo de temperaturas nas vigas e a definição de um material no modelo numérico, considerando as propriedades reduzidas do aço em função da temperatura (ver 2.1.2) e o coeficiente de expansão térmica do aço, igual a $1{,}4 \times 10^{-5}$ ºC^{-1}.

Na segunda abordagem foi feita a definição de materiais no modelo numérico, constituídos pelas propriedades reduzidas do aço (ver 2.1.2) correspondentes às temperaturas, previamente determinadas, dos componentes da seção transversal. Essa abordagem foi investigada para representar um caso de estudo específico, referente a uma viga celular exposta ao incêndio-padrão ISO 834 [7] por todos os lados, sujeita a momento fletor uniforme, com apoios simples e vínculos de garfo nas extremidades. Esse modelo foi denominado 2M, pois contempla dois materiais com as propriedades reduzidas do aço (ver 2.1.2): um para as mesas, correspondente à temperatura calculada das mesas ϑ_f, e outro para a alma, correspondente à temperatura calculada da alma ϑ_w.

No Modelo 2M, define-se inicialmente a temperatura de interesse das mesas ϑ. Tomando ϑ como base, obtém-se as temperaturas ϑ_f e ϑ_w por meio do procedimento descrito no Subitem 8.5.1.1 da ABNT NBR 14323:2013 [9], considerando-se o fator de correção para o efeito de sombreamento igual a 1 e substituindo-se o fator de massividade por $2/t_f$ e $2/t_w$, respectivamente, até que a diferença entre ϑ e ϑ_f atinja uma tolerância predefinida. Essa abordagem foi verificada com base no Modelo HT validado, e foi desenvolvida para dispensar a realização da análise térmica durante o estudo do caso fundamental de vigas de aço sujeitas à FLT.

2.1 Generalidades dos modelos numéricos

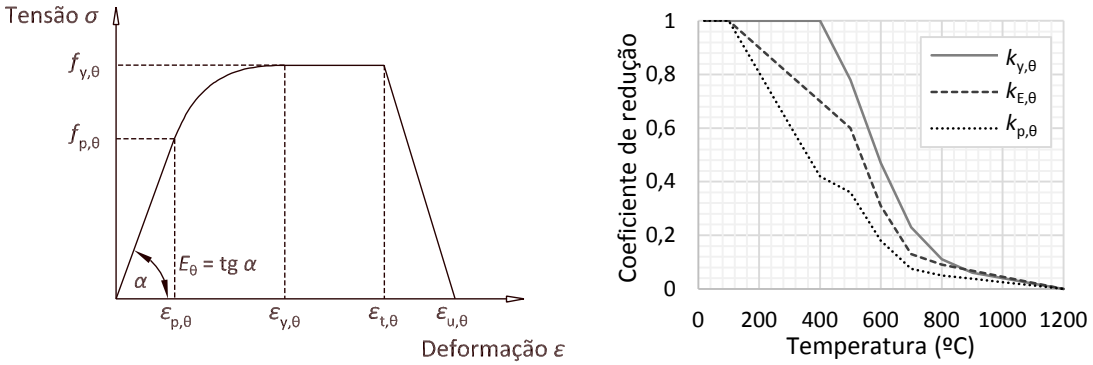
2.1.1 Malha de elementos finitos

As vigas celulares foram representadas em seu plano médio por elementos finitos quadrilaterais de casca. Durante a realização de análises térmicas, foram utilizados elementos de transferência de calor do tipo DS4 [6] e nas demais análises foram adotados elementos finitos do tipo S4 [6]. Após testes de sensibilidade de malha, o tamanho médio desses elementos foi definido como o menor valor entre $b_f/12$, $(d_g - t_f)/24$ e $b_w/4$, considerando-se uma dimensão mínima igual a 10 mm.

2.1.2 Propriedades elásticas e plásticas do aço

Consoante à norma brasileira [9], o modelo constitutivo do aço em temperatura elevada pode ser obtido a partir dos valores do módulo de elasticidade (E) e da resistência ao escoamento (f_y) do aço à temperatura ambiente, do modelo matemático prescrito pela EN 1993-1-2:2005 [10] e dos fatores de redução do aço, ilustrados nas figuras a seguir, nas quais: $f_{p,\theta}$, $f_{y,\theta}$ e E_θ são o limite de proporcionalidade, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço

em temperatura elevada, respectivamente; $\varepsilon_{p,\theta}$ a deformação correspondente a $f_{p,\theta}$; $\varepsilon_{y,\theta}$ a deformação correspondente a $f_{y,\theta}$, igual a 0,02; $\varepsilon_{t,\theta}$ a deformação limite para a resistência ao escoamento do aço, tomada como igual a 0,15; $\varepsilon_{u,\theta}$ a deformação última, igual a 0,20; e $k_{p,\theta}$, $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ os fatores de redução das propriedades do aço à temperatura ϑ [10], relativos ao limite de proporcionalidade, à resistência ao escoamento e ao módulo de elasticidade do aço, respectivamente.



(a) Diagrama tensão *versus* deformação (b) Fatores de redução do aço

Figura 3 – Modelos para aços carbono em temperaturas elevadas
Fonte: Traduzida da EN 1993-1-2:2005 [10]

As grandezas $f_{p,\theta}$, $f_{y,\theta}$ e E_θ podem ser obtidas por meio das seguintes equações:

$$f_{p,\theta} = k_{p,\theta} f_y \quad (1)$$

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y \quad (2)$$

$$E_\theta = k_{E,\theta} E \quad (3)$$

Neste trabalho, considerou-se o coeficiente de *Poisson* igual a 0,3, e os valores do módulo de elasticidade e os diagramas tensão *versus* deformação do aço determinados com os fatores de redução do aço e o modelo matemático preconizado pela norma europeia [10]. Contudo, nos diagramas tensão *versus* deformação, adotou-se uma reta com inclinação suave após a resistência ao escoamento do aço e desconsiderou-se o decaimento da curva após $\varepsilon_{t,\theta}$ (ver Figura 3a), como representado na Figura 4, na qual é mostrado um exemplo de aplicação das equações da norma europeia [10] para a determinação do modelo constitutivo de um aço com módulo de elasticidade e resistência ao escoamento à temperatura ambiente iguais a 200 GPa e 345 MPa, respectivamente.

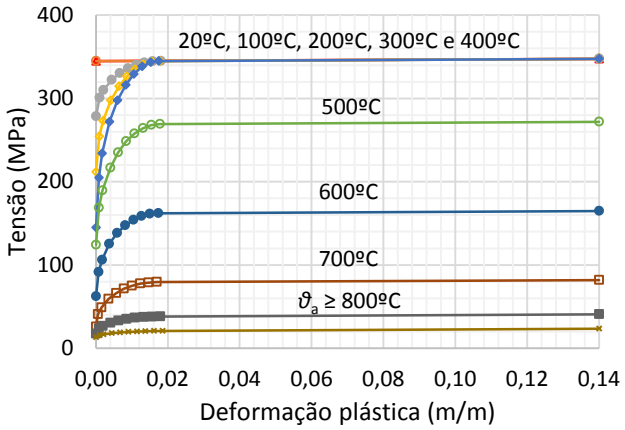
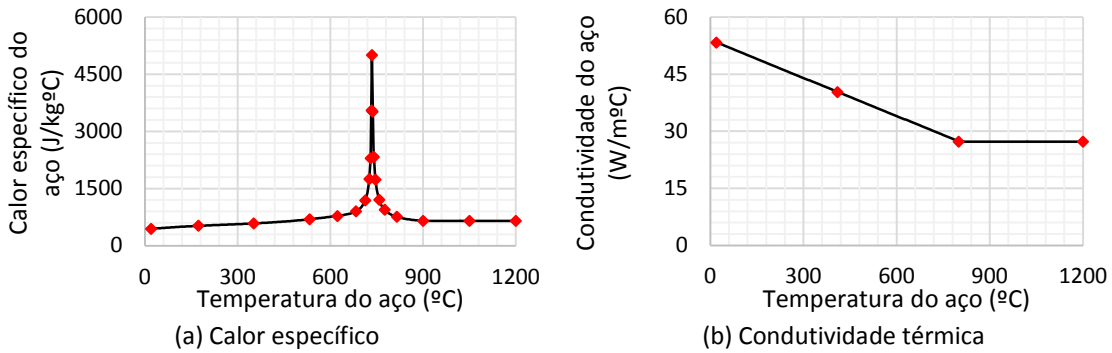


Figura 4 – Curvas tensão *versus* deformação plástica do aço em temperatura elevada

2.1.3 Propriedades térmicas do aço

Nas análises térmicas e no método analítico para calcular a elevação da temperatura, considerou-se a massa específica do aço independente da temperatura, igual a 7850 kg/m³ [9], e o calor específico e a condutividade dados em função da temperatura, sendo essas grandezas definidas nos modelos numéricos conforme as seleções de pontos indicadas nas Figuras 5a e 5b, respectivamente.



(a) Calor específico (b) Condutividade térmica

Figura 5 – Propriedades térmicas do aço em função da temperatura
Fonte: ABNT NBR 14323:2013 [9]

2.2 Descrição das análises realizadas nos modelos numéricos

2.2.1 Análises térmicas

A elevação da temperatura na viga de aço foi obtida com o Método *Heat Transfer* [6] a cada incremento de tempo de incêndio requisitado, sendo o valor desse incremento adotado igual a 5 s.

Nessa etapa, os seguintes parâmetros foram definidos nos modelos numéricos: (i) o material conforme o Subitem 2.1.3; (ii) a constante de Stefan-Boltzmann, igual a $5{,}67 \times 10^{-8}$ W m^{-2} ºC^{-4}; (iii) o zero absoluto (-273,15ºC); e (iv) a curva de incêndio-padrão [7], dada por:

$$\vartheta_g = 20 + 345 \log(8\,t/60 + 1) \quad (4)$$

onde ϑ_g é a temperatura dos gases e t o tempo, em s.

As condições de contorno do modelo térmico incluíram: a adoção da temperatura inicial dos modelos igual a 20ºC e a definição de taxas de fluxo de calor por convecção e radiação nas superfícies consideradas expostas ao incêndio. Neste trabalho, exceto quando indicado, considerou-se o coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W m^{-2} $ºC^{-1}$ e a emissividade resultante igual a 0,7.

2.2.2 Análises estruturais

As analises estruturais se subdividiram em duas categorias:

(i) análise linear de estabilidade, para a determinação do momento crítico elástico;

(ii) análise não linear do tipo *Riks* [6], para a determinação do momento fletor resistente, sem tensões residuais, mas com a consideração de uma imperfeição geométrica com formato correspondente à flexão lateral em torno do eixo de menor inércia e magnitude igual a L/1000, sendo L o comprimento total da viga.

Durante a validação dos modelos, procurou-se representar as condições de contorno adotadas pelos autores de referência de forma mais fiel possível.

Já na etapa de avaliação do Modelo 2M com o Modelo HT, adotaram-se as condições de contorno ilustradas na Figura 6, onde: (i) o momento fletor uniforme foi considerado por meio de um binário de forças distribuídas nas mesas nas extremidades da viga; (ii) os apoios simples foram representados pela restrição ao deslocamento vertical ao longo da altura da alma nas seções de extremidade, e pela restrição ao deslocamento longitudinal de um ponto na altura média; e (iii) os vínculos de garfo foram representados pelas restrições à rotação em torno do eixo longitudinal e translação lateral das seções transversais de extremidade, deixando livre o empenamento.

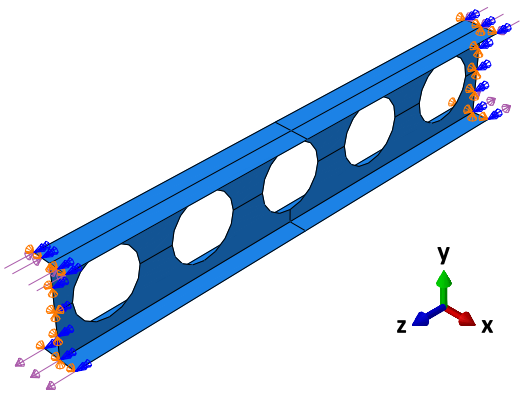


Figura 6 – Condições de contorno adotadas para a avaliação do modelo simplificado

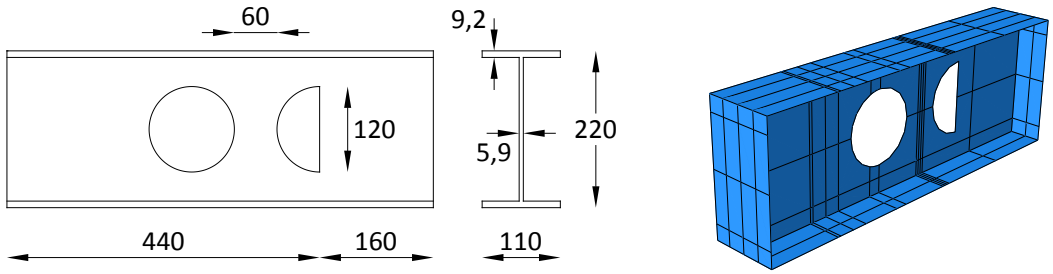
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Modelo térmico

Para verificar o modelo térmico foram utilizadas curvas da elevação da temperatura em função do tempo de exposição ao incêndio referentes a duas vigas celulares, apresentadas na Figuras 7 e 8, sendo a primeira correspondente ao protótipo P5 de Mesquita *et al*. [11] e outra referente a um modelo numérico de Wang *et al*. [12], que não continha material de proteção térmica.

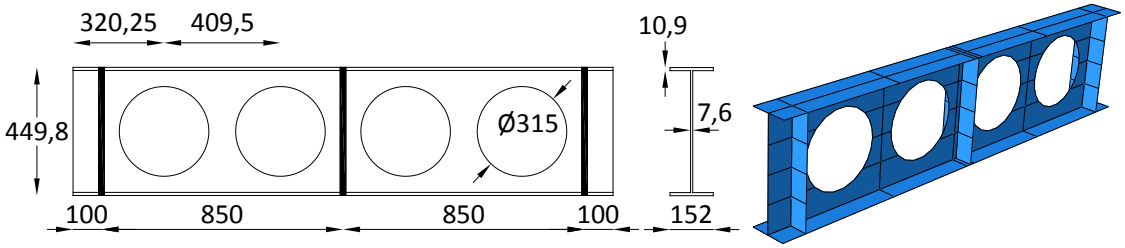
Mesquita *et al*. [11] adicionaram placas de material cerâmico nas extremidades dos protótipos, sendo esses afixados ao forno pelo topo das mesas superiores. Nesse caso, as placas adicionadas foram representadas por elementos de casca, como mostrado na Figura 7b, com espessura igual a 15 mm, condutividade térmica igual a 0,2 W m^{-1} $ºC^{-1}$, massa específica igual a 800 kg/m³ e calor específico igual a 1700 J kg^{-1} $ºC^{-1}$. Além disso, o modelo foi desenvolvido considerando-se uma exposição ao incêndio-padrão [7] por três lados, conforme ilustrado na Figura 9a.

Para representar o modelo de Wang *et al*. [12], foi desenvolvido um modelo com todos os lados expostos aos incêndio-padrão [7], como representado na Figura 9b, e a emissividade resultante foi adotada igual a 0,5, conforme indicado pelos autores [12].



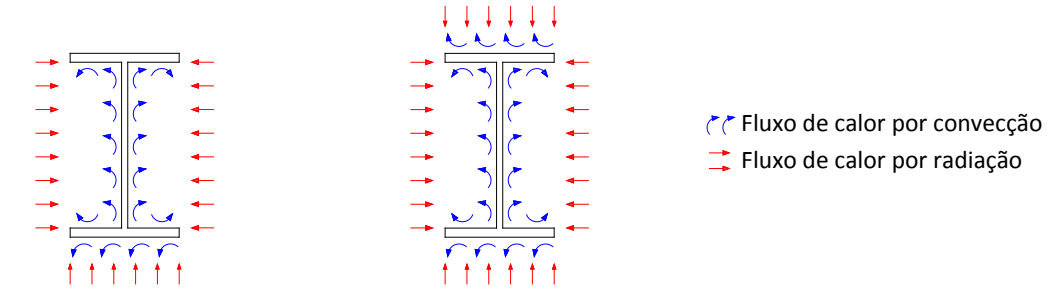
(a) Geometria e dimensões, em mm (b) Modelo desenvolvido

Figura 7 – Protótipo P5 [11]



(a) Geometria e dimensões, em mm (b) Modelo desenvolvido

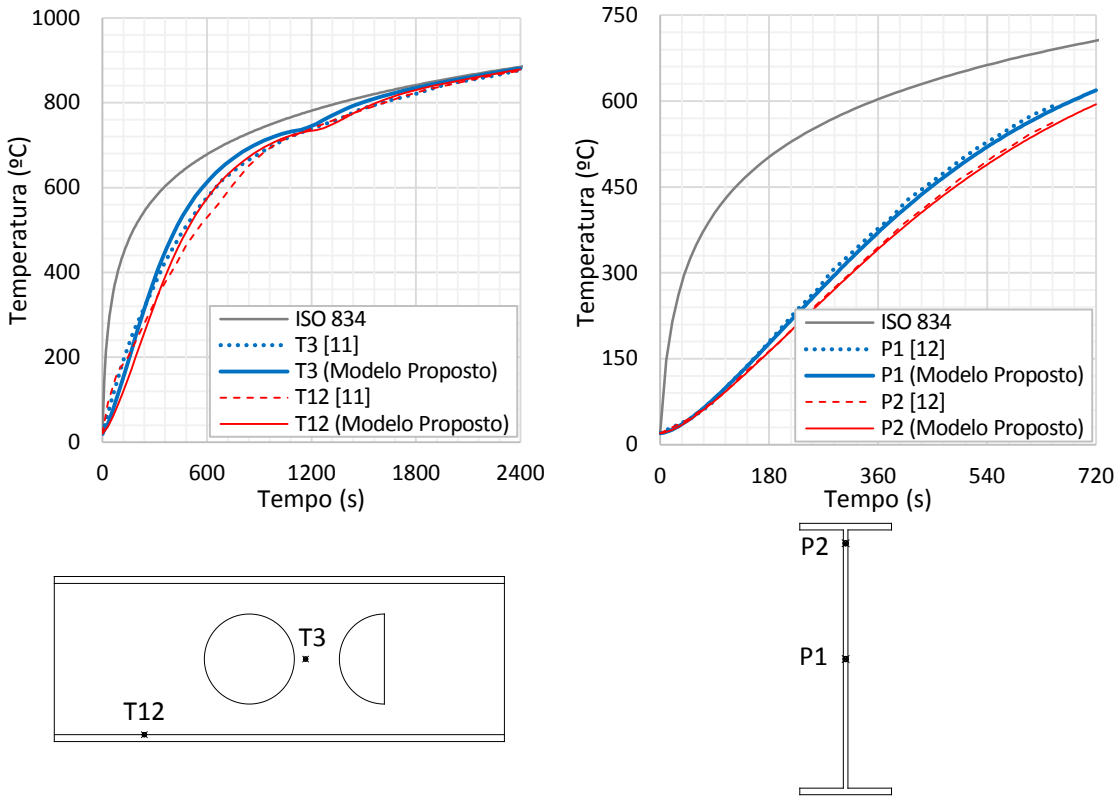
Figura 8 – Modelo numérico de Wang *et al*. [12]



(a) Três lados expostos (b) Quatro lados expostos

Figura 9 – Condições de contorno adotadas para a aferição do modelo térmico

Nas Figuras 10a e 10b são apresentadas as curvas obtidas por meio do modelo térmico deste trabalho e por [11] e [12], respectivamente, para diferentes pontos da seção transversal das vigas celulares. Tendo em vista o número de parâmetros envolvidos e a dificuldade de controle e medição das temperaturas durante a realização de ensaios em temperatura elevada, considerou-se que o modelo proposto conseguiu captar satisfatoriamente a elevação da temperatura do protótipo P5 [11]. Somado a isso, a proximidade das curvas numéricas deste trabalho com as curvas obtidas por Wang *et al*. [12] reforçam a adequabilidade do modelo térmico proposto.



(a) Protótipo P5 [11] (b) Modelo numérico de Wang *et al*. [12]

Figura 10 – Aferição do modelo numérico com os resultados de [11] e [12]

3.2 Modelo HT

A aferição do Modelo HT foi feita com resultados de três ensaios de vigas de aço de alma cheia sujeitas à FLT, realizados por Prachar *et al*. [8]. Esses autores [8] aqueceram parte da região central dos protótipos, conforme indicado na Figura 11. As dimensões, temperaturas médias e informações sobre os materiais fornecidas em [8] e [13] são apresentadas nas Tabelas 1, 2 e 3 a seguir, nas quais as dimensões d_1, d_2, L_{ext} e L_m estão indicadas na Figura 11, e $t_{w,ext}$ e $t_{w,m}$ são, respectivamente, as espessuras da alma nas regiões delimitadas por L_{ext} e L_m.

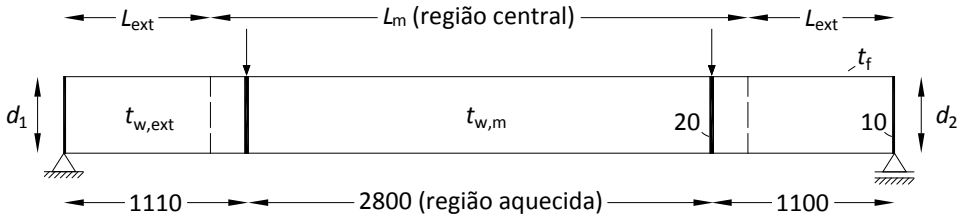


Figura 11 – Configuração e dimensões, em mm, dos protótipos [8]

Tabela 1 – Dimensões dos protótipos, em mm

Protótipo	d_1	d_2	b_f	$t_{w,ext}$	$t_{w,m}$	t_f	L_{ext}	L_m
5 [8]	460	460	150	4	4	5	1100	2800
6 [8]	460	460	150	5	4	7	1000	3000
7 [8]	460	620	150	4	4	5	1100	2800

Tabela 2 – Temperaturas médias, em ºC, e nomenclatura dos materiais dos protótipos

Protótipo	$\vartheta_{mesa\ superior}$ (ºC)	$\vartheta_{mesa\ inferior}$ (ºC)	ϑ_{alma} (ºC)	Material das mesas	Material da alma em L_{ext}	Material da alma em L_m
5 [8]	457	354	444	S5	S2	S2
6 [8]	481	369	443	S6	S4	S2
7 [8]	624	416	567	S5	S2	S2

Tabela 3 – Propriedades dos materiais dos protótipos, em MPa

Material	E	f_y
S2 [13]	176.897	392
S4 [13]	199.200	361
S5 [13]	209.988	378
S6 [13]	208.900	408

Para representar os protótipos de Prachar *et al*. [8], foram criados modelos numéricos com as temperaturas médias prescritas e as propriedades do aço definidas em função da temperatura. As condições de contorno adotadas são apresentadas na Figura 12, na qual os apoios simples foram representados pela restrição aos deslocamentos vertical e lateral em dois pontos das mesas inferiores nas seções de extremidade, e pela restrição ao deslocamento longitudinal em um desses pontos. Os apoios laterais intermediários dos ensaios [8] foram representados pela

restrição ao deslocamento lateral dos nós centrais das mesas nas seções de introdução do carregamento, onde foram aplicadas forças distribuídas nas mesas superiores dos modelos.

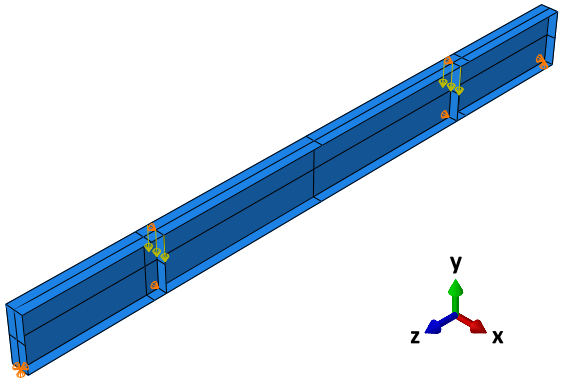


Figura 12 – Condições de contorno adotadas para representar os protótipos de Prachar *et al*. [8]

Na Figura 13, são comparadas as curvas experimentais e numéricas do momento fletor *versus* deslocamento vertical no meio do vão obtidas por Prachar *et al*. [8] e a partir do modelo proposto neste trabalho.

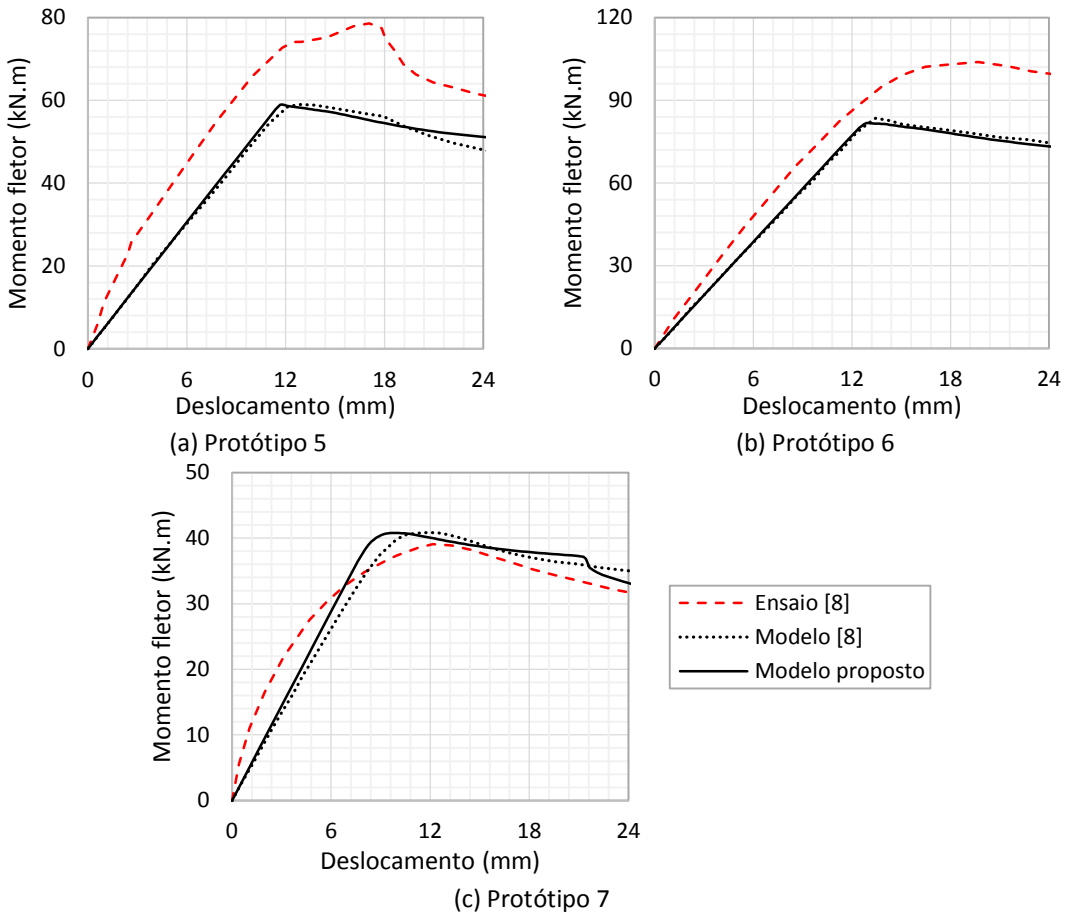


Figura 13 – Verificação da análise não linear com os resultados numéricos e experimentais de [8]

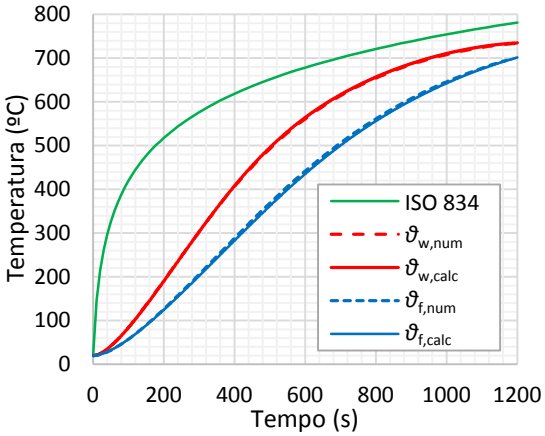
De modo geral, observa-se que o modelo numérico proposto resultou em momentos resistentes muito inferiores aos experimentais, com diferenças iguais a -25%, -21% e 4% para os ensaios 5, 6 e 7, respectivamente. Por outro lado, observa-se que o modelo proposto apresentou boa concordância com os resultados do modelo numérico de Prachar *et al*. [8], o que evidencia a existência de fatores experimentais que não foram considerados nos modelos de elementos finitos. Possivelmente, as diferenças entre os modelos numéricos e os ensaios podem ter sido afetadas pela não uniformidade das temperaturas ao longo das vigas e por problemas nas condições de vinculação dos ensaios, conforme relatado em Prachar *et al*. [8].

Por outro lado, a proximidade entre os resultados deste trabalho com os obtidos por meio do modelo de Prachar *et al*. [8] indica que as considerações adotadas no modelo proposto são coerentes e, como os resultados numéricos foram predominantemente inferiores aos experimentais, considerou-se o Modelo HT validado.

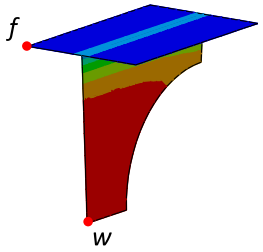
3.3 Avaliação do Modelo 2M

O Modelo 2M foi avaliado com os resultados do Modelo HT, para vigas celulares originárias do perfil laminado W 360 x 79,0 [14], com razões d_g/d, D_0/d_g, e b_w/D_0 iguais a 1,5, 0,7 e 0,5, respectivamente, número de alvéolos entre 3 e 18, e temperaturas ϑ_f iguais a 200ºC, 300ºC, 400ºC, 500ºC, 600ºC e 700ºC. À temperatura ambiente considerou-se o módulo de elasticidade igual a 200 GPa e a resistência ao escoamento do aço igual a 345 MPa.

Inicialmente, compararam-se as temperaturas ϑ_f e ϑ_w do Modelo 2M (ver 2) com as obtidas por meio da análise térmica (ver 2.2.1), considerando-se a viga celular exposta ao incêndio-padrão [7] por todos os lados, sendo os resultados apresentados na Figura 14.



(a) Curvas temperatura *versus* tempo



(b) Pontos *f* e *w*

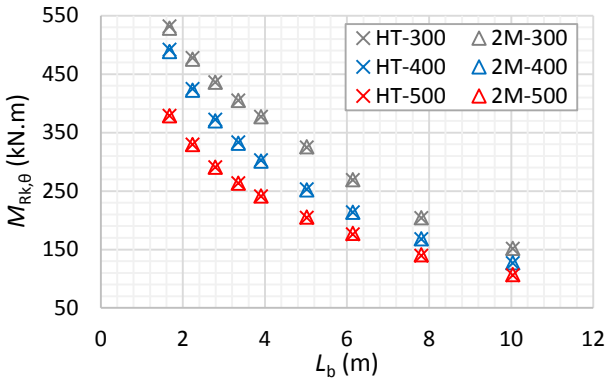
Figura 14 – Comparação entre as temperaturas numéricas e analíticas nas extremidades das mesas e no meio da alma

Conforme pode ser observado, as curvas numéricas e analíticas apresentaram ótima concordância, o que certifica que as temperaturas nas extremidades das mesas e no meio da

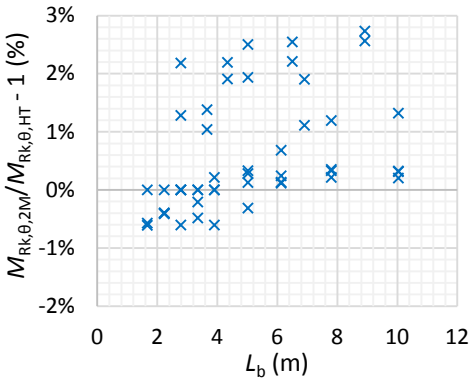
alma, obtidas por meio da análise térmica, podem ser aproximadas com o procedimento simplificado da ABNT NBR 14323:2013 [9], considerando-se as adaptações descritas no Item 2.

Em seguida, realizaram-se análises estruturais com os modelos 2M e HT, considerando-se as condições de contorno ilustradas na Figura 6. Como já foi ressaltado anteriormente, no Modelo HT, o campo de temperaturas obtido via análise térmica é incorporado ao modelo, sendo utilizados os resultados correspondentes à iteração onde a temperatura na extremidade da mesa é igual ao valor requerido ϑ_f. Já no modelo simplificado, os valores analíticos de ϑ_f e ϑ_w não foram prescritos nos modelos numéricos, mas utilizados para calcular as propriedades do aço das mesas e da alma, conforme o modelo descrito no Subitem 2.1.2.

Na Figura 15a, são mostrados os resultados de momento fletor resistente ($M_{Rk,\theta}$) *versus* comprimento destravado (L_b, neste caso igual ao comprimento total da viga celular) para as temperaturas iguais a 300ºC, 400ºC e 500ºC, obtidas por meio dos modelos HT e 2M, e na Figura 15b são destacadas as diferenças entre os modelos HT e 2M para todos os casos analisados.



(a) Resultados obtidos com os modelos HT e 2M para ϑ_f igual a 300ºC, 400ºC e 500ºC



(b) Diferenças entre os momentos fletores resistentes obtidos com os modelos HT e 2M

Figura 15 – Comparação entre os resultados obtidos com os modelos HT e 2M

As diferenças entre o Modelo 2M e o Modelo HT se devem a dois fatores, a saber: (i) à consideração, no Modelo 2M, dos efeitos de apenas duas temperaturas (ϑ_f e ϑ_w) nas propriedades mecânicas do aço, ao passo que no Modelo 2M, é adotado o campo de temperaturas na seção transversal; e (ii) à ausência de temperaturas prescritas no Modelo 2M, que leva à desconsideração dos efeitos da expansão térmica na viga.

Por outro lado, apesar das simplificações consideradas, observa-se que, para as condições de contorno adotadas neste trabalho, o Modelo 2M apresentou boa concordância com o Modelo HT, sendo as diferenças encontradas inferiores a 2,8% em todos os casos investigados.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foram desenvolvidos modelos numéricos por meio do programa de elementos finitos ABAQUS® [6] para determinar o momento fletor resistente de vigas celulares de aço em situação de incêndio, quanto ao estado-limite de Flambagem Lateral com Torção.

Aspectos pertinentes ao desenvolvimento dos modelos foram detalhados, incluindo a definição dos tipos de elementos finitos, dimensões da malha, modelo constitutivo do material em temperatura elevada, além das condições de contorno empregadas.

Dois modelos, denominados HT e 2M, foram investigados para determinar o momento resistente de uma viga celular exposta ao incêndio-padrão [7] por todos os lados, sujeita a momento fletor uniforme e com vínculos de garfo nas extremidades. No Modelo HT, o campo de temperaturas na seção transversal obtido via análise térmica foi incorporado à análise estrutural, enquanto que no Modelo 2M, foram definidos dois materiais com as propriedades reduzidas do aço, correspondentes às temperaturas calculadas das mesas e da alma.

Inicialmente, o Modelo HT foi validado por comparação com resultados numéricos e experimentais disponíveis na literatura, sendo posteriormente utilizado para avaliar o Modelo 2M. Apesar das simplificações adotadas, o Modelo 2M apresentou ótima concordância com o Modelo HT, com diferenças entre os valores do momento fletor resistente inferiores a 2,8% em todos os casos analisados. Com base nesses resultados, considerou-se que, para as condições de contorno adotadas neste trabalho, o Modelo 2M pode ser utilizado para investigar o comportamento de vigas celulares sujeitas à FLT em temperatura elevada.

Agradecimentos

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, processo nº 1692878, 03/2017 – 02/2019, pelo apoio financeiro durante a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

1 Elsawaf SA, Hassan MM. Behaviour of structural sub-assemblies of steel beams with openings in fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*. 2018; 148: 627-638.

2 Abreu LMP, Fakury RH, Silva ALRC. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. In: Dvorkin E, Goldschmit M, Storti M. (eds.) *Mecánica Computacional Vol XXIX*, 15-18 Nov 2010, Buenos Aires, Argentina. Argentina: Asociación Argentina de Mecánica Computacional; 2010. p. 7255-7271.

3 Nseir J, Lo M, Sonck D, Somja H, Vassart O, Boissonnade N. Lateral torsional buckling of cellular steel beams. *Proceedings of the Annual Stability Conference*, 18-21 Abr 2012, Grapevine, Texas. Chicago: Structural Stability Research Council; 2012.

4 Sonck D, Belis J. Lateral-torsional buckling resistance of cellular beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 105: 119-128.

5 Panedpojaman P, Sae-Long W, Chub-uppakarn T. Cellular beam design for resistance to inelastic lateral-torsional buckling. *Thin-Walled Structures*. 2016; 99: 182-194.

6 SIMULIA, D. S. *ABAQUS/Standard – User's manual, Version 6.14*. Rhode Island: Dassault Systems; 2014.

7 International Organization for Standardization. ISO 834:1999. *Fire resistance tests – Elements of building construction. Part 1: General requirements*. Geneva: ISO; 1999.

8 Prachar M, Hricak J, Jandera M, Wald F, Zhao B. Experiments of Class 4 open section beams at elevated temperature. *Thin-Walled Structures*. 2016; 98: 2-18.

9 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*. Rio de Janeiro: ABNT; 2013.

10 British Standards Institution. BS EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3. *Design of steel structures*. *General rules*. *Structural fire design*. London: BSI; 2005.

11 Mesquita L, Gonçalves J, Gonçalves G, Piloto P, Abdelhak K. Intumescent Fire Protection of Cellular Beams. In: *X Congresso de Construção Metálica e Mista*, 26-27 Nov 2015, Coimbra, Portugal. Antanhol: CMM Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2015.

12 Wang P, Wang X, Liu M, Zhang L. Web-post buckling of fully and partially protected cellular steel beams at elevated temperatures in a fire. *Thin-Walled Structures*. 2016; 98: 29-38.

13 Hricák J, Jandera M, Wald F. *Local buckling of Class 4 sections at elevated temperature*. In: Wald F, Burgess I, Kwasniewski L, Horová K, Caldová E. (eds.) Benchmark studies – Experimental validation of numerical models in fire engineering. Prague: CTU Publishing House; 2014. p. 34-47.

14 GERDAU. *Perfis estruturais Gerdau: Tabela de bitolas*. Disponível em: www2.gerdau.com.br [acesso em 10 de fev. de 2018].

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

RESISTÊNCIA DE VIGAS CASTELADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Marina Teixeira Valente[1]
Gustavo de Souza Veríssimo[2]
José Carlos Lopes Ribeiro[2]
José Luiz Rangel Paes[3]
Larice Gomes Justino[1]
Lucas Figueiredo Grilo[4]

Resumo

Neste trabalho é apresentada uma avaliação do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço em situação de incêndio, com ênfase nos modos de falha por plastificação, por meio de simulação numérica. A partir do modelo numérico validado, foram realizadas análises em condições isotérmicas de temperatura a 400 °C, 500 °C, 600 °C e 700 °C, simulando o aquecimento dos perfis por meio da degeneração das propriedades do aço. Com base nos resultados obtidos, são propostos modelos semiempíricos para verificação, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, dos modos de falha por formação de mecanismo plástico e por escoamento do montante de alma. O modelo proposto para predição da resistência ao escoamento do montante de alma de vigas casteladas, que contempla a falha por flambagem do montante por cisalhamento, representou um avanço em relação ao modelo pré-existente.

Palavras-chave: vigas casteladas; plastificação; incêndio; análise numérica; flambagem do montante de alma.

RESISTANCE OF CASTELLATED BEAMS IN FIRE

Abstract

This work presents an evaluation the structural behavior of steel castellated beams in a fire conditions, with emphasis on failure modes by plastification, by numerical models. Based on the validated numerical model, analyzes were performed under isothermal temperature conditions at 400 °C, 500 °C, 600 °C and 700 °C, simulating the heating of the profiles by means of the degeneration of the properties of the steel. According to the results obtained, models are proposed for verification, at room temperature and in a fire situation, the failure modes by formation of plastic mechanism and by yielding web-post. The proposed model to predict the resistance to yielding web-post of castellated beams, which contemplates failure of web-post buckling, represented an advance over the pre-existing model.

Keywords: castellated beams; fire resistance; numerical modelling; web-post buckling.

[1] Engenheira Civil, Mestre em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, MG, Brasil.
[2] Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, DEC, UFV, Viçosa, MG, Brasil.
[3] Doutor em Ingeniería de la Construcción, Professor Associado, DEC, UFV, Viçosa, MG, Brasil.
[4] Doutor em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Desde o início da produção de perfis laminados no Brasil, em 2002, tem se observado um interesse crescente pelos perfis alveolares no segmento da construção em aço no país, principalmente em função das vantagens técnicas e estéticas que esses elementos oferecem. Nesse contexto, visando elaborar critérios de dimensionamento e projeto para fabricação de vigas alveolares, vêm sendo desenvolvidos recentemente no Brasil, uma série de estudos sobre o comportamento estrutural dessas vigas em temperatura ambiente (Silveira [1]; Vieira [2,3]; Veríssimo et al. [4,5]; Bezerra et al. [6]; Vieira et al. [7]; Vieira [8]; Sakiyama [9]; Grilo [10,11].

Alguns trabalhos relacionados ao comportamento das vigas alveolares submetidas a elevadas temperaturas foram produzidos recentemente na Europa e na China (Bihina et al. [12]; Ellobody et al. [13]; Nadjai et al. [14]; Najafi et al.[15]). No Brasil, apenas um trabalho foi desenvolvido, até ao presente momento, em relação ao desempenho de vigas alveolares em situação de incêndio (Justino [16]). Entretanto nesse trabalho investiga-se apenas o modo de falha por flambagem do montante de alma por cisalhamento.

Tendo em vista que a atual norma brasileira de desempenho das edificações (ABNT NBR 15575:2013 [17]) exige a verificação das estruturas em situação de incêndio, este trabalho visa atender a esta demanda no tocante ao caso específico das vigas casteladas, apresentando um estudo do seu comportamento estrutural em temperatura elevada, com ênfase nos modos de falha por plastificação, e propondo modelos de cálculo que podem ser utilizados para verificação tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para simulação do comportamento das vigas casteladas em temperatura ambiente e em temperatura elevada, foram utilizados modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos com o auxílio do software ABAQUS.

O modelo numérico desenvolvido foi validado a partir de alguns dos experimentos de Vieira [3] e Toprac e Cooke [18], cujos modos de falha foram associados à plastificação. A partir do modelo numérico validado em temperatura ambiente, foram realizadas análises em condições isotérmicas de temperatura, conforme a metodologia adotada por Vimonsatit et al. [19,20], por Camargo et al. [21] e por Justino [16], simulando o comportamento dos perfis em temperatura elevada por meio da degeneração das propriedades do aço.

2.1 Desenvolvimento do modelo numérico em temperatura ambiente

Na modelagem das vigas estudadas, foi adotado um modelo geométrico tridimensional, com elementos do tipo casca fina (shell). Utilizou-se uma malha não-estruturada, com elementos do tipo S8R, do ABAQUS, com dimensão máxima de 20 mm, definida por meio de um estudo de refinamento de malha.

Para caracterizar o comportamento do aço, foi considerado um modelo constitutivo elastoplástico perfeito. Na fase elástica, admitiu-se módulo de elasticidade igual a 200 GPa e

coeficiente de Poisson igual a 0,3. Na fase plástica, adotou-se resistência de escoamento do aço constante, igual a 345 MPa, correspondente ao aço ASTM A572 Grau 50 utilizado nos perfis laminados brasileiros. Esse modelo constitutivo do aço foi utilizado por diversos trabalhos recentes e observaram-se bons resultados (Chung et al.[22]; Sonk et al.[23]; Tsavdaridis e D'Mello [24]; Soltani et al.[25]; Wang et al.[26]), uma vez que as deformações não chegam a atingir a fase de encruamento do aço.

Em concordância com estudos anteriores (Soltani et al.[25], Vieira [3] e Justino [16]) e com a tolerância especificada pela ArcelorMittal [27] para a imperfeição do montante de alma de vigas casteladas, a magnitude da imperfeição inicial empregada foi de dg/100 (onde dg é a altura do perfil castelado).

A análise numérica foi realizada em duas etapas, uma análise de flambagem, para determinação do modo de flambagem, seguida de uma análise não-linear, utilizando o método de Riks modificado, para simular o comportamento até ao esgotamento da capacidade resistente.

2.2 Validação do modelo numérico

Para validar o modelo numérico desenvolvido, foram simulados numericamente os experimentos com vigas casteladas realizados por Toprac e Cooke [18] e Vieira [3]. Do programa experimental de Vieira [3], foi considerada apenas a viga A2, a única que apresentou o modo de falha por mecanismo plástico.

As vigas foram modeladas conforme registro dos ensaios reproduzidos. Nos modelos numéricos de Toprac e Cooke [18], as vigas foram consideradas biapoiadas com deslocamento longitudinal impedido e travamentos laterais. Nos apoios do modelo da Viga A2, ensaiada por Vieira [3], foram adotados vínculos do tipo garfo, com impedimento do deslocamento longitudinal em um deles (Figura 1).

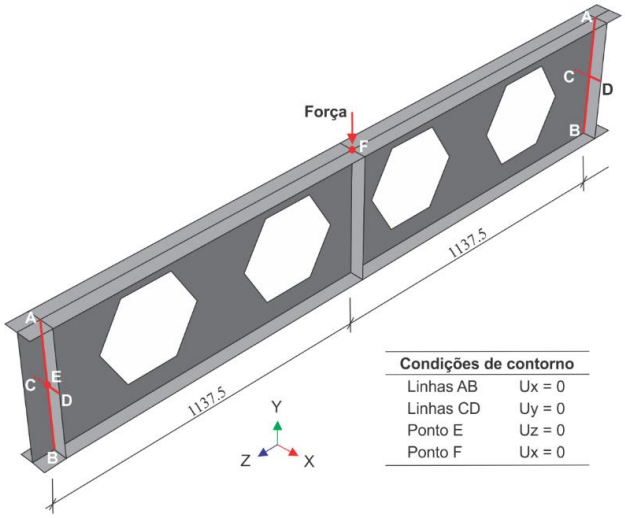


Figura 1 - Condições de contorno e carregamento do modelo da Viga A2.

Na Tabela 1, são apresentados os resultados obtidos com o modelo numérico desenvolvido em comparação com os resultados experimentais (P_{num}/P_{exp}).

Tabela 1 - Comparação dos resultados experimentais e numéricos.

Autor	Modelo	P_{exp} (kN)	P_{num} (kN)	P_{num} / P_{exp}
Vieira [3]	A2	179,68	180,24	1,00
Toprac e Cooke [18]	A	22,18	23,26	1,05
	B	24,46	22,29	0,91
	C	22,91	22,17	0,97
	D	19,79	21,26	1,07
	E	23,35	23,15	0,99
	F	20,18	20,35	1,01
	G	22,80	20,76	0,91
	H	24,46	23,97	0,98
			Média	0,99
			Desvio padrão	0,05
			Coeficiente de variação	5,24%

Observa-se que a relação entre a carga última do modelo numérico e a experimental (P_{num}/P_{exp}) varia de 0,91 a 1,07 com um valor médio de 0,99 e coeficiente de variação de 5,24%. Estes resultados demonstram que o modelo de elementos finitos proposto é capaz de estimar com boa precisão a carga última.

2.3 Vigas analisadas

Com o objetivo de avaliar o comportamento das vigas de aço casteladas foram adotados perfis com diferentes esbeltezes de alma ($\lambda = h/t_w$), sendo eles: W410x38,8 ($\lambda = 59,6$), W310x23,8 ($\lambda = 52,1$), W410x60 ($\lambda = 49,5$), W200x15 ($\lambda = 44,1$), W460x89 ($\lambda = 40,7$), W410x85 ($\lambda = 34,9$). Esses perfis foram escolhidos por cobrirem a faixa de esbeltez de alma dos perfis I laminados fabricados no Brasil, nos Estados Unidos e na Europa, cujo limite superior, para todos esses países, é de aproximadamente 60. Ressalta-se que a esbeltez de alma considerada aqui refere-se ao perfil original.

Para cada esbeltez, foram considerados três padrões de castelação: Litzka, Peiner e Anglo-saxão. Para cada padrão estudado, foram modeladas vigas com vão de 3 m, visando verificar os modos de falha por mecanismo Vierendeel e escoamento do montante, e vigas com relação vão/altura igual a 20, buscando analisar a falha por formação de rótula plástica no centro do vão.

Com o objetivo de evitar a falha por flambagem lateral com torção, foram adotados pontos de contenção lateral na mesa superior dos modelos, que tende a se tornar instável devido ao esforço de compressão. Nas vigas com relação vão/altura igual a 20 foram posicionados 7 pontos de contenção ao longo do vão, e nas vigas com comprimento igual a 3 metros adotou-se um ponto de contenção no centro do vão. O carregamento distribuído foi aplicado na forma de uma pressão atuando sobre uma área com largura igual à espessura da alma.

Para as análises mecânicas em temperatura elevada, foram consideradas condições isotérmicas de temperatura em todo o perfil, aplicando-se, no modelo desenvolvido em temperatura

ambiente, os coeficientes de redução do módulo de elasticidade (k_E,θ) e da tensão de escoamento (k_y,θ) para cada temperatura estudada, de acordo com a ABNT NBR 14323:2012 [28]. As análises foram realizadas em temperatura ambiente (20 °C), e a 400°C, 500°C, 600°C e 700°C, totalizando 180 vigas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados numéricos em temperatura ambiente

De acordo com os resultados das análises numéricas em temperatura ambiente, observou-se que nas vigas com relação vão/altura igual a 20, o modo de falha apresentado em todos os modelos foi a formação de mecanismo plástico devido à ação do momento fletor. Nas vigas com vão de 3 metros foram verificados diversos modos de falha, ocorrendo flambagem do montante de alma por compressão na maior parte dos modelos.

3.2 Resultados numéricos em temperatura elevada

Na Figura 2a são apresentados os resultados das análises em temperatura elevada das vigas com relação vão/altura igual a 20. As barras representam a relação entre a força última dos modelos numéricos em temperatura elevada e a força última alcançada nos modelos em temperatura ambiente (PMEF,θ/PMEF,20°C) e as linhas pontilhadas representam a média desses valores para cada temperatura. Nota-se que a 500°C as vigas longas ainda possuem uma capacidade resistente de quase 80% em relação à temperatura ambiente (20°C) e a 700°C apresentam uma capacidade em torno de 25%. Observa-se que os valores estão muito próximos à média, apresentando uma boa correlação entre eles.

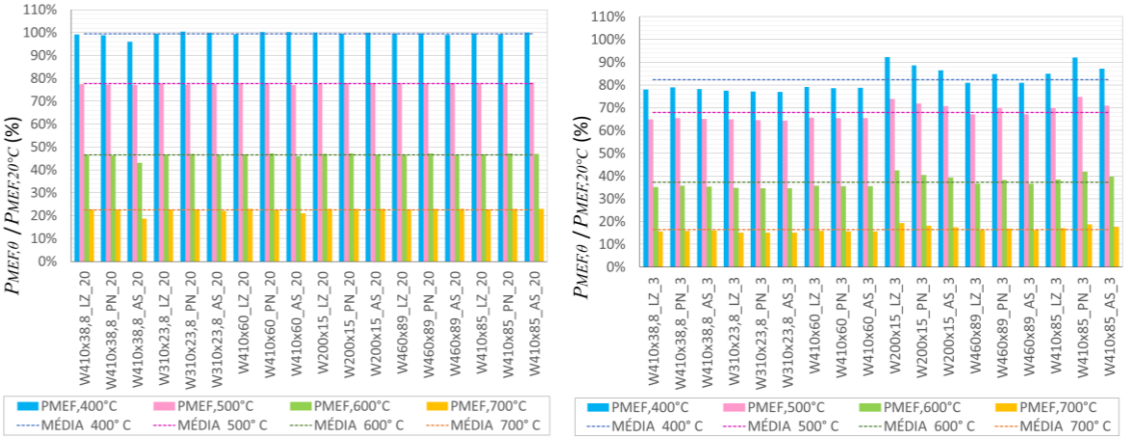


Figura 2 - Relação entre a força última alcançada via MEF nas análises em temperatura elevada e a força última das análises a 20°C das vigas (a) com relação vão/altura igual a 20 e (b) com vão de 3 metros.

Analisando Figura 2a, observa-se que a força última do modelo analisado a 400°C não apresentou diferença significativa em relação àquela alcançada pelo modelo em temperatura ambiente. Esse comportamento era esperado, visto que o modo de falha por mecanismo plástico, apresentado pelos modelos, não é influenciado pela redução do módulo de elasticidade, e sim apenas pela resistência ao escoamento, que, para a temperatura de 400°C, não sofre alteração em relação ao valor à temperatura ambiente (20°C).

Nas análises numéricas em temperatura elevada das vigas com relação vão/altura igual a 20, observou-se que, em quase todos os casos, a falha ocorreu por formação de mecanismo plástico, ou seja, a mesma verificada em temperatura ambiente. Entretanto, em algumas vigas mais esbeltas com padrão Anglo-saxão, verificou-se uma mudança no modo de falha a partir de 400°C. Segundo os autores Wong et al. [29], Wang et al. [26] e Nadjai et al. [14], o aumento da temperatura pode conduzir a um modo de falha diferente daquele observado em temperatura ambiente.

Os resultados representados no gráfico da Figura 2b evidenciam que a perda da capacidade resistente com o aumento da temperatura é maior nas vigas com vão de 3 metros do que em relação às vigas longas (ver Figura 2a). Nota-se também que, diferentemente das vigas com relação vão/altura igual a 20, a força última obtida nos modelos de 3 metros analisados a 400°C apresentou redução significativa em relação à força última dos modelos em temperatura ambiente (Figura 2b). Esse fato demonstra que a variação do módulo de elasticidade afetou os resultados dos modelos estudados com vão de 3 metros.

Observa-se que, nos modelos analisados com vão de 3 metros (Figura 2b), os valores de força encontrados variam consideravelmente para uma mesma temperatura de análise, sendo algumas vezes distantes da média. Verifica-se também que as vigas que falharam por flambagem do montante de alma por compressão (perfis W410x38,8; W310x23,8 e W410x60) apresentaram uma perda de resistência similar com o aumento da temperatura.

Na Figura 3 é exibida a distribuição de tensões nas análises numéricas em temperatura elevada da viga castelada padrão Peiner obtida a partir do perfil W410x85 com vão de 3 metros (W410x85_PN_3). Ressalta-se que as deformações foram amplificadas em três vezes.

Com base na Figura 3, pode-se notar mudança no modo de falha com o aumento da temperatura. Observa-se que no modelo analisado em temperatura ambiente (Figura 3a) o modo de falha que governou foi a formação de mecanismo Vierendeel. Na análise a 400°C (Figura 3b), verifica-se uma mudança de comportamento da viga, e em consequência a modificação do modo de falha para flambagem do montante de alma por compressão em conjunto com a formação de mecanismo Vierendeel. Na análise a 700°C (Figura 3d) nota-se que a falha ocorreu por flambagem de montante de alma por compressão. Esse comportamento foi observado em todas as vigas curtas que apresentaram a falha por formação de mecanismo Vierendeel nas análises em temperatura ambiente.

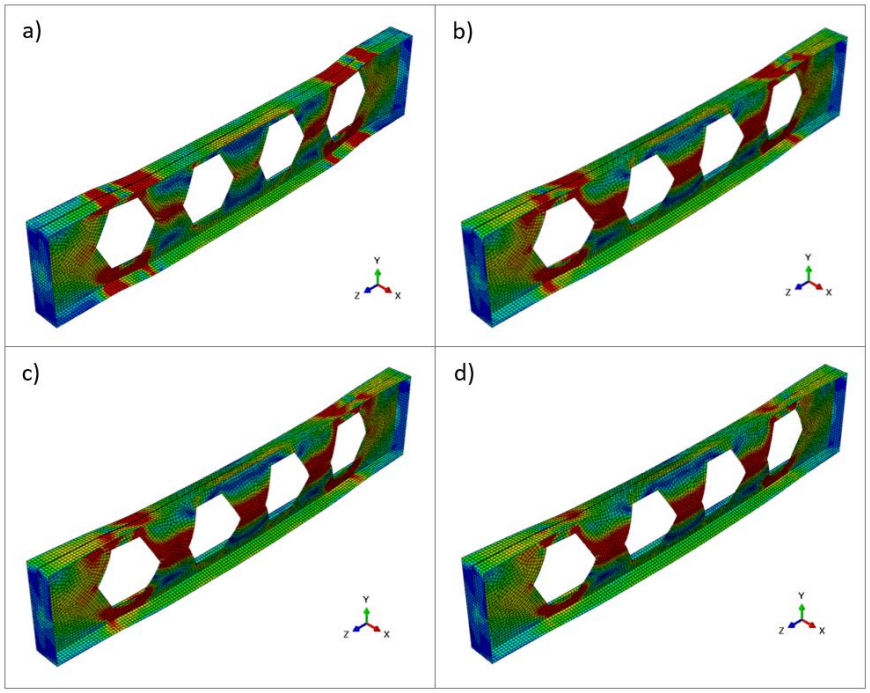


Figura 3 - Distribuição das tensões de von Mises na viga W410x85_PN_3 para o carregamento máximo nas análises. a) 20°C; b) 400°C; c) 600°C e d) 700°C

3.3 Proposição de modelos de predição da resistência

Neste tópico são propostos modelos de predição da resistência para os modos de falha que envolvem plastificação. Esses modelos podem ser utilizados para estimar a capacidade tanto em temperatura ambiente quanto em temperatura elevada.

3.3.1 Modelo para o modo de falha de Formação de Mecanismo Plástico (FMP)

Os resultados da análise numérica apresentados no item 3.2 demonstraram que, para as vigas curtas, casos em que o esforço cortante tem influência importante, os modos de falha verificados em temperatura ambiente sofreram alteração com o aumento da temperatura. Logo, para análise da formulação do modo de falha por formação de mecanismo plástico em temperatura elevada, foram utilizados apenas os dados referentes às vigas longas (L/dg = 20) que apresentaram esse modo de falha.

A formulação proposta para verificação do modo de falha por mecanismo plástico em temperatura elevada é baseada na equação proposta por Vieira [8], utilizando o coeficiente c1. Para verificação em situação de incêndio, foi aplicado o coeficiente de redução da resistência de escoamento (ky,θ) referente a cada temperatura estudada, de acordo com a ABNT NBR 14323:2012 [28]. Logo, incorporando a degradação da resistência do material com o aumento da temperatura na equação proposta por Vieira [8], tem-se:

$$\sqrt{M^2 + {c_1}^2 V^2} \leq M_{plo,\theta} \quad (1)$$

onde:

M é o momento fletor solicitante;
V é a força cortante solicitante;
c_1 é um fator que depende unicamente de propriedades geométricas da seção transversal, descritas em Valente [30], dado por:

$$c_1 = \frac{\sqrt{3}\, y_o\, y_a^2\, A_t}{2\, I_t} \quad (2)$$

$M_{plo,\vartheta}$ é o momento fletor de plastificação da seção transversal à uma temperatura θ_a, dado por:

$$M_{plo,\theta} = Z_{xo}\ f_{y,\theta} = 2\, y_o\, A_t\ f_{y,\theta} \quad (3)$$

Z_{xo} é o módulo resistente plástico da seção no centro do alvéolo;
$f_{y,\theta}$ é o limite de escoamento do aço à uma temperatura θa, dado por:

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (4)$$

Os resultados obtidos com a formulação proposta para cada temperatura analisada (PFMP) foram comparados com os resultados numéricos (PMEF) (Tabela 2). Os modelos que apresentaram modificação do modo de falha com o aumento da temperatura (W410x38,8_AS_20; W310x23,8_AS_20 e W410x60_AS_20), limitando a capacidade máxima por instabilidade, não foram considerados na análise estatística apresentada na **Tabela 2**.

Tabela 2 - Comparação entre os resultados analíticos e numéricos para FMP.

Perfil	Identificação	P_{FMP} / P_{MEF}				
		20° C	400° C	500° C	600° C	700° C
W410x38,8	W410x38,8_LZ_20	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02
	W410x38,8_PN_20	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01
	W410x38,8_AS_20	1,00				
W310x23,8	W310x23,8_LZ_20	0,99	1,00	1,00	1,00	1,01
	W310x23,8_PN_20	1,00	0,99	1,01	1,00	1,01
	W310x23,8_AS_20	1,00				
W410x60	W410x60_LZ_20	0,99	1,00	0,99	1,00	0,99
	W410x60_PN_20	0,99	0,99	0,99	0,99	1,02
	W410x60_AS_20	0,99				
W200x15	W200x15_LZ_20	0,99	0,99	1,00	0,99	1,00
	W200x15_PN_20	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
	W200x15_AS_20	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
W460x89	W460x89_LZ_20	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
	W460x89_PN_20	0,99	0,99	0,99	0,98	0,99
	W460x89_AS_20	0,98	0,99	0,98	0,99	0,98
W410x85	W410x85_LZ_20	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
	W410x85_PN_20	0,98	0,99	0,99	0,98	0,99
	W410x85_AS_20	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
	Média	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
	Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

Coeficiente de variação	0,62%	0,81%	0,91%	0,98%	1,14%

Observando os resultados, pode-se concluir que a formulação analítica proposta, considerando o fator de redução da resistência de escoamento ($k_{y,\theta}$), representa de forma satisfatória o comportamento do perfil em temperatura elevada, apresentando uma média que varia de 0,99 a 1,00 e coeficiente de variação de 0,62% a 1,14%.

3.3.2 Modelo para o modo de falha por Flambagem do Montante de Alma por Cisalhamento

Historicamente, diversos autores propuseram formulações para determinação da capacidade resistente de uma viga alveolar frente ao ELU de escoamento do montante de alma, porém admitindo duas situações distintas: (a) a de escoamento por tensões de cisalhamento (EMAC), e (b) a de escoamento por tensões normais (EMAF) decorrentes da flexão do montante em função do efeito da força de cisalhamento ao longo da altura do montante.

No entanto, Grilo [10] demonstra que o montante de alma, nas vigas celulares, quando robusto o suficiente para atingir plastificação total, escoa por um efeito combinado de tensões normais e de cisalhamento (Figura 4). O modelo de predição da capacidade resistente à falha do montante de alma proposto por Grilo [10], referido como Flambagem do Montante de Alma por Cisalhamento (FMAV), engloba também a plastificação, de modo análogo ao que se tem com as curvas de resistência para os casos de perfis de aço sujeitos à compressão.

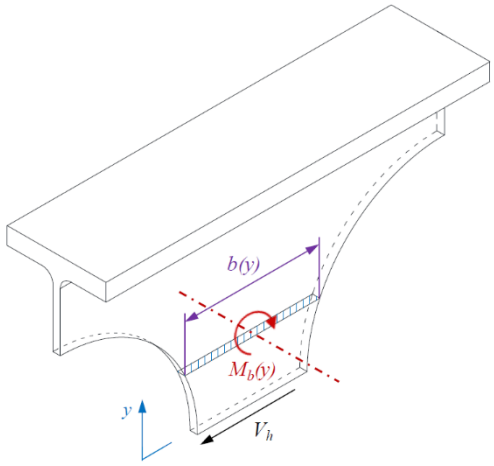


Figura 4 - Esforços atuantes no montante de alma. (Grilo [11])

Seguindo os mesmos procedimentos adotados por Grilo [10] para vigas celulares, foi desenvolvida neste trabalho uma formulação para verificação da falha por FMAV de vigas casteladas. O modelo semiempírico proposto, que considera a plastificação devido à interação de tensões normais e de cisalhamento, de acordo com a ponderação do critério de von Mises, substitui as formulações desenvolvidas por Cimadevila et al. [31] e Silveira [1], que consideram as verificações de EMAC e de EMAF separadamente. A formulação desenvolvida pode ser utilizada para verificação tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

Visto que este trabalho teve seu foco sobre a falha por plastificação, os perfis utilizados nas simulações, em grande parte, possuíam alma pouco esbelta. A fim de reunir uma maior quantidade de resultados relacionados à falha por flambagem do montante de alma, foram utilizados resultados de Justino [16], que simulou uma grande quantidade de casos de vigas casteladas que sofreram flambagem do montante de alma em várias temperaturas, adotando a mesma hipótese de isotermia do perfil de aço adotada neste trabalho. Dessa forma, o modelo obtido consiste numa curva de resistência que contempla um amplo espectro de esbeltez de alma, dentro do qual pode ocorrer flambagem elástica, flambagem inelástica e escoamento do montante de alma.

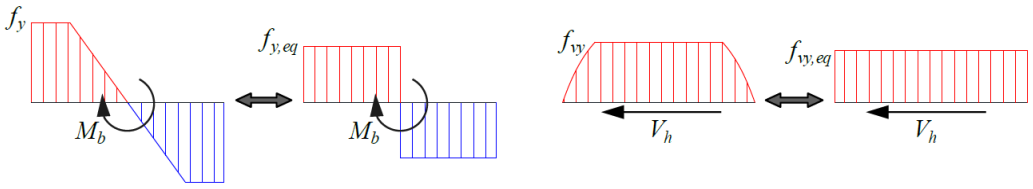
3.3.2.1 Modelo proposto para determinação da capacidade resistente à FMAV de vigas casteladas

Neste tópico, apresenta-se um modelo de predição da resistência à FMAV para vigas casteladas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, desenvolvido a partir dos modelos propostos por Grilo *et al*. [11] e Justino [16].

A formulação proposta para se determinar a força cortante horizontal resistente à FMAV se baseia na determinação de uma força cortante horizontal de plastificação ($V_{h,p}$) e de um fator redutor dessa força (χ).

$$V_{h,R} = V_{h,p}\ \chi \quad (5)$$

Para determinar a força cortante horizontal para a qual ocorre a plastificação total da seção, foi utilizado o critério de von Mises. Assim como proposto por Grilo [10], para utilizar o critério de von Mises, foram definidas tensões equivalentes $f_{v,eq}$ (resistência ao escoamento equivalente) e $f_{vy,eq}$ (resistência ao escoamento por cisalhamento equivalente), obtidas a partir do equilíbrio dos esforços M_b e V_h para uma distribuição constante de tensões (Figura 5).



(a) Equivalência das tensões normais (b) Equivalência das tensões de cisalhamento

Figura 5 - Equivalência das tensões (Grilo [10]).

A resistência ao escoamento equivalente é dada por:

$$f_{y,eq} = \frac{M_{pb,eq}}{Z} = \frac{V_h\, y}{\left(\frac{t_w b^2}{4}\right)} = \frac{4\, y\, V_h}{t_w b^2} \quad (6)$$

onde V_h é a força cortante horizontal, y é a distância do ponto analisado à linha média do montante de alma (ver **Figura 4**), b é a largura do montante de alma na distância y e t_w é a espessura do montante de alma.

A resistência ao escoamento por cisalhamento equivalente é definida por:

$$f_{vy,eq} = \frac{F}{A} = \frac{V_h}{t_w b} \quad (7)$$

Considerando o critério de von Mises, tem-se:

$$f_y = \sqrt{f_{y,eq}{}^2 + 3\, f_{vy,eq}{}^2} \quad (8)$$

Para propor uma expressão da força cortante horizontal de plastificação do montante de alma de vigas casteladas, é necessário determinar a distância vertical (*y*) e a largura do montante (*b*) para as quais ocorrerá o escoamento do montante nessas vigas (ver Figura 6). Para isto, foi realizada uma análise da variação das tensões ao longo da altura do montante em vigas padrões Litzka (LZ), Peiner (PN) e Anglo-saxão (AS). A tensão de cisalhamento foi calculada segundo a Eq. (7) e a tensão normal foi obtida por meio da Eq. (6). Para o cálculo das tensões foi necessário determinar a largura do montante de alma (*b*) em função da distância *y* (**Figura 6**), obtendo-se a seguinte equação:

$$b = b_w + +2b_1 = b_w + \frac{2\,y}{tg\,(\theta)} \quad (9)$$

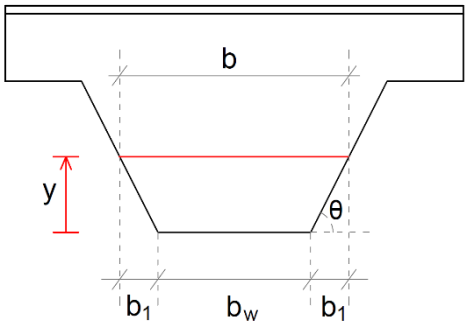


Figura 6 - Largura do montante (b) em função da distância vertical (y).

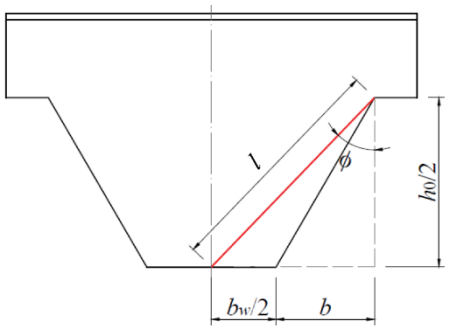


Figura 7 - Comprimento de flambagem de uma barra equivalente. (Justino, 2018)

Os resultados obtidos para as tensões normais, tensões de cisalhamento e tensões de von Mises ao longo da altura do alvéolo ($0 < y < h_0/2$), para cada padrão de castelação estudado, estão apresentados na Figura 8.

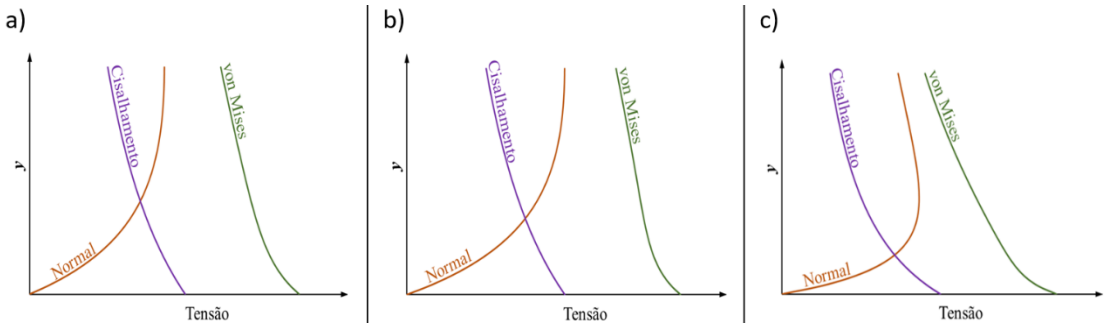


Figura 8 - Variação das tensões ao longo de y ($0 < y < h_0/2$) nas vigas casteladas. a) Litzka; b) Peiner e c) Anglo-saxão

Observa-se que a interação entre as tensões normais e de cisalhamento nas vigas casteladas é máxima quando $y = 0$, ou seja, na linha média do montante de alma, diferentemente do que foi verificado por Grilo [10] nas vigas celulares, em que a interação é máxima em um ponto intermediário na altura do montante entre os pontos de máxima tensão normal e máxima tensão de cisalhamento. Conclui-se então que a seção crítica nas vigas casteladas é sempre em $y = 0$, qualquer que seja o padrão (LZ, PN e AS).

Sendo assim, para a determinação da força cortante horizontal de plastificação do montante de alma de vigas casteladas, pode-se considerar apenas o efeito da tensão de cisalhamento no centro do montante, visto que na seção crítica a tensão normal é nula. Considerando a seção crítica onde $y = 0$ e $b = b_w$ e aplicando na Eq. 8, tem-se:

$$f_y = \sqrt{0 + 3\left(\frac{V_h}{t_w\, b_w}\right)^2} = \sqrt{3}\left(\frac{V_h}{t_w\, b_w}\right) \rightarrow V_h = f_y\, \frac{t_w\, b_w}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

Considerando a variação da resistência de escoamento com o aumento da temperatura, e adicionando um fator de ajuste β, a força cortante horizontal de plastificação pode ser dada por:

$$V_{h,p} = \beta\ f_{y,\theta}\, \frac{t_w\, b_w}{\sqrt{3}} \quad (11)$$

Segundo Grilo *et al*. [11], para situações em que o esforço cortante seja constante ao longo do passo dos alvéolos (p), a força cortante vertical de plastificação ($V_{v,p}$) pode ser calculada por:

$$V_{v,p} = V_{h,p}\left(\frac{2\, y_0}{p}\right) \quad (12)$$

onde y_0 é a distância vertical do centro do montante de alma ao centroide da seção tê.

O fator de ajuste β foi determinado utilizando-se o Método dos Mínimos Quadrados, com base na comparação da força cortante vertical de plastificação $V_{v,p}$ (Equação 12) com a força cortante de plastificação (V_p), obtida por meio da análise numérica realizada por Justino [16]. Os valores obtidos para cada padrão de castelação foram:

- LZ: $\beta = 0{,}840 - 0{,}00264 \frac{b_w}{t_w}$ (13)

- PN: $\beta = 0{,}875 - 0{,}00232 \frac{b_w}{t_w}$ (14)

- AS: $\beta = 1{,}164 + 0{,}00843 \frac{b_w}{t_w}$ (15)

O fator de redução χ foi determinado correlacionando-se os valores calculados de $V_{v,p}$, a partir da Equação 12, com os valores de força cortante resistente (V'), obtidos por Justino [16] por meio de simulação numérica.

Para o cálculo do fator de redução χ é necessário determinar a esbeltez reduzida λ_0. Com base no trabalho de Justino [16], o comprimento de flambagem (l), utilizado na formulação da esbeltez reduzida, foi calculado conforme apresentado na Figura 7 e na Equação 16.

$$l = \sqrt{\left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + \left(b + \frac{b_w}{2}\right)^2} \quad (16)$$

A esbeltez reduzida é calculada segundo a Equação (17):

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{2\,\pi} \sqrt{\frac{f_{y,\theta}}{E_\theta}} \quad (17)$$

onde: $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço na temperatura θ de análise;
E_ϑ é o módulo de elasticidade do aço na temperatura θ de análise;
λ é a esbeltez do montante de alma, dada pela Equação (18).

$$\lambda = \frac{l\sqrt{12}}{t_w} \quad (18)$$

onde: l é o comprimento de uma barra equivalente (Equação 16);
t_w é a espessura da alma da viga castelada;

As curvas de resistência χ versus λ_0 para os três padrões de castelação, em temperatura ambiente, são apresentadas na Figura 9. As curvas foram ajustadas por meio de regressão linear, apresentando coeficiente de determinação (R^2) superior a 0,99. Para cada padrão de castelação, obteve-se uma curva distinta que foi dividida em dois trechos.

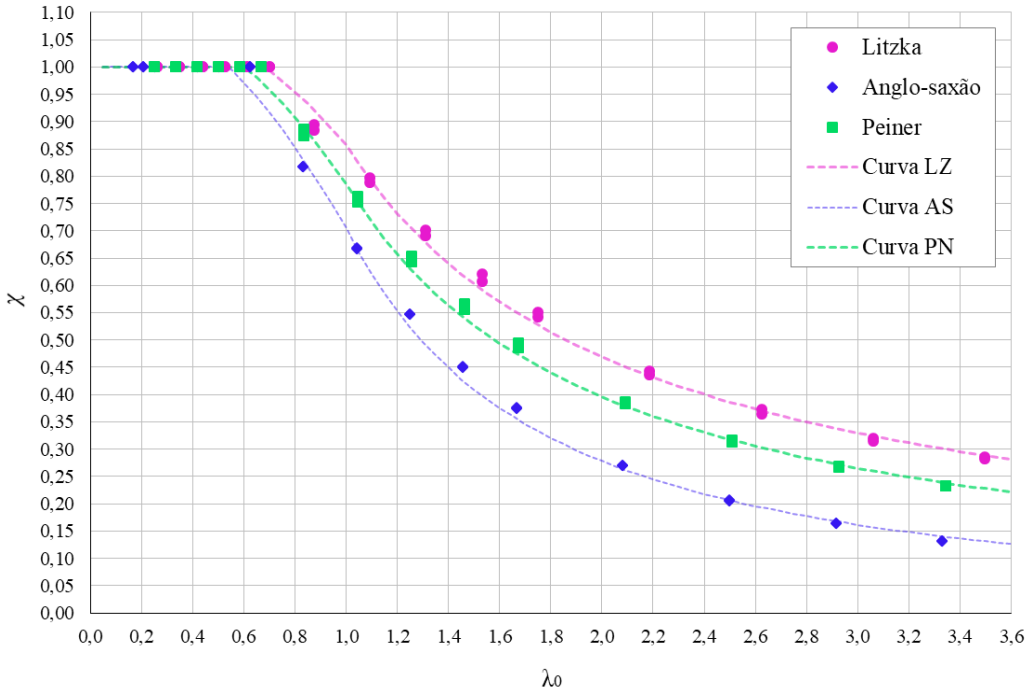


Figura 9 - Curva de resistência para os três tipos de padrão de castelação.

As equações das curvas obtidas são dadas por:

$$\text{- se } \lambda_0 \geq 1{,}0 \quad \chi = \frac{a}{\lambda_0^{\,b}} \leq 1 \qquad \begin{cases} \text{LZ} \rightarrow a = 0{,}858\,;\, b = 0{,}87 \\ \text{PN} \rightarrow a = 0{,}787\,;\, b = 0{,}99 \\ \text{AS} \rightarrow a = 0{,}705\,;\, b = 1{,}34 \end{cases} \quad (19)$$

$$\text{- se } \lambda_0 < 1{,}0 \quad \chi = 1{,}1 \cdot c^{\,(\lambda_0)^{2{,}51}} \leq 1 \qquad \begin{cases} \text{LZ} \rightarrow c = 0{,}780 \\ \text{PN} \rightarrow c = 0{,}715 \\ \text{AS} \rightarrow c = 0{,}641 \end{cases} \quad (20)$$

Logo, com base na Equação (12), a força cortante vertical resistente é dada por:

$$V_{v,R} = V_{h,R}\left(\frac{2\,y_0}{p}\right) \quad (21)$$

3.3.2.2 Comparação entre o modelo proposto para FMAV e a formulação existente para FMAV em situação de incêndio

Nas Figuras 10 e 11, são apresentadas comparações entre a força cortante resistente à FMAV obtida a partir da formulação proposta e a partir da formulação de Justino [16], bem como os erros relativos obtidos para as duas formulações. Os resultados analíticos obtidos com as duas

formulações foram comparados com os resultados numéricos de Justino [16], para diversas temperaturas de análise.

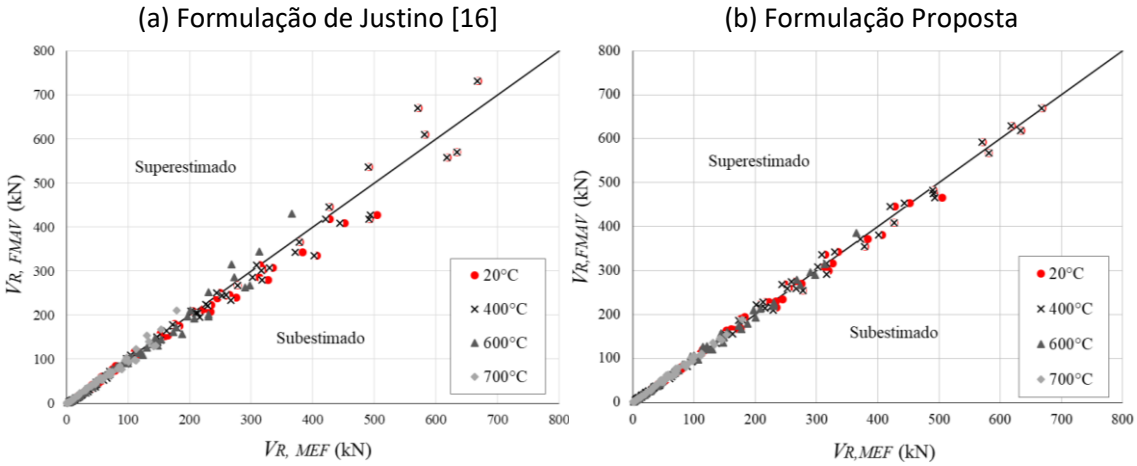


Figura 10 - Comparação entre a formulação proposta e a desenvolvida por Justino [16] para vigas casteladas analisadas a 20°C, 400°C, 600°C e 700°C.

Verifica-se que a formulação proposta apresentou resultados mais próximos aos obtidos numericamente, para todas as temperaturas analisadas, quando comparada com o resultado da formulação desenvolvida por Justino [16]. Observa-se que a relação $V_{R,FMAV}/V_{R,MEF}$ (Figura 11) para a formulação de Justino [16] varia de aproximadamente 20% (contrário à segurança) a -40% (a favor da segurança), enquanto a formulação proposta varia entre 8,1% e -8,4%, respectivamente, para temperatura ambiente (20°C). Ressalta-se que a formulação de Justino [16] foi desenvolvida com base em uma curva única de resistência para os três padrões de castelação, podendo apresentar menor sensibilidade às alterações das características geométricas de cada modelo.

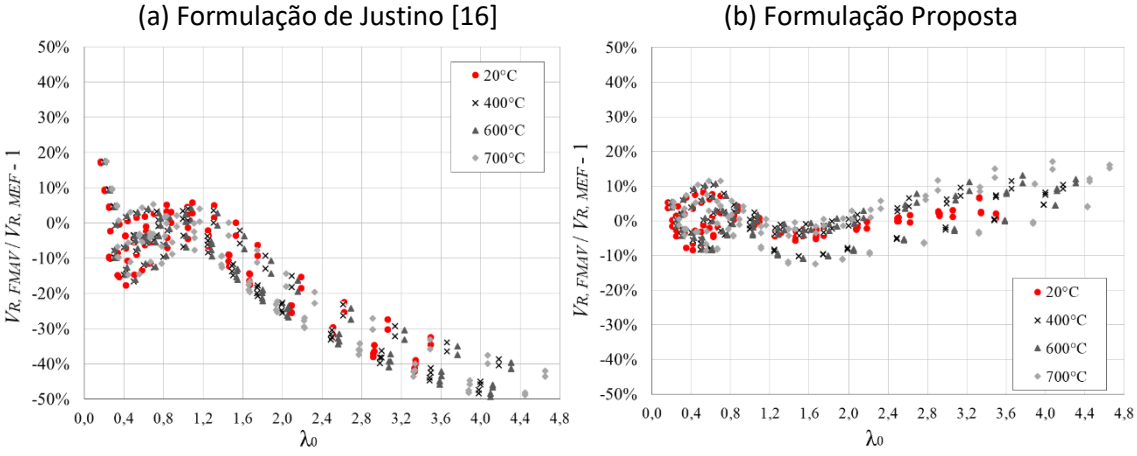


Figura 11 - Diferença entre os valores V_R obtidos pelas formulações e numericamente para vigas casteladas analisadas a 20°C, 400°C, 600°C e 700°C.

Conclui-se que o modelo proposto, desenvolvido após Justino [16], permitiu estimar com mais precisão a força resistente à FMAV, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, representando um avanço em comparação com o modelo anterior.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi apresentada uma análise numérica para estudo do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço em situação de incêndio, com ênfase nos modos de falha por plastificação. O modelo numérico desenvolvido no software ABAQUS foi validado em temperatura ambiente com os resultados experimentais de Toprac e Cooke [18] e de Vieira [3].

Foram analisadas vigas casteladas com perfis laminados brasileiros com esbeltez de alma variando na faixa $35 \leq \lambda \leq 60$. Para cada padrão de castelação foram modeladas vigas com vão de 3 metros e vigas com relação vão/altura igual a 20. As análises foram realizadas em temperatura ambiente (20 °C), e a 400 °C, 500 °C, 600 °C e 700 °C, considerando a hipótese de isotermia dos perfis de aço. De acordo com os resultados das análises numéricas em temperatura elevada, observou-se que, em alguns casos, os modos de falha sofrem mudanças com o aumento da temperatura.

Com base no estudo realizado, são propostos modelos de predição da resistência dos modos de falha relacionados à plastificação, que podem ser utilizados para verificação tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

O modelo proposto para FMAV de vigas casteladas, que contempla a falha por escoamento do montante, apresenta um avanço em comparação com o modelo analítico desenvolvido anteriormente por Justino [16], permitindo estimar com mais precisão a força resistente à FMAV, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, apresentando diferenças inferiores a 8,4%, para temperatura ambiente, quando comparadas às obtidas com os modelos numéricos.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES, à FAPEMIG e à Universidade Federal de Viçosa pelo apoio para a realização do presente trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] SILVEIRA, E. G. D. Avaliação do comportamento de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação [mestrado]. Viçosa(MG): Universidade Federal de Viçosa; 2011.

[2] VIEIRA, W. B. Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem do montante de alma [Mestrado]. Viçosa(MG): Universidade Federal de Viçosa; 2011.

[3] VIEIRA, W. B. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma em vigas casteladas de aço [Doutorado]. Viçosa(MG): Universidade Federal de Viçosa; 2015.

[4] VERÍSSIMO, G. S.; VIEIRA, W. B.; SILVEIRA, E. G.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; BEZERRA, E. M.; CASTRO E SILVA, A. L. R.; FAKURY, R. H. Dimensionamento de vigas alveolares de aço. CONSTRUMETAL 2012: Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, São Paulo, 2012.

[5] VERÍSSIMO, G. S.; VIEIRA, W. B.; SILVEIRA, E. G.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; BEZERRA, E. M.; CASTRO E SILVA, A.L.R. Estados limites aplicáveis às vigas alveolares de aço. Revista da Estrutura de Aço, v.2-2, p.126-144, 2013.

[6] BEZERRA, E. M.; CASTRO E SILVA, A.L.R.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Momento fletor resistente de vigas casteladas de aço à flambagem lateral com torção. Revista da Estrutura de Aço, v.2-2, p.95-114, 2013.

[7] VIEIRA, H. C.; CASTRO E SILVA, A.L.R.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Capacidade resistente de vigas celulares para o estado-limite último de instabilidade do montante de alma por cisalhamento. Revista da Estrutura de Aço, v.3-3, p.283-302, 2014.

[8] VIEIRA, D.Z. Avaliação crítica de um modelo analítico para dimensionamento de vigas casteladas e aplicação ao projeto de um sistema de piso. Trabalho final de curso. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2015.

[9] SAKIYAMA, E.K.H. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma por cisalhamento em vigas casteladas soldadas [Mestrado]. Viçosa(MG): Universidade Federal de Viçosa, 2018.

[10] GRILO, L. F. Formulação para Determinação da Força Cortante Resistente de Flambagem do Montante de Alma em Vigas Celulares de Aço [Doutorado]. Belo Horizonte(MG): Universidade Federal de Minas Gerais, 2018.

[11] GRILO, L. F.; FAKURY, R. H.; CASTRO E SILVA, A.L.R.; VERÍSSIMO, G. S. Design procedure for the web-post buckling of steel cellular beams. Journal of Constructional Steel Research, v.148, p.525-541, 2018.

[12] BIHINA, G.; ZHAO, B.; BOUCHAIR, A. Behaviour of composite steel–concrete cellular beams in fire. Engineering Structures, v.56, p.2217-2228, 2013.

[13] ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Nonlinear analysis of composite castellated beams with profiled steel sheeting exposed to different fire conditions. Journal of Constructional Steel Research, v.113, p.247-260, 2015.

[14] NADJAI, A.; HAN, S.; ALI, F.; ALAM, N.; ALLAM, A. Fire resistance of axial restraint composite floor steel cellular beams. Journal of Constructional Steel Research, v.136, p.229-237, 2017.

[15] NAJAFI, M.; WANG, Y.C. Axially restrained steel beams with web openings at elevated temperatures, part 2: Development of an analytical method. Journal of Constructional Steel Research, v.128, p.687-705, 2017.

[16] JUSTINO, L. G. Análise da Flambagem do Montante de Alma por Cisalhamento em Vigas Casteladas de Aço em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2018.

[17] ABNT NBR 15575:2013. Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2013.

[18] TOPRAC, A. A.; COOKE, B. R. An experimental investigation of open-web beams. Welding Research Council Bulletin Series, New York, No.47, 1959.

[19] VIMONSATIT, V.; TAN, K.H.; TING, S.K. Shear strength of plate girder web panel at elevated temperature. Journal of Constructional Steel Research, v.63, p.1442-1451, 2007a.

[20] VIMONSATIT, V.; TAN, K.H.; QIAN, Z.H. Testing of plate girder web panel loaded is shear at elevated temperature. Journal of Structural Engineering, v.133(6), p.815-824, 2007b.

[21] CAMARGO, A. L.; FAKURY, R. H.; CALDAS, R. B.; CASTRO E SILVA, A.L.R. Capacidade Resistente à Força Cortante de Perfis de Alma Senoidal em Temperatura Elevada. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, v.8, p.38-52, 2011.

[22] CHUNG, K. F.; LIU, T. C. H.; KO, A. C. H. Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings. Journal of Constructional Steel Research. V.57, p.467-490, 2001.

[23] SONCK, D.; VAN IMPE, R.; BELIS, J.; VANDEBROEK, M. Buckling failure of compressed cellular members. 35th Annual symposium of IABSE, 2011.

[24] TSAVDARIDIS, K.D.; D'MELLO, C. Web buckling study of the behavior and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes. Journal of Constructional Steel Research, v.67, p.1605-1620, 2011.

[25] SOLTANI, M. R., BOUCHAIR, A. E MIMOUNE, M. Nonlinear FE Analysis of the Ultimate Behavior of Steel Castellated Beams. Journal of Constructional Steel Research, v.70, p.101-114, 2012.

[26] WANG, P.; WANG, X.; LIU, M. Practical method for calculating the buckling temperature of the web-post in a cellular steel beam in fire. Thin-Walled Structures, v.85, p.441-455; 2014.

[27] ARCELORMITTAL. AngelinaTM beams - A new generation of castellated beams. 1 ed.2013.

[28] ABNT NBR 14323:2012. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. RJ, 2012.

[29] WONG, V. B.; BURGESS, I.; PLANK, R. Behaviour of composite floor beam with web openings at high temperatures. Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, 2010.

[30] VALENTE, M.T. Análise numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço em situação de incêndio com ênfase nos modos de falha por plastificação [Mestrado]. Viçosa(MG): Universidade Federal de Viçosa, 2018.

[31] CIMADEVILA, J. E.; GUTIÉRREZ, E. M.; RODRIGUEZ, J. A. V. Vigas Alveoladas. A Coruna: Biblioteca Técnica Universitária, 2000.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 7.

Infraestrutura

(projeto e elementos construtivos)

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Alguns aspectos da aplicação de estacas pranchas de aço em escavações escoradas*

Antoine Nicholas Michel[1]
Pedro Wellington G. N. Teixeira[2]

Resumo
A execução de escavações de grandes profundidades demanda utilização de estruturas de contenção com grande resistência a esforços transversais. Uma solução interessante pode ser o uso de estacas pranchas de aço. Apesar de sua adequação para essas obras, no Brasil o uso de estacas prancha é mais limitado a estruturas provisórias de contenção. Neste trabalho faz-se um estudo do emprego de estacas prancha em uma contenção para escavação de grande profundidade como alternativa à utilização de elementos de concreto. Inicialmente faz-se estudo da resistência e da rigidez das seções padrão bem como de seções combinadas. Em seguida, apresenta-se estudo de caso de uma contenção com cerca de 30 m de profundidade, efetuando-se pré-dimensionamento da seção, da ficha, do espaçamento de apoios intermediários e de aspectos relacionados à drenagem.

Palavras-chave: escavações; contenções; estacas prancha.

Some aspects of steel sheet pile walls apllied to deep braced excavations

Abstract
Deep excavations demands braced retaining structures composed of elements that must presents great strength to transversal loads. Steel sheet pile walls are an adequate solution. Beware this fact, in Brazil, the use of steel sheet pile walls is concerned more with provisional structures. At this paper, is presented a case study of steel sheet pile wall applied to a great excavations, as an alternative to concrete retaining elements. Initially it is showed the range of standard and composite cross sections of steel sheet pile. After this, a study is presented of a deep excavation, showing conception of cross section, embbeded length and some aspects of drainage.

Keywords: braced excavations; retaining structures; steel sheet pile;.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
[2] Professor Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

INTRODUÇÃO

Neste trabalho aborda-se a utilização de estacas prancha como elementos de contenção de escavação, visando incorporação na estrutura permanente de uma obra enterrada. Tradicionalmente, no Brasil, o uso de estacas prancha tem sido mais comum em obras provisórias. Recentemente, algumas estruturas notáveis têm sido feitas com uso desses elementos de forma permanente. Um exemplo é o túnel de acesso ao aeroporto de Congonhas em São Paulo, SP (Figura 1). Outro exemplo é mostrado na Figura 2 e trata-se da trincheira de Natal-RN, parte do complexo viário Dom Eugênio de Araújo Sales. Nesta obra, foram cravadas 170 unidades por dia, com uso de três martelos vibratórios. Investiga-se a aplicabilidade de estacas prancha metálicas em grandes escavações.



Figura 1 – Túnel Paulo Autran, em São Paulo – SP (Fonte: http://www.constructalia.com/portugues_br/galeria_de_projetos/brasil/tunel_paulo_autran#.XLXemth7mM8).



Figura 2 – Complexo viário Dom Eugênio Sales (Natal-RN) – Fonte: Arcelor Mittal Projects C&SA: trincheira Natal/RN (02/07/2015).

SEÇÕES ESTRUTURAIS DE ESTACAS PRANCHA PARA GRANDES ESCAVAÇÕES

A Figura 3 ilustra uma seção esquemática de contenção com estacas prancha, bem como formas possíveis da seção transversal. A diferenciação se dá pela posição da emenda na seção. A emenda pelas mesas é mais eficiente.

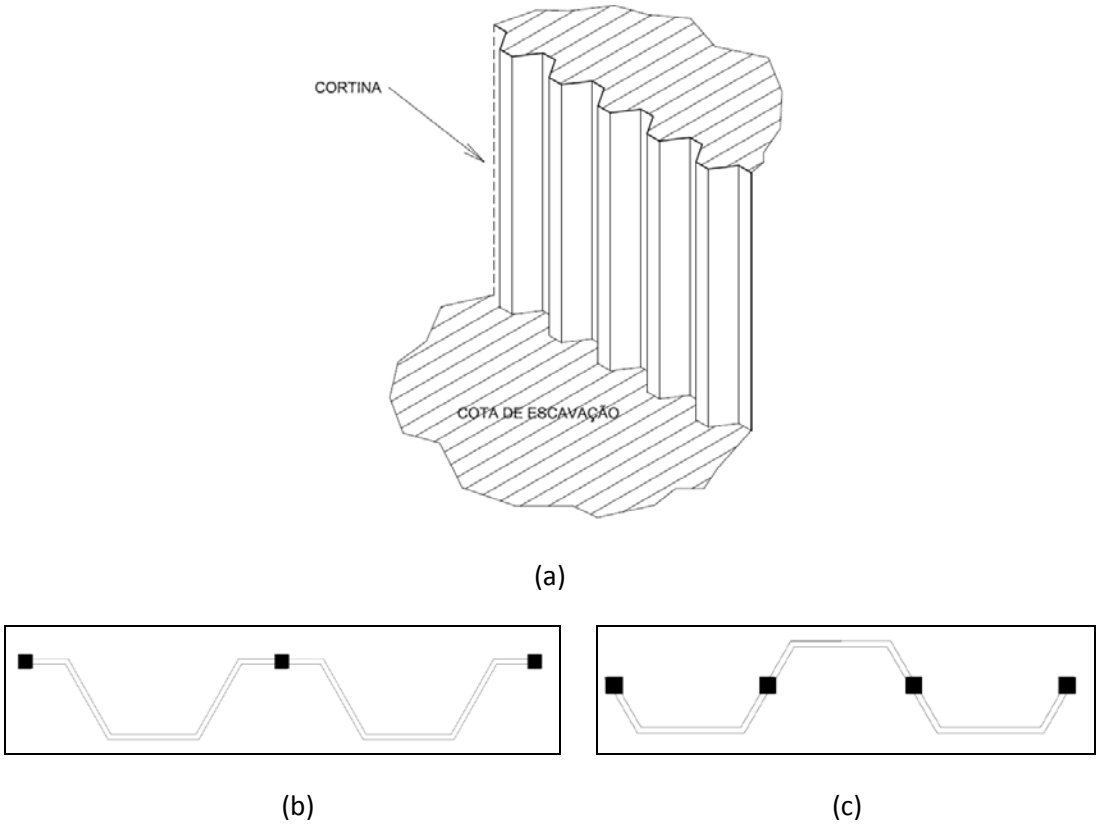
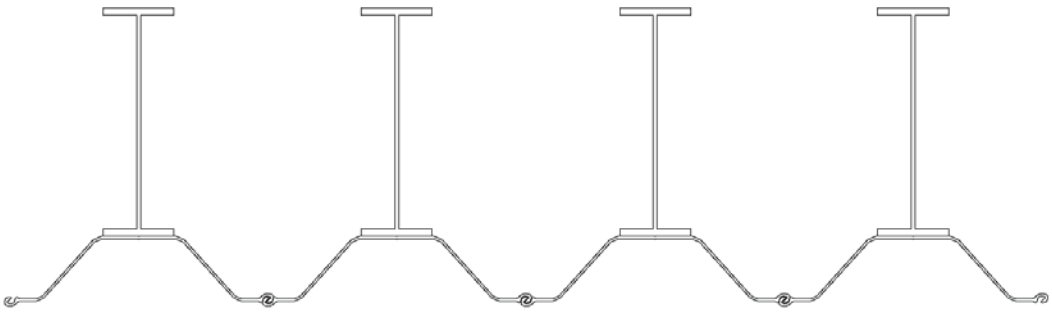
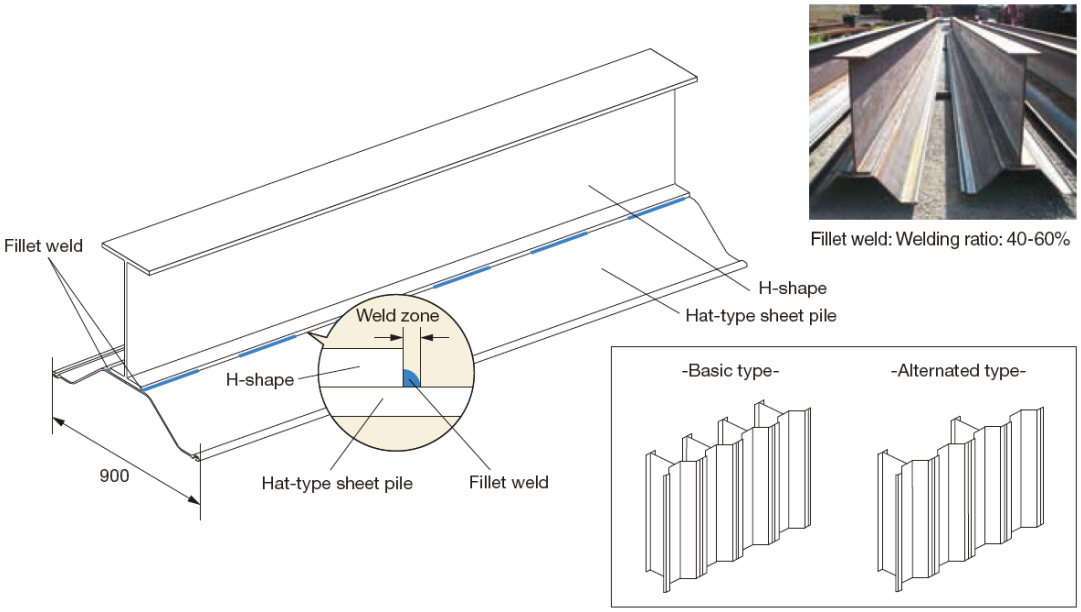


Figura 3 – Possibilidades de seções de estacas prancha como contenção: (a) vista isométrica esquemática; (b) seção com emenda nas mesas; (c) seção com emenda na alma.

No caso de grandes escavações a seção deverá ser adequada para trabalho a flexão, com esforços elevados. Uma possibilidade é a combinação de perfis tipo "I" com os perfis tradicionais de estacas prancha. A ligação entre os elementos é feita com soldagem contínua. A figura abaixo ilustra o que se disse. Para as estacas prancha a seção mostrada na Figura 1.a) é mais adequada devido ao posicionamento da emenda em ponto com tensão de cisalhamento virtualmente nula.



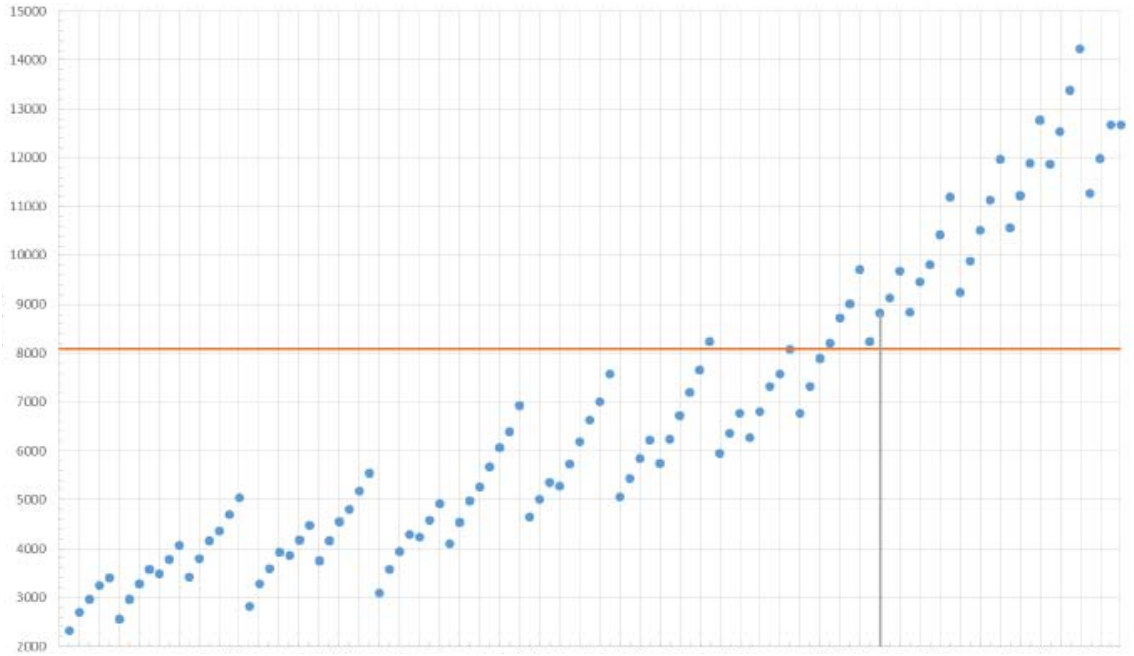
(a)



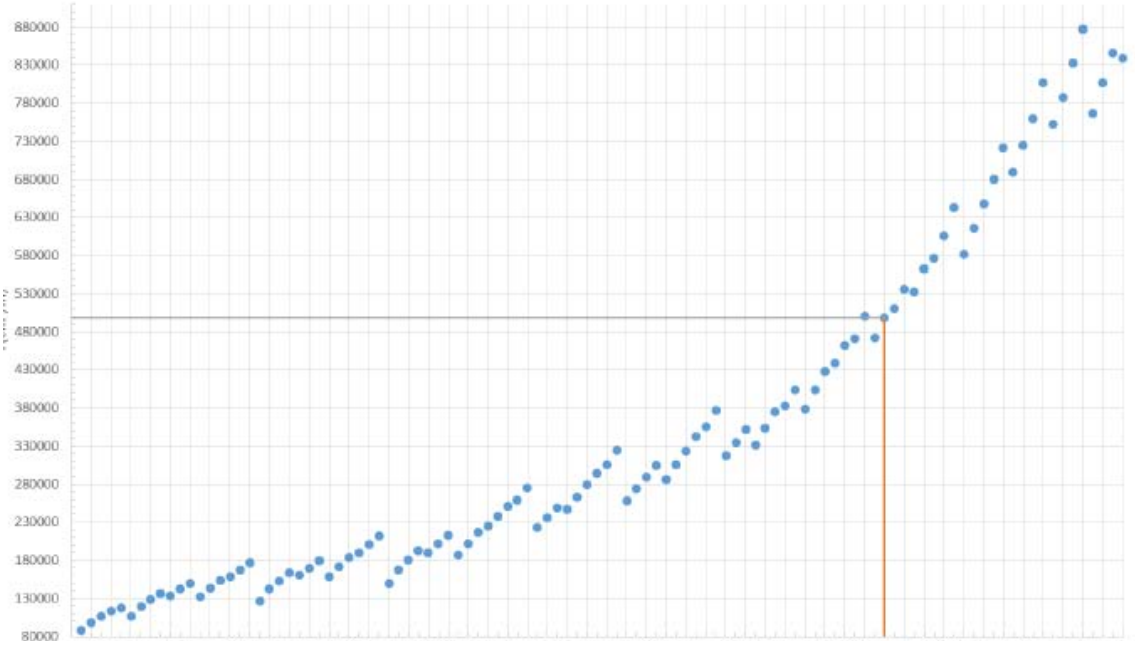
(b)

Figura 4 – Combinação de seção "I" com seção "U" típica de estaca prancha (Catálogo da Nippon Steel & Sumitomo Metal, 2016 e 2018).

O catálogo de fornecedores, como por exemplo, a Nippon Steel, apresentam diversas possibilidades, como pode ser visto na figura abaixo. Os valores de módulo elástico (cm^3/m) e de momento de inércia (m^4/m) usuais se encontram plotados nos gráficos abaixo.



(a) – módulo elástico (W) em cm³/m: faixa de variação entre 2.000-14.000;



(b) – momento de inércia em cm^4/m: faixa de variação entre 80.000-880.000;

Figura 5 – Valores típicos de "W" e "I" para perfis compostos, com base na tabela do Catálogo da Nippon Steel & Sumitomo Metal, 2016 e 2018

Os métodos de cravação podem ser por vibração, por percussão e com sistema denominado "press-in". No caso de vibração, um martelo vibratório cria forças para cima e para baixo; este método apresenta muita eficiência e não danifica a extremidade da estaca. O método de percussão, ao contrário, provoca danos na extremidade e requer uso de "capacete" de proteção. O método "press-in" é baseado no uso de máquina mais compacta, adequada para quando se tem limitações de pé-direito, por exemplo. Apresenta menos ruído, porém encontra dificuldades em solos mais duros.

Podem-se citar as seguintes vantagens e desvantagens do uso de estacas prancha:

Tabela 1 – Vantagens e desvantagens de estacas prancha como elementos de contenção.

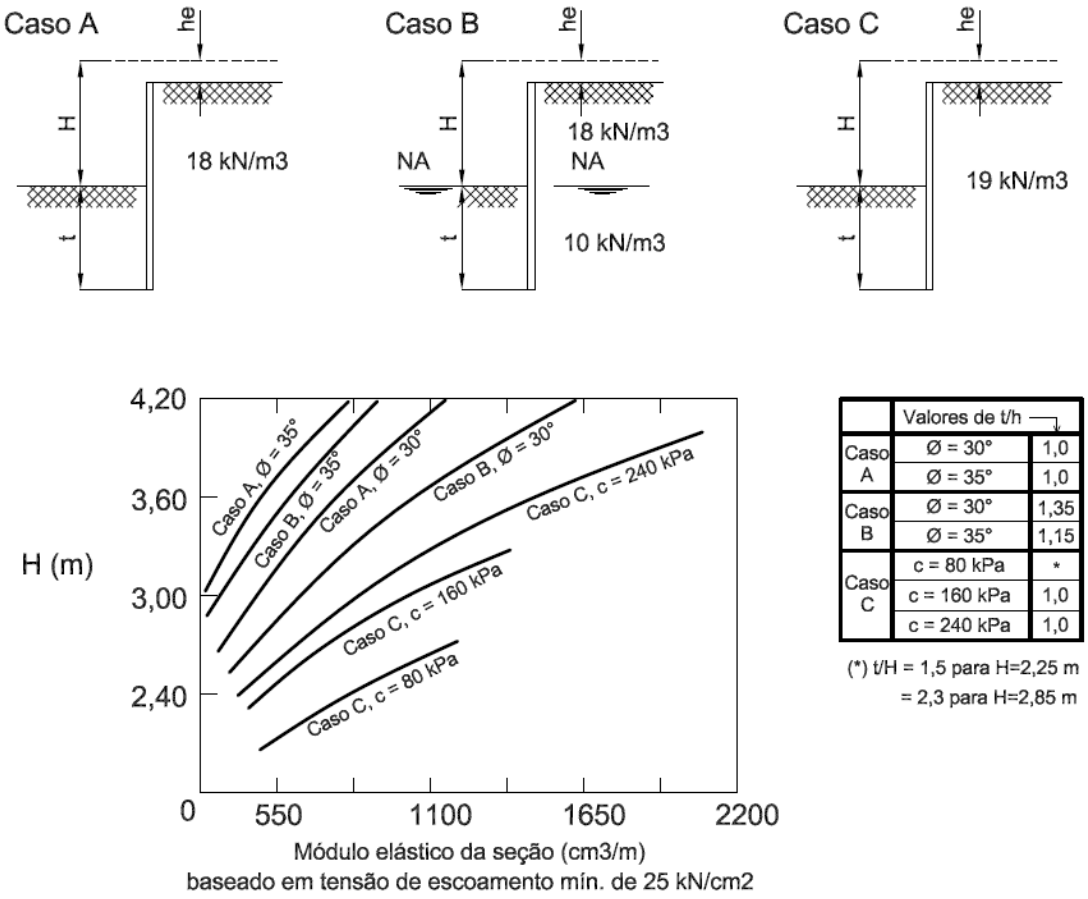
VANTAGEM	**DESVANTAGEM**
A parede é estanque. Além disso, como a ficha controla o gradiente hidráulico, pode evitar risco de ruptura de fundo e a escavação pode ser feita com esgotamento superficial;	A parede deverá resistir a grandes pressões de água;
Sem necessidade de rebaixamento do N.A.;	A parede deverá resistir a grandes pressões de água;
Boa verticalidade;	-
Construção rápida;	Alto desembolso inicial;
Construção mais flexível, que pode aproveitar melhor a interação solo-estrutura;	Construção mais flexível que pode demandar mais escoramento para limitar deslocamentos;
Podem ser recuperadas;	Caso se planeje reutilização para reduzir custo, demanda estrutura definitiva adicional, o que traz algumas desvantagens;
Podem ser cravadas a grandes profundidades;	Cravação a grandes profundidades demandam, via de regra, muita energia e podem resultar em ruídos e vibração indesejáveis;

CÁLCULOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento deve ser feito com processos simplificados, pois se trata de cálculos realizados no início do projeto, quando há ainda muitas características sendo definidas. Os objetivos do pré-dimensionamento são:

- Pré-definir comprimento de ficha;
- Pré-definir a seção transversal da parede;
- Pré-definir esforços nos tirantes;

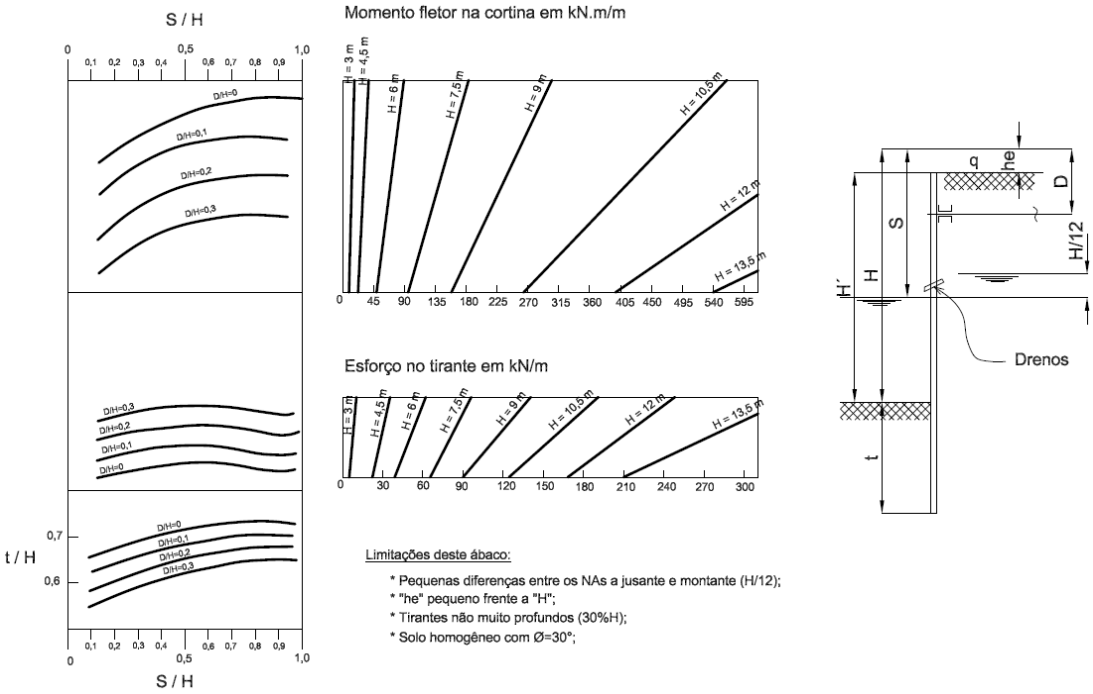
Para pequenas escavações, podem ser usados sistemas em balanço ou com apenas um apoio (tirante ou escora). Para essas situações os ábacos abaixo, extraídos de WINTERKORN são adequados.



	Valores de t/h →	
Caso A	Ø = 30°	1,0
	Ø = 35°	1,0
Caso B	Ø = 30°	1,35
	Ø = 35°	1,15
Caso C	c = 80 kPa	*
	c = 160 kPa	1,0
	c = 240 kPa	1,0

(*) t/H = 1,5 para H=2,25 m
= 2,3 para H=2,85 m

(a)



(b)

Figura 6 – Ábacos extraídos de Winterkorn (1975) para: (a) cortina em balanço, para pequenas alturas de escavação; (b) cortina com uma linha de tirante.

Alternativa é efetuar o pré-dimensionamento com modelos de vigas, realizando cálculos em regime de ruptura. Como se está tratando de grandes profundidades de escavação, a viga será hiperestática, e a sequência de passos na elaboração deste modelo de viga é a seguinte:

- Desenhar o esquema estático, considerando o solo em equilíbrio limite de empuxos ativos e passivos, sendo que:
  - Os empuxos ativos atuam a montante, iniciando-se no nível do terreno (NT) e estendendo-se até o ponto "O";
  - Os empuxos passivos atuam a jusante, iniciando-se a partir da cota de escavação e atuando até o ponto "O" – considera-se redução do passivo para compatibilizar os deslocamentos;
  - Utiliza-se a hipótese de Blum, aplicando-se o contra empuxo no ponto "O";
  - Considerar empuxos de água e de sobrecarga;
- Define-se o ponto "I" onde as tensões se anulam;
- Para definir o ponto "O" escreve-se a equação de momento nulo em relação a este ponto;
- Admite-se, como proposto por Blum, um acréscimo da ordem de 20% no comprimento;

CONTROLE DA ÁGUA NA ESCAVAÇÃO

Numa escavação, o controle da água é essencial e não se pode deixar de comentá-lo também neste texto. Para se tratar desse problema, deve-se levar em conta:

- Inicialmente, investigar a presença de água no subsolo:
  - Atentar para variações sazonais, bem como a presença dos chamados "lençóis empoleirados";
- Caracterização do solo quanto à sua permeabilidade, além da deformabilidade e resistência. A permeabilidade pode ser estimada por:
  - Correlações empíricas – procedimento útil em estádios iniciais da análise;
  - Ensaios de campo, como o ensaio de bombeamento, que utiliza a fórmula de Dupuit. Trata-se de ensaio caro, porém, mais representativo.
  - Ensaios de laboratório que podem apresentar grande precisão porém tem como desvantagens o fato de se aplicar a amostras pequenas e que podem sofrer alterações na extração;
- Precipitações, sobretudo no Brasil, país tropical e propenso a tempestades torrenciais. Não se pode esquecer que se estará abaixo do NT.

Cumpre apresentar aqui uma diferenciação entre dois conceitos semelhantes (Winterkorn):

- Drenagem:
  - Ato de controlar o fluxo e o nível da água com objetivo de proporcionar segurança e funcionalidade para a obra de forma permanente;
- Rebaixamento:
  - Ato de rebaixar, temporariamente, o nível da água, com objetivo de proporcionar segurança estrutural e condições de trabalho "a seco" abaixo do N.A. normal;

Dentre as técnicas de rebaixamento, há que se identificar a mais adequada de acordo com a profundidade abaixo do N.A. e as características do solo. BURLAND apresenta o gráfico abaixo, proposto por BURLAND, muito útil para essa decisão.

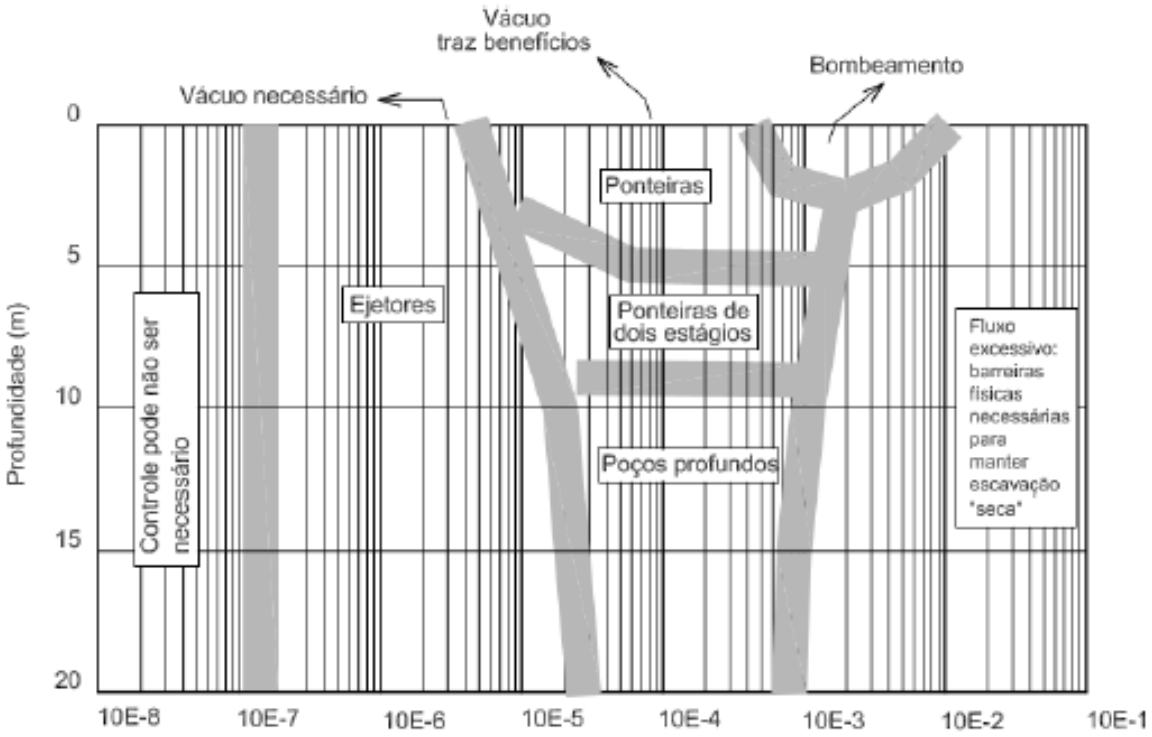


Figura 7 – Gráfico proposto por BURLAND para tomada de decisão quanto ao método de controle de água em escavações.

Não obstante, é importante lembrar que o rebaixamento e ou a drenagem podem trazer algumas consequências ambientais, bem como risco de danos a edificações vizinhas, e que, por esse motivo, a vazão deve ser controlada. Valem os seguintes comentários:

- Em locais específicos, a drenagem e ou rebaixamento podem reduzir a qualidade e a quantidade de água, o que traz problemas tais como:
  - Redução na quantidade de água que eventualmente pode servir para abastecimento;
  - Agravar a concentração de poluentes no solo;
  - Redução da água usada por árvores;
- O rebaixamento pode causar recalques em edificações vizinhas, sobretudo por aumento de tensões efetivas em camadas de solo não consolidadas presentes no subsolo;

Além disso, deve-se levar em conta a corrosão que acarretará redução da seção original dos elementos de aço em contato com o solo, sobretudo nas regiões de variação do N.A.

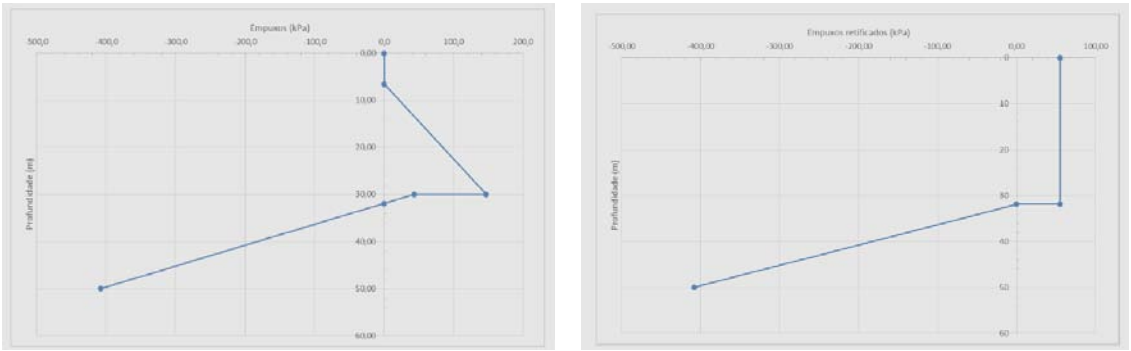
ESTUDO DE CASO

Será analisado o caso de uma escavação com profundidade de 30 m. O perfil geotécnico é formado por uma camada inicial de argila porosa, com cerca de 7 m de profundidade. Em seguida inicia-se camada de argila silto arenosa, média a dura, vermelha, intercalada com lentes de areia argilosa de pequena espessura. O N.A. se encontra a 14 m de profundidade. Trata-se de solo sedimentar. Os dados foram fornecidos gentilmente pela Maffei Engenharia e se referem a uma escavação com essa profundidade feita com contenção de estacas de concreto moldados no local.

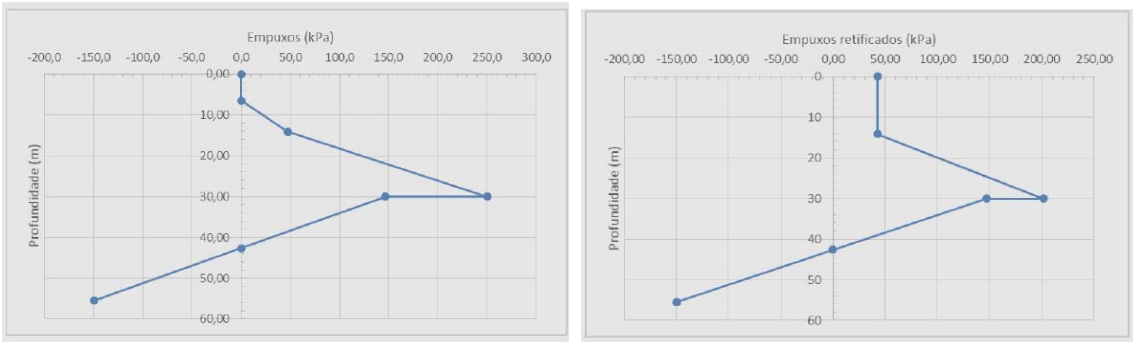
Para o pré-dimensionamento admitiram-se os seguintes dados para um solo com propriedades médias:

- Profundidade de escavação de 30 m;
- Sobrecarga no terreno de 25 kN/m²;
- Coesão efetiva do solo com valor de 42 kPa a 43 kPa;
- Ângulo de atrito interno do solo com valor de 29°;
- Coeficiente de empuxo ativo com valor k_a = 0,35;
- Coeficiente de empuxo passivo reduzido com valor de 1,44 (fator de redução 2);

Com base nesses valores foram determinados os diagramas de empuxo mostrados abaixo. Inicialmente para a condição em que seja realizado um sistema de drenos plenamente operante ou rebaixamento do lençol, de forma a não haver empuxo de água. Na segunda situação, com N.A. na profundidade normal.



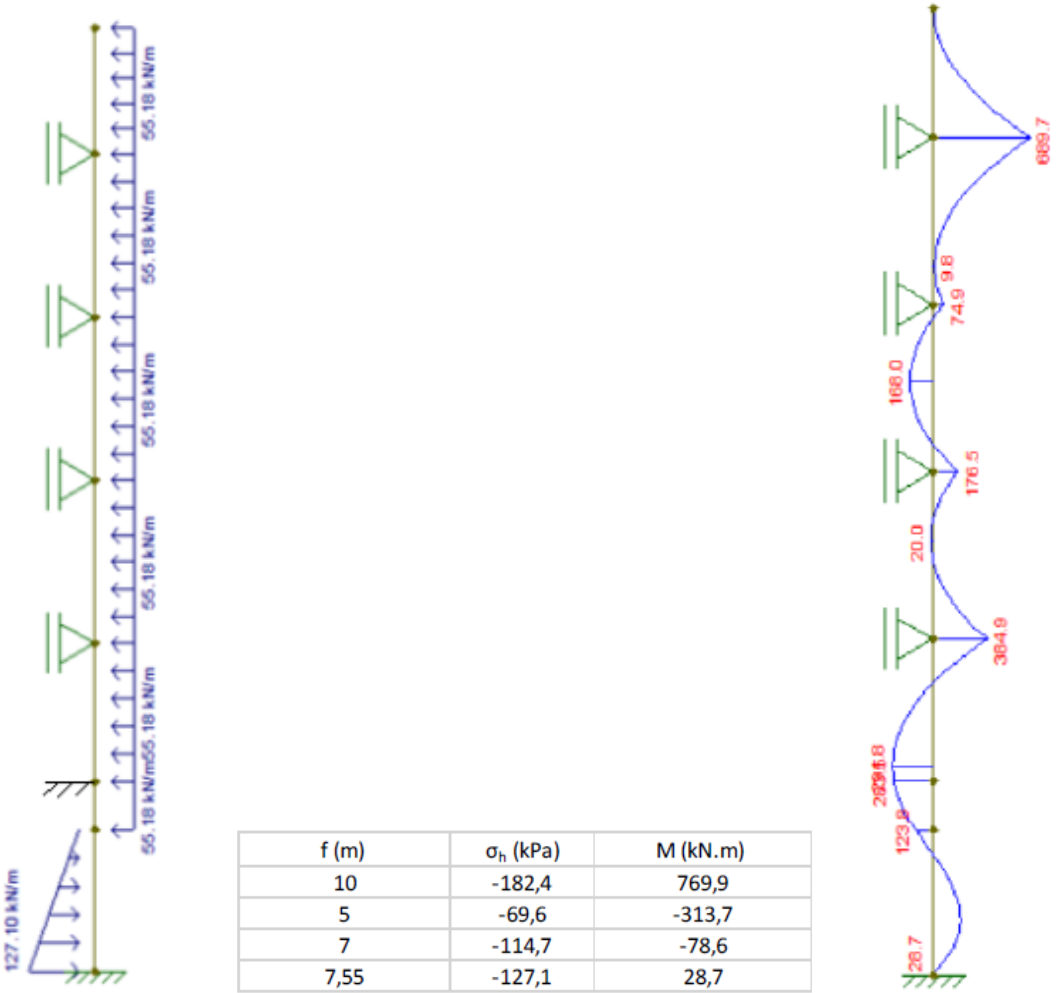
(a)



(b)

Figura 8 – Diagramas de empuxo sem e com a retificação para os casos: (a) sem água; (b) com água a 14 m de profundidade.

Nas figuras a seguir apresentam-se os esquemas estáticos e outros elementos obtidos no pré-dimensionamento para as duas situações, obtidos com o modelo de viga. Analisa-se apenas a fase final, embora em um projeto deva ser analisada a sequência executiva – esta simplificação está relacionada ao fato de ser apenas um cálculo de pré-dimensionamento. Naturalmente, a ficha e os esforços resultam muito elevados para o caso com água. Ademais, nesse segundo caso foi necessário colocar as duas linhas de apoios inferiores mais próximas.



f (m)	σ_h (kPa)	M (kN.m)
10	-182,4	769,9
5	-69,6	-313,7
7	-114,7	-78,6
7,55	-127,1	28,7

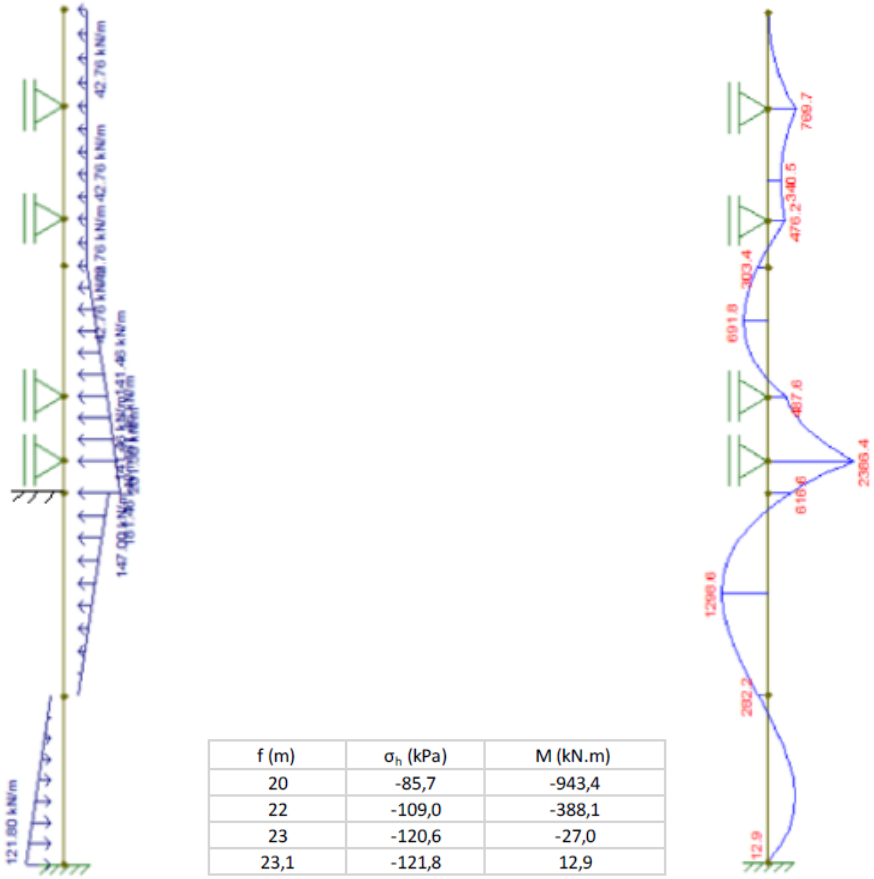
(a)

Apoio	**Reação (kN/m)**
1 (superior)	550
2	248
3	342
4 (inferior)	485

(b)

Figura 9 – Análise do caso em que não há pressão de água (rebaixamento do lençol ou parede com drenos): (a) esquema estático; ficha obtida por tentativas; esforços nos apoios;

Os resultados são para o carregamento retificado. A retificação das pressões ativas procura levar em conta o "arqueamento" que ocorre com a sequência executiva, de forma simplificada. O carregamento hidrostático não pode ser retificado.



f (m)	σ_h (kPa)	M (kN.m)
20	-85,7	-943,4
22	-109,0	-388,1
23	-120,6	-27,0
23,1	-121,8	12,9

Apoio	**Reação (kN/m)**
1 (superior)	448
2	441
3	374
4 (inferior)	1884

Figura 10 – Análise do caso em que há pressão de água: (a) esquema estático; ficha obtida por tentativas; esforços nos apoios;

Com base nos resultados acima, escolheu-se um perfil 10H + H800*250*14*25*18, que apresenta as seguintes propriedades:

- I = 498.400 cm^4/m;
- W = 8820 cm^3/m;
- Massa = 299 kg/m^2;

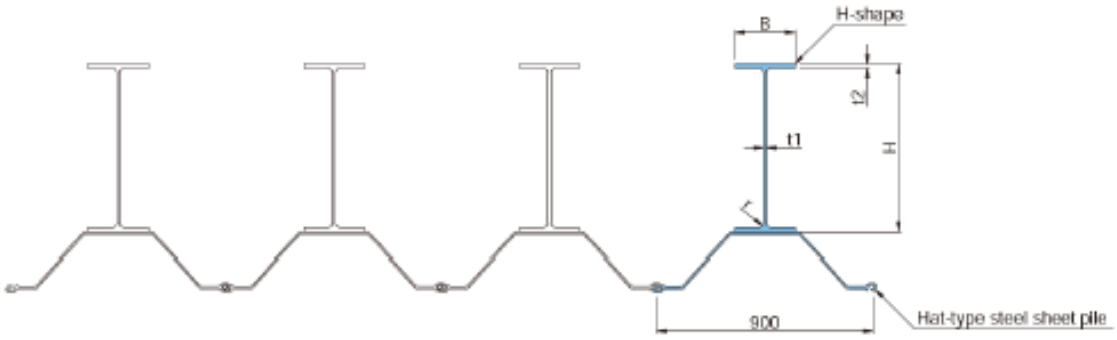


Figura 11 – Seção escolhida: H = 800 mm, B = 250 mm, t1 = 16 mm, t

O momento fletor é o esforço que governa o dimensionamento e como a força cortante é pequena frente ao valor da resistência, não é necessário reduzir o momento resistente da seção.

ANÁLISE CONSIDERANDO A SEQUÊNCIA EXECUTIVA

Foi feito modelo com uso do software *Plaxis Introductory Version*. A análise leva em conta ainda um modelo elasto-plástico para o solo, empregando-se o critério de resistência de Mohr Coulomb. O modelo é bidimensional e os parâmetros usados foram:

- c´ = 43 kPa;
- ϕ´ = 29°;
- E´ = 40 MPa;
- v´ = 0,3;

Foi analisada inicialmente apenas a situação com N.A. a 14 m, o qual demandou, pelo modelo de viga, de ficha de 26 m.

Quanto ao valor do módulo de elasticidade, cabem alguns comentários. Em primeiro lugar, deve-se ter em mente que as deformações do maciço serão controladas. Dessa forma, é de se

esperar valores de **E** mais elevados. Além disso, no descarregamento o valor do módulo de elasticidade pode ser muito superior ao do caso de carregamento. E, como a escavação implica em alívio de tensões, é de se esperar que um valor mais elevado seja mais adequado.

Para o material da estaca prancha admitiu-se comportamento elástico linear com E = 210 Gpa e coeficiente de Poisson com valor de 0,3. Na figura abaixo se apresenta a geometria do modelo.

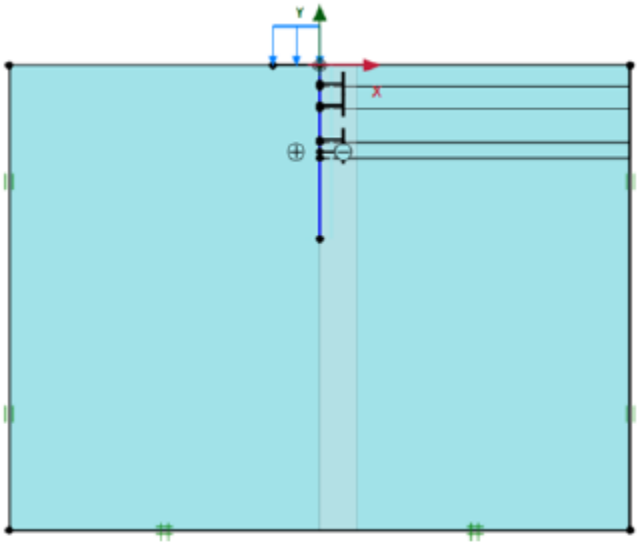


Figura 12 – geometria do modelo (N.A. a 14 m do N.T.; ficha de 26 m).

Os apoios foram modelados como tirantes. Devido às limitações impostas pelo **Plaxis Introductory** utilizou-se a técnica de empregar o recurso "fixed end anchor" para os tirantes, com comportamento elástico linear e produto de rigidez EA = 6,6E6 kN.

Outra característica importante do modelo é que as interfaces foram admitidas com com atrito pleno.

Inicialmente analisa-se a situação inicial do maciço no tocante às tensões geoestáticas e a pressão neutra na fase anterior à escavação.

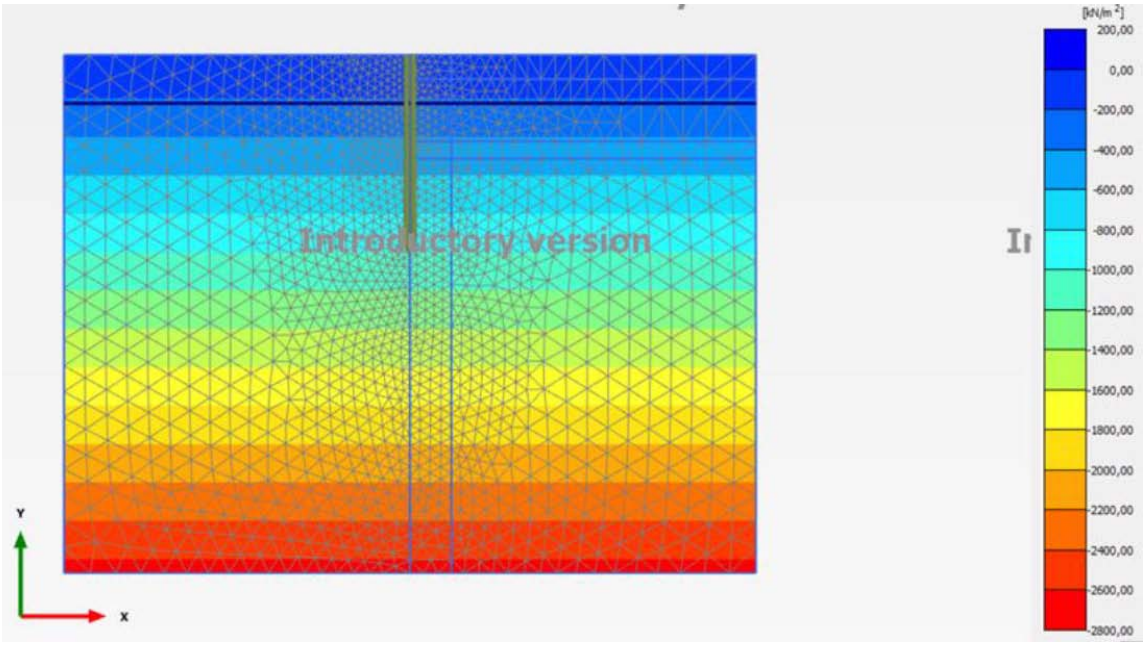
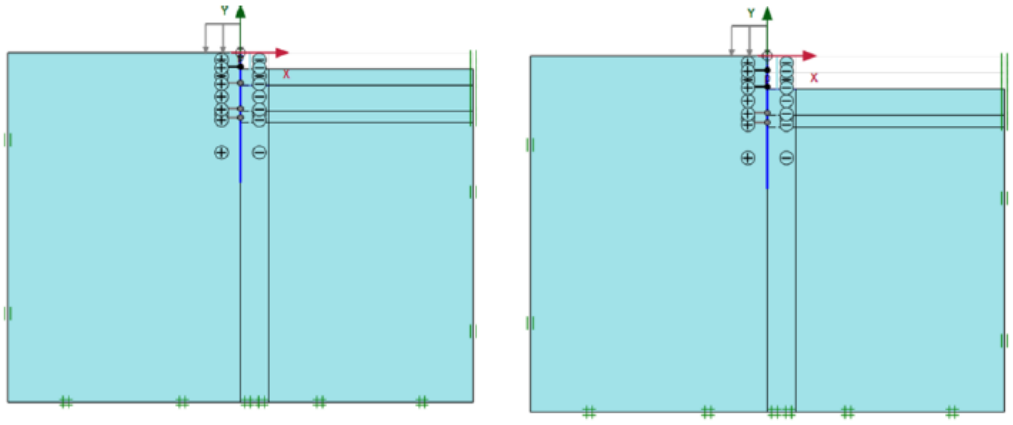


Figura 13 – Tensões totais iniciais (σ_{yy}): valor mínimo = - 2672 kN/m² (base do modelo).



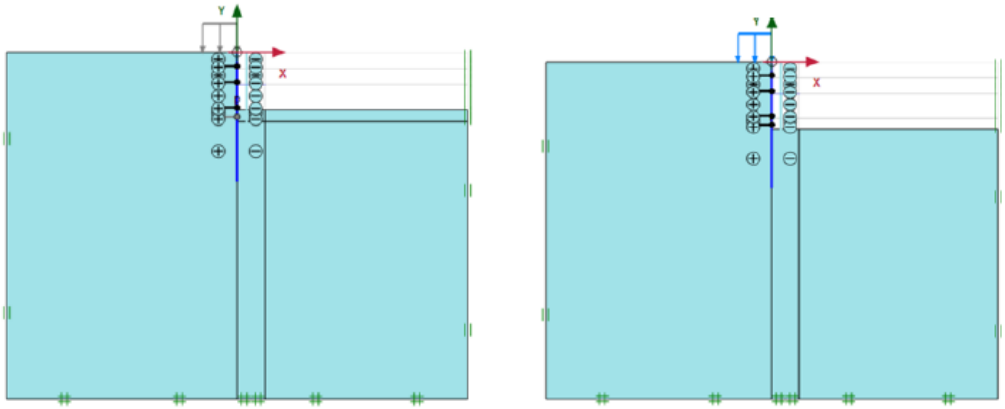


Figura 14 – Fases de execução consideradas: em cada fase a força de protensão nos tirantes foi considerada com valor $F_{prestress}$ = 500 kN/m.

Alguns resultados da análise são apresentados na figura abaixo.

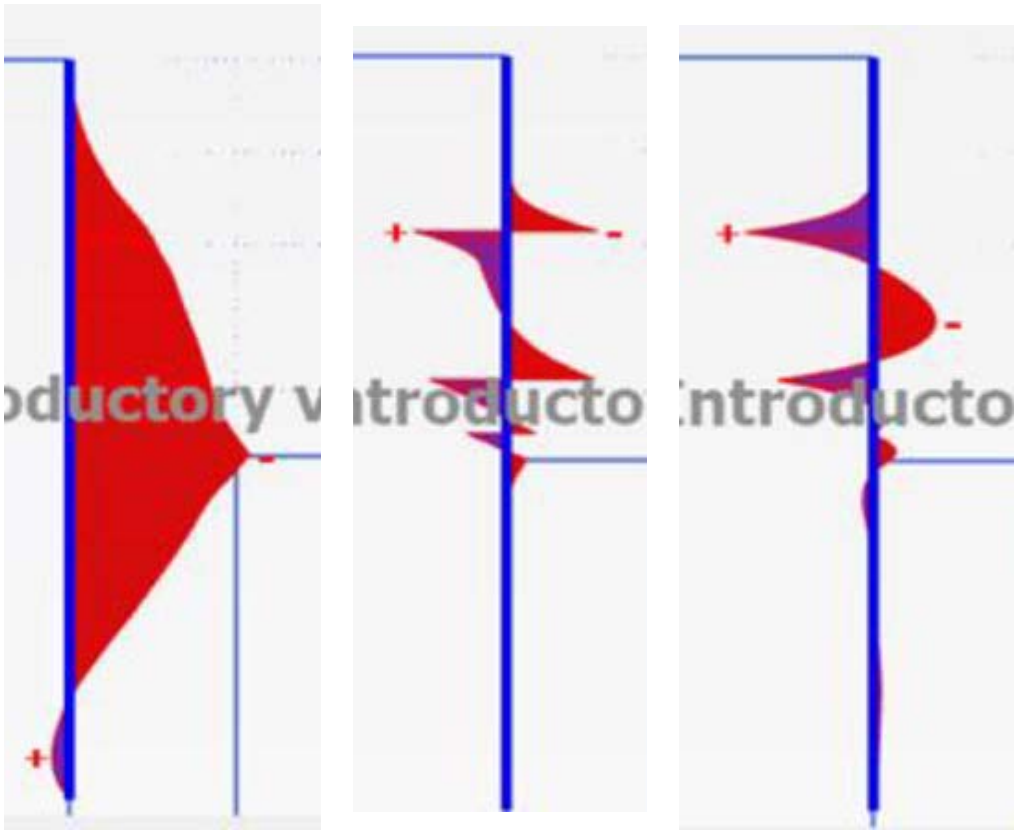
Fase	u_f (cm)	u_c (cm)	N_{max} (kN/m)	V_{max} (kN/m)	M_{max} (kN.m/m)
1	1,1	1,4	441,7	261,3	297,6
2	2,2	2,4	701,7	308,8	260,3
3	3,7	3,3	857,7	678,5	910,6
4	4,3	3,5	1306	675,1	901,4

Figura 15 – Alguns resultados por fase de execução: u_f (deslocamento máximo na ficha); N, M e V – esforços solicitantes na cortina.



(a)

(a) Deformada: valor máximo = -0,04302 (levantamento do fundo).



(b) (c) (d)

(b) – Força normal na cortina: valor máx. = 123,6 kN/m; valor mín. = -1306 kN/m.

(c) – Força cortante (valor máximo, $V_{máx}$ = 675,1 kN/m; valor mínimo, $V_{mín}$ = -665,4 kN/m)

(d) – Momento fletor (valores extremos: M = 901,4 kN.m/m tracionando lado do solo; M = 436,7 kN.m/m tracionando lado da escavação).

Figura 16 – Resultados para a última fase de execução: (a) deformada; (b) força normal na cortina; (c) força cortante na cortina; (d) momento fletor na cortina.

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados de esforços do modelo de viga (Figura 5) mostraram-se bastante conservadores frente àqueles determinados com o Plaxis. Essas diferenças se devem ao fato de que no modelo de viga adotou-se redução dos empuxos passivos (FS = 2). Calculando-se novamente sem essa redução, encontra-se ficha de 13 m (metade do valor empregado) e esforços mais próximos aos obtidos pelo Plaxis. Outra causa da diferença foi que os empuxos no modelo de

viga foram obtidos com o método de Rankine, desprezando o atrito entre o solo e a estrutura. No modelo do Plaxis foi considerado atrito pleno entre a estrutura e o solo.

Por fim, o módulo de elasticidade adotado para o solo com valor de 40 MPa (que poderia ser considerado um valor médio), está sendo subestimado, conforme já se comentou anteriormente. Por dois motivos: o fato de estar sendo analisado um descarregamento; e o fato de as deformações serem pequenas. Com E´= 40 MPa a parde está levantando de um valor de 40 cm, o que não corresponde ao que ocorreria normalmente e é um problema de se considerar modelo elástico para o solo. Para que o levantamento seja um valor aceitável, verificou-se que o valor de E deveria ser cerca de dez vezes maior.

Buscou-se analisar alguns efeitos de se reduzir a ficha. Considerando ficha de 13 m e mantendo a protensão nos tirantes com valor de 500 kN/m, chegou-se aos resultados apresentados abaixo.

Tirante \ Fase	1	2	3	4
1	500	40	15	123
2		500	1327	1392
3			500	1260
4				500

*esforços em kN

(a)

Tirante \ Fase	1	2	3	4
1	1,4	2,4	3,4	3,2
2		2,4	3,4	3,3
3			3,5	3,4
4				3,5

*deslocamentos em cm

(b)

Figura 17 – Valores de esforços e deslocamentos nos níveis dos tirantes para ficha de 13 m.

Por fim, mantendo-se os 13 m de ficha, foram reduzidos os valores da força de protensão nos tirantes para 200 kN/m. Chegando-se aos resultados abaixo em comparação com os anteriores.

Pré-esforcos	500 kN			200 kN		
Nivel \ Deslocamentos	u_x	u_y	|u|	u_x	u_y	|u|
Cabeça	-0,55	3,2	3,2	-0,34	3,2	3,2
1	-0,56	3,2	3,2	-0,38	3,3	3,3
2	-0,46	3,3	3,3	-0,29	3,3	3,3
3	0,49	3,4	3,4	0,80	3,4	3,5
4	0,77	3,4	3,5	1,0	3,4	3,5
Fundo escavação	0,89	3,4	3,5	1,1	3,5	3,7

*deslocamentos em cm

Figura 18 – Comparação entre resultados com força de protensão variável.

Dessa forma, para esta nova configuração, qual seja de ficha de 13 m e protensão nos tirantes de 200 kN/m, chegou-se aos seguintes resultados.

Fase	u_f (cm)	u_c (cm)	N_{max} (kN/m)	V_{max} (kN/m)	M_{max} (kN.m/m)	σ_{N_ativo} (kPa)	$\sigma_{N\_passivo}$ (kPa)
1	1,2	1,3	347,9	124,7	117,4	526,9	522,9
2	2,3	2,4	462,7	155,4	130,8	528,3	521,5
3	3,8	3,4	1007	627,2	908,7	420,4	441,1
4	3,9	3,3	1282	726,4	932,5	447,2	441,2

(a)

Tirante \ Fase	1	2	3	4
1	200	22	14	113
2		200	1245	1295
3			200	1260
				200

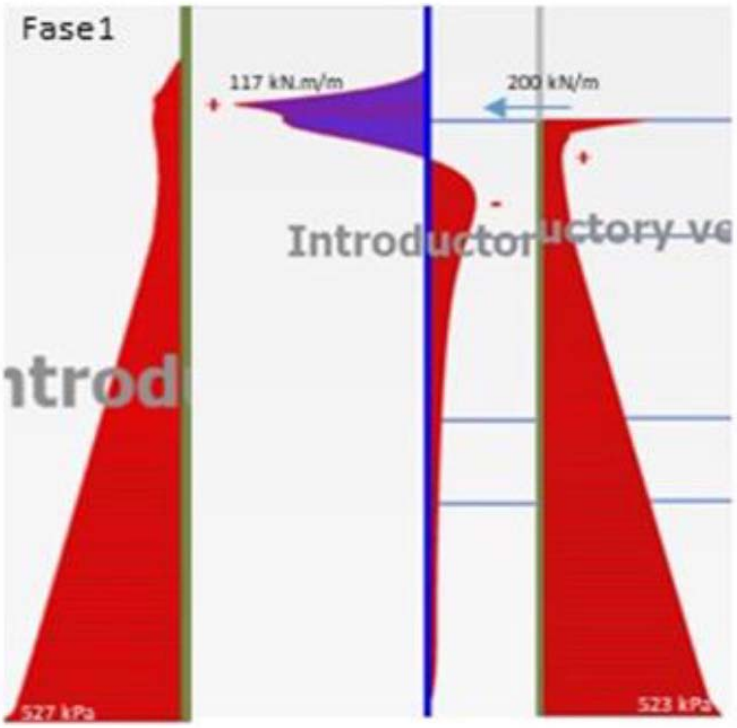
*esforços em kN

(b)

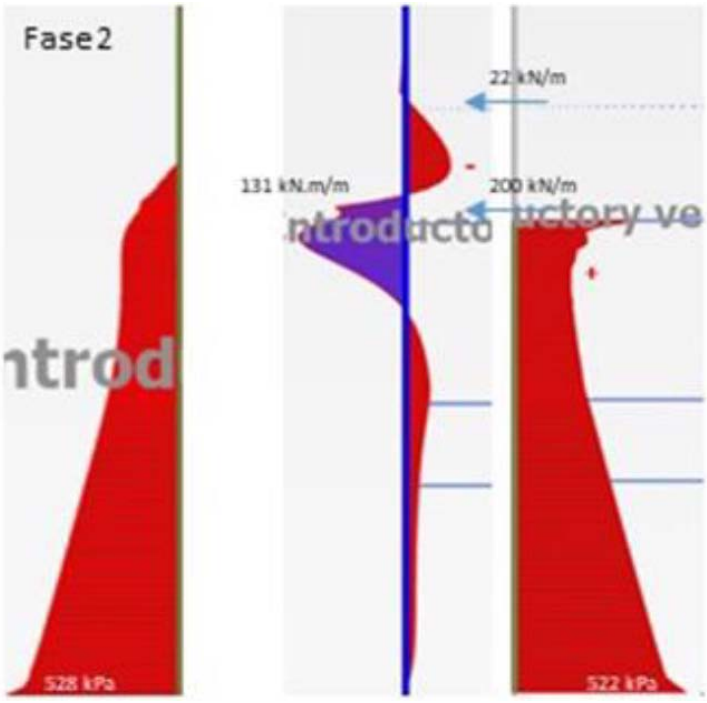
Tirante \ Fase	1	2	3	4
1	200	22	14	113
2		200	1245	1295
3			200	1260
				200

*esforços em kN

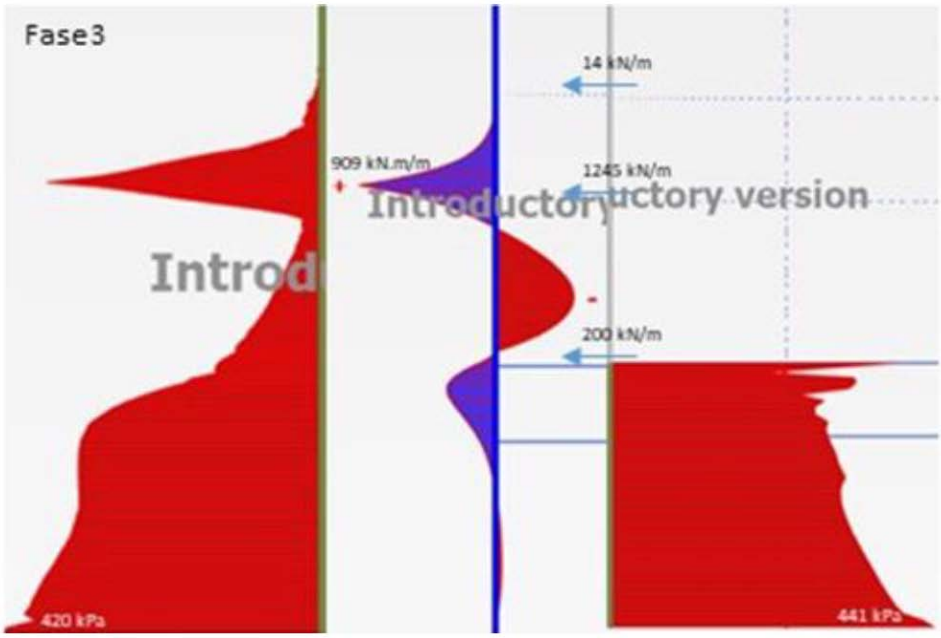
(c)


Fase1
117 kN.m/m
200 kN/m
527 kPa
523 kPa

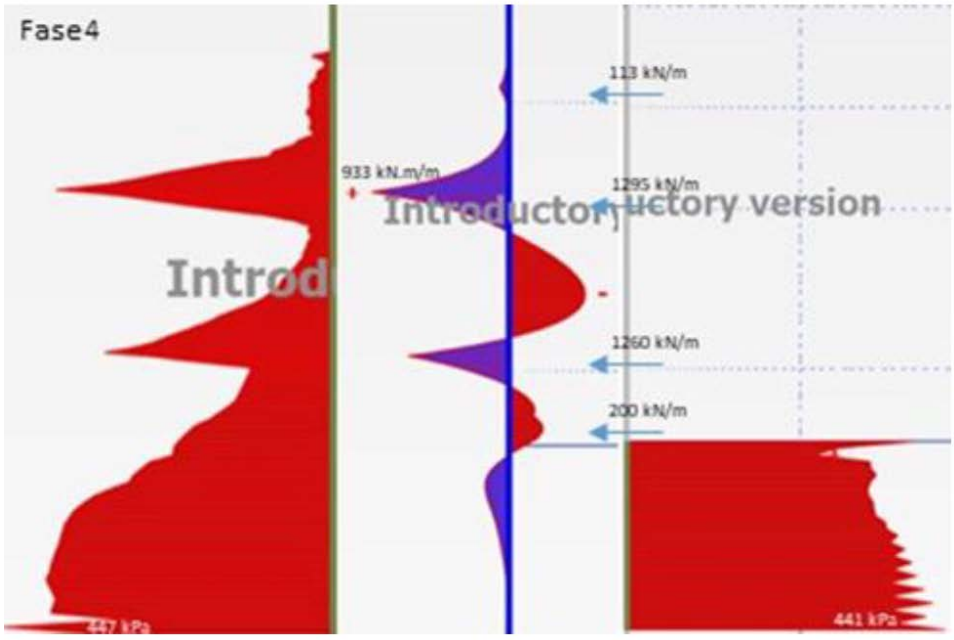
(d)


Fase2
131 kN.m/m
200 kN/m
528 kPa
522 kPa

(e)



(f)



(g)

Figura 19 – Resultados para a situação da escavação de 30 m com ficha de 13 m e esforços de protensão nos tirantes com valor de 200 kN/m obtidos no software Plaxis.

Foi enfim usado o recurso de obter fator de segurança com o software Plaxis. Isso foi feito usando-se o método “phi-c reduction” na última fase. Para tal, foi necessário unir as fases 1 e 2 em uma fase só, haja vista que o software em sua versão gratuita permite apenas quatro fases de execução. Na versão profissional essa simplificação não seria necessária.

Chegou-se a valor de fator de segurança global de 2,2. Nesse método os parâmetros (c´ e tanϕ´) são reduzidos até que o cálculo elasto-plástico não consiga convergir. Dessa forma, observa-se que, com esse processo não se obtém mesmo resultado que aquele dado pelo método clássico de reduzir apenas o empuxo passivo. Ou seja, aparentemente com esse procedimento se está contra a segurança.

Para fins de estimativa de custos foi feita uma planilha resumida para a estrutura com a ficha de 26 m, chegando-se a valor próximo a R$ 220.000,00 por metro de conteção ao se somarem os custos com as pranchas e aqueles com tirantes. Trata-se de uma estimativa de custos, mas ilustra dois aspectos importantes: o custo de aquisição das estacas prancha ainda é elevado; ainda há muitos elementos a serem incorporados no cálculo de custos referentes à produtividade por exemplo. Basta ver que, conforme dado da Arcelor Mittal (2015), na trincheira de Natal/RN foram instaladas 170 unidades por dia. Há necessidade de saber como incorporar tais dados na análise de custos, aproveitando assim uma das principais vantagens das estacas prancha que é a rapidez de execução.

Estacas pranchas	Unidade	Preço unit (R$/unidade)	Rendimento	Preço insumo (R$/m)
Materiais				
Estacas pranchas de aço a 295 MPa	kg	7,00	16 744,00	117 208,00
Equipamentos e mão de obra				
Instalação e introdução das estacas pranchas	m²	283,33	56,00	15 866,67
Total				135 736,16

Tirantes provisórios	Unidade	Preço unit (R$/unidade)	Rendimento	Preço insumo (R$/m)
Materiais				
Cabo provisório (com injeção)	m	600,00	121,59	72 956,33
Ativação e desativação do cabo	un	2 400,00	4,00	9 600,00
Total				84 207,46

CONCLUSÃO

Apresentou-se estudo de aplicação de estacas prancha em contenção de escavação de grande profundidade. Trata-se de escavação com 30 m de profundidade, em solo de boa resistência, porém com nível de água a 14 m de profundidade, o que provoca grandes pressões de água, caso não seja feito rebaixamento ou drenagem. Foi analisada a situação de escavação sem rebaixamento s sem drenagem. Com isso, obteve-se uma seção estrutural por pré-dimensionamento e foram feitos modelos que consideram a interação solo-estrutura. O principal objetivo foi chamar para as possibilidades desse sistema construtivo e para as lacunas ainda existentes para sua aplicação de forma mais eficiente. Essas lacunas envolvem aspectos conceituais de análise, mas também estimativas mais precisas de custo.

Os autores agradecem ao Prof. José Jorge Nader, livre docente do Departamento de Engenharia de estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (PEF-EPUSP) por discutir aspectos da análise com consideração da interação solo-estrutura. Ao Prof. Titular C. E. M. Maffei da EPUSP-PEF por fornecer os dados geotécnicos para a análise aqui apresentada. E aos engenheiros Anselmo Kazuo Tsuruda, analista de tecnologia e pesquisa de mercado sênior, da NSSMES e Thomas Yoshio Nakamura Tavares, suporte comercial, NSSMES.

Sem a colaboração destes profissionais este trabalho não teria sido possível.

BIBLIOGRAFIA

Arcelor Mittal Projects C&AS (2015): trincheira Natal/RN (02/07/2015).

BURLAND, J. B. et al. (2012) ICE manual of geotechnical engineering. London: ICE, 2012.

Catálogo da Nippon Steel: Steel sheet piles, Nippon Steel & Sumitomo Metal, 2016 e 2018.

Plaxis – Introductory Version.

HACHICH, W. C. (1996) Fundações: teoria e prática. 1996.

TEIXEIRA, P. W. G. N. (2018) Alguns apsectos da abálise de estruturas de contenção de escavações com uso de modelos de vigas. EPUSP-PEF.

WINTERKORN, H. F. . *Foundation engineering handbook*. London: Van Nostrand Reinhold, 1975.

CONSTRUMETAL
2019

Parte 8.

Ligações:

concepção, projeto e elementos de fixação

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE EXPERIMENTAL EXPLORATÓRIA DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES CRESTBOND APLICADOS EM PILARES MISTOS ESBELTOS*

Lucas Ribeiro dos Santos[1]
Ariany Cardoso Pereira[2]
Lucas Figueiredo Grilo[3]
Rodrigo Barreto Caldas[4]

Resumo

Este artigo apresenta uma análise experimental exploratória do comportamento dos conectores Crestbond quando utilizados como dispositivos de transferência de carga nos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). O modelo de PMPC analisado neste estudo possuía elevada razão diâmetro sobre espessura (índice de esbeltez local), caracterizando-o como PMPC esbelto. O ensaio foi realizado de modo assimétrico, sendo o carregamento aplicado na direção longitudinal da chapa do conector Crestbond, que estava restringida à rotação em relação ao seu posicionamento inicial. Apenas o núcleo de concreto do PMPC estava apoiado na base, enquanto o tubo de aço permaneceu livre para se deslocar. Esse ensaio de cisalhamento foi baseado nos procedimentos de execução apresentados na norma europeia EN 1994-1-1: 2004. Ao final, verificou-se que a metodologia utilizada no ensaio se mostrou eficiente, permitindo caracterizar o conector Crestbond quanto à ductilidade, capacidade resistente, rigidez e modos de falha.

Palavras-chave: Estruturas Mistas; Conectores de Cisalhamento; Transferência de Carga.

EXPLORATORY ANALYSIS OF BEHAVIOR OF THE CRESTBOND CONNECTORS APPLIED IN SLENDER CONCRETE-FILLED COMPOSITE COLUMNS*

Abstract

This paper presents an exploratory experimental analysis of behavior of the Crestbond connectors when used as devices of load-transfer in concrete-filled steel columns (CFSC). The PMPC model analyzed in this study had a high diameter-to-thickness ratio (local slenderness index), characterizing it as slender PMPC. The test was performed asymmetrically, the loading was applied in the longitudinal direction of the Crestbond connector plate, which was restricted from any possibility of rotation in relation to its initial positioning due to tie rods used in the locking plates, where only the concrete core was supported on the base and the steel tube remained free to move. This shear test method was based in the specifications presented in European standard EN 1994-1-1: 2004 At the end, it was verified that the methodology used in the test was efficient, allowing to characterize the Crestbond connector, according to parameters of ductility, resistance, stiffness and failure modes.

Keywords: Composite structures; Shear Connections; Load-transfer.

[1] Engenheiro Civil, Doutorando em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.
[2] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 e 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

[3]Engenheiro Mecânico, Pós-Doutorando em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.
[£] Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

1. INTRODUÇÃO

As normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 [5] e ABNT NBR 16239:2013 [6] trazem as prescrições e formulações para o dimensionamento de pilares mistos de aço concreto atendendo a realidade nacional no setor da construção civil e seguindo padrões internacionais. O escopo da primeira inclui quatro tipos de pilares: (a) pilar misto tubular circular preenchido com concreto - PMPC, (b) pilar misto tubular retangular preenchido com concreto (c) pilar misto parcialmente revestido com concreto e (d) pilar misto revestido com concreto, Figura 2. Enquanto que, a segunda apresenta formulações aplicáveis somente para os tipos (a) e (b).

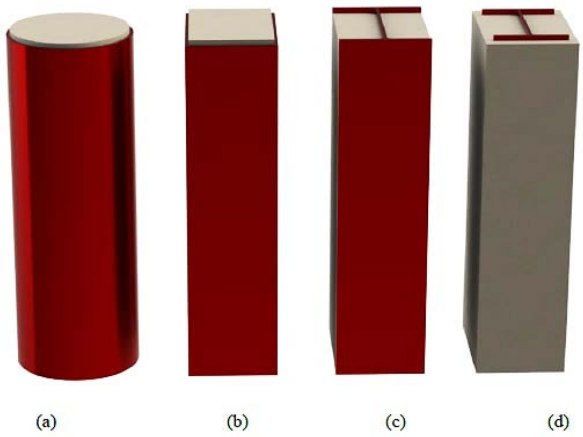


Figura 1- Pilares mistos de aço e concreto: (a) pilar misto preenchido com concreto de seção circular; (b) pilar misto preenchido com concreto de seção retangular; (c) pilar misto parcialmente revestido com concreto; (d) pilar misto revestido com concreto (Santos, 2018 [10]).

No entanto, sabe-se que a competitividade e aplicabilidade dos pilares mistos estão diretamente atreladas à dificuldade de conectá-los às vigas. Por isso, há um crescente interesse em ampliar o conhecimento atual e desenvolver pesquisas a respeito da transferência de força entre o aço e o concreto em pilares mistos. Isso porque a introdução das forças advindas das vigas de uma edificação em um pilar misto por vezes gera esforços que não são absorvidos pelos dois materiais (aço e concreto) na proporção adequada, o que compromete o comportamento misto do elemento e todas as vantagens que este poderia oferecer.

Para que o perfil de aço e o concreto trabalhem em conjunto, deve haver interação entre eles. Essa interação, ou a repartição da carga entre os dois componentes, pode ser garantida pela aderência e atrito, entretanto, quando as cargas são elevadas é necessário que se utilizem meios mecânicos para a realização desse trabalho.
Dentre os dispositivos utilizados atualmente para realizar essa interação mecânica se podem citar os conectores pino com cabeça (*stud bolts*), parafusos e os anéis de transferência de

carga. A figura 2 apresenta um esquema de introdução de forças na região de conexão por meio dos conectores de cisalhamento.

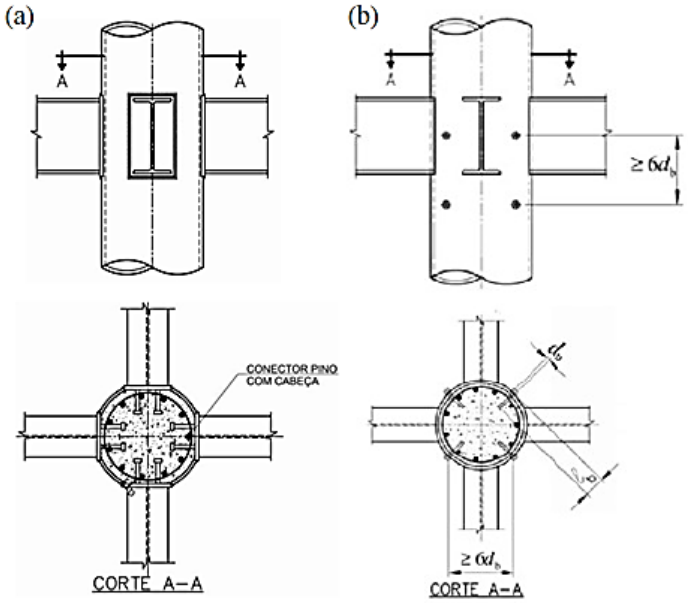


Figura 2- Principais conectores para pilar mistos preenchidos com concreto: (a) *Stud bolts*; (b) Parafusos (ABNT NBR 16239:2013 [6]).

Esses dispositivos apresentam vantagens e desvantagens, o que faz com que cada situação de projeto precise ser estudada para se definir a alternativa mais adequada. Diante disso, outro tipo de conector tem sido estudado para aplicação em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto, o Crestbond. Esse conector, originalmente desenvolvido para uso em vigas, passou a ser estudado como dispositivo de transferência de forças em pilares mistos na Universidade Federal de Minas Gerais. O Crestbond pode ser visualizado nas Figuras 3 e 4.

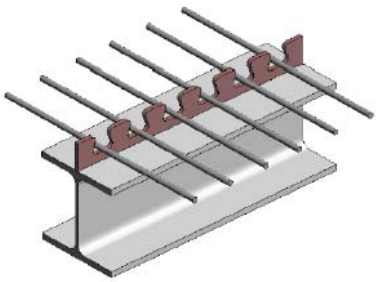


Figura 3- O Crestbond em sua concepção original para vigas (VERÍSSIMO, 2007 [11]).

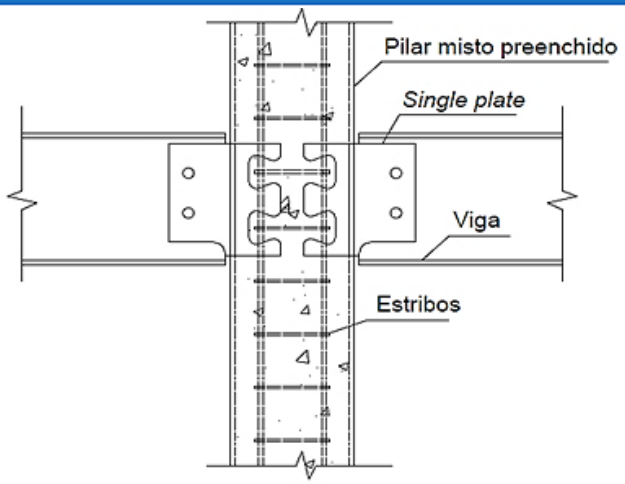


Figura 4 - Conector Crestbond com prolongamento da chapa *single-plate* (CALDAS *et al*, 2010 [7]).

Na Figura 4, apresenta-se a aplicação do Crestbond nos PMPC. Observa-se que, além de permitir o ajuste dos estribos e das armaduras longitudinais, a conexão viga-pilar pode ser efetuada a partir do prolongamento na chapa do conector Crestbond, denominado como s*ingle-plate* ou chapa de ligação, sendo caracterizado como uma ótima solução para uma das maiores preocupações em relação ao uso de pilares mistos, que é a sua ligação com outros elementos estruturais.

1.1 Esbeltez local do tubo de aço

O comportamento do PMPC pode variar de acordo com a esbeltez da seção mista, uma vez que é função da relação entre o diâmetro da seção (ou lado, para seções quadradas) pela espessura do perfil tubular. Por exemplo, para seções mais esbeltas o colapso do elemento misto pode ocorrer através da flambagem local do perfil tubular. Contudo quando são utilizadas seções mais compactas (seções menos esbeltas), a flambagem local do perfil não ocorre e o efeito do confinamento sobre o concreto se torna mais pronunciado. Isso se deve ao fato da interação entre tubo de aço e núcleo de concreto ser interrompida prematuramente devido à flambagem local, antes que fossem atingidas as resistências ao escoamento e à compressão desses componentes, respectivamente.

Segundo a norma americana AISC 360-16 [4], sob esforços de compressão, os PMPCs são classificados como compactos, semicompactos ou esbeltos. Sendo que, para qualificar uma seção como compacta a proporção máxima entre largura ou diâmetro (b ou D) e espessura do tubo de aço (t) não deve exceder o limite de esbeltez λ_p, da Tabela 1. Se a relação b/t ou D/t exceder λ_p, mas não exceder λ_r da Tabela 1, a seção composta preenchida é semicompacta. Se a relação b/t ou D/t exceder λ_r, a seção é esbelta. A relação máxima permitida largura/espessura também está especificada na tabela.

Tabela 1-Limite de Esbeltez (λ) para elementos de aço em seção mista sujeitos à compressão axial (AISC 360-16 [4]).

Descrição dos elementos	Largura / Espessura	λ_p – Compacta / Semicompacta	λ_r – Semicompacta / Esbelto	Máximo
Seção tubular retangular e quadrada de espessura uniforme	b / t	$2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seção tubular circular	D/ t	$\frac{0{,}15\,E}{f_y}$	$\frac{0{,}19\,E}{f_y}$	$\frac{0{,}31\,E}{f_y}$

1.2 Conectores de cisalhamento

Sobre os conectores em formato de chapa, Veríssimo (2007) [11] estudou o Crestbond para ser aplicado em vigas mistas de aço e concreto, nas quais a ligação se dá por meio de chapas de aço compostas por reentrâncias que se intercalam com dentes de aço e dentes de concreto, conforme mostrado na Figura 5a.

No âmbito internacional, os conectores de geometria aberta em formato de chapas dentadas são denominados c*omposite dowels* e, dentre eles, destacam-se os conectores *Clothoidal-Shaped* e *Puzzle-Shaped* (Figuras 5b e 5c), que têm sido utilizados na construção de pontes na Alemanha, sendo, inclusive, já incorporados na aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) [3].

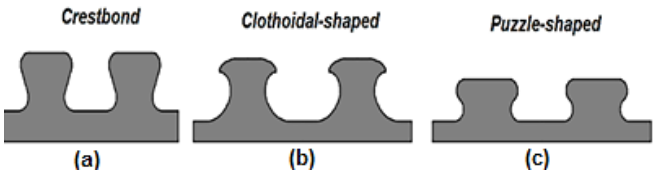


Figura 5- Conectores de geometria aberta – *Composite Dowels*: (a) Crestbond (b) *Clothoidal-Shaped;* (c) *Puzzle-Shaped*. (CARDOSO, 2018 [8]).

1.3 Ensaio de cisalhamento padrão – *standard push-test*

O ensaio de cisalhamento padrão, internacionalmente conhecido como ensaio *push-test*, está prescrito na norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9]. Esse ensaio é composto por um perfil I conectado a duas lajes de concreto com dimensões iguais de 650x600x150 mm que, por sua vez, são apoiadas na parte inferior e a força é aplicada no perfil de aço na parte superior, conforme ilustrado na Figura 6.

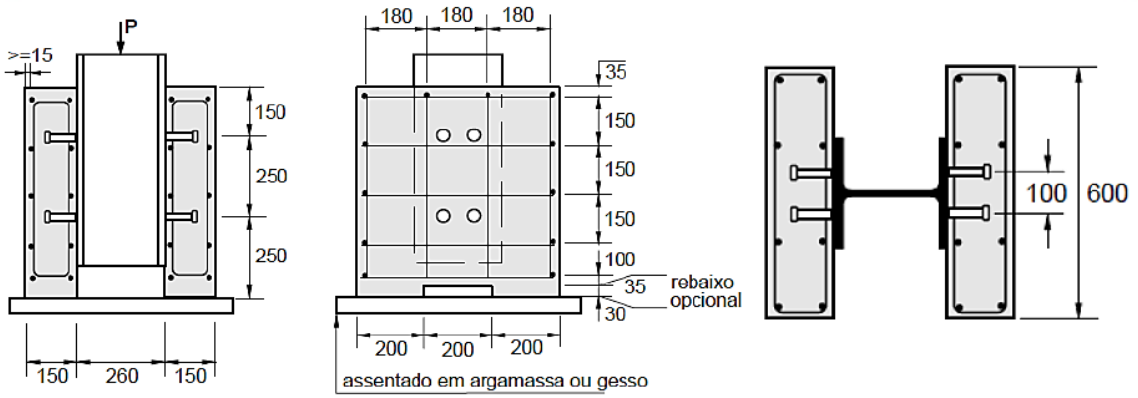


Figura 6- Push-test: (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior (EN 1994-1-1:2004 [9])

Para o caso dos conectores em formato de chapa, a geometria e as condições de contorno do ensaio *push-test* permite apenas avaliar o comportamento dos conectores contínuos em vigas mistas convencionais. Sendo assim, nesse tipo de ensaio quando os conectores utilizados são contínuos, não se avalia a parcela de resistência frontal que o conector é capaz de resistir. No entanto, a norma EN 1994-1-1:2004 [9] prescreve que ensaios de cisalhamento específicos podem ser utilizados em elementos mistos com outras configurações, desde que a configuração desses ensaios seja capaz de fornecer uma representação adequada as condições de solicitação dos conectores.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Configuração do Ensaio

O modelo experimental analisado neste estudo é constituído por um modelo de PMPC de seção esbelta (denominado como Modelo D). O modelo possuía altura de 750 mm com uma cota de arrasamento de 50 mm entre a extremidade inferior do núcleo de concreto com a chapa-base do dispositivo de ensaio de cisalhamento. A Figura 7 apresenta o modelo experimental avaliado neste estudo.

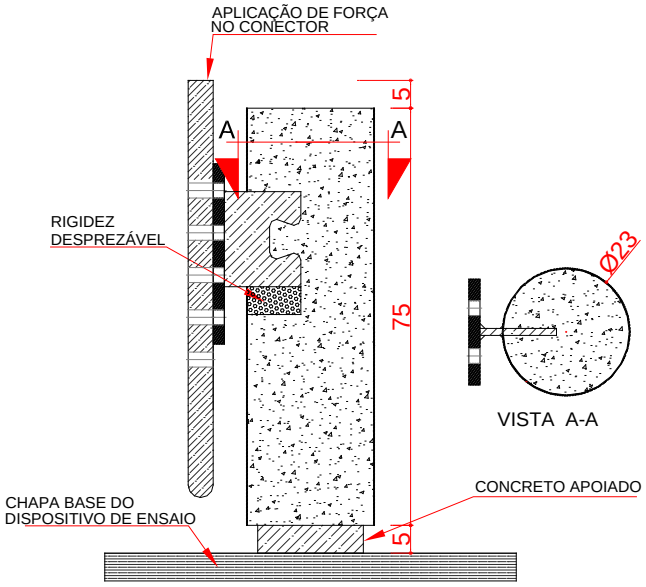


Figura 7 - Modelo experimental do PMPC de seção esbelta, as dimensões estão apresentadas em cm

O perfil tubular do PMPC ensaiado foi confeccionado por meio de calandragem de uma chapa plana com espessura nominal de 1,5 mm e aço do tipo SAE J403 1010. Outras características na constituição do PMPC foram adição de um isopor (material de rigidez desprezável) imediatamente abaixo da chapa do conector com o objetivo de isolar o acionamento da parte inferior da chapa e a aplicação de pintura e uso de cera desmoldante na superfície interna dos perfis tubulares, eliminando, assim, a influência da aderência natural e do atrito na interface dos materiais, permitindo uma melhor caracterização da força transferida pelo conector.

As propriedades mecânicas do aço do tubo e do conector e do concreto estão apresentadas na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente. Esses valores foram obtidos a partir dos ensaios de caracterização dos materiais. O aço do conector foi confeccionado com espessura nominal de 12,5 mm e aço do tipo ASTM 1018, sendo que o corte dessa chapa foi realizado com uma máquina fresadora denominada como centro de usinagem vertical (CUV). O conector utilizado nos modelos experimentais seguiu o padrão geométrico do Crestbond CR56b-R12 proposto por Verissimo (2007) [11].

Tabela 2- Propriedades mecânicas do aço do tubo e conector

Material	Densidade (g/cm³)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Tubo de aço	7,85	200.000	0,20	315,36	411,68
Conector	7,85	200.000	0,20	348,96	450,30

Tabela 3 - Propriedades mecânicas do concreto

Densidade (g/cm³)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência média a compressão (MPa)	Resistência média à tração (MPa)
2,28	30296,98	0,30	32,57	2,86

Como foi apresentado no item 1.3, o ensaio de cisalhamento padrão é internacionalmente conhecido como ensaio *push-test* e é prescrito na norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9], sendo indicado para avaliação de conectores de cisalhamento aplicados a vigas mistas de aço e concreto. Todavia, a norma europeia prescreve que ensaios de cisalhamento específicos podem ser utilizados em elementos mistos com outras configurações, desde que a configuração desses ensaios seja capaz de fornecer uma representação adequada às condições de solicitação dos conectores. Para o caso dos pilares mistos estudados, apresentou-se uma estrutura de ensaio de cisalhamento específico para a introdução de forças no PMPC de seção esbelta, conforme está representado na Figura 8.

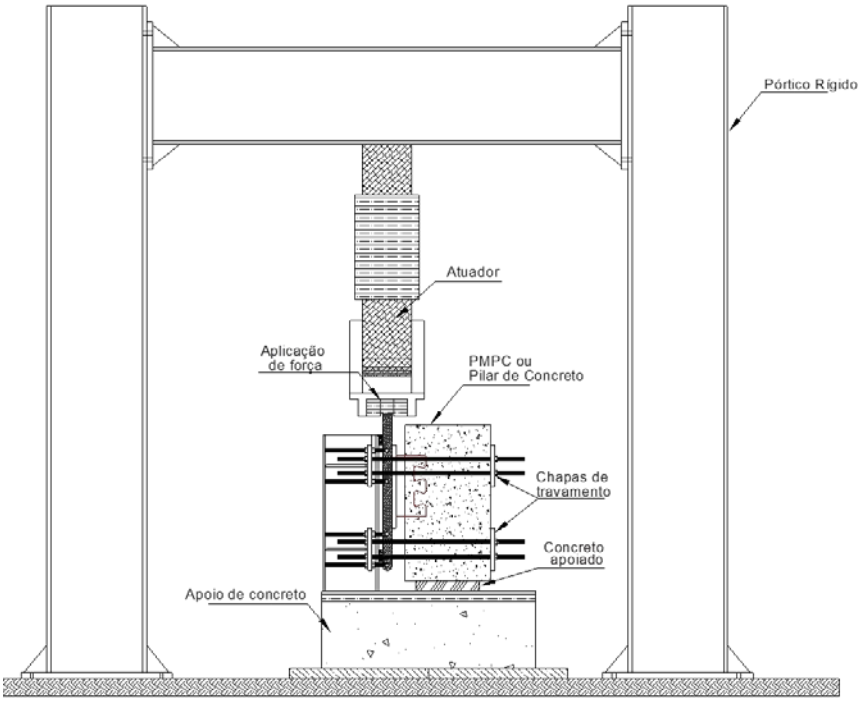


Figura 8- Configuração do ensaio de cisalhamento dos modelos experimentais

A configuração de ensaio proposta pelo autor consistiu na aplicação de um carregamento alinhado ao eixo longitudinal da chapa vertical acoplada na chapa do conector Crestbond. Portanto, a chapa recebia a força incrementada pelo atuador e era responsável por transferir a grandeza de força para o Crestbond. A montagem do ensaio consistiu em manter na base dos pilares mistos somente o núcleo apoiado por uma chapa metálica, enquanto que o tubo de aço

permanecia livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto. A Figura 9 apresenta o modelo experimental pré-montado no dispositivo de ensaio de cisalhamento.



Figura 9 - Pré-montagem do dispositivo de ensaio de cisalhamento

Durante o ensaio, a chapa do Crestbond começa a se deslizar lenta e progressivamente em relação ao núcleo de concreto. Esse deslizamento relativo foi medido por meio dos transdutores de deslocamentos (DTs) nivelados verticalmente. Desse modo, os pilares mistos foram influenciados, basicamente, pela resistência e rigidez do Crestbond. Demais informações sobre a configuração do ensaio de cisalhamento estão no trabalho de Santos (2018) [10].

O processo de execução do ensaio de cisalhamento foi realizado conforme as diretrizes do Anexo B norma europeia. Segundo essa norma, o ensaio de cisalhamento deve ser realizado em duas fases distintas e contínuas: a primeira fase consiste na aplicação de vinte e cinco ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 40% da carga máxima esperada; a segunda fase consiste na aplicação do carregamento monotônico de maneira que a falha no elemento estrutural não ocorra em um tempo inferior a 15 minutos.

2.2 Estimativa de força máxima dos modelos experimentais

Na Tabela 4 é apresentada a força última teórica ($P_{u,teo}$) prevista para o modelo experimental. Essa força foi determinada a partir dos possíveis modos de falha previstos na região de ligação constituída pelo conector e núcleo de concreto. Os valores de $P_{u,teo}$ foram estimados a partir do menor valor das forças resistentes teóricas previstas.

As forças últimas teóricas ($P_{u,teo}$) foram estimadas a partir dos valores de resistências obtidos através dos ensaios de caracterização e dimensões reais dos conectores. Todos os fatores de ponderação da segurança foram tomados iguais a 1,0. Para o conector era previsto a falha no aço devido ao cisalhamento e flexão ($F_{sh,Crest}$), para o concreto foram previstos três possíveis modos de falha: a ruptura do concreto por pry-out ($F_{pry-out}$), o cisalhamento do concreto na conexão ($F_{cis,Conc}$)e o esmagamento do núcleo de concreto confinado $F_{cc,Conc}$.

Tabela 4 - Estimativo de forças nos modelos experimentais

Modelo	f_{cm} (Mpa)	Norma alemã - Norma Z-26.4-56 (2018)			$F_{cc,Conc}$ (kN)	$P_{u,teo}$ (kN)	Modo de falha previsto
		$F_{Sh,Crest}$ (kN)	$F_{Sh,Conc}$ (kN)	$F_{Pry-out}$ (kN)			
D	31	129,07	138,62	219,15	7374	129,07	Cisalhamento do Concreto

2.3 Resultados Experimentais

A Figura 10 apresenta a curva deslizamento relativo *versus* força obtida para a caracterização do conector. O deslizamento relativo é o valor médio dos deslizamentos verticais aferidos pelo DT 01 e o DT 02. Na análise do gráfico, a força última experimental ($P_{u,Exp}$) é definida como a força máxima obtida nas curvas.

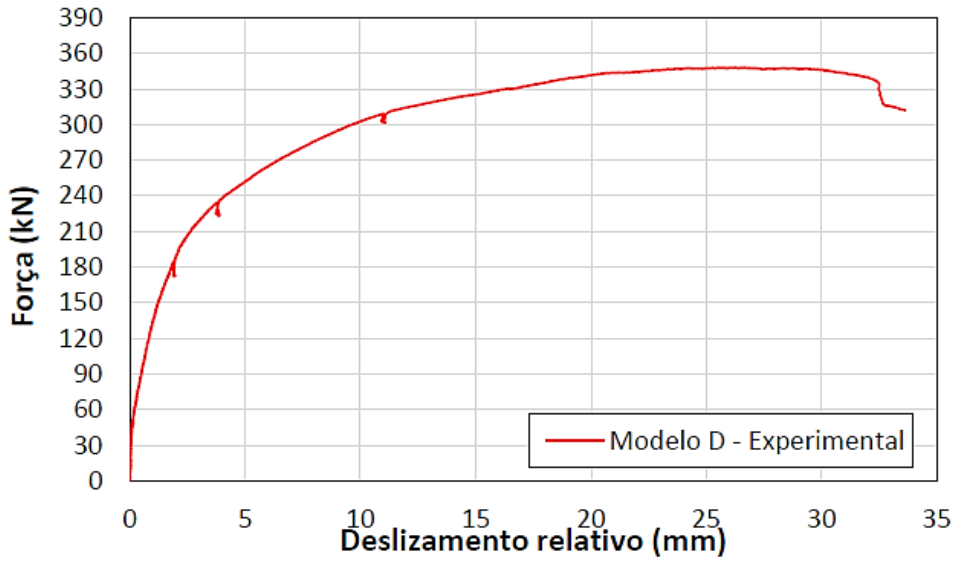


Figura 10 - Curva experimental força versus deslizamento relativo para o modelo D

A partir dos 340 kN, a força se manteve praticamente estável com uma leve inclinação positiva em um amplo intervalo de deslizamentos relativos até alcançar o valor de 348,30 kN, sendo

essa força definida como a força última experimental $P_{u,Exp}$ obtida, correspondente ao deslizamento relativo de 26,25 mm.

A configuração deformada final do ensaio está apresentada na Figura 11. Para facilitar a visualização, nessa figura foram retiradas as chapas de travamento superior e inferior. Observa-se que o perfil tubular acompanhou de maneira uniforme o deslizamento vertical da chapa do conector. No topo do modelo, especificamente ao núcleo de concreto, verifica-se uma parcela da tinta aderida a superfície do concreto, evidenciando a quebra da aderência natural entre o aço e concreto.



(a) (b)

Figura 11- Configuração deformada do modelo D: (a) Vista lateral; (b) Perspectiva.

2.4 Caracterização do comportamento estrutural do Crestbond

Os resultados obtidos na análise experimental serão aqui analisados pelo comportamento das curvas da força versus deslizamento relativo. Nos itens a seguir, apresentam-se as convenções adotadas para a caracterização dos conectores:

- A força característica (P_{Rk}) obtida nos ensaios de cisalhamento, conforme a norma EN 1994-1-1:2004 deve ser igual ao valor correspondente a 90% da força última ($P_{u,Exp}$);
- A rigidez secante do conector (k_{sc}), conforme a norma EN 1994-1-1: 2004 [9] deve ser medida a 70% de P_{Rk}, sendo essa rigidez definida como: $k_{sc} = 0{,}7P_{Rk}/\delta_{i(0,7)}$, onde $\delta_{i(0,7)}$ é o deslizamento relativo para $0{,}7P_{Rk}$.

A Tabela 5 fornece os principais resultados referentes ao comportamento dos conectores no modelo D. As informações apresentadas na tabela são o intervalo de forças na fase de ciclos, o deslizamento relativo correspondente à força última (δ_{ult}), a força última

experimental ($P_{u,Exp}$), a força última teórica ($P_{u,Teo}$) e a razão entre as forças últimas experimentais e teóricas ($P_{u,Teo}/P_{u,Exp}$).

Tabela 5 - Resultados experimentais dos conectores dos modelos D

Modelo	Intervalo de Ciclos (kN)	δ_{ult} (mm)	$P_{u,Exp} = q_{Cn,Exp}$ (kN)	$P_{u,Teo}$ (kN)	$P_{u,Teo}/P_{u,Exp}$
D	[10 – 18]	26,25	348,3	129,07	0,37

A Tabela 6 apresenta as variáveis de caracterização dos conectores nos modelos experimentais, são elas: a força última experimental ($P_{u,Exp} = q_{Cn,Exp}$), a capacidade característica de deslizamento (δ_{uk}), a força característica do ensaio (P_{Rk}), a rigidez secante dos conectores (k_{sc}) e a classificação de ductilidade dos conectores conforme a norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9].

Tabela 6 - Caracterização dos conectores do modelo D

Modelo	$P_{u,Exp} = q_{Cn,Exp}$ (kN)	P_{Rk} (kN)	$0,7P_{Rk}$ (kN)	k_{sc} (kN/mm)	Classificação
D	348,3	314,47	219,43	72,43	Dúctil

Em relação à ductilidade, a norma EN 1994-1-1:2004 [9] prescreve que um conector pode ser considerado dúctil, caso o deslizamento $\delta_{uk} \geq 6$ mm. Nota-se que o conector do modelo analisado neste trabalho apresentou um comportamento dúctil. Reforça-se que os estudos conduzidos por Veríssimo (2007) [12], Aguiar (2015) [1] e Cardoso (2018) [8] também mostraram o comportamento dúctil dos conectores Crestbond.

Segundo Almeida (2012) [2], na literatura vigente não existe uma definição precisa para se classificar um conector como rígido ou flexível. Assim, o autor considera que os conectores que possuem rigidez secante (k_{sc}) medida a 60% de P_{Rk}, inferior a 200 kN/mm, poderão ser classificados como flexíveis e os demais como rígidos. Portanto, com base na classificação desse autor, o conector do modelo D é classificado como flexível.

É oportuno mencionar que Almeida (2012) [2] propõe a avaliação da rigidez do conector ao nível de $0,6P_{Rk}$, diferentemente da norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9] que prescreve que essa rigidez deve ser medida ao nível de $0,7P_{Rk}$. Sendo esse último, o critério utilizado neste trabalho.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foram apresentadas as características do modelo experimental de PMPC (Modelo D) avaliado assim como a configuração do ensaio assimétrico a ser realizado nesses modelos. A partir do procedimento de ensaio, obteve-se a curva deslizamento relativo *versus* força obtida para o modelo D.

A partir dos resultados experimentais que foram obtidos, verificou-se que a metodologia utilizada no ensaio assimétrico se mostrou eficiente, permitindo-se caracterizar o conector Crestbond quanto aos parâmetros de ductilidade, rigidez e capacidade resistente. Em relação à ductilidade, o conector analisado neste trabalho apresentou um comportamento dúctil.

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), pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais) e pela LafargeHolcim do Brasil.

REFERÊNCIAS

1 AGUIAR, O. P. (2015). Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2015.

2 ALMEIDA, P. H. F. (2012). Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2012.

3 ALLGEMEINE BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG DER VERBUNDDÜBELLEISTE, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2018.

4 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (ANSI/AISC 360-16). Specification for structural steel buildings, Chicago. 2016.

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, 2008. 237p.

6 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.

7 CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. de S.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L.; CASTRO E SILVA, A. L. R. (2010). Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto. Novembro/2010. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP.

8 CARDOSO, H. S. (2018). Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2007.

9 EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

10 SANTOS, L. R. (2018). Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto. Projeto de qualificação de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2018.

11 VERÍSSIMO, G.S. (2007). 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.

Tema: Ligações: Concepção, Projeto e Elementos de fixação

ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES METÁLICAS

Vanessa Saback de Freitas[1]
Luiz Carlos de Almeida[2]
Leandro Mouta Trautwein[3]

Resumo
Convencionalmente, as ligações em estruturas metálicas são classificadas como rígidas ou flexíveis, no entanto, a consideração do comportamento semirrígido permite uma melhor representação da estrutura, trazendo ainda benefícios econômicos ao projeto. Neste trabalho, foi analisada uma ligação viga-coluna parafusada com chapa de topo estendida, variando-se os enrijecedores de alma no pilar. Foram desenvolvidos modelos numéricos da estrutura, utilizando o programa computacional ATENA Studio de análise não-linear em elementos finitos, calibrados a partir dos experimentos encontrados na literatura, de modo a apresentar uma representação adequada do comportamento das ligações. O estudo visou a avaliação do estado limite de ruptura da estrutura, e a análise da distribuição de forças e tensões na região da ligação, identificando as concentrações de tensão e deformação, e da influência do comportamento estrutural das ligações sobre a resposta global da estrutura.

Palavras-chave: Ligação Viga-Coluna; Modelagem Numérica; Elementos Finitos (EF).

NUMERICAL ANALYSIS OF STEEL JOINTS

Abstract
Abstract
Usually, steel joints have been classified as either fully rigid or flexible. However, considering the semi-rigid behavior better represents the structure, and economically benefits to the project. In this study, a beam-to-column bolted connection with extended top plate and different stiffeners was analyzed by numerical models in the ATENA Studio software of nonlinear finite element analysis, calibrated from the experiments performed by the literature, in order to present an adequate representation of the behavior of the connections. The objective of this study was to evaluate the limit states of the structure and to analyze the stress distribution in the joint region, identifying the influence of the structural behavior of the connection on the overall structure.

Keywords: Beam-to-Column Joint, Numerical Modeling, Finite Elements (FE)

[1] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia Civil, Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração (LabMEM), Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas, São Paulo, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor, Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas, São Paulo, Brasil.

[3] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor, Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação do Trabalho e Objetivos

Pela expressão "ligação viga-coluna" entende-se a ligação entre elementos metálicos nas quais a viga é conectada à mesa do pilar por meio de sua alma e/ou de suas mesas [1]. As ligações em geral têm papel determinante no projeto de qualquer estrutura metálica, e o comportamento das ligações viga-coluna em estruturas de aço e mistas tem forte influência sobre a estabilidade e resistência da estrutura [2, 3]. Neste trabalho, foi analisada uma ligação viga-coluna parafusada com chapa de topo estendida, variando-se os enrijecedores de alma no pilar. Os objetivos do estudo foram: a avaliação do estado limite de ruptura da estrutura; a análise da distribuição de forças e tensões na região da ligação, identificando as concentrações de tensão e deformação; e a análise da influência do comportamento estrutural das ligações sobre a resposta global da estrutura.

Seguindo esses objetivos, foram desenvolvidos modelos numéricos utilizando o programa computacional ATENA Studio de análise não-linear em elementos finitos. Os modelos foram calibrados a partir dos experimentos realizados por Figueiredo (2004) [4], de modo a apresentar uma representação adequada do comportamento das ligações viga-coluna com chapa de topo.

1.2 Revisão da Literatura

1.2.1 Comportamento Semirrígido

A análise estrutural convencional pressupõe a estrutura como sendo um conjunto de barras unidimensionais interligadas entre si, e os pontos de interseção destas barras são chamados de pontos nodais (nós) [1, 4, 5]. Idealiza-se o comportamento dos nós como perfeitamente rígidos ou perfeitamente flexíveis (rotulados) em relação às rotações relativas entre os elementos e à transmissão do momento fletor entre as barras [1, 4-7].

Em um nó rígido, assume-se que a ligação possui suficiente resistência e rigidez à flexão de modo que o momento fletor é totalmente transmitido e é mantida a continuidade rotacional, ou seja, a rotação relativa é completamente impedida, sem alteração no ângulo entre os elementos [1, 4-6, 8]. Em um nó flexível ou rotulado, não é mantida a continuidade rotacional e não há transmissão de momento fletor algum, apenas de esforços axiais e de cisalhamento [1, 4, 6]. A Figura 1 apresenta uma representação da análise estrutural convencional para nós rígidos e flexíveis.

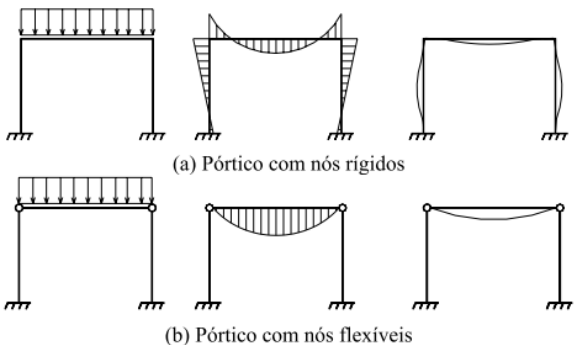


Figura 1 – Comportamento idealizado rígido e flexível [4]

Uma das maneiras de aperfeiçoar a análise das estruturas metálicas é a avaliação do real comportamento das ligações, nesse sentido, foi introduzido o conceito das ligações semirrígidas [9]. Adotar as ligações como totalmente rígidas ou flexíveis é partir de uma condição idealizada que traz conceitos imprecisos, visto que, na prática, não é possível obter um perfeito engastamento, ou rótula perfeita, entre vigas e pilares [1, 4, 5]. Estas considerações simplificam os processos de cálculo, mas, na maioria das vezes, negligenciam o verdadeiro comportamento rotacional das ligações [5].

Na realidade, ligações viga-coluna possuem uma determinada rigidez rotacional quanto à continuidade rotacional e à transmissão de momentos fletores, com comportamento intermediário entre os extremos apresentados, e são, portanto, semirrígidas [1, 4, 6, 8]. As ligações semirrígidas possuem diferentes graus de rigidez, que, por sua vez, dependem da solução de projeto adotada para a ligação [7].

O real comportamento de uma estrutura em pórtico é tão dependente das características das ligações quanto dos componentes individuais que formam a estrutura [8]. Os dispositivos presentes na região da ligação introduzem efeitos locais e imperfeições, advindos das descontinuidades geométricas e mecânicas intrínsecas de uma ligação, e podem induzir um comportamento global não linear da estrutura [1]. Na região, ocorrem reações significativas de forças concentradas e momentos fletores, as quais levam a distribuições não-uniformes de tensão, que causam deformações excessivas [7]. Esses fatores contribuem para que a análise da região da ligação se torne mais complexa que no restante da estrutura. Além disso, as ligações representam uma parcela significativa no custo das estruturas de aço, devido ao seu custo de fabricação e montagem [4]. Assim, torna-se necessária, então, uma análise de seu comportamento, tão precisa quanto possível [1, 7].

Na Figura 2 estão apresentados três tipos de nós: (a) flexível, (b) totalmente rígido e (c) semirrígido.

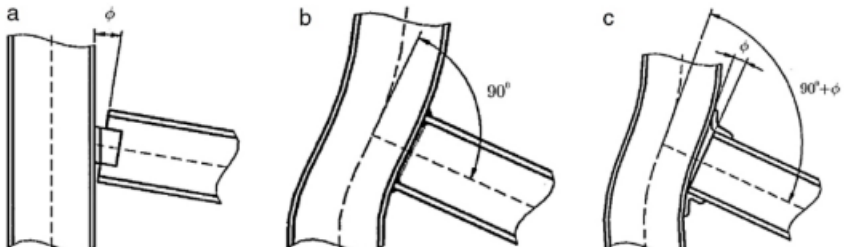


Figura 2 – Ligações viga-coluna: (a) flexível, (b) totalmente rígida, (c) semirrígida [6]

1.2.2 Curva Momento-Rotação (M-θ)

O comportamento semirrígido de uma ligação pode ser descrito através da sua curva momento-rotação, M-θ, onde M é o momento na face do pilar, e θ é a rotação relativa entre os eixos do pilar e da viga. A relação entre o momento e a rotação é a rigidez rotacional, K. Como o comportamento não-linear da ligação se manifesta desde os estágios iniciais do carregamento, a rigidez inicial da ligação, K_i, não caracteriza adequadamente a resposta da ligação sob cargas de serviço [10]. Além disso, muitos tipos de ligação não apresentam uma rigidez inicial confiável, e, assim, é tomada como propriedade da ligação a rigidez secante, K_s, definida como: $K_s = M_s/\theta_s$ [10].

A Figura 3, adaptada de [10], apresenta os parâmetros componentes da curva M-θ de uma ligação semirrígida, que, além das rigidezes K_i e K_s anteriormente definidas, são: M_n (momento

máximo resistente), M_s (momento em cargas de serviço), θ_n (rotação equivalente para o momento máximo), θ_s (rotação em cargas de serviço), θ_u (capacidade rotacional da ligação).

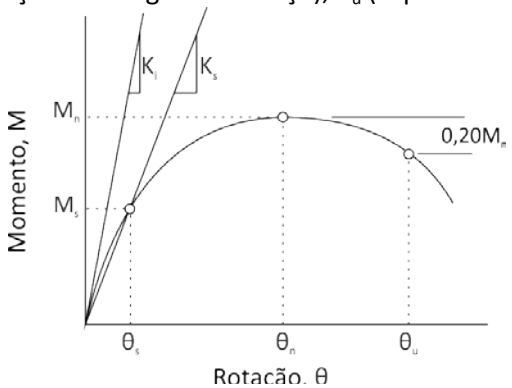


Figura 3 – Definição das componentes de uma curva momento-rotação para uma ligação semirrígida [10 – adaptado]

1.2.3 Classificação das Ligações

A Figura 4 apresenta de forma gráfica a classificação quanto à resistência, rigidez e ductilidade (capacidade de rotação) de uma ligação a partir da sua curva M-θ.

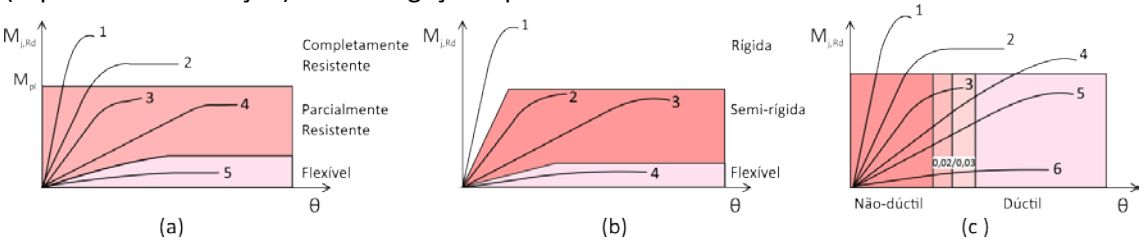


Figura 4 – Classificação da curva M-θ quanto à resistência (a), rigidez (b) e ductilidade (c) [5 – adaptado]

Quanto à **resistência**, são classificadas como totalmente resistentes, parcialmente resistentes ou flexíveis (Fig 4-a). Quanto à **rigidez** (Fig 4-b), são classificadas como rígidas, semirrígidas ou flexíveis. Quanto à **ductilidade** (Fig 4-c), como dúcteis e não-dúcteis. Quanto maior a capacidade rotacional da ligação após sua resistência ser atingida, mais dúctil ela é considerada [1, 4, 5].

Existem diferentes expressões analíticas para estabelecer os limites de classificação de uma ligação [4]. A seguir, serão apresentados os sistemas de classificação do *American Institute of Steel Construction* – AISC [10], EUROCODE 3 – *Design of Steel Structures* [11] e ABNT NBR 8800/2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios [12].

1.2.3.1 Classificação AISC (2016) [10]

O AISC [10] determina os limites para a classificação da **rigidez** como:

Se $\frac{K_S L}{EI} \geq 20$, a ligação é rígida;

Se $\frac{K_S L}{EI} \leq 2$, a ligação é flexível.

Onde L é o comprimento da viga, e EI, sua rigidez à flexão.
Ligações com valores de rigidez intermediários a esses dois limites são semirrígidas, e sua resistência, rigidez e ductilidade devem ser consideradas no projeto [10]. Na Figura 5 estão apresentadas três curvas que descrevem os tipos de ligação, sendo R a curva para uma ligação rígida, SR, uma ligação semirrígida, F, uma ligação flexível, e M_{Pl} é o momento de plastificação da viga.

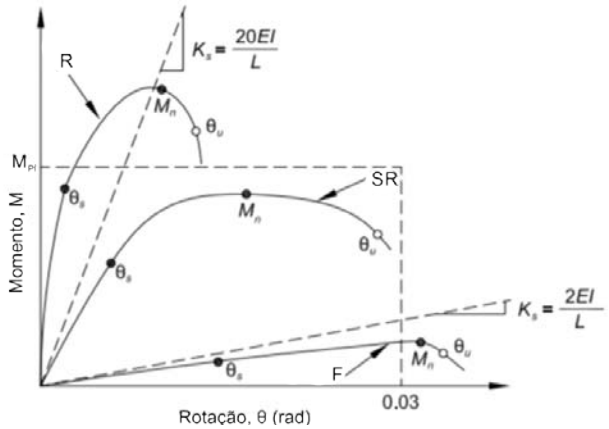


Figura 5 – Curvas Momento-Rotação para ligações Rígidas (R), Semirrígidas (SR) e Flexíveis (F) [10 - adaptado]

Na Figura 5, a capacidade rotacional, θ_u, pode ser definida como o valor da rotação da ligação no ponto onde: (a) a resistência da ligação caiu a 80% do momento resistente máximo das ligações ($0{,}8M_n$); ou (b) a ligação teve uma deformação superior a 0,03 rad. O critério (b) foi estabelecido para ser aplicado a ligações onde não há perda da resistência até que rotações muito elevadas ocorram, por conta do prejuízo na confiabilidade de estruturas com rotações elevadas [10].
A **resistência** de uma ligação é o momento máximo que ela é capaz de suportar [10]. Se a curva momento-rotação não apresenta uma carga de pico, então a resistência pode ser tomada como o momento a uma rotação de 0,02 rad. Ligações que transmitem menos que 20% do momento de plastificação da viga a uma rotação de 0,02 rad podem ser consideradas ligações flexíveis [10]. Na classificação do AISC, é possível que uma ligação rígida tenha resistência inferior à resistência da viga, e que uma ligação semirrígida tenha resistência superior à da viga.
Quanto à **ductilidade**, o AISC afirma que, se a resistência da ligação supera significativamente o momento de plastificação resistente da viga, a ductilidade do sistema estrutural é comandada pela viga e a ligação pode ser considerada elástica. Se a resistência da ligação apenas excede um pouco o momento de plastificação resistente da viga, a ligação pode sofrer deformações inelásticas significativas antes de a viga alcançar sua resistência limite. Se a resistência da viga excede a resistência da ligação, as deformações podem se concentrar na ligação.

1.2.3.2 Classificação EUROCODE 3 (1993) [11]

O EUROCODE 3 [11] determina os limites para a classificação da **resistência** como: a ligação será completamente resistente se o seu momento resistente ($M_{j,Rd}$) for maior ou igual ao

momento de plastificação da viga, ou maior que duas vezes o momento de plastificação do pilar adjacente. Se o momento resistente da ligação for menor que o momento resistente da viga, a ligação é de resistência parcial.

Quanto à **rigidez**, classifica as ligações como:

Rígidas para $S_{j,ini} \geq k_b E I_v / L_v$;

Semirrígidas para $0{,}5 E I_v / L_v < S_{j,ini} < k_b E I_v / L_v$;

Flexíveis para $S_{j,ini} \leq 0{,}5\ E I_v / L_v$.

Onde:

$k_b = 8$, para estruturas em que o contraventamento reduz o deslocamento horizontal em 80%.

$k_b = 25$, para os outros casos, desde que $K_b / K_c \geq 0{,}1$.

$K_b = I_v / L_v$ e $K_c = I_c / L_c$

I_v - Momento de inércia do perfil da viga, L_v - Vão da viga

I_p - Momento de inércia do perfil do pilar, L_p - Altura do pilar

E – Módulo de elasticidade do aço

$S_{j,ini}$ é a rigidez inicial da ligação: $S_{j,ini} = \frac{E {h_1}^2 t_{wc}}{\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left[\frac{F_i}{F_i R_d}\right]^2}$

1.2.3.3 Classificação ABNT NBR 8800/2008 [12]

A ABNT NBR 8800/2008 [12] trata a classificação quanto à **rigidez** de uma ligação viga-pilar de forma similar ao Eurocode, considerando-a:

Flexível se $S_i \leq 0{,}5 E I_v / L_v$;

Rígida se $S_i \geq 25 E I_v / L_v$;

Semirrígida se a rigidez S_i se mantiver constante durante todo o carregamento.

Onde S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, simplificadamente denominada rigidez inicial. O limite $S_i \geq 25 E I_v / L_v$ pode ser usado somente para estruturas nas quais, em cada andar, é satisfeita a relação $Kv \,/\, Kp \geq 0{,}1$, onde Kv é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas no topo do andar e Kp é o valor médio de I_p / L_p para todas os pilares do andar (Iv é o momento de inércia de uma viga no plano da estrutura, Ip é o momento de inércia de um pilar no plano da estrutura, Lv é o vão de uma viga considerado de centro a centro de pilares e Lp é a altura do andar para um pilar). $S_i \geq 25 E I_v / L_v$, mas $Kv / Kp < 0{,}1$, a ligação deve ser considerada semirrígida.

Por fim, a NBR 8800 deixa a critério do responsável técnico pelo projeto que, de forma simplificada, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas rotuladas ou rígidas, possam ser simuladas com esses tipos de vinculação na análise estrutural [12].

1.2.4 Determinação da Curva M-θ

1.2.4.1 O Método das Componentes

Diferentes métodos podem ser utilizados para estabelecer a curva momento-rotação de ligações semirrígidas: empíricos, analíticos, mecânicos, numéricos e experimentais [9]. O método das componentes é um procedimento altamente reconhecido para a avaliação das propriedades estruturais de ligações metálicas [13]. Este é o método mais utilizado na prática, e é o recomendado pelo Eurocode [11], que foi o primeiro código a adotar o conceito de componentes na determinação das propriedades das ligações metálicas [3, 9, 13]. Através

dele, é possível modelar o comportamento de ligações complexas, independentemente da configuração geométrica e tipo de carregamento, sem alto custo computacional [3, 13].

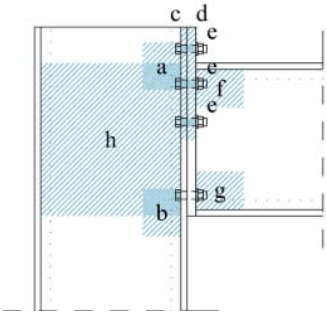


Figura 6 – Modos de falha de uma ligação viga-coluna [14]

A verificação da ligação é baseada no modo de falha de cada uma de suas componentes, representadas na Figura 6 [14]. Os modos de falha considerados são: (a) tração na alma do pilar; (b) compressão na alma do pilar; (c) flexão na mesa do pilar; (d) flexão na chapa de topo; (e) tração nos parafusos; (f) tração na alma da viga; (g) compressão na alma e mesa da viga; (h) cisalhamento na alma do pilar [14]. Desta forma, a verificação da ligação não é função apenas das características dos parafusos, mas todos os elementos resistentes que interagem na região verificada, incluindo os aspectos geométricos, são levados em consideração [4].

No entanto, as regras apresentadas no Eurocode 3 tratam de ligações submetidas apenas a forças de cisalhamento e momentos fletores negativos, preferencialmente sem enrijecedores de alma [4, 13]. Por conta disso, nas últimas décadas, pesquisas têm sido desenvolvidas sobre o comportamento de ligações submetidas a diferentes tipos de ações, como momentos fletores positivos, carregamentos cíclicos, cargas combinadas de momento fletor e força axial, temperaturas elevadas etc., com o objetivo de melhorar/ampliar as regras atualmente propostas pelo Eurocode 3 [13]. Além disso, em sua aplicação, o método das componentes adotado pelo Eurocode 3 [13] se torna demasiadamente complexo, por implicar um número excessivo de verificações, comprometendo a praticidade do método [4, 14].

1.2.4.2 Modelagem em Elementos Finitos

Tusnina [7], em seu trabalho, conclui que o fator principal que determina a flexibilidade de uma ligação viga-coluna é a deformação dos elementos da conexão, que pode chegar a 80% da deformação total da ligação, e depende diretamente da solução de projeto adotada. Especialmente no caso de ligações parafusadas, que têm mais fontes de deformação que uma ligação totalmente soldada, por conta da variedade de elementos de conexão que é usada entre a viga e a coluna [3]. Romano [5] demonstra a complexidade do comportamento estrutural das ligações com chapa de topo, bem como a diversidade de propostas quanto à verificação da resistência dos componentes, principalmente em relação à flambagem da alma do pilar.

A modelagem numérica das características e do comportamento de ligações viga-coluna confirma-se como uma das vertentes mais relevantes na análise e dimensionamento de estruturas metálicas [1, 7, 8, 14]. Através métodos numéricos, amplamente utilizados, é possível obter uma representação não-linear confiável do estado de tensão deformação de estruturas em estado elasto-plástico [1, 3, 7]. O desenvolvimento de um modelo não-linear em

elementos finitos foi a metodologia adotada neste trabalho para representação e análise do comportamento de uma ligação metálica parafusada com chapa de topo estendida.

1.2.5 Enrijecedores

Os enrijecedores influenciam o comportamento da ligação impedindo a flambagem na alma do pilar, o que constitui um modo de falha da ligação [4]. Em uma ligação sem enrijecedor, a alma do pilar pode tornar-se o componente mais fraco da ligação e governar o seu comportamento [4]. Neste trabalho, foram adotados diferentes tipos de enrijecedores na alma do pilar, de modo a analisar as diferenças no comportamento da estrutura.

O aumento da resistência do pilar em uma ligação pode ser feito através de: enrijecedores de tração, que aumentam a resistência à flexão da mesa e a resistência à tração da alma do pilar; enrijecedores de compressão, que aumentam a resistência da alma do pilar; ou enrijecedores diagonais, que aumentam a resistência ao cisalhamento da alma e também atuam como enrijecedores de tração e/ou compressão [15]. Os enrijecedores para a alma do pilar podem ser na forma de revestimento de concreto ou chapas soldadas, conforme ilustra a Figura 7.

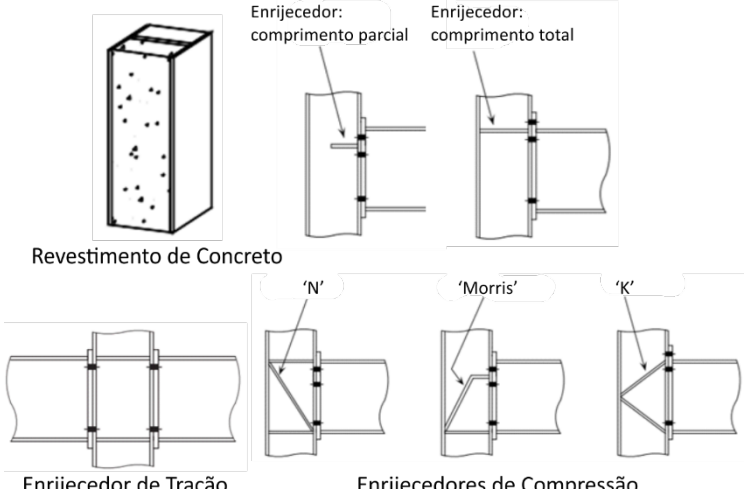


Figura 7 – Exemplos de enrijecedores de alma para pilar metálico [4, 15 - adaptado]

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Programa Experimental

Os modelos numéricos elaborados neste trabalho foram calibrados segundo os resultados obtidos no programa experimental desenvolvido por Figueiredo (2004) [4]. Os experimentos visaram analisar o detalhe de ligação entre viga e pilar com chapa de topo estendida, para compreender o comportamento de ligações mistas com chapa de topo estendida. Neste estudo, serão apresentados os resultados e características do modelo com ligações em aço. O modelo, chamado de modelo cruciforme, é composto por 2 vigas conectadas a um pilar, representando um pilar interno de pórtico.

2.1.1 Geometria dos Elementos

As vigas são de perfis soldados VS 250x37 e os pilares, CVS 300x70 (Figura 8). Os pilares são enrijecidos com chapas de espessura de 8 mm nas alturas correspondentes às mesas superior

e inferior da viga. As vigas também têm enrijecedores a 15 cm das extremidades livres, e todos os modelos têm ligação viga-pilar com chapa de topo. As chapas de topo dos modelos têm espessura de 22,4 mm e dimensões 325×155 mm, com 6 parafusos com diâmetro de 16 mm (Figura 8).

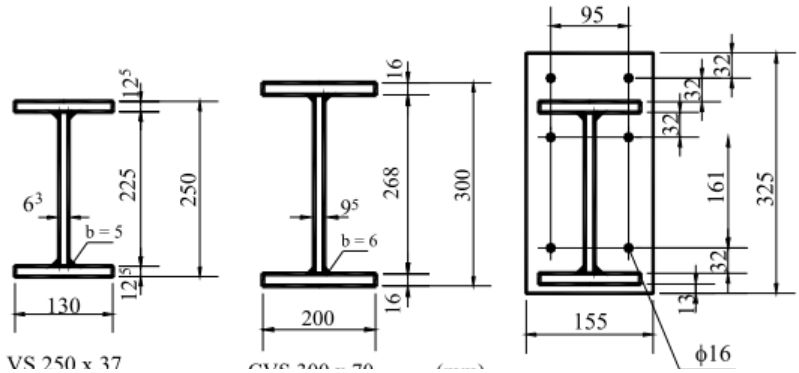


Figura 8 – Perfis da viga, do pilar e gabarito da chapa de topo, respectivamente [4 - adaptado]

2.1.2 Materiais

A Figura 9 apresenta a curva Tensão *vrs.* Deformação para o aço, cuja tensão de escoamento, f_y, é 300 MPa. Os pontos da curva foram obtidos diretamente do ensaio de caracterização de um dos corpos de prova ensaiados do aço das chapas que compõem os perfis [4].

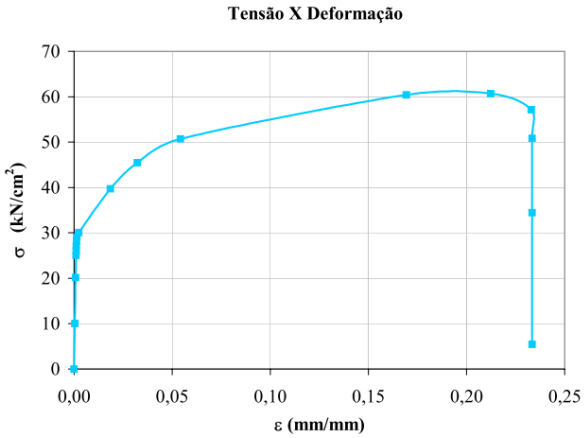


Figura 9 – Curva Tensão *vrs.* Deformação das chapas dos perfis [4]

A ligação utilizou parafusos estruturais ASTM-A325, os pares correspondentes de tensão (σ) e deformação (ε) seguem apresentados na Tabela 2 [1]. Além disso, os conjuntos porca-parafuso foram ensaiados à tração por [4], e o comportamento força *vrs* deslocamento obtido segue apresentado na Figura 10.

Tabela 2 – Relações Tensão-Deformação para os parafusos [M - adaptado]

PARAFUSOS *ASTM-A325*	*E = 205.000 MPa* *v = 0,3* f_y *= 635 MPa*	ε_y ***= 0,003098***	**σ (MPa)**	**ε (mm/mm)**
			635,0	0,003098
			825,0	0,010843

	f_u = 825 MPa		825,0	0,025032

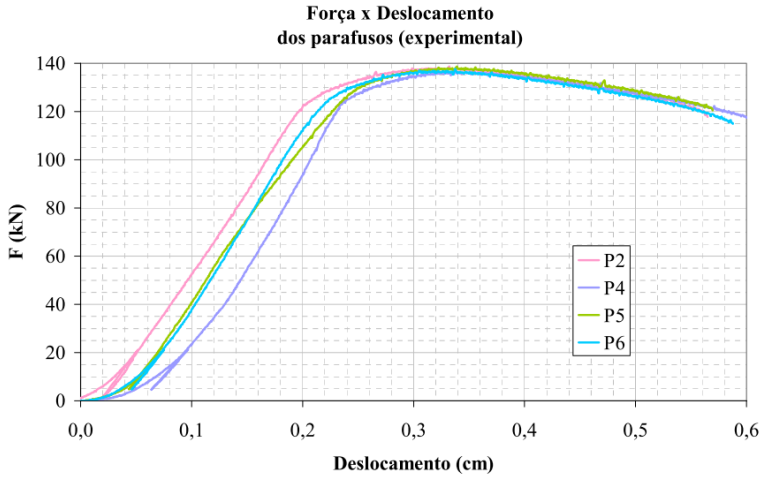


Figura 10 – Comportamento força *vrs* deslocamento axial dos parafusos [4]

2.1.3 Carregamento

Os modelos foram submetidos a um carregamento simétrico, aplicado a 150cm da extremidade de cada uma das vigas (Figura 11). Observa-se, portanto, que os modelos são simétricos em relação aos eixos x e y. O pilar foi submetido a um carregamento, constante durante todo o ensaio, correspondente a 20 % de sua capacidade total. Os parafusos foram apertados com um torquímetro, garantindo a protensão adequada de 85 kN.

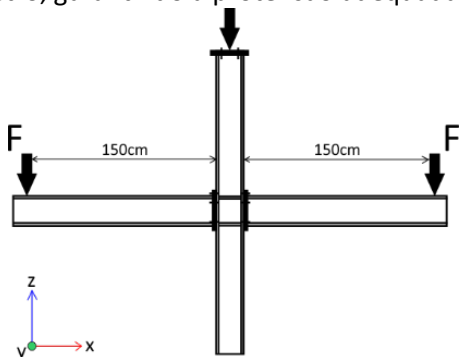


Figura 11 – Carregamento aplicado [4 – adaptado]

2.1.4 Instrumentação

Nos experimentos realizados por Figueiredo (2004) [4], as deformações lineares e deslocamentos foram monitorados, respectivamente, pelos extensômetros e transdutores de deslocamento. O posicionamento dos extensômetros ocorreu conforme o esquema básico representado na Figura 12 (a), e dos transdutores de deslocamento, conforme a Figura 12 (b).

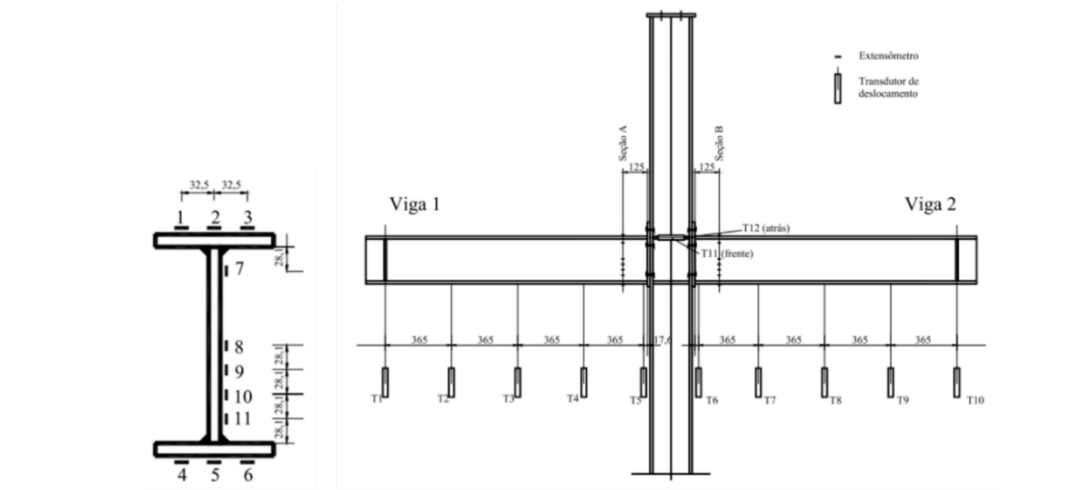


Figura 12 – Posicionamento dos extensômetros (a) e transdutores de deslocamento (b) [4 – adaptado]

2.2 Modelos Numéricos

A partir do modelo cruciforme em aço ensaiado por [4], foram desenvolvidos 6 modelos numéricos: um em condições idênticas ao modelo experimental para calibração e outros 5 variando o tipo de enrijecedor presente na alma do pilar. Os modelos foram identificados como *CA-X*, onde *CA* é uma abreviação para "Cruciforme em Aço", e X representa um número de 0 a 5 para identificar a variação nos enrijecedores. A Tabela 3 apresenta a identificação dos modelos numéricos desenvolvidos e seus respectivos enrijecedores.

Tabela 3 – Modelos Numéricos e Enrijecedores

MODELO	ENRIJECEDOR
CA-0	Sem enrijecedor
CA-1	Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga (modelo igual ao experimental)
CA-2	Apenas uma chapa horizontal, na altura da mesa tracionada, de comprimento total entre as mesas do pilar
CA-3	Apenas uma chapa horizontal, na altura da mesa tracionada, de comprimento intermediário entre as mesas do pilar
CA-4	Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga, e uma chapa diagonal soldada nas extremidades dos enrijecedores horizontais e na mesa do pilar
CA-5	Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga, e uma chapa diagonal soldada ao longo da alma do pilar

Os modelos numéricos foram desenvolvidos considerando sua simetria em torno do eixo y, conforme mostra a Figura 13. Os seguintes programas computacionais foram utilizados: GiD

v.10.0.9 para a geometria dos modelos e o ATENA Studio v5 para o processamento e o pós-processamento.

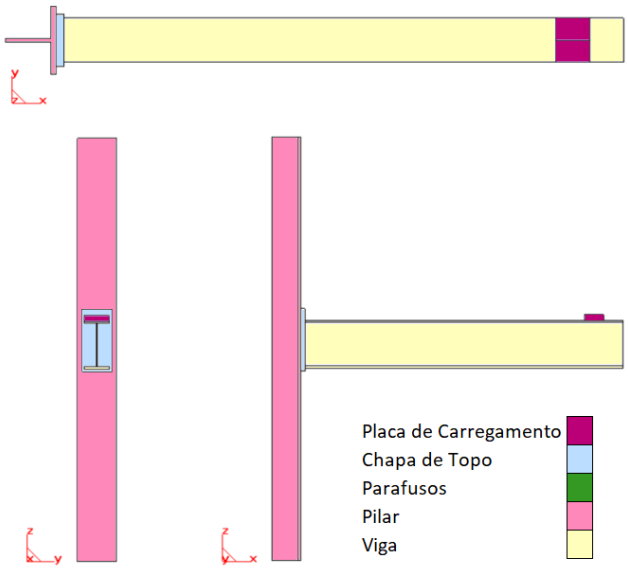


Figura 13 - Vistas do modelo: eixo x-y (superior), y-z (inferior, esquerda), x-z (inferior, direita)

2.2.1 Geometria, Materiais e Carregamento

Para os modelos numéricos desenvolvidos, as características da geometria, as propriedades dos materiais e do carregamento foram representadas conforme apresentado anteriormente para o modelo experimental. Para os perfis metálicos (pilar, viga, chapa de topo), foi utilizado o material *SOLID Steel*; para a placa de carregamento, o material *SOLID Elastic*; para os parafusos, o material *1D Reinforcement*. Para cada material, foram inseridas as propriedades correspondentes obtidas nos ensaios de caracterização do programa experimental.

Para aplicação do carregamento, foi criada uma placa sobre a viga, de modo que seu centro coincidisse com o ponto de aplicação do carregamento da viga no ensaio experimental. Foram criados três intervalos de carregamento, respectivamente para: peso próprio da estrutura, protensão de 85 kN dos parafusos e o carregamento em si da estrutura, aplicado a 150mm da extremidade da viga, até a ruptura. A protensão dos parafusos foi aplicada como uma condição de *Prestressing for Reinf Line*, com uma tensão correspondente à protensão dos parafusos aplicada experimentalmente, em cada um dos seis parafusos.

2.2.2 Condições de Contorno e Simetria

Para representação das condições de simetria e apoio do modelo real, foram aplicadas as seguintes condições de contorno no modelo numérico: na alma do pilar, foram impedidos os movimentos no eixo x (direção do eixo da viga), as rotações em torno dos eixos y (eixo da alma do pilar) e do z (eixo perpendicular ao plano da alma do pilar); na base do pilar, foram restritos todos os movimentos e rotações entorno dos eixos x, y e z; no topo do pilar, apenas o movimento vertical no eixo y foi liberado.

Para simular a ligação soldada entre a viga e a chapa de topo, considerada rígida, foi introduzida uma condição de *Fixed Contact for Surface* (*master-slave*) entre as duas superfícies. A ligação entre a chapa de topo e a mesa do pilar é feita através dos parafusos,

mas, para representar o atrito entre as duas superfícies, uma interface e uma superfície de contato foram criadas utilizando o elemento *Interface*. Além disso, os nós dos elementos finitos coincidentes entre a base da chapa de topo e a mesa do pilar foram compatibilizados, de modo que tivessem o mesmo deslocamento. As extremidades dos parafusos em contato com a superfície da viga e do pilar foram fixadas com uma condição de *Fixed Contact for Point* (*master-slave*), simulando as porcas que impedem o deslizamento dos parafusos para fora da ligação.

2.2.3 Monitoramento

Três monitores de deslocamento foram inseridos no modelo numérico: um na viga, um na chapa de topo e um na placa de carregamento. O monitor da viga foi inserido no centro da mesa inferior na extremidade livre, para monitorar seu deslocamento. Na chapa de topo, o monitor, no centro da parte superior em contato com o pilar, mede a abertura da chapa. O monitor inserido no centro da placa de carregamento mede o deslocamento vertical no ponto, para controlar a evolução da aplicação do carregamento na estrutura. A Figura 14 mostra os três monitores de deslocamento no plano y-z, identificados em vermelho.

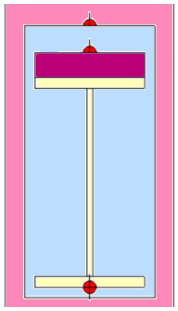


Figura 14 – Monitores de Deslocamento

2.2.4 Elementos Finitos

À exceção da placa de carregamento, em todos os outros componentes da estrutura foi utilizada uma malha estruturada de elementos finitos. Os elementos finitos utilizados no pilar, na viga e na chapa de topo foram do tipo *Hexahedra* (*Brick)*. O elemento de barra (*Linear*) foi escolhido para representar os parafusos porque, além de ser a maneira mais simples de representar um parafuso, nos programas computacionais utilizados é possível caracterizar o material aço para barras através de um diagrama tensão-deformação multilinear. Na superfície de contato, foi utilizado o elemento *Quadrilateral*. Para a placa de carregamento, por sua baixa importância no comportamento da estrutura, a malha do tipo não-estruturada foi a estabelecida pelo programa, com o seu elemento *Default*. A malha de elementos finitos adotada para a estrutura segue apresentada na Figura 15.

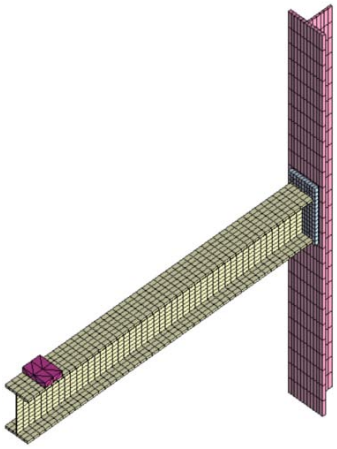


Figura 15 – Malha de Elementos Finitos da Estrutura

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Calibração do Modelo Numérico

O modelo numérico CA-1 foi desenvolvido considerando os mesmos enrijecedores do modelo experimental de [4], de modo a servir de base para os demais modelos numéricos, nos quais variou-se apenas os enrijecedores na alma do pilar. Em seu trabalho, Figueredo [4] apresenta os resultados nos seguintes gráficos: Momento *vrs* Deslocamento na extremidade da viga; Momento *vrs* Rotação da Chapa de Topo; Força Axial no Parafuso *vrs* Deslocamento Axial do Parafuso; e Momento *vrs* Força Axial no Parafuso. Os mesmos gráficos foram desenvolvidos para calibração do modelo numérico CA-1, e serão apresentados a seguir.

3.1.1 Momento *vrs* Deslocamento

A Figura 16 apresenta o gráfico Momento *vrs* Deslocamento para o modelo numérico CA-1 e o modelo experimental, com uma curva para a Viga 1 (à esquerda do pilar) e outra para a Viga 2 (à direita do pilar).

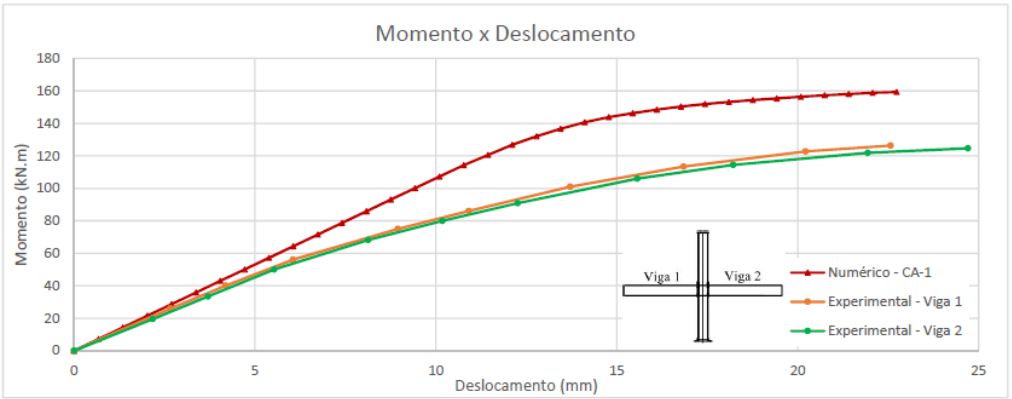


Figura 16 – Gráfico *Momento vrs Deslocamento*

Observa-se que o modelo numérico tem maior rigidez com relação ao modelo experimental, atingindo um momento fletor máximo 26% maior. Atribui-se a essa diferença os critérios de cálculo para as propriedades dos materiais designados na modelagem numérica, além do fato de que esta é feita sob condições ideais, sem o escorregamento da chapa, considerando um engaste perfeito na base do pilar e soldas perfeitas entre as chapas que compõem os perfis e entre a viga e a chapa de topo. Além disso, é importante enfatizar a complexidade da representação de uma ligação, ou seja, de um nó da estrutura, que envolve a interação dos diferentes comportamentos dos elementos estruturais conectados.

3.1.2 Momento *vrs* Rotação da Chapa de Topo

A rotação da chapa de topo é a medida do afastamento da chapa em relação ao pilar na altura da mesa superior, dividida pela distância entre a posição onde é feita a medida do afastamento e a linha média da mesa inferior da viga, onde se supõe que seja o centro de rotação. A Figura 17 apresenta o gráfico Momento *vrs* Rotação da Chapa para o modelo experimental e o modelo numérico CA-1. Na figura se observa que a curva numérica apresenta um comportamento mais linear e mais rígido que a curva experimental, mas com boa aproximação até o momento de 80 kN.m.

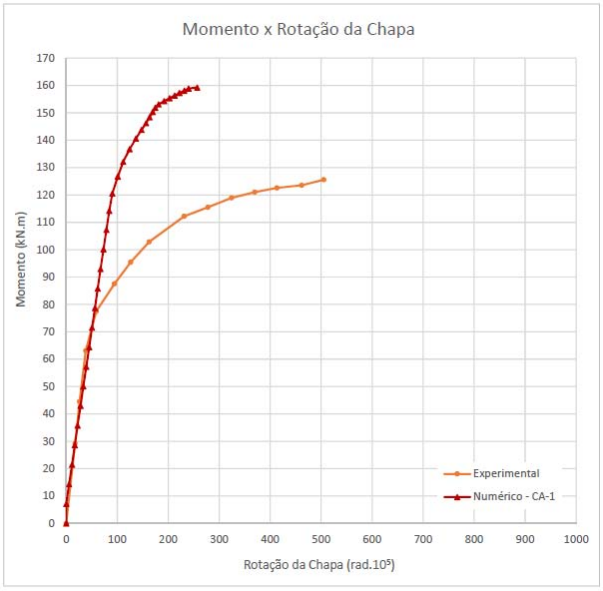


Figura 17 – Gráfico *Momento vrs Rotação da Chapa de Topo*

3.1.3 Força Axial no Parafuso *vrs* Deslocamento Axial do Parafuso

Para avaliação dos parafusos, as medidas foram aferidas em relação aos parafusos da linha 1, por serem os mais solicitados da ligação. A Figura 18 apresenta o gráfico Força *vrs* Deslocamento Axial para o parafuso P1 do modelo numérico CA-1 e do modelo experimental.

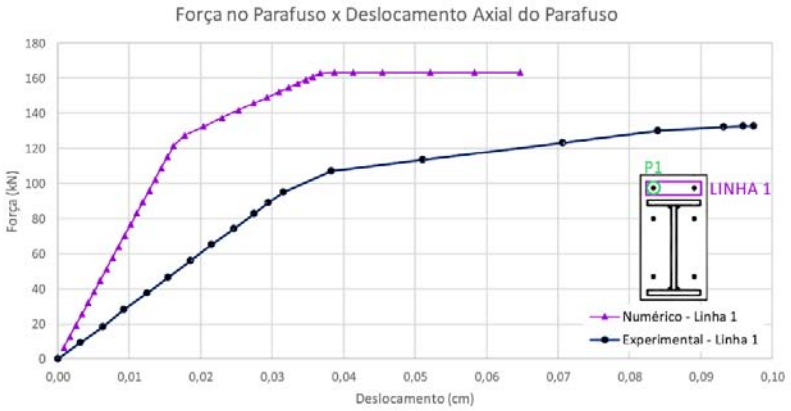


Figura 18 – Gráfico *Força vrs Deslocamento no Parafuso*

Observa-se que, no modelo numérico, o parafuso tem comportamento mais rígido que no modelo experimental, o que contribui para a maior rigidez da ligação observada no gráfico da Figura 16. Além disso, o comportamento tri-linear da curva de comportamento do parafuso no modelo numérico mostra de forma clara o escoamento do parafuso.

A Figura 19 traz um comparativo entre o comportamento Força *vrs* Deslocamento do parafuso obtido numericamente e no ensaio de caracterização, apresentado na Figura 10, no qual se observa que o comportamento numérico, embora um pouco mais rígido, é similar ao comportamento experimental.

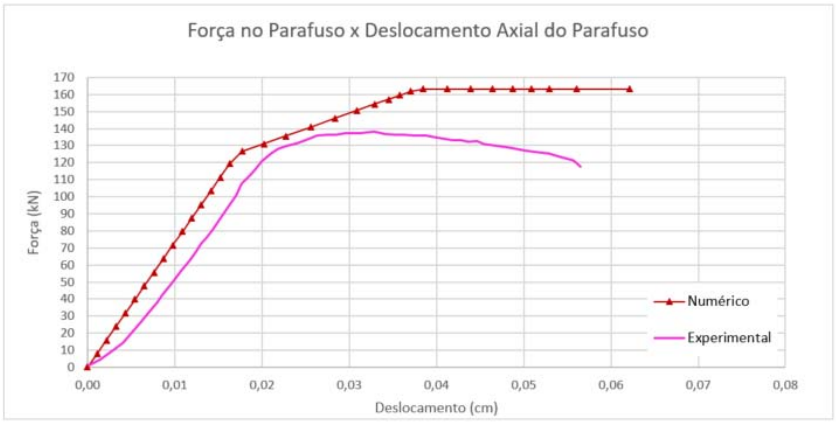


Figura 19 – Gráfico comparativo *Força vrs Deslocamento no Parafuso*

3.1.4 Momento *vrs* Força Axial no Parafuso

No gráfico Momento *vrs* Força no Parafuso, apresentado na Figura 20, também foram analisados os parafusos da linha 1, tanto para o modelo numérico quanto para o experimental.

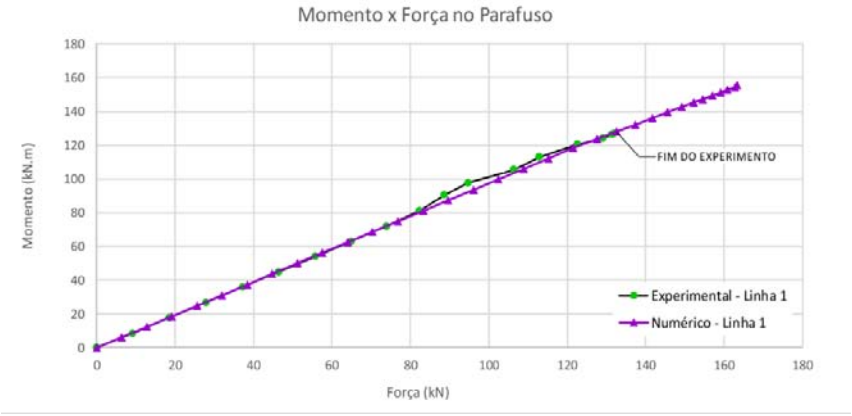


Figura 20 – Gráfico *Momento vrs Força no Parafuso*

No gráfico da Figura 20, é possível observar a força máxima atingida no parafuso na ruptura da estrutura, e, comparando-a com a força máxima do ensaio de caracterização do parafuso (Figura 10), confirma-se que a força atingida condiz com a ruptura do parafuso. Ambas apresentam comportamento linear, conforme esperado para este gráfico, no entanto, ocorre um distanciamento na curva experimental próximo à força de 85 kN, quando acaba a protensão inicial aplicada no parafuso, retornando ao comportamento linear apenas próximo à sua ruptura.

3.1.5 Tensão *vrs* Deformação do Parafuso

Além dos gráficos referentes ao comportamento da estrutura, também foi elaborada uma curva Tensão *vrs* Deformação para o parafuso da linha 1 do modelo numérico, apresentado na Figura 21, para compará-la com os valores obtidos experimentalmente no ensaio de caracterização.

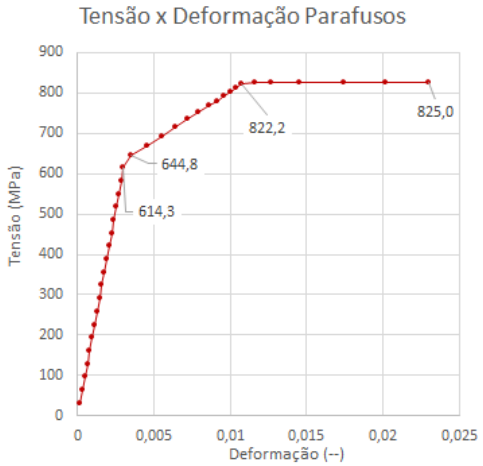


Figura 21 – Curva *Tensão vrs Deformação* do parafuso

Apesar de o resultado numérico se apresentar como uma curva tri-linear, ou seja, uma simplificação em relação à curva experimental, observa-se que o comportamento do parafuso numericamente é próximo ao esperado.

A Tabela 4 apresenta uma comparação entre os pontos numéricos e experimentais para a tensão (σ), deformação de escoamento (ε_e) e de ruptura (ε_r) do parafuso.

Tabela 4 – Comparativo entre comportamento numérico e experimental do parafuso

σ (MPa)	EXPERIMENTAL	NUMÉRICO
	ε_e (mm/mm)	ε_r (mm/mm)
635	0,003098	0,003339
825	0,0108	0,0116
825	0,024784	0,023

3.2 Modelos Numéricos CA-0 a CA-5

As Figuras 22-27 apresentam as tensões normais segundo a direção x presentes nos modelos CA-0 a CA-5. Na Figura 22, que representa o modelo não-enrijecido CA-0, tem-se, à esquerda, uma vista isométrica do modelo completo, e, à direita, uma vista somente do pilar no plano x-z. Nas demais, à esquerda são apresentadas as tensões em um detalhe da ligação, e, à direita, na vista do pilar no plano x-z.

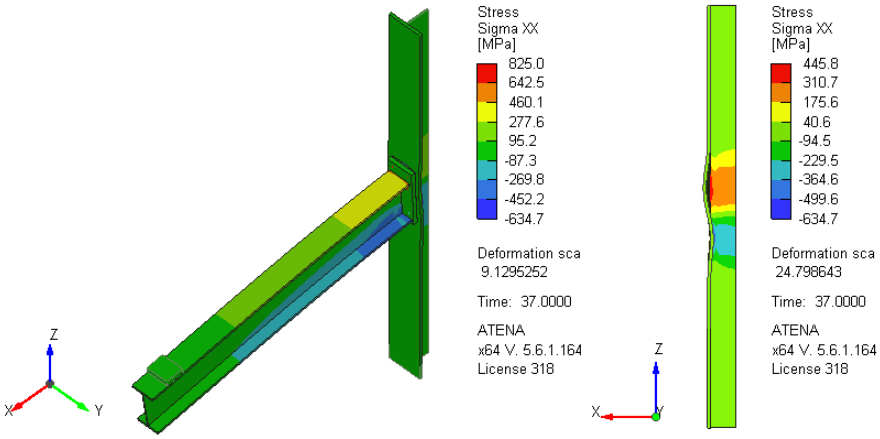


Figura 22 –Tensões atuantes no modelo CA-0

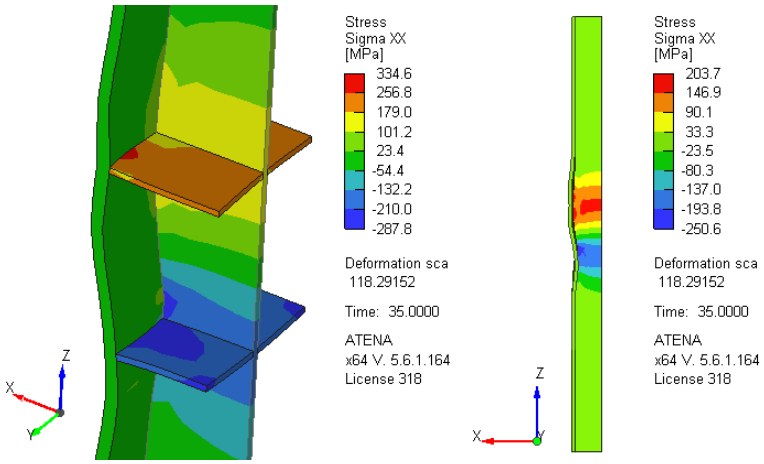


Figura 23 –Tensões atuantes no modelo CA-1

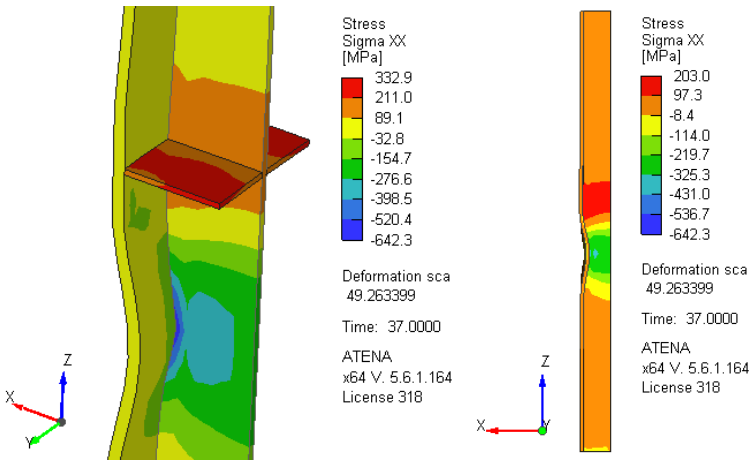


Figura 24 –Tensões atuantes no modelo CA-2

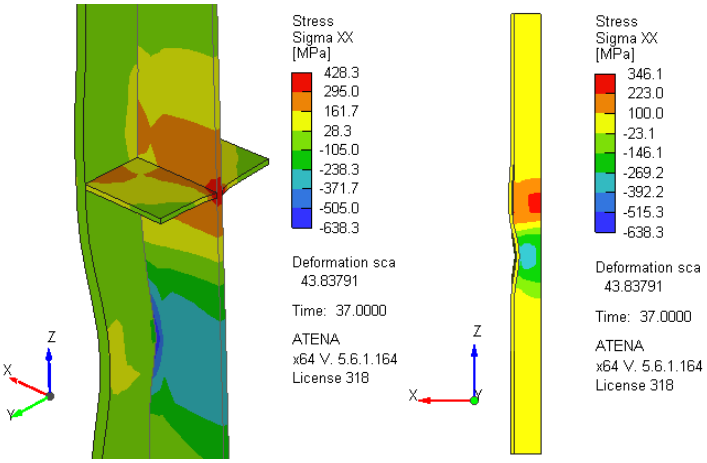


Figura 25 –Tensões atuantes no modelo CA-3

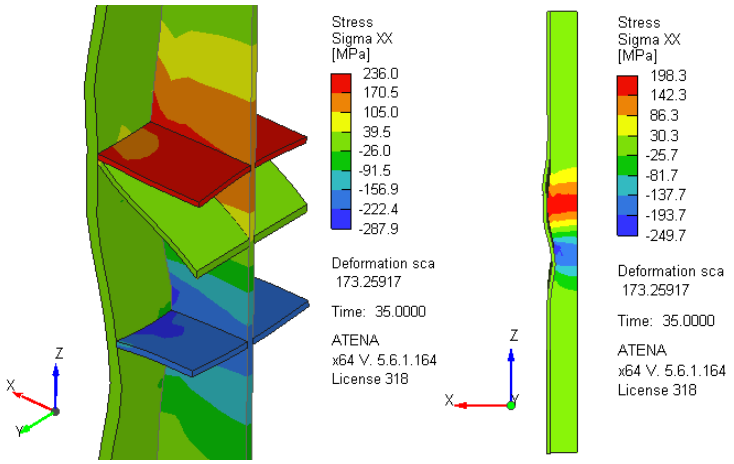


Figura 26 –Tensões atuantes no modelo CA-4

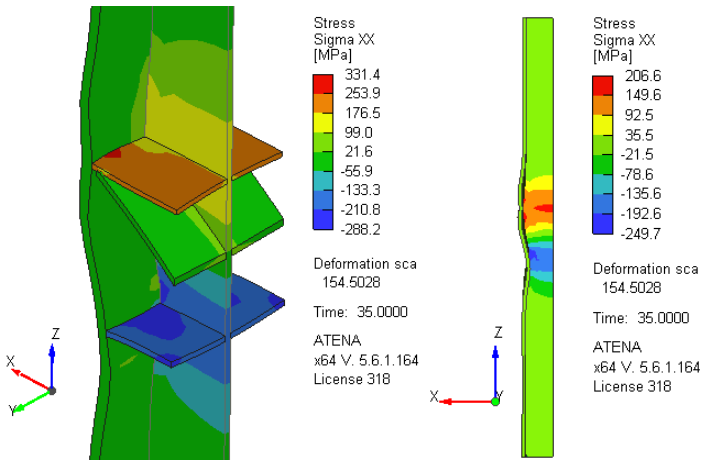


Figura 27 –Tensões atuantes no modelo CA-5

3.3 Resumo dos Resultados e Discussão

A Tabela 5 apresenta, de forma resumida, um comparativo entre os principais parâmetros de cada modelo, os quais serão detalhados a seguir. Os valores apresentados para as tensões máximas na alma do pilar, conforme observado nas figuras 22-27, em todos os casos se referem a tensões de compressão.

Tabela 5 – Comparativo entre principais parâmetros dos modelos

Modelo	Tipo de enrijecedor	Momento Último [kN.m]	Tensão máxima na alma do pilar (MPa)	Motivo da falha
EXPERIMENTAL [4]	**Duas chapas horizontais paralelas**	**126,0**	**134,37 (*)**	Falha no parafuso
CA-0	Sem enrijecedor	154,3	634,7	Falha no parafuso
CA-1	**Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga (igual ao modelo experimental)**	**159,3**	**250,6**	
CA-2	Apenas uma chapa horizontal, na altura da mesa tracionada, de comprimento total entre as mesas do pilar	158,0	642,3	
CA-3	Apenas uma chapa horizontal, na altura da mesa tracionada, de comprimento intermediário entre as mesas do pilar	157,1	638,3	
CA-4	Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga, e uma chapa diagonal, soldada nas extremidades dos enrijecedores horizontais e na mesa do pilar	159,3	249,7	
CA-5	Duas chapas horizontais paralelas, na altura das mesas da viga, e uma chapa diagonal, soldada ao longo da alma do pilar	159,3	249,7	

A primeira linha apresenta os resultados experimentais obtidos por [4], à exceção do valor da tensão máxima na alma do pilar (*), que foi obtido do modelo numérico desenvolvido também por [4], utilizando o programa *ANSYS* (Figura 28).

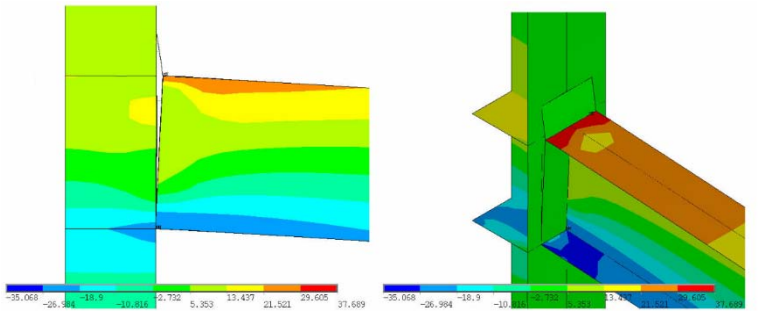


Figura 28 – Modelo numérico de [4], tensões σ_x na região da ligação [4]

Nos modelos numéricos CA-0 a CA-5 foi possível identificar claramente o momento de ruptura da estrutura, caracterizada por uma queda brusca no gráfico Momento *vrs* Deslocamento, e um deslocamento repentino e acentuado da chapa de topo.

Dos ensaios de caracterização dos materiais, sabe-se que a tensão de ruptura do parafuso é de 825 MPa, e a deformação de ruptura, 0,024784 mm/mm. Como pode ser observado no diagrama Tensão *vrs* Deformação do parafuso para os modelos numéricos, na Figura 21, ele apresenta um patamar de escoamento, que se inicia aproximadamente para a tensão de 822 MPa, e segue até a ruptura, em 825 MPa. O valor da deformação máxima nos parafusos supera o valor limite justamente na transição do estado limite da estrutura para a sua ruptura, enquanto a tensão máxima se mantinha localizada nos parafusos e constante em 825 MPa. Assim, a ruptura do parafuso foi identificada como o modo de falha da estrutura para todos os modelos numéricos.

Os momentos fletores máximos antes da ruptura atingidos pelos modelos numéricos foram muito próximos, variando entre 154,3 e 159,3 kN.m. Este aspecto, então, não se mostra tão relevante na escolha do tipo de enrijecimento da estrutura, especialmente quando se observa as tensões na alma do pilar, que variaram entre 249,7 e 642,3 MPa.

A ligação que atingiu o menor momento fletor antes da ruptura foi a CA-0, não-enrijecida, com 154,3 kN.m. Conforme esperado por conta da ausência de enrijecedores, a tensão máxima de compressão na alma do pilar para essa ligação foi uma das mais elevadas, enquanto a tensão máxima de tração, igual a 445,8 MPa, destoou dos demais modelos, à exceção do CA-3, que variaram dentro da faixa de 200 MPa. Valores muito elevados de tensões localizadas podem levar a efeitos concentrados e instabilidades na estrutura, portanto, essa configuração não seria interessante.

O modelo CA-3 apresentou um valor de tensão máxima de tração no pilar consideravelmente mais alto que os demais modelos enrijecidos, igual a 346,1 MPa. O fato de o enrijecedor desse modelo ter um comprimento intermediário, terminando na metade da alma do pilar, provocou uma concentração de tensões muito elevada nesse ponto, e, portanto, não se configura como uma opção adequada para a estrutura.

Através de uma comparação entre os modelos CA-1 e CA-2, observa-se que, na região em que ambos são enrijecidos, a tensão de tração atingiu valores próximos. No entanto, a

concentração de tensão de compressão na alma do pilar não enrijecida no modelo CA-2 foi 123% mais elevada, comprovando a necessidade de enrijecimento tanto na região tracionada quanto na região comprimida para um pilar submetido a esse tipo de esforço.
Por outro lado, o modelo CA-4, com a chapa diagonal soldada apenas nas extremidades, se mostra mais vantajoso que o CA-5, que tem a diagonal soldada ao longo da alma. Ambos atingiram exatamente o mesmo momento fletor de ruptura, e a solução mais econômica de soldar apenas nas extremidades, ao invés de um cordão de solda ao longo do comprimento da chapa, trouxe um ponto de enrijecimento onde, no modelo CA-5, houve uma concentração de tensões de tração.

4 CONCLUSÃO

Com o objetivo de analisar o comportamento semirrígido de uma ligação viga-coluna, foram desenvolvidos 6 diferentes modelos numéricos, variando-se o enrijecedor de alma do pilar, a partir da calibração de um modelo experimental. Da análise dos modelos, foram extraídas as seguintes conclusões:

- A ruptura das ligações metálicas, tanto no modelo experimental quanto nos numéricos, ocorreu no parafuso;
- O modelo não enrijecido atingiu a ruptura com o menor valor de momento fletor dentre os demais. Apesar de a diferença entre esse valor e os demais ser pequena, a elevada concentração de tensões na alma do pilar e os efeitos localizados em consequência não a tornam a configuração mais interessante;
- O modelo numérico enrijecido com uma chapa de comprimento intermediário, até a metade da alma do pilar, apresentou elevadas concentrações de tensão, prejudicando em demasia a sua viabilidade;
- Dentre os modelos enrijecidos com chapas paralelas na altura das mesas das vigas, a adição do enrijecedor na região comprimida, bem como na tracionada, se comprovou essencial para mitigar efeitos das tensões localizadas na estrutura;
- Dentre os modelos com chapa diagonal, soldar a diagonal ao longo da alma do pilar se mostra um aumento de custo desnecessário diante da contribuição desse enrijecimento na performance da ligação.

Agradecimentos

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, e ao Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração – LabMEM-UNICAMP.

REFERÊNCIAS

1 Yuri Ivan Maggi. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida [tese de doutorado]. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2004.

2 Arul Jayachandran S., Marimuthu V., Prabha P., Seetharaman S., Pandian N. Investigations on the behavior of semi-rigid endplate connections. Advanced Steel Construction. 2009; 5: 432-451.
3 JunHee Kim, Jamshid Ghaboussi, Amr S. Elnashai. Mechanical and informational modeling of steel beam-to-column connections. Engineering Structures. 2010; 32: 449-458.
4 Luciana Maria Bonvino Figueiredo. Ligações mistas viga-pilar – Análise teórica e experimental [tese de doutorado]. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2004.
5 Victor Pereira Romano. Dimensionamento de ligações viga-coluna com chapa de topo: modelo do EUROCODE 3 [dissertação de mestrado]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto. 2001.
6 Iman Faridmehr, Mahmood Md. Tahir, Mohd Hanim Osman, Abbas Razavykia. Structural performance of isolated steel beam-to-column connection. American Journal of Civil Engineering and Architecture. 2018; 6: 68-79.
7 V. M. Tusnina. Semi-rigid steel beam-to-column connections. Magazine of Civil Engineering. 2017; 5: 25-39.
8 Min Liu, Scott A. Burns. Multiple fully stressed designs of steel frame structures with semi-rigid connections. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2003; 58: 821-838.
9 Kestutis Urbonas, Alfonsas Daniunas. Behaviour of semi-rigid steel beam-to-beam joints under bending and axial forces. Journal of Constructional Steel Research. 2006; 62: 1244-1249.
10 American Institute of Steel Construction (AISC). Specification for structural steel buildings. Chicago, Illinois, Estados Unidos da América. 2016.
11 Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. 1993.
12 Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2008.
13 J. F. Demonceau, A. Ciutina. Characterisation of beam-to-column joints beyond current Eurocode previsions. 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS). Valência, Espanha: Universitat Politècnica de Valéncia. 2018.
14 Imola Kristóf, Zsanett Novák, Dezső Hegyi. A simplified method for the design of steel beam-to-column connections. Periodica Polytechnica Architecture. 2017; paper 11089.
15 The Steel Construction Institute (SCI), The British Constructional Steelwork Association Limites (BCSA). Joints in steel construction: moment-resisting joints to Eurocode 3. 2013.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO LUVA EM PERFIS TUBULARES DE SEÇÃO CIRCULAR*

Lucas Roquete[1]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[2]
Matheus Miranda de Oliveira[3]
Diego Luiz Costa e Souza[4]

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo experimental e numérico de um novo tipo de conexão denominada luva, empregado em perfil tubular de seção circular. A ligação tipo luva é um modelo de conexão inovador para seções tubulares facilitando e reduzindo o custo de montagem das estruturas, além de economizar tempo. A conexão é usada para unir dois tubos e é constituída por um tubo interno (luva), que está conectado aos tubos externos por meio de parafusos passantes por ambos os tubos. Um modelo numérico foi desenvolvido usando o método dos elementos finitos, com uso do software ANSYS, e calibrado por meio de modelos experimentais. Foi possível identificar a influência da distribuição de tensões nos tubos e parafusos da ligação, avaliar possíveis modos de falha e dar direcionamentos para o dimensionamento dessa ligação.

Palavras-chave: Perfis tubulares; Seções circular; Ligações; Ligações parafusadas; Ligações luva.

BEHAVIOR OF THE SLEEVE CONNECTION IN CIRCULAR HOLLOW SECTION

Abstract

This work presents an experimental and numerical study of a new type of connection: sleeve connection, used in circular hollow sections (CHS). The sleeve connection is an innovative connection model for tubular sections facilitating and reducing the assembly cost of the structures, in addition to saving time. The connection is used to join two tubes and is constituted by an inner tube (sleeve) that is connected to the outer tubes by through bolts. A numerical model was developed using the finite element method, using ANSYS software, and calibrated using experimental models. It was possible to identify the influence of stress distribution in the tubes and bolts, evaluate possible failure modes and give directions for the design for this connection.

Keywords: Tubular structures; Circular hollow sections; Connections; Bolted connections Sleeve connections;

[1] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, DTECH, Universidade Federal de São João del Rei – UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.

[2] Engenheira Civil, Doutora, Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Morro do Cruzeiro, Ouro Preto/MG, Brasil

[3] Engenheiro Civil, mestrando, Universidade Federal de Ouro Preto, Morro do Cruzeiro, Ouro Preto/MG, Brasil

[4] Engenheiro Civil, formado pela Universidade Federal de São João del Rei – UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil

1 INTRODUÇÃO

O uso de perfis tubulares nas estruturas proporciona maior harmonia com o ambiente, o que se torna ideal para melhores aspectos estéticos. Visando a aplicabilidade dos perfis tubulares e levando em consideração a necessidade de emenda das barras, usadas para o vencimento de grandes vãos, inúmeros estudos são realizados, em âmbito teórico, numérico e experimental com o objetivo de desenvolvimento de novas tipologias de ligação e propostas de metodologias de dimensionamento.

Novas tipologias de ligação em perfis tubulares vem sendo estudadas em diversos estudos como em (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9), (10), (11), (12), (13) (14) entre outros.

A ligação chamada de luva, proposta para ligação de emenda de barras de treliças, é composta por dois tubos externos (banzos de uma treliça) ligados internamente por um outro tubo (luva) através de parafusos passantes. Na Figura 1 é ilustrado uma representação da ligação com parafusos cruzados. Os parafusos da ligação em luva ficam praticamente imperceptíveis à distância, dando a impressão de um tubo contínuo contribuindo para harmonia estética da estrutura.

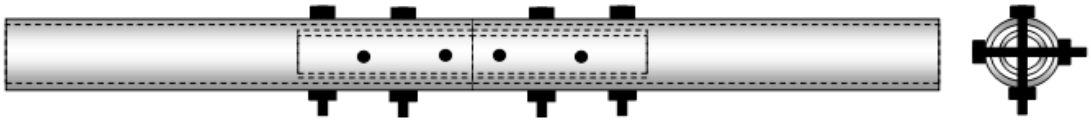


Figura 1. Representação esquemática de uma ligação tipo luva com parafusos cruzados a 90°

O objetivo deste trabalho foi avaliar numericamente os modos de falha presentes na ligação luva em perfis tubulares, submetidos à força axial de tração. Os perfis aqui avaliado possuíam parafusos passantes aos tubos, cruzados a 90°. Para analisar o comportamento dessa ligação e em seus possíveis modos de falha, foi desenvolvido um modelo numérico via método dos elementos finitos com uso do software Ansys (15). O modelo numérico foi calibrado por meio de ensaios experimentais. Desta forma, foi possível identificar a influência da distribuição de tensões nos tubos e avaliar possíveis modos de falha para essa conexão.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Dimensionamento teórico da ligação

Para o dimensionamento de barras tracionadas a norma brasileira ABNT NBR 16239 (16), que aborda o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares, em seu item 5, afirma que o dimensionamento deve ser realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800 (17), que se assemelham às prescrições do AISC (18) e Eurocode (19).

No item 5.2 da norma brasileira para o projeto de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios (17) são apresentadas as verificações necessárias para determinação da força axial de tração resistente de cálculo de barras prismáticas submetidas à força axial de tração. São considerados os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida.

Os estados limites verificados para parafusos, segundo a mesma norma (17) são: tração, cisalhamento, pressão de contato em furos (ovalização dos furos relacionados ao esmagamento da chapa) e a combinação da tração com o cisalhamento.

Por meio de associações com as prescrições normativas brasileiras (17) e (16) e estudos anteriores os modos de falha que podem ser dominantes na ligação luva, com parafusos alinhados e cruzados, são: Escoamento da seção bruta (ESB); Ruptura da seção líquida (RSL); Cisalhamento do parafuso (CP); Esmagamento da parede do furo (ovalização do furo - OF); e Flexão nos parafusos (FP).

2.2 Programa experimental

O programa experimental consistiu em análise experimental da ligação onde os resultados experimentais são analisados buscando entender o comportamento da ligação.

Os protótipos foram compostos apenas por dois tubos internos. Na Figura 2 é ilustrado a disposição de dois tubos com diâmetros diferentes, ligados por parafusos passantes e um corte da ligação com parafusos cruzados a 90°.

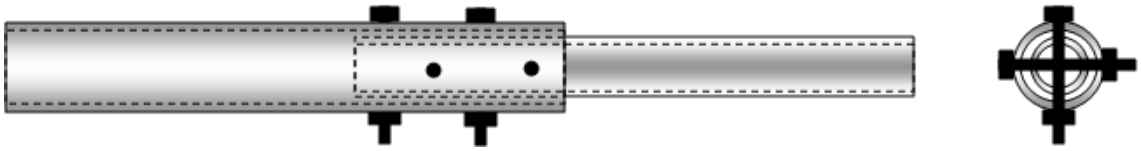


Figura 2. Representação de uma ligação tipo luva com parafusos cruzados a 90° dos protótipos ensaiados

As séries de protótipos ensaiadas apresentam variação de espessura e diâmetro e o número de parafuso da ligação. Na Tabela 1 estão apresentadas as principais propriedades dos protótipos de cada série ensaiada.

Tabela 1. Propriedade geométricas e mecânicas dos protótipos

Séries	Tubo Externo						Tubo Interno			
	Nº Protótipos	Nº Parafusos	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Aço f_y (MPa)	Aço f_u (MPa)	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Aço f_y (MPa)	Aço f_u (MPa)
3-C1	4	3	76,1	3,6	386,0	654,0	60,3	3,6	424,0	535,0
4-C2	3	4	76,1	3,6	386,0	654,0	60,3	3,6	424,0	535,0
5-C3	2	5	88,9	5,5	342,0	515,0	73,0	5,5	302,5	447,8
6-C4	3	6	88,9	5,5	342,0	515,0	73,0	5,5	302,5	447,8

Foram utilizados parafusos ASTM A325. As propriedades dos parafusos estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades dos Parafusos

d_b (mm)	Comprimento (mm)	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)
12,7	114,3	635	825
	101,6	635	825

d_b : diâmetro do parafuso
f_{yb} : resistência ao escoamento do parafuso
f_{ub} : resistência à ruptura do parafuso

Os ensaios foram realizados, sob carregamento de tração, com a utilização de uma prensa servohidráulica com capacidade de 2000kN. Os protótipos foram soldados a um perfil "T" que permitiu a fixação dos mesmos na máquina do ensaio sendo possível a transmissão do carregamento para o protótipo.

Foi utilizado um transdutor de deslocamento (LVDT - Linear Variational Displacement Transducer) e extensômetros elétricos de resistência foram utilizados para instrumentação dos ensaios. O transdutor fez a medição do deslocamento do tubo externo em relação ao interno e os extensômetros possibilitaram a medidas das deformações de flexão dos parafusos. Na Figura 3 tem-se o esquema geral dos ensaios, o transdutor de deslocamento posicionado em relação ao protótipo e os grampos e chapas de auxílio na montagem.

Para aquisição automática dos dados foi utilizado o software Partner (carga e deslocamento do LVDT) e para aquisição dos dados de extensômetria foi utilizado o software Catman 4.5. A frequência de aquisição dos dados foi de 5 Hz e a carga foi aplicada com controle de deslocamento a uma velocidade de 0,4 mm/min.



Figura 3. Protótipo 3-C1 posicionado na pressa de ensaio

2.3 Análise Numérica

A análise numérica envolve técnicas de elaboração e estudo de métodos que permitem obter, de forma efetiva, soluções aproximadas para determinados problemas, que por uma qualquer razão não é possível o uso de métodos analíticos. A análise numérica também pode servir como ferramenta de aproximação de comportamentos e simulações de capacidade de carga, entre outros.

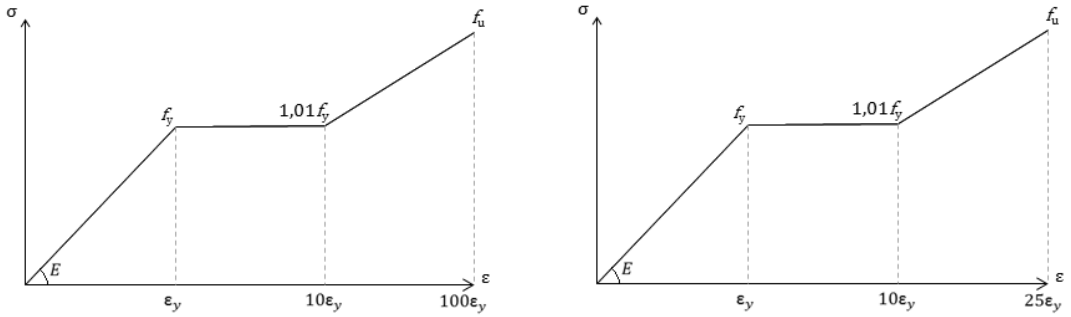
Para avaliação do comportamento da ligação um modelo numérico da ligação luva foi desenvolvido utilizando o software de elementos finitos ANSYS versão 12.1. Neste item são apresentadas as características e propriedades do modelo numérico da ligação luva com parafusos cruzados.

O desenvolvimento do modelo numérico em MEF foi baseado nos ensaios experimentais apresentados por (7). Foi utilizada a linguagem de programação do ANSYS, APDL (ANSYS Parametric Design Language) com o objetivo de automatizar o desenvolvimento e facilitar as

variações de geometria com controle de todas as características, físicas e geométricas, inseridas no modelo numérico.

O modulo de elasticidade considerado nas análises foi E = 200 GPa e o coeficiente de Poisson 0,3.

Para representar o comportamento do material nos modelos numéricos, foi considerado o modelo de material multilinear elástico (Multilinear Isotropic Hardening). Esse modelo permite a análise na fase plástica do material. Na Figura 4 são representadas as curvas de tensão x deformação utilizadas para os tubos e os parafusos, respectivamente (20).



(a) tubos **(b) parafusos**

Figura 4. Curva de tensão e deformação dos modelos numéricos

A configuração geométrica do modelo é apresentada na Figura 5, apenas um tubo externo conectado por outro tubo interno por meio de parafusos. A simplificação do modelo é baseada nos ensaios experimentais. Uma outra simplificação adotada foi a não modelagem da cabeça dos parafusos. Segundo (14) em testes numéricos realizados com modelos com e sem a cabeça dos parafusos foi observado que o comportamento do modelo numérico foi o mesmo em ambas as situações, já que neste tipo de ligação os parafusos estão submetidos, em grande parte, ao cisalhamento com uma parcela de flexão. Para melhor ajuste da malha foram criadas linhas por meio da subdivisão de áreas, como pode ser observado na Figura 5.

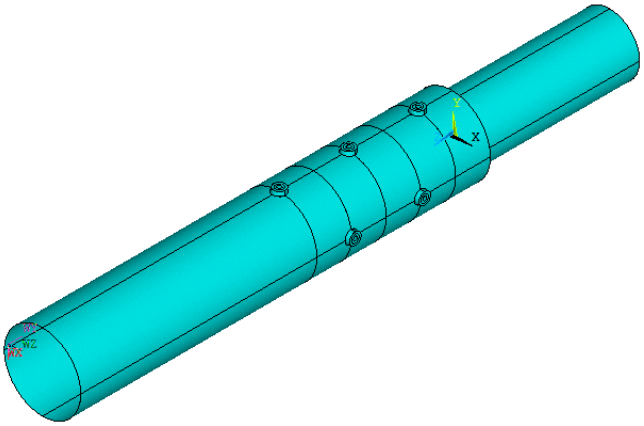


Figura 5. Modelo desenvolvido para simulação numérica

Dois tipos de elementos finitos foram utilizados no modelo da ligação luva. Um deles foi o elemento tipo sólido para representar os parafusos e para modelar os tubos foi utilizado um

elemento tipo casca. O elemento sólido escolhido foi o SOLID186, Figura 6. Este é um elemento de sólido estrutural homogêneo de ordem superior que possui 20 nós e que aceita malhas irregulares (neste caso, superfícies curvas que implicam na geração de malhas irregulares), possibilitando a aplicação de carga em qualquer direção. O elemento possui três graus de liberdade por nó. Para os tubos foi escolhido o elemento SHELL181, Figura 7, é um elemento estrutural homogêneo de casca com quatro nós que aceita malhas irregulares, possibilitando também a aplicação de carga em qualquer direção. O elemento possui seis graus de liberdade por nó (translações e rotações em X, Y e Z).

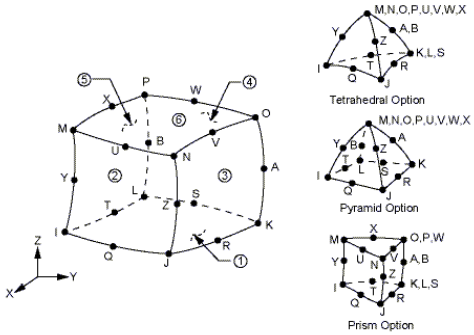


Figura 6. Elemento sólido SOLID 186
Fonte: (15)

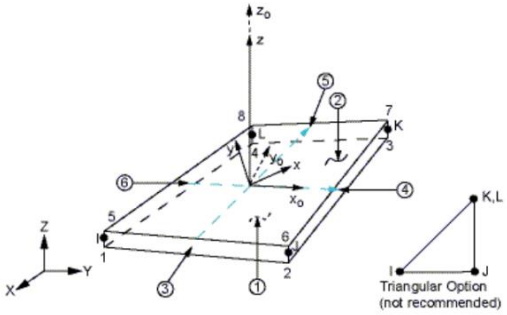


Figura 7. Elemento de casca SHELL 181
Fonte: (15)

O modelo numérico também leva em consideração o contato entre as áreas dos furos dos tubos com as áreas laterais dos parafusos utilizando o tipo de contato (Surface-to-Surface). Este contato é feito utilizando os elementos TARGE170 e CONTA174, Figura 8.

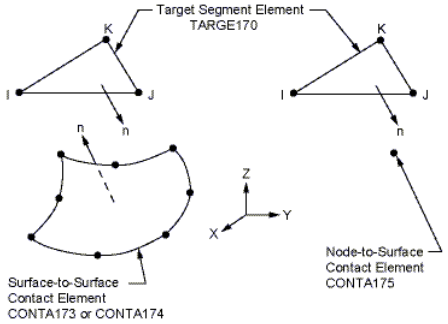
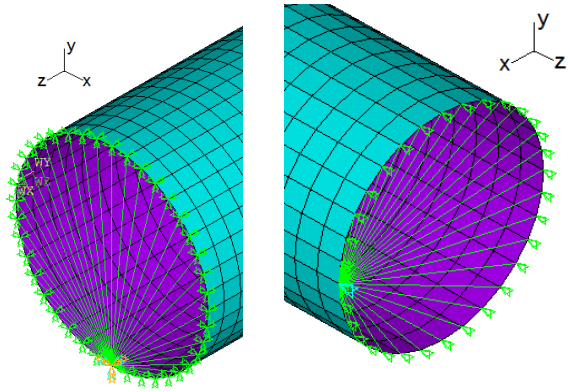


Figura 8. Elementos do par e contato superfície-superfície: CONTA 174 e TARGE 170
Fonte: (15)

Para estabelecer as condições de contorno, os nós das extremidades dos tubos foram acoplados de forma que o deslocamento aplicado no tubo interno fosse igualmente distribuído ao longo da extremidade do tubo (Figura 9(a)). Nestes nós foi aplicado um deslocamento na direção horizontal, simulando a tração aplicada pela prensa, uniformemente distribuída pelos nós. Para a condição de extremidade engastada, os deslocamentos da extremidade do tubo externo foram impedidos em todas as direções (x,y e z), simulando a fixação do tubo na prensa onde foram ensaiados os protótipos (Figura 9 (b)).

No modelo estudado utilizou-se a malha livre. As áreas dos modelos foram subdivididas o que permitiu a geração de uma malha com poucas distorções dos elementos. O tamanho da malha

adotado 6 mm para os elementos SHELL181 e de 5 mm para SOLID186. Na Figura 10 é apresentada a malha em um dos modelos estudados.



(a) tubo externo (b) tubo interno

Figura 9. Acoplamento dos nós nas extremidades

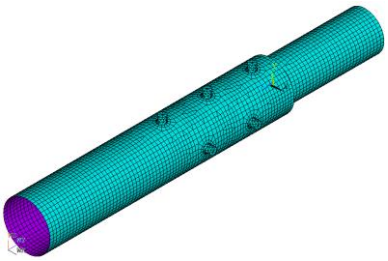


Figura 10. Modelo estudado após a geração da malha

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Respectivamente, na Figura 11 e 12 são apresentadas as curvas de carga versus deslocamento para o modelo numérico 3-C1 (modelo com 3 parafusos cruzados) 4-C2 (modelo com 4 parafusos cruzados) e seus respectivos modelos experimentais.

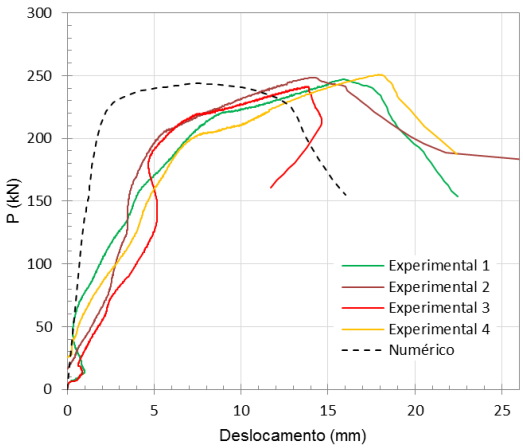


Figura 11. Curva carga versus deslocamento do modelo 3-C1

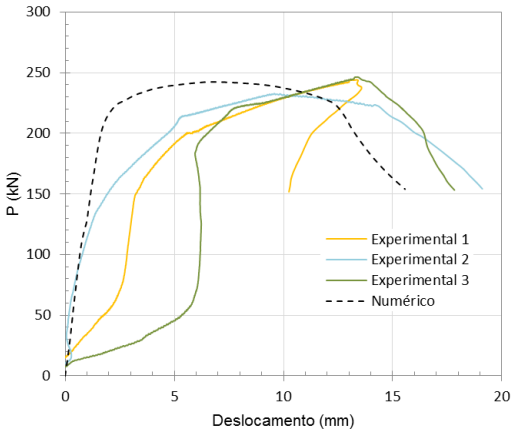


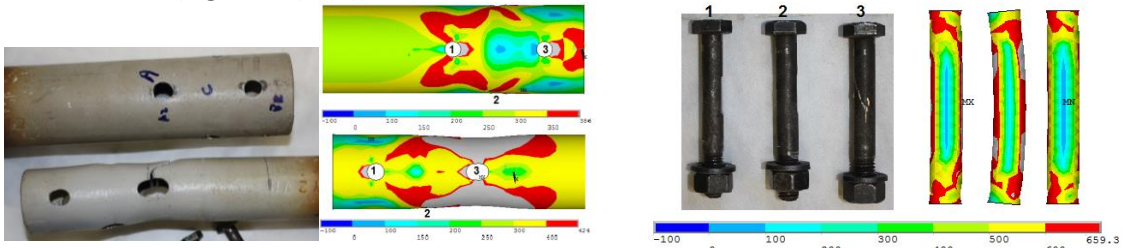
Figura 12. Curva carga versus deslocamento do modelo 4-C2

Observa-se que as curvas numéricas não representam adequadamente o comportamento apresentado nas curvas experimentais. Porém, é possível perceber que o nível de carregamento, para a capacidade máxima do modelo numérico, comparado com a capacidade máxima dos protótipos experimentais, são aproximadamente iguais.

Observa-se também que os modelos experimentais não apresentam um comportamento padrão, fato que pode ser explicado pela baixa espessura (3,6 mm) do tubo interno desses protótipos. Tubos com esse valor de espessura, ou melhor, tubos com elevada esbeltez (relação Diâmetro/espessura) podem ditar um comportamento diferente de ligações com tubos com menor esbeltez (maior espessura). Destaca-se que este comportamento também pode estar relacionado às folgas experimentais existentes nos furos e associado com a

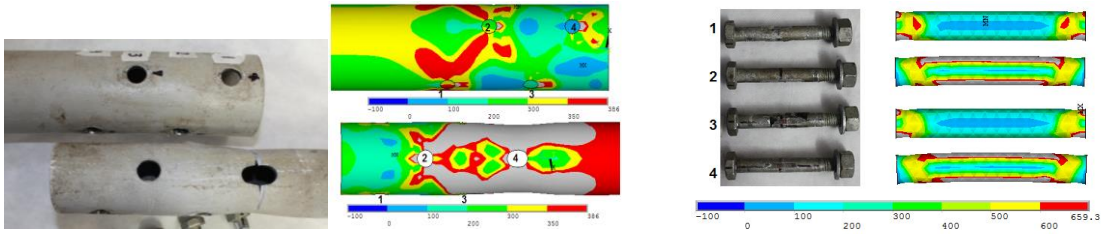
configuração cruzada, que faz com que o contato dos parafusos com os tubos aconteça em momentos diferentes durante o ensaio, o que não ocorre no modelo numérico.

Avaliando a Figura 13(a)(b) observa-se boa correlação entre os modos de falha observados nas simulações numéricas e nos ensaios. É possível observar as falhas por ruptura nos tubos bem como a flexão dos parafusos. Pode dizer, então, que o modelo pode ser representativo de ligações com tubos com maiores espessuras. O mesmo comportamento foi observado nos modelos 4-C2 (Figura 14(a)(b)).



(a) tubo externo e interno **(b) parafusos**

Figura 13. Comparação dos resultados experimentais e numéricos para o Modelo 3-C1



(a) tubo externo e interno **(b) parafusos**

Figura 14. Comparação dos resultados experimentais e numéricos para o Modelo 4-C2

Para o modelo 5-C3 (modelo com 5 parafusos cruzados) e para o modelo 6-C4 (modelo com 6 parafusos cruzados) apresentam-se as curvas de carga versus deslocamento na Figura 15 e 16, respectivamente.

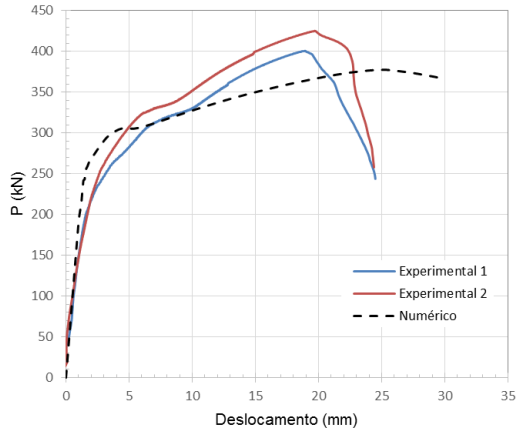


Figura 15. Curva carga versus deslocamento do modelo 5-C3

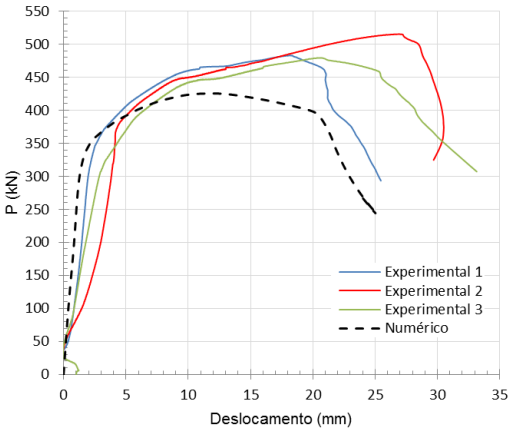
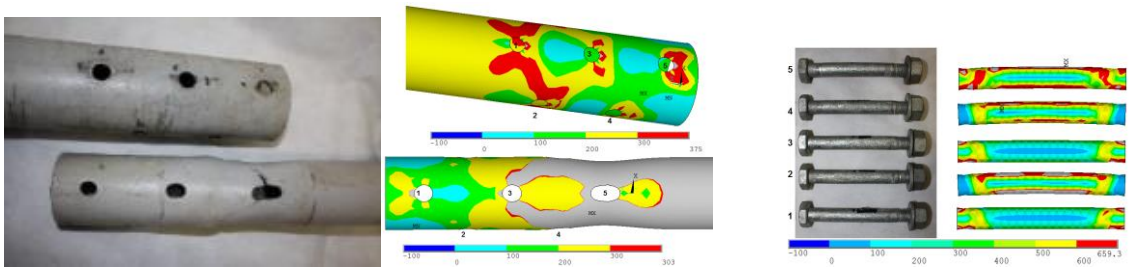


Figura 16. Curva carga versus deslocamento do modelo 6-C4

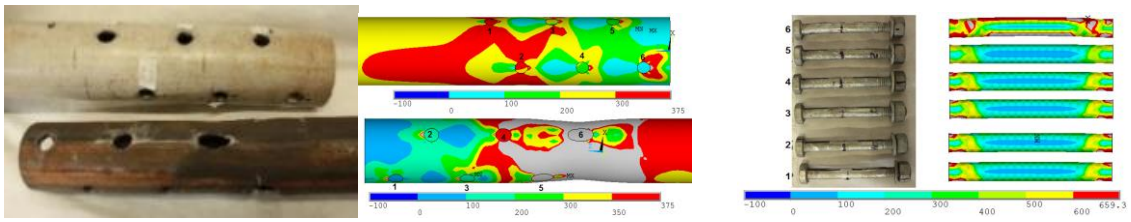
As curvas de carga versus deslocamento apresentam boa correlação, principalmente na fase inicial. Existe uma proporcionalidade entre o carregamento e o deslocamento na fase inicial até a primeira inclinação da curva, perda de rigidez, que pode indicar o início da primeira falha da ligação. Na Figura 15 e 16 observa-se que apesar de níveis de carregamento diferentes a curva numérica tem um comportamento semelhante ao das curvas experimentais. A capacidade máxima, encontra-se abaixo da capacidade máxima dos modelos experimentais, o que também indica uma boa correlação.

Na Figura 17 apresenta-se a configuração deformada dos protótipos após a realização dos ensaios e distribuição de tensão de von Mises após a simulação numérica para o modelo 5-C3. Observa-se semelhanças nas configurações finais, após experimento e simulação numérica, dos modelos numéricos comparados aos ensaios experimentais. Os modos de falha, verificados nos experimentos, também puderam ser observados nos referentes modelos numéricos (Figura 17(a)(b)(c)). A ruptura nos tubos internos com tendência em diagonal, observada pela distribuição de tensões de von Mises em diagonal de um furo para o outro. E observa-se também a flexão dos parafusos. O mesmo comportamento (curvas de carga e deslocamento e configuração final) foi observado nos modelos 6-C4 (Figura 18(a)(b)(c)).



(a) tubo externo e interno **(b) parafusos**

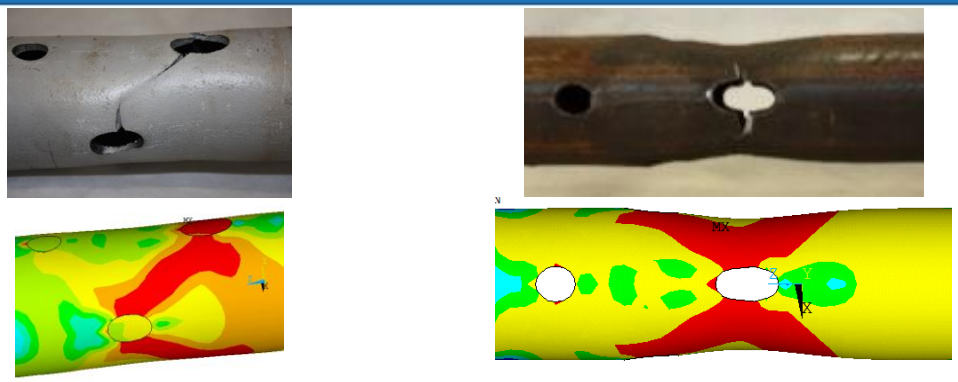
Figura 17. Comparação dos resultados experimentais e numéricos para o Modelo 5-C3



(a) tubo externo e interno **(b) parafusos**

Figura 18. Comparação dos resultados experimentais e numéricos para o Modelo 6-C3

Na Figura 19 apresenta-se um detalhe da região de ocorrência da falha por ruptura da seção líquida no tubo interno da ligação. É possível observar a estricção da seção na região de ocorrência de falha nos modelos experimentais e numéricos.



(a) modelo 5-C3 **(b) modelo 6-C3**

Figura 19. Detalhe da região de ocorrência de falha por ruptura da seção líquida com estricção

Comparando os protótipos 3-C1 e 4-C2 (espessura 3,6 mm) com os 5-C3 e 6-C4 (espessura 5,5 mm) destaca-se que o aumento da espessura dos protótipos melhorou o comportamento da ligação, fato que pode ser observado pelas curvas das Figuras 11, 12, 15 e 16. Nos modelos observam-se mudanças de inclinação nas curvas de carga versus deslocamento. Essa mudança de inclinação pode indicar o início de algum dos possíveis modos de falha da ligação (ESB, RSL, OF, CP e FP).

Nos modelos numéricos foi observado que o nível de deslocamento, no qual ocorre a mudança de inclinação da curva de carga P versus deslocamento, é aproximadamente igual aos respectivos modelos experimentais.

Também se observou que nos modelos numéricos e nos experimentais há a presença de mais de um modo de falha, podendo então estarem interagindo entre si, acontecendo simultaneamente. O que pode direcionar o estudo paramétrico da ligação com o objetivo de eliminar o trabalho conjunto dos modos de falhas.

Na Tabela 3 apresenta-se as capacidades máximas (CM) dos modelos numéricos e seus respectivos deslocamentos (u) comparados às médias dos seus referentes modelos experimentais.

Tabela 3. Capacidade máxima dos modelos numéricos e experimentais

	Experimental		Numérico	
Modelo	**CM (kN)**	**u (mm)**	**CM (kN)**	**u (mm)**
3-C1	245,75	14,54	243,13	7,25
4-C2	241,40	12,12	242,40	6,77
5-C3	413,01	19,32	377,92	25,42
6-C4	492,59	21,47	425,55	12,11

CM - capacidade máxima de carregamento
u - deslocamento

Avaliando as capacidades máximas de carregamento é possível dizer que os modelos numéricos apresentam boa correlação, uma vez que na maioria dos modelos os valores estão próximos. A partir do apresentado é possível dizer que os modelos numéricos apresentam bons resultados. Principalmente pelo fato de conseguirem reproduzir os modos de falhas que foram observados nas análises experimentais. Dessa forma assume-se que o modelo numérico está validado e consegue representar o comportamento da ligação luva.

Assim o modelo numérico pode ser utilizado para uma ampla variação dos seus parâmetros geométricos, visando uma avaliação dos modos de falha, bem como a possível proposição e adequação de formulações que representem suas respectivas falhas.

Observa-se, na Tabela 4, uma comparação entre o carregamento teórico e o carregamento numérico e a falha dominante no tubo interno da ligação dos modelos analisados. Observa-se que os valores teóricos (calculados conforme as prescrições normativas brasileiras (17) e (16), que não contemplam essa tipologia de ligação) não são representativos para os modelos analisados, destacando a necessidade de proposição de equações de dimensionamento para essa tipo de ligação.

Tabela 4. Carga teórica e numérica e respectivo modo de falha para os modelos avaliados

	Teórica		Numérica	
3-C1	469,64	OF	242,87	OF
4-C2	211,12	RSL	250,32	RSL
5-C3	352,81	ESB	352,5	RSL
6-C4	352,81	ESB	353	RSL

ESB: escoamento da seção bruta;
RSL: ruptura da seção líquida; e
OF: ovalização do furo.

4 CONCLUSÕES

O objetivo dessa pesquisa foi o desenvolvimento de um modelo numérico e a avaliação do comportamento de uma nova tipologia de ligação de emenda de barras de seção tubular circular com uso de uma barra adicional interna, também de seção tubular circular, com parafusos passantes aos tubos. A ligação é denominada por ligação luva e foi submetida e avaliada sob carga axial de tração.

Para analisar o comportamento desta ligação e seus possíveis modos de falha, foi desenvolvido um modelo numérico via método dos elementos finitos com uso do software ANSYS (15) e calibrado por meio de resultados de ensaios experimentais. A análise teórica foi baseada em adaptações das equações de dimensionamento, segundo a ABNT NBR 8800 (17) e ABNT NBR 16239 (16), para o cálculo dos estados limites das ligações.

Os modos de falha identificados nos modelos foram a ovalização dos furos, a ruptura da seção líquida e a flexão nos parafusos. Observou-se que esses modos de falhas estão acontecendo em conjunto, de forma acoplada, ou seja, existe uma associação dos três modos para os modelos analisados.

Observou-se que a carga máxima obtida nos ensaios era superior à carga teórica esperada para o escoamento da seção bruta (ESB) do tubo. Em alguns casos a capacidade máxima dos protótipos foi inferior à carga teórica esperada para ruptura da seção líquida (RSL), calculado teoricamente levando-se em consideração o valor do coeficiente de redução da área líquida (C_t) igual a 1,0, ou seja, considerando uma distribuição uniforme de tensões. Assim, evidenciou-se a necessidade de consideração de um coeficiente de redução da área líquida para esse tipo de ligação, que leve em consideração a distribuição não uniforme de tensões, na região da ligação, e que reduzirá o valor teórico para o estado limite de RSL. Observou-se também que mesmo com a ocorrência do modo de RSL ocorria a ovalização dos furos (OF).

Os resultados experimentais foram satisfatórios apresentando elevadas capacidades de resistência. Os resultados e as análises comprovaram a necessidade/adequação de formulações que representem adequadamente os possíveis modos de falhas presentes na ligação luva. A partir desse estudo e de estudos anteriores é possível realizar um estudo paramétrico ampliando a avaliação do comportamento da ligação permitindo a proposição de formulações adequadas para o dimensionamento da ligação luva.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a UFSJ, CNPq, CAPES e FAPEMIG.

REFERÊNCIAS

1. Keays RH. Field joints for tubulars – Some practical considerations. Tubular Structures XI: Proceedings of 11th International Symposium on Tubular Structures, p. 309-316, Quebec, Canada; 2006.
2. Requena JAV., Santos ALEF. Dimensionamento de ligações em barras tubulares de estruturas metálicas planas. Brasil: Campinas. Coleção técnico-científica V&M do Brasil,1; 2007.
3. Silva JM. Análise teórica-experimental de ligações tipo tubulares tipo “luva.” Brasil: Ouro Preto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP; 2012.
4. Wardenier J, Packer JA, Zhao X-L, van der Vegte GJ. Hollow Sections in Structural Applications. 2nd ed. Geneva: Switzerland. CIDECT; 2010.
5. Amparo LR, Freitas AMS, Requena JA V., Araújo AHM. Theoretical and experimental analysis of bolted sleeve connections for circular hollow sections. In: Eurosteel. Napoles: Italy; 2014.
6. Amparo LR, Sarmanho AM, Araújo AHM, Requena JA V. Analysis of possible failure modes in CSH bolted sleeve connections. Batista E, Vellasco P, Lima L, editors. Tubular Structures XV: Proceedings of 15th International Symposium on Tubular Structures . Rio de Janeiro, Brazil. v.1. p.435-440; 2015. 435-440 p.
7. Amparo LR. Análise Teórico-Experimental de ligações tipo luva compostas por perfis tubulares com parafusos em linha e cruzados. Brasil: Ouro Preto.Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP; 2014.
8. Amparo LR, Escanio LA, Sarmanho AMC, Requena JA V. Avaliação da influência da variação do número de parafusos na ligação tipo luva em perfis tubulares com parafusos cruzados. In: XXXVII Ibero-Latin American Congresso in Computacional Methods in Engineering. Brasília: Brasil; 2016.
9. Roquete L, Sarmanho AMC, Escanio LA, Souza DLC, Oliveira MM. Identificação de modos de falha em perfis tubulares com ligação tipo luva e parafusos cruzados a 90º usando um modelo numérico. In: XXXVIII Ibero-Latin American Congresso in Computacional Methods in Engineering. Brasil: Florianópolis; 2017.
10. Roquete L, Sarmanho AMC, Mazon AAO, Requena JAV. Influence of shear lag coefficienton circular hollow sections with bolted sleeve connections. REM - Int Eng J [Internet]. 2017 Dec;70(4):393–8. Available from: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2448-167X2017000400393&lng=en&tlng=en
11. Simões R, Jordão S, Freitas P. Ligações de emenda entre perfis tubulares. Rev Estrut do Aço [Internet]. 2014;3(2):168. Available from: https://doi.galoa.com.br/digital-

object/107
12. Luo FJ, Bai Y, Yang X, Lu Y. Bolted Sleeve Joints for Connecting Pultruded FRP Tubular Components. J Compos Constr [Internet]. 2016 Feb;20(1):04015024. Available from: http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CC.1943-5614.0000580
13. Roquete L. Estudo de Ligações Tipo Luva em Perfis Tubulares. Brasil: Ouro Preto. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP; 2018. 219 p.
14. Vieira RC. Análise numérica e experimental de ligações tubulares de aço do tipo luva parafusada. Brasil: Campinas. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Civil. Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP; 2014.
15. ANSYS Inc. ANSYS 12.0. EUA: Swanson Analysis System; 2012.
16. ABNT NBR 16239. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares. Rio de Janeiro: Brasil; 2013.
17. ABNT NBR 8800. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Brasil: Rio de Janeiro; 2008. 237 p.
18. American Institute of Steel Construction A. Specification for Structural Steel Buildings. Manual of Steel Construction. Chicago: Illinois; 2010.
19. Eurocode. Design of Steel Structures. Europa: Portugal, Parte 1-8. European Committee for Standardization; 2010.
20. Salmon CG, Johnson JE. STEEL STRUCTURES: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design. Third Edition: p.45-46; 1990.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SIMULAÇÃO DE ELEMENTOS FINITOS E TESTE ESTRUTURAL PARA ESTIMAR A CARGA ÚLTIMA DE UMA JUNTA SOLDADA EM FILETE

Edson Silva Urtado[1]
Carlos Alberto Medeiros[2]

Resumo
Simulações de elementos finitos vem sendo empregadas na avaliação estrutural de juntas soldadas e posterior correlação de resultados com testes estruturais para estimar a carga última e o respectivo modo de falha. O presente trabalho realiza um estudo comparativo entre uma análise de elementos finitos e um teste estrutural com o objetivo de estimar a carga de ruptura para uma junta soldada em filete. Para desenvolvimento do estudo foi adotada uma junta soldada em filete fabricada com chapas de aço ASTM A36 e de espessura de 9,5 mm e com filete em metal de solda ER70S-6 e de dimensão de 5 mm. Foi realizada uma análise não linear de elementos finitos considerando um modelo sólido bidimensional de Estado Plano de Deformações onde foi possível estimar a carga última da junta soldada como sendo 131 kN. Em relação ao teste estrutural foi feito um ensaio de tração considerando uma amostra com oito corpos de prova e que apresentou como resultado de carga última o valor de 124 kN.

Palavras-chave: Junta soldada; Carga última; Análise de elementos finitos; Teste estrutural.

COMPARATIVE STUDY BETWEEN FINITE ELEMENT ANALYSIS AND STRUCTURAL TEST FOR EVALUATION OF ULTIMATE STRENGHT IN A FILLET WELDED JOINT

Abstract
Finite element simulations have been used for structural evaluation of welded joints and for comparation with structural tests to estimate the ultimate load and respective failure mode. The paper aims to perform a comparative study between a finite element analysis and a structural test for evaluating the ultimate load for a fillet welded joint. In this study was considered a fillet welded joint made of 9.5 mm ASTM A36 steel plate and a welding metal made of 5 mm ER70S-6 filler. It was performed a nonlinear finite element analysis with a 2D model based on Plane Strain assumption and the ultimate load was 131 kN. The structural tensile test performed with 8 samples shown an ultimate load of 124 kN.

Keywords: Welded joint; Ultimate strength; Finite element analysis; Structural test.

[1] Engenheiro Mecânico, Universidade de Mogi das Cruzes, 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.

1 INTRODUÇÃO

Simulações computacionais baseadas no método dos elementos finitos têm sido empregadas para avaliar a resistência estrutural de juntas soldadas e com posterior validação de resultados em testes estruturais. E a grande vantagem do uso de simulações computacionais para avaliação estrutural de juntas soldadas é a possibilidade de se poder analisar diversos tipos de união soldada e carregadas de diversas maneiras e em diferentes níveis de tensão.

Na literatura técnica são encontrados alguns trabalhos que abordam o uso de simulação computacional na avaliação estrutural de juntas soldadas. Dentre esses, BJÖRK et al. [1] realizou um estudo comparativo entre análise não linear de elementos finitos e testes estruturais para avaliar a capacidade resistente de diversos tipos de juntas soldadas em filetes fabricadas com aços de alta resistência estrutural. MOHAMMED [2] também desenvolveu um estudo comparativo entre análise numérica e testes experimentais para avaliar a durabilidade a fadiga para juntas soldadas em filete tipo duplo T.

ANSYS [3] desenvolveu uma ferramenta computacional chamada *Weld Strength ACT* [4] para avaliação de resistência de juntas soldadas conforme os códigos Eurocode 3 [5] e AWS [6] e que utiliza resultados de análises de elementos finitos.

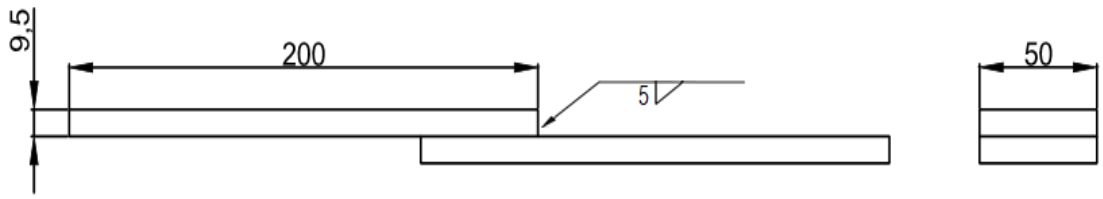
O presente trabalho realiza um estudo comparativo entre uma análise de elementos finitos e um teste estrutural com o objetivo de estimar a carga de ruptura para uma junta soldada em filete. Para desenvolvimento do estudo aqui realizado foi adotada uma junta soldada em filete fabricada com chapas de aço ASTM A36 e de espessura de 9,5 mm e com filete em metal de solda ER70S-6 e de dimensão de 5 mm. Uma análise não linear física e geométrica de elementos finitos foi desenvolvida no ambiente do programa ANSYS para a junta soldada considerando um modelo sólido bidimensional de Estado Plano de Deformações. A partir da análise numérica, pode-se estimar a carga de ruptura para a junta soldada como sendo o valor da máxima magnitude de pressão a ser aplicada ao modelo de elementos finitos de modo a causar um erro de convergência na solução do problema. Para comparação de resultados de carga de ruptura para a junta soldada foi realizado um teste estrutural baseado em um ensaio de ruptura a tração em uma amostra com oito corpos de prova não padronizados.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Junta Soldada Analisada

O presente trabalho contempla o estudo da resistência estrutural de uma junta sobreposta soldada de filete com as duas chapas nas mesmas dimensões, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Dimensões geométricas em milímetros da junta soldada analisada.



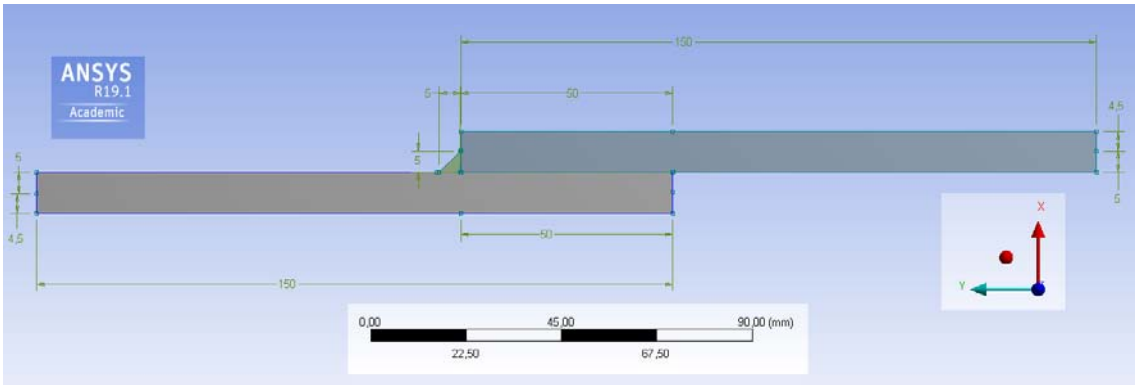
O material das chapas é um aço estrutural ASTM A36 e o metal de solda é um arame sólido classificação ER70-S6 com resistência última a tração de 70 ksi, equivalente a 485 MPa e com dimensão da perna de solda de 5mm de acordo com a especificação da norma AISC 360-10 [7].

2.2 Modelagem de Elementos Finitos

Para a análise estrutural da junta soldada aqui realizada foi elaborado um modelo bidimensional de elementos finitos baseado na hipótese de Estado Plano de Deformações no ambiente do programa ANSYS Workbench.

Inicialmente foi construído um modelo geométrico bidimensional da junta sobreposta soldada, como ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Modelo geométrico da junta soldada.



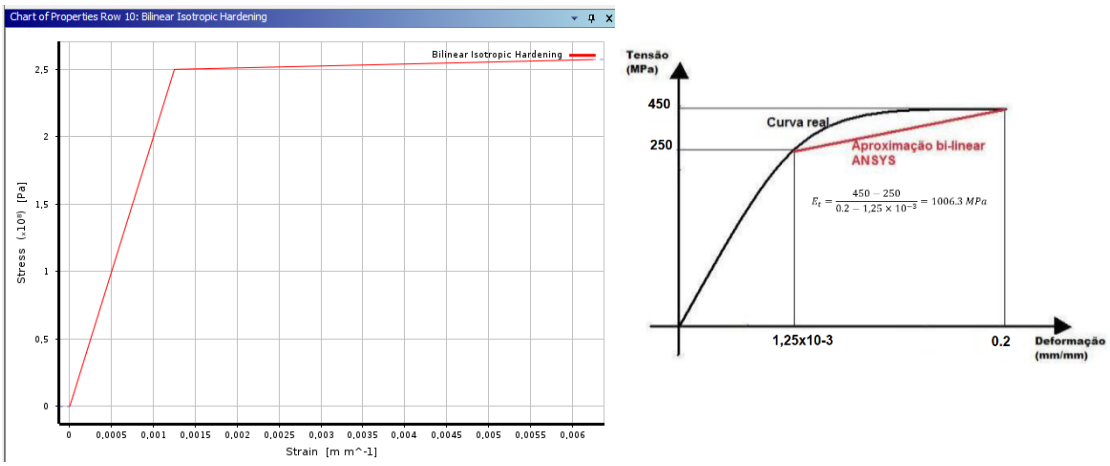
A Tabela 1 lista as propriedades mecânicas do material aço estrutural ASTM A36 de fabricação da junta soldada em filete e os respectivos valores fornecidos para o programa ANSYS.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas do material da junta soldada em filete.

1	Property	Value	Unit
2	Material Field Variables	Table	
3	Density	7850	kg m^-3
4	Isotropic Elasticity		
5	Derive from	Young's Modulus and Poisson's Ratio	
6	Young's Modulus	2E+11	Pa
7	Poisson's Ratio	0,3	
8	Bulk Modulus	1,6667E+11	Pa
9	Shear Modulus	7,6923E+10	Pa
10	Bilinear Isotropic Hardening		
11	Yield Strength	250	MPa
12	Tangent Modulus	1000	MPa

Para a análise não linear física foi adotado o modelo de plasticidade do material baseado no comportamento elastoplástico com encruamento isotrópico. Assim foi considerado um modelo bilinear, opção *Bilinear Isotropic Hardening* da biblioteca de materiais do programa ANSYS, para a representação da curva tensão × deformação do material, como apresentada na Figura 3.

Figura 3 – Modelo bilinear de representação da curva tensão-deformação do material.

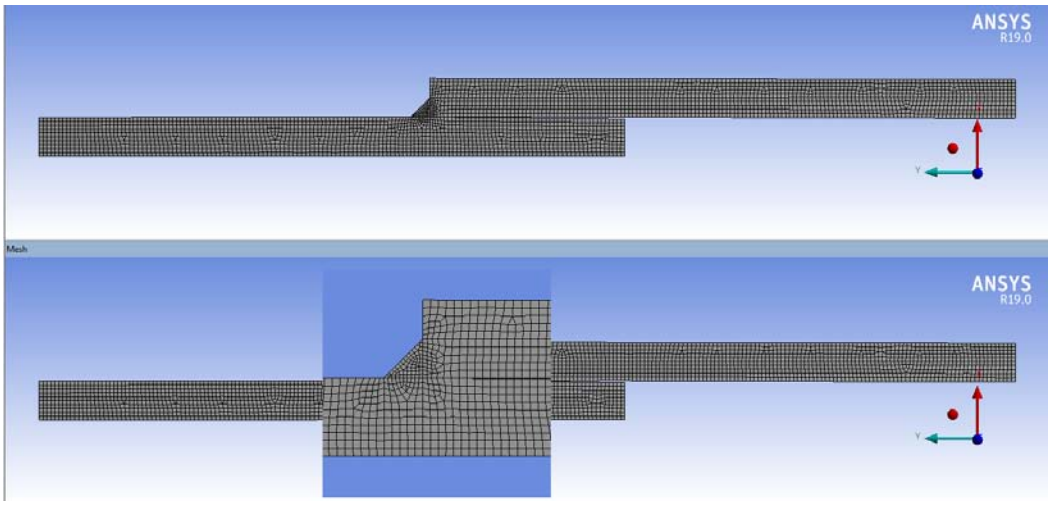


O valor do módulo de elasticidade tangente E_t foi calculado conforme a Equação (1).

$$E_t = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{450-250}{0.2-1,25\times10^{-3}} = 1006.3\ MPa \quad (1)$$

Uma malha de elementos finitos planos foi gerada para a análise estrutural da junta soldada, conforme apresentada na Figura 4. Na geração da malha foi considerado um tamanho de elemento de 0,5 mm para a região da solda em filete (superfície triangular) e para as demais superfícies das chapas de aço da junta soldada foi adotado um tamanho de elemento com 1,0 mm totalizando assim, um modelo de elementos finitos com 9753 nós e 3052 elementos.

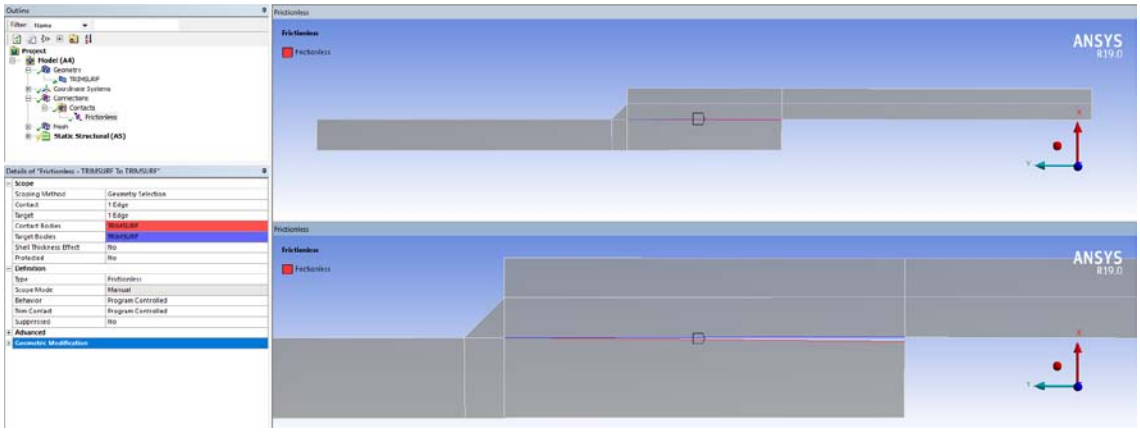
Figura 4 – Malha de elementos finitos da junta soldada.



Para estabelecer a hipótese de Estado Plano de Deformações foi selecionado o elemento *PLANE 183* do *ANSYS* que é um elemento bidimensional com oito (quadrilateral) ou seis (triangular) nós e que possui dois graus de liberdade por nó, ou seja, translações nodais nas direções *x* e *y*.

Para a região onde as chapas ficam em contato na junta soldada foi adotado um par de contato de comportamento não linear, opção contato *Frictionless* do programa ANSYS, conforme indicado pelo símbolo *Frictionless* na Figura 5, de modo a permitir abertura e fechamento da junta bem como o deslizamento entre as chapas.

Figura 5 – Modelagem do par de contato entre as chapas da junta soldada.



As condições de contorno aplicadas ao modelo da junta soldada foram uma extremidade fixada e para a outra extremidade foi aplicado um carregamento de pressão, conforme representadas na Figura 6.

Figura 6 – Condições de contorno adotadas para a análise da junta soldada.



2.1.1 Critério para a estimar a carga última da junta soldada

A carga última de ruptura da junta soldada em filete foi estimada a partir dos resultados da análise de elementos finitos pela equação (2) como sendo:

$$Força = Pressão \times Área \quad (2)$$

onde:

Força - Força (N).

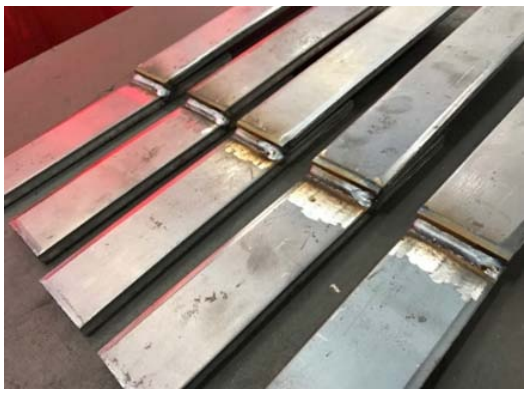
Pressão - O máximo valor do carregamento de pressão (MPa) a ser aplicado ao modelo de elementos finitos de modo a produzir um erro de convergência na solução do problema devido a presença de grandes distorções de elementos na malha.

Área - Área da face de aplicação do carregamento de pressão e de valor igual a 475 mm^2. (9,5 mm x 50 mm).

2.2 Teste Estrutural

O teste estrutural de ruptura de corpos de prova foi feito por meio de um ensaio de tração universal, considerando uma amostra com oito corpos de prova não padronizados e com o objetivo de estimar a força característica de ruptura da junta soldada aqui estudada.
Os corpos de prova (Figura 7) foram preparados considerando chapas de aço ASTM A36 com 9,5mm de espessura. Para definição da junta sobreposta, as chapas de aço foram soldadas pelo processo MAG, com dimensão da perna de solda de 5mm e utilizando o metal de solda com resistência a ruptura de 485 MPa conforme especificações da norma AISC 360.

Figura 7 – Corpos de prova não padronizados.

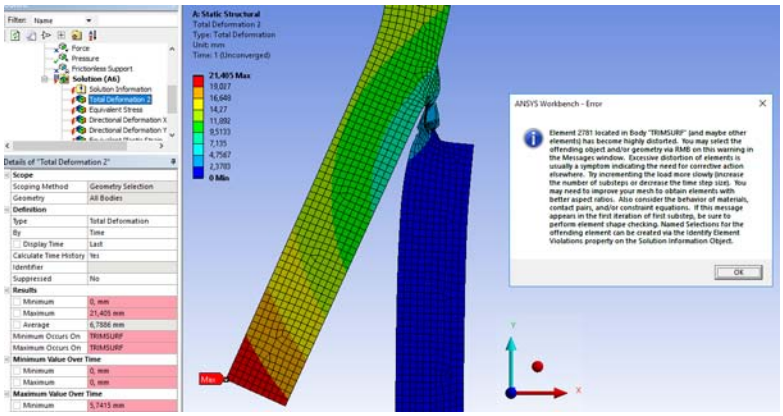


3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados da Simulação Computacional de Elementos Finitos

Da análise dos resultados da simulação de elementos finitos, observa-se na Figura 8 que para valores de pressão superiores a 275 MPa é ocasionado um erro de convergência para a solução do problema devido a presença de elementos altamente distorcidos.

Figura 8 – Erro de convergência para solução do problema.

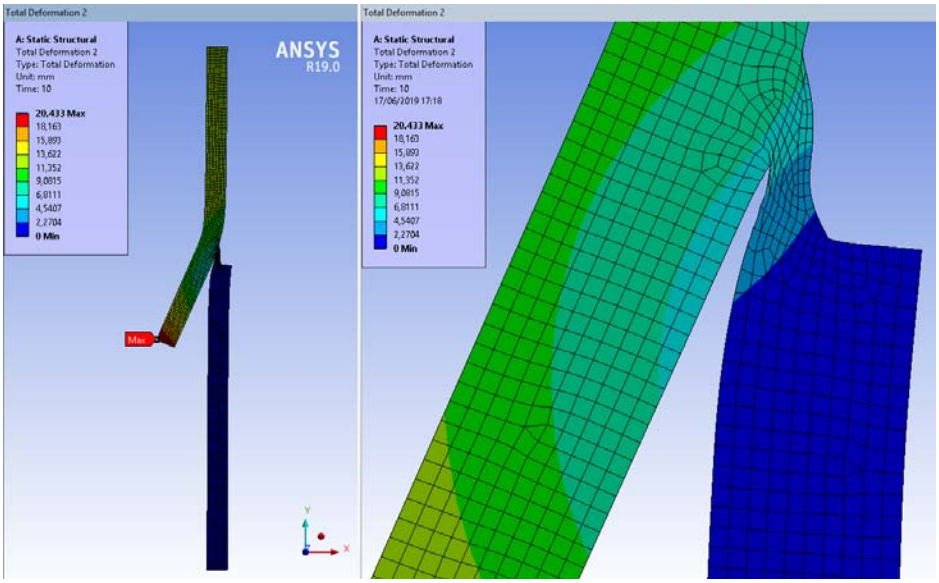


Dessa forma, a força máxima que a junta soldada suporta até a ruptura da solda pode ser estimada como sendo:

$$Força = \ Pressão \times Área = 275\ MPa \times 475\ mm^2 = 130625\ N\ ou\ 131\ kN.$$

A Figura 9 apresenta o modo de falha da junta soldada na iminência da ruptura da solda e referente ao carregamento de pressão de 270 MPa.

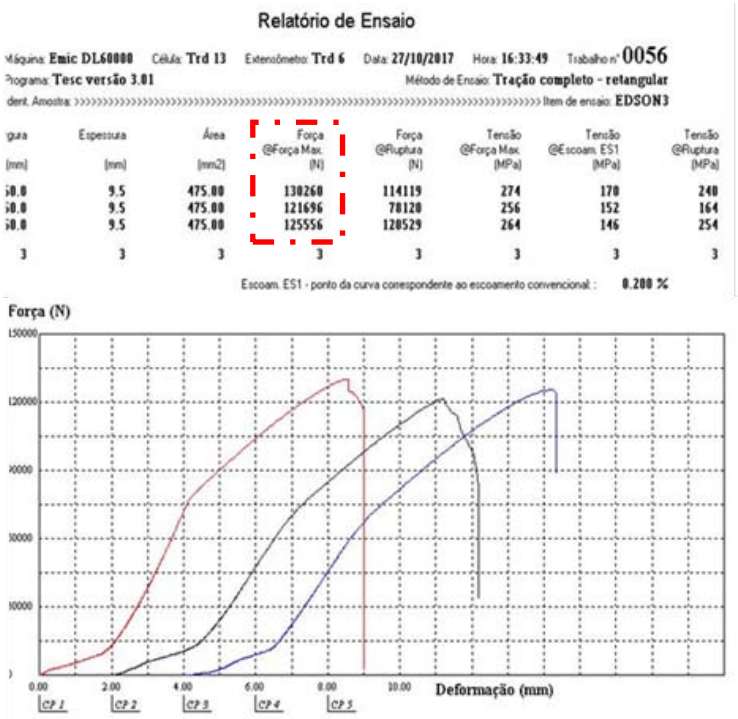
Figura 9 – Modo de falha da junta soldada na iminência da ruptura da solda.



3.2 Resultados do Teste de Tração

A Figura 10 apresenta os resultados do teste estrutural referentes aos três primeiros corpos de prova ensaiados.

Figura 10 – Resultados dos três primeiros corpos de prova ensaiados.



A Tabela 2 lista os resultados da força de ruptura para cada corpo de prova ensaiado.

Tabela 2 – Resultados da força de ruptura dos corpos de prova ensaiados.

CP	Força Ruptura (kN)
1	130,3
2	121,7
3	125,6
4	122,6
5	123,9
6	123,5
7	123,0
8	120,6

A partir do cálculo da média para os resultados de forças listados na Tabela 2, pode-se estimar a força característica de ruptura para a junta soldada como sendo igual a 124 kN.

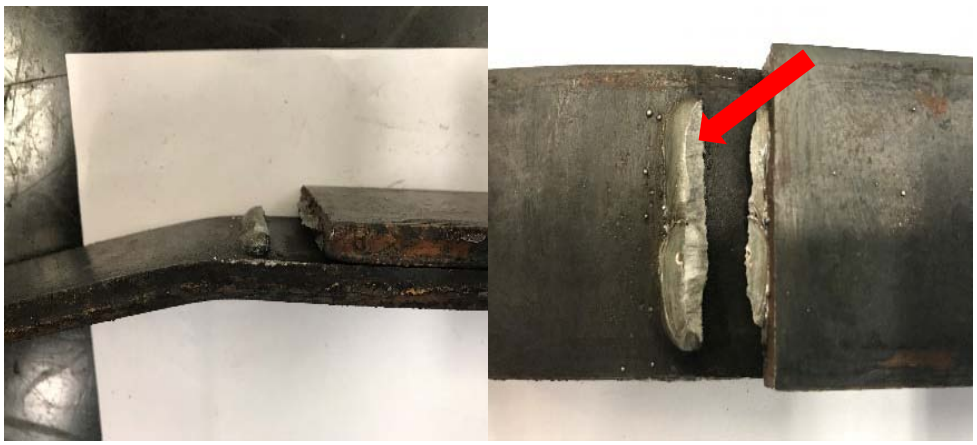
A Figura 11 apresenta o resultado do ensaio de tração na eminência do rompimento do corpo de prova. É possível observar que ocorreu o desalinhamento das chapas que ora estavam sobrepostas devido à direção da força aplicada.

Figura 11 – Desalinhamento das chapas na eminência do rompimento do corpo de prova.



A Figura 12 apresenta o modo de ruptura do corpo de prova e que acontece por cisalhamento da solda a 45°.

Figura 12 – Modo de ruptura da solda do corpo de prova.



4 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo realizar um estudo comparativo de resultados entre uma simulação computacional de elementos finitos e um teste estrutural para estimar a carga de ruptura de uma junta sobreposta soldada de filete.

A partir dos resultados da análise não linear de elementos finitos para um modelo de sólido bidimensional baseado na hipótese de Estado Plano de Deformações foi possível estimar a carga última da junta soldada como sendo 131 kN.

O teste estrutural realizado para uma amostra com oito corpos de prova não padronizado forneceu uma carga característica de ruptura da junta soldada igual a 124 kN.

Portanto, foi observado uma boa correlação de resultados obtidos entre a simulação computacional de elementos finitos e o teste estrutural na estimativa da carga última para a uma junta sobreposta soldada de filete.

REFERÊNCIAS

[1] Björk, T., Toivonen, J. & Nykänen, T. Weld World (2012) 56: 71. https://doi.org/10.1007/BF03321337.

[2] Mohammed R. I. Finite Element Analysis of Fillet Welded Joint. Toowoomba. Dissertation [Bachelor of Mechanical Engineering] - University of Southern Queensland; 2015.

[3] ANSYS: Engineering Analysis System - Release 19.1, 2018.

[4] Scholl, R. Weld Sizing: Using ACT for Robust Customization. ANSYS 2013 Regional Conference.

[5] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, 2005.

[6] AWS 2010, Structural Welding Code Steel, American Welding Society, Miami, Florida.

[7] AISC 360-10 (2015): Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Tema: Ligações: Concepção, Projeto e Elementos de fixação

ESTUDO DA RIGIDEZ EM LIGAÇÕES ENTRE PERFIS DE AÇO DE SEÇÃO TUBULAR RETANGULAR E PERFIS I

Daniel José Rocha Pereira[1]
Messias Júnio Lopes Guerra[2]
Tiago Henrique Silva Santos[3]
Gabriel Vieira Nunes[4]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[5]

Resumo
Este trabalho teve como objetivo o estudo de ligações soldadas formadas por coluna tubular de seção transversal quadrada e viga em aço de seção transversal I. Através de análises numéricas em software comercial, buscou-se via elementos finitos a representação dos modelos e posterior simulação de deslocamentos. Foram analisados arranjos com pilar de extremidade ligada a uma única viga e ligada a duas vigas, considerando, em determinadas situações, o carregamento axial da coluna, o biengastamento axial da coluna e a flexão da viga. A influência dos parâmetros envolvidos foi apresentada graficamente, sendo possível a verificação das regiões de plastificação. Os resultados numéricos apresentaram-se coerentes, possibilitando a obtenção de uma curva para representação da semirrigidez das ligações estudadas.

Palavras-chave: Ligações; Seções RHS; Análise Numérica; Semirrigidez.

ROTATIONAL STIFFNESS STUDY OF I-BEAM TO RHS COLUMN JOINTS

Abstract
This work studied welded joints between rectangular hollow section columns and I-beams. Through numerical analysis using a commercial software, the representation of joint models was enabled in finite elements, with a subsequent displacement simulation. Arrangements with columns connected to a single beam (T-joints bending in a single plane) and connected to two beams (beams welded to columns at an angle of 180°) were made, considering, in some situations: the axial loading of the column, two fixed ends at the column and the bending of the beam. The influence of the parameters involved was presented graphically, where it was possible to visualize yielding in some regions. The numerical results were considered coherent, enabling the development of a curve to represent the initial stiffness of the joints studied.

Keywords: Joints; RHS; Numerical Analysis; Initial Stiffness.

[1] Engenheiro Civil, MSc, Doutorando, PROPEC – DECIV/EM/UFOP, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil. Autor correspondente: drocha044@gmail.com.
[2] Engenheiro Civil, MSc, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Federal de Minas Gerais, Santa Luzia, MG, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Mestrando, PROPEC – DECIV/EM/UFOP, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.
[4] Engenheiro Civil, DSc, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Federal de Minas Gerais, Congonhas, MG, Brasil.
[5] Engenheira Civil, DSc, Professora Associada, PROPEC – DECIV/EM/UFOP, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Estruturas tubulares de aço possuem as mais diversas aplicações no ramo da engenharia civil, oferecendo elementos estruturais de alta resistência a forças axiais e de torção.

No correto dimensionamento dessas estruturas, deve ser levada em consideração não somente a capacidade resistente dos elementos isolados, como também o comportamento das ligações entre dois ou mais perfis, prevendo o comportamento da estrutura como um todo.

Existem classificações para possibilitar o estudo dessas regiões – um nó é dito rígido quando a rotação relativa das extremidades das barras concorrentes é nula após a deformação da estrutura, e rotulado quando o caso é inverso, ou seja, não se oferece restrição à rotação relativa durante o processo de deformação. O caso intermediário é classificado como semirrígido e ocorre na maioria das ligações reais, como mostrado na Figura 1, embora em diversos casos não seja contemplado o dimensionamento dessas ligações.

Nesse contexto, apesar do crescimento e disseminação do uso das estruturas tubulares no país, ainda há uma carência em pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento de ligações semirrígidas. As normas internacionais e a Norma Brasileira ABNT NBR 16239: *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares* [1] não trazem referências sobre as ligações entre pilares tubulares e as vigas I com relação a sua semirrigidez, o que pretende ser estudado por este trabalho.

1.2 Objetivo

Busca-se avaliar numericamente a semirrigidez de ligações soldadas entre pilares com perfis tubulares de seção transversal quadrada com espessuras de até 6 mm e vigas em perfil I laminado e, a partir de um estudo paramétrico, propor uma formulação para determinação da rigidez de uma ligação entre pilar e uma única viga e entre pilares conectados a duas vigas.

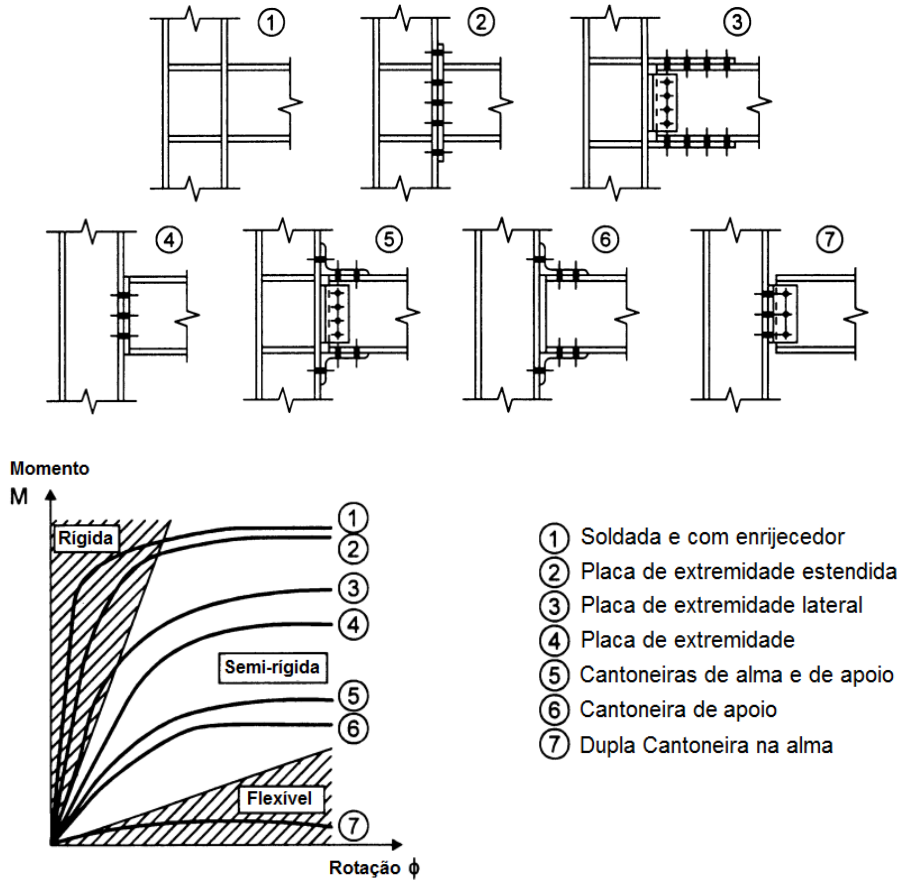


Figura 1: Classificação de ligações típicas em estruturas de aço (Adaptado de [8])

1.3 Pesquisas envolvendo semirrigidez em ligações

O estudo para determinação da semirrigidez em ligações tem se desenvolvido em diversos aspectos, sendo que pesquisas avaliando a ligações com placa de extremidade e seções comerciais [2–4] se intensificaram e contribuíram para o desenvolvimento do método dos componentes, presente no EN 1993-1-8 [5].

Dessa forma, Silva et al. [6] analisaram a semirrigidez de uma ligação entre perfis formados a frio com enrijecedores e seção não comercial. Através dos resultados da análise numérica, propôs-se uma adaptação ao método dos componentes para determinação coeficiente de rigidez para o tipo de ligação estudada.

Por outro aspecto, ao se analisar a capacidade última de ligações, Gomes et al. [7] determinaram, através de um modelo numérico, a capacidade última resistente de uma ligação semirrígida entre perfis I utilizando o critério de colapso progressivo, e por um estudo paramétrico encontraram que o aumento da espessura da placa de extremidade produzia um

aumento do momento resistente da ligação, enquanto o aumento do diâmetro do parafuso possibilitava uma maior rotação antes do colapso.

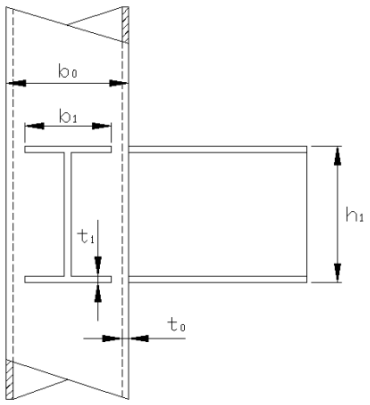
Rocha e Neto [9] e Guerra et al. [10] determinaram, por modelos em elementos finitos, o coeficiente de rigidez de ligações entre pilar com seção transversal tubular e vigas em seção I, enquanto Nunes et al. [11] avaliaram a semirrigidez em modelos cruciformes.

Nesse contexto, a simulação numérica via elementos finitos, que possibilita prever com acurácia o comportamento de ligações que falham por plastificação [12], será utilizado neste trabalho para analisar o comportamento de ligações semirrígidas, visando a determinação de um coeficiente que determine a rigidez a partir das características dos perfis utilizados.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Parâmetros geométricos

Os parâmetros geométricos utilizados para análise da ligação são mostrados na Figura 2, sendo as relações β e γ utilizadas para quantificar a proporção entre larguras da viga e da coluna e a esbeltez da coluna, respectivamente.



$$\beta = \frac{b_1}{b_0}$$

$$2\gamma = \frac{b_0}{t_0}$$

b_0: largura da coluna
b_1: largura da flange
h_1: altura da viga
t_0: espessura da coluna
t_1: espessura da viga
t_w: espessura da solda

Figura 2: Parâmetros geométricos

2.2 Propriedades dos materiais

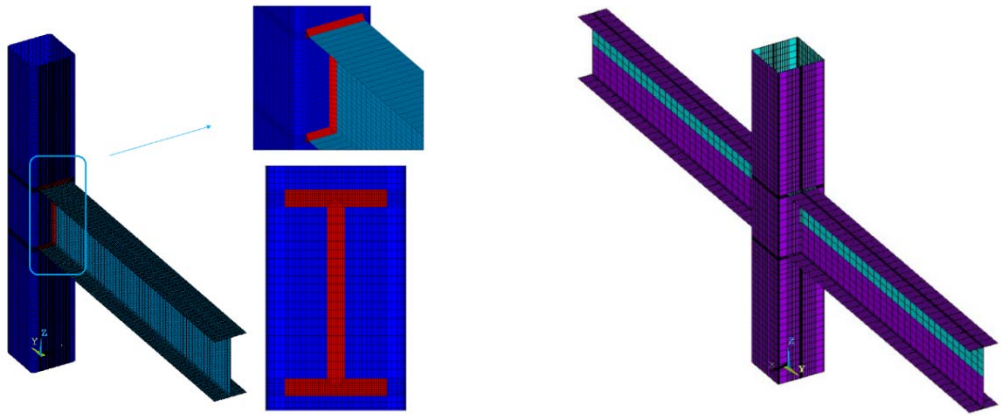
Análises não lineares geométricas e de material foram realizadas com o objetivo de se obter o comportamento global das ligações estudadas. O aço foi caracterizado no software como contendo uma tensão de escoamento de 345MPa, tensão última de 450Mpa, módulo de elasticidade de E = 200.000 Mpa e módulo tangente equivalente a 10% do módulo de elasticidade.

2.3 Modelagem Numérica

O estudo numérico é viabilizado por meio de uma modelagem via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do software ANSYS [14]. O elemento finito utilizado foi o elemento de casca com oito nós SHELL 281, que possui seis graus de liberdade em cada nó, translação e rotação nas direções X, Y e Z e considera esforços de flexão, corte e de membrana.

O diagrama bilinear foi considerado para a simulação do material, com as propriedades descritas anteriormente. Na modelagem dos parâmetros geométricos, a inserção de uma solda de com perna do filete de $1{,}5t_0$ foi realizada, simulando, dessa forma, o aumento da área de transferência dos esforços da viga para a coluna.

A malha adotada, apresentada na Figura 3, mostra-se mais refinada na região da solda, onde concentrações de tensões são esperadas. O raio de dobramento foi considerado e igual a 1,5 vezes a espessura da coluna.



(a) Uma viga (b) Duas vigas

Figura 3: Detalhes da malha de elementos finitos dos modelos

Os modelos com duas vigas foram submetidos a um carregamento axial na coluna, onde foram realizados o acoplamento dos nós da extremidade superior da mesma e em seguida aplicou-se uma carga de compressão em um dos nós, sendo este efeito distribuídos aos demais. A carga de compressão é diretamente proporcional à capacidade resistente da coluna, não sendo ultrapassado o valor da tensão de escoamento do material que o constitui.

Para a solução do sistema de equações no modelo numérico, foi utilizado o método iterativo de *Newton-Raphson*, onde a matriz de rigidez é atualizada em cada iteração, adotando-se também o critério de plastificação de Von Mises. A não linearidade geométrica foi considerada através da formulação de *Lagrange* atualizado.

2.4 Estudo paramétrico

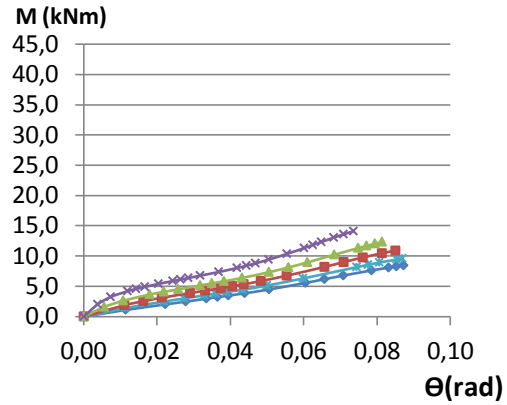
No estudo paramétrico desenvolvido neste trabalho foram analisados 15 modelos com uma viga e 15 modelos com duas vigas, variando-se as espessuras e largura da viga. O comprimento utilizado para as vigas e para as colunas foi de 1000 mm em todos os casos , e na Tabela 1 têm-se as outras relações geométricas utilizadas.

Tabela 1: Propriedades geométricas dos perfis das colunas e das vigas dos protótipos

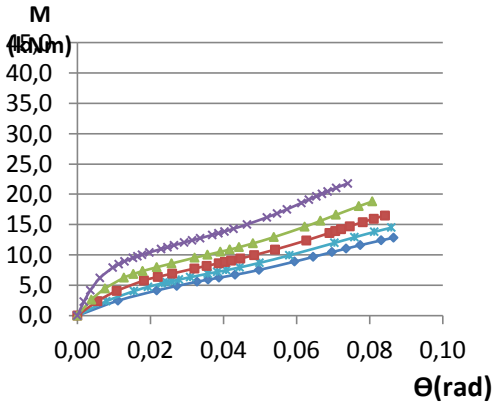
Coluna	Viga	Parâmetros geométricos					Parâmetros adicionais	
		b_0	t_0	b_1	t_1	t_w	β (b_1/b_0)	2γ (b_0/t_0)
150x150x3,0	W200	150	3,0	60	3,0	3,0	0,40	50,0
				75			0,50	
				90			0,60	
				105			0,70	
				120			0,80	
150x150x4,0	W200	150	4,0	60	4,0	4,0	0,40	37,5
				75			0,50	
				90			0,60	
				105			0,70	
				120			0,80	
150x150x6,0	W200	150	6,0	60	6,0	6,0	0,40	25,0
				75			0,50	
				90			0,60	
				105			0,70	
				120			0,80	

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

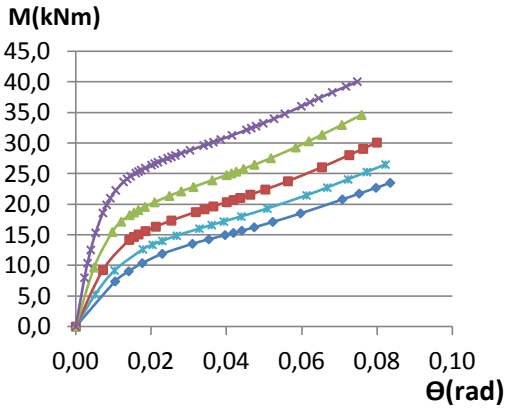
Para os modelos em estudo, obteve-se o traçado da curva Momento x Rotação Relativa (diagrama Mxθ), mostradas na Figura 4, sendo que a inclinação da tangente na parte linear dessa curva corresponde à rigidez inicial da ligação.



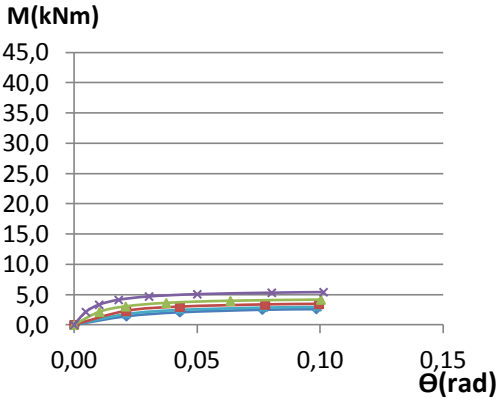
(a) Uma viga para 2γ=50



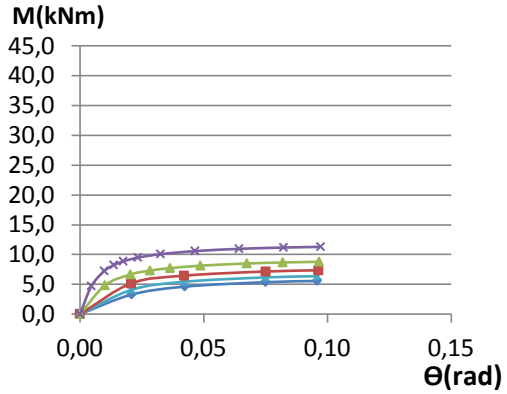
(b) Uma viga para 2γ=37,5



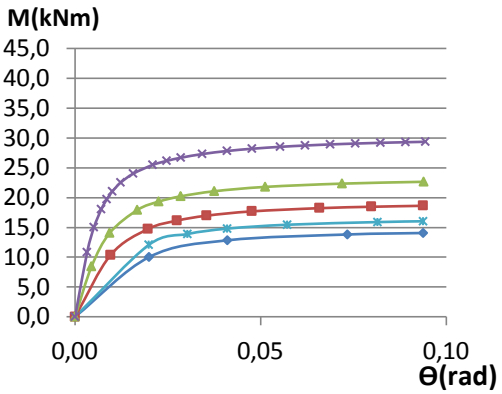
(c) Uma viga para 2γ=25



(d) Duas vigas para 2γ=50



(e) Duas vigas para 2γ=37,5



(f) Duas vigas para 2γ=25

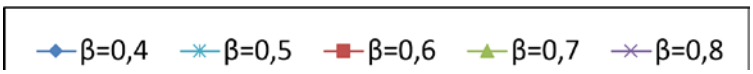


Figura 4: Curvas Momento vs. Rotação para diferentes parâmetros e ligações

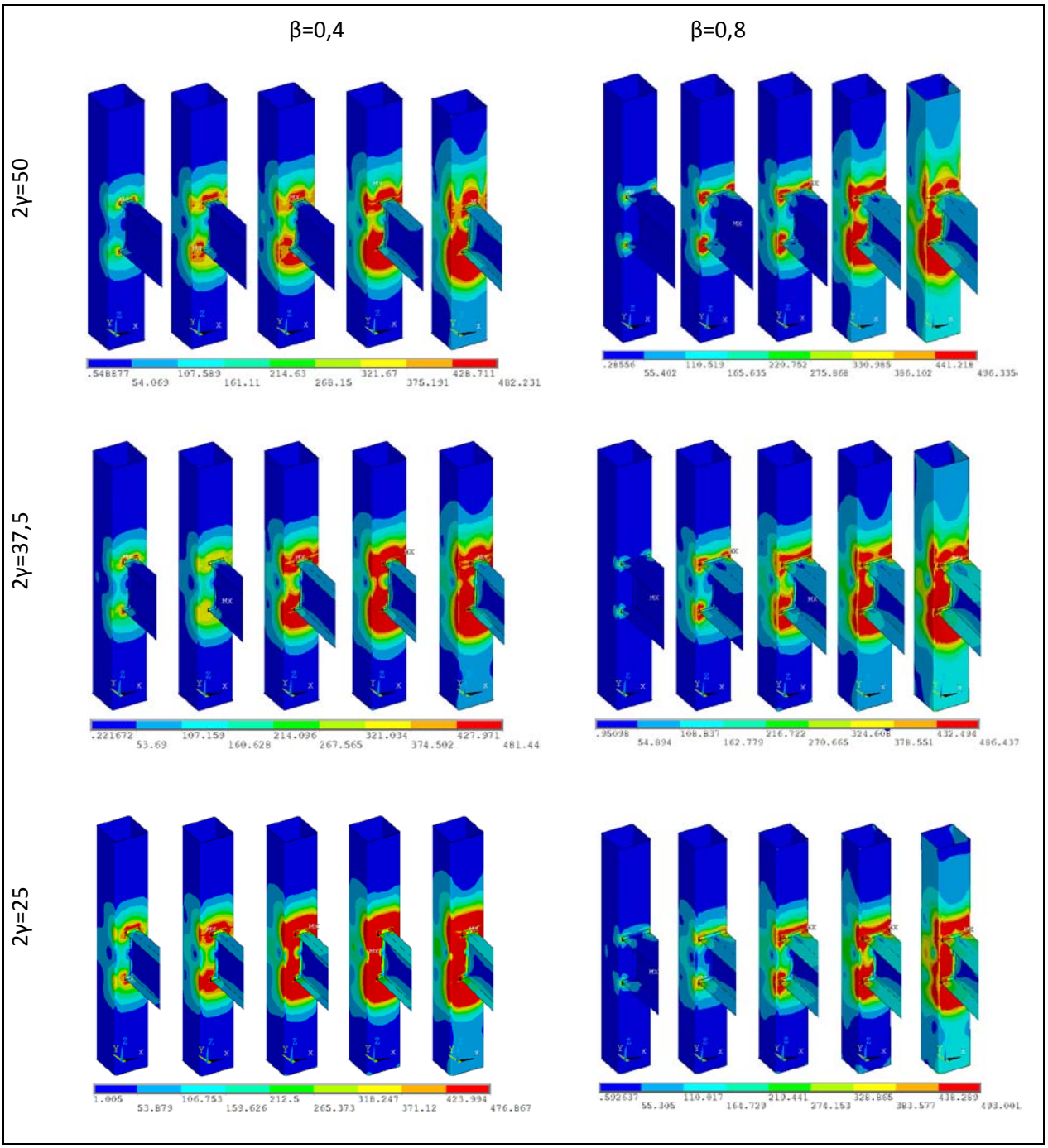


Figura 5: Distribuição das tensões de von Mises (em MPa) para os modelos com uma viga

β=0,4	β=0,8

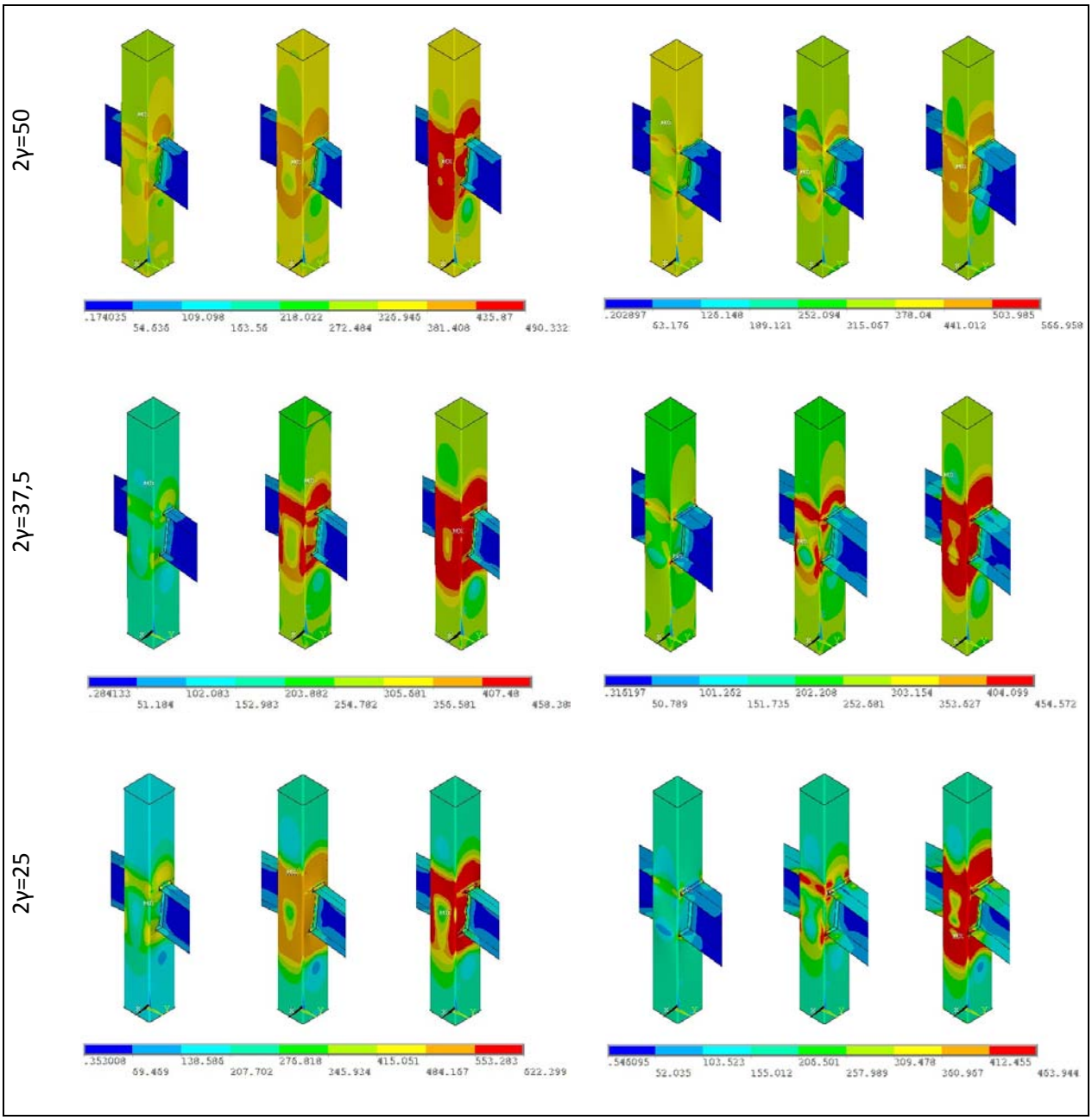


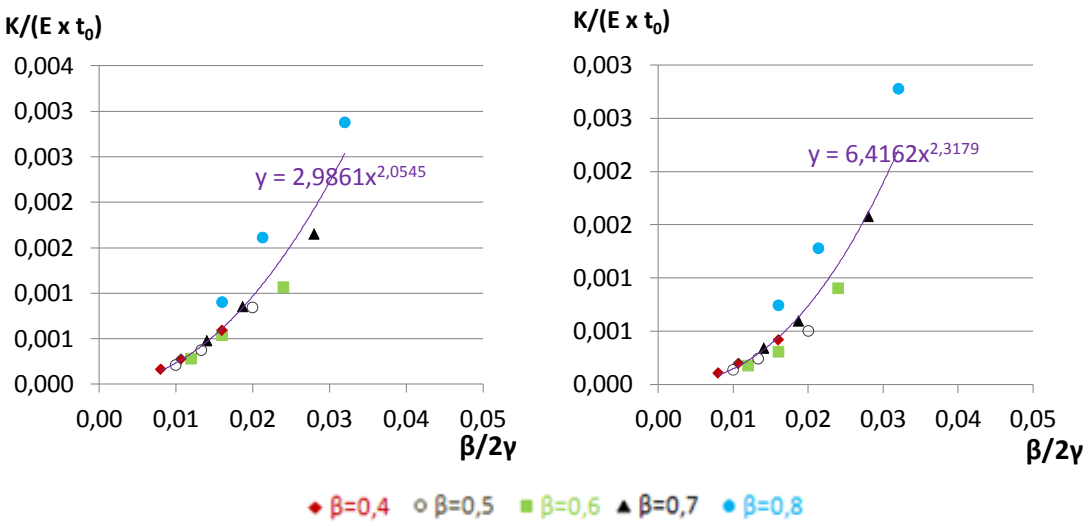
Figura 6: Distribuição das tensões de von Mises (em MPa) para os modelos com duas vigas

As distribuições das tensões de Von Mises para diferentes valores de β e 2γ são mostras na Figura 5 e na Figura 6, para uma e duas vigas, respectivamente. O modo de falha ocorrido foi a plastificação da face frontal do pilar (parede onde é soldada a viga), pois o momento de plastificação da viga e os momentos para os demais modos de falha do pilar não foram alcançados por nenhum dos modelos analisados.

Considerou-se importante o acompanhamento da evolução da tensão de von Mises na face do tubo para que fosse possível entender melhor o seu comportamento na ligação. É possível identificar os pontos de plastificação da estrutura na medida em que o carregamento é aplicado.

Pode ser observada a concentração de tensões nas regiões da ligação entre a viga e a coluna, sendo esta a região mais solicitada durante a transmissão dos esforços. A mesa superior tracionando a face da coluna enquanto a mesa inferior comprimindo-a, sendo nestas interseções onde ocorre a plastificação dos modelos.

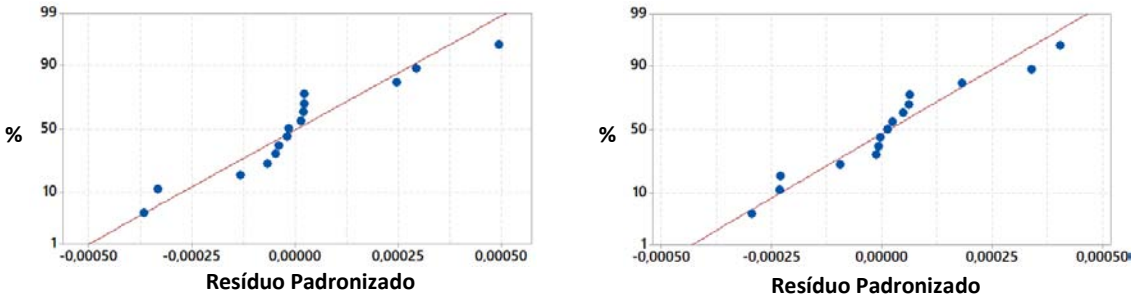
A partir dos valores de rigidez (K) e da relação entre β/2γ da ligação , foi possível traçar um gráfico de K em função das relações geométricas de β, que considera a relação d a flange da viga com a largura da face conectada da coluna, e 2γ, que representa a esbeltez da parede da coluna. Com isso, curvas de ajuste para os modelos com uma viga (Figura 7 (a)) e com duas vigas (Figura 7 (b)) foram obtidas.



(a) Uma viga (b) Duas Vigas

Figura 7: Gráfico Rigidez versus β/2γ para os modelos estudados

Sendo os gráficos de distribuição normal de resíduos dispostos na Figura 8, que apresenta resultados aceitáveis de variação.



(a) Distribuição normal de resíduos para uma viga

(b) Distribuição normal de resíduos para duas vigas

Figura 8: Distribuição normal de resíduos

Portanto, a partir das curvas, têm-se o valor das rigidezes das ligações proposto:

Ligações com uma viga:

$$K = 3,0Et_0\left[\frac{\beta}{2\gamma}\right]^{2,0} \qquad (1)$$

Ligações com duas vigas:

$$K = 6,4Et_0\left[\frac{\beta}{2\gamma}\right]^{2,3} \qquad (2)$$

4 CONCLUSÕES

A análise via elementos finitos de 30 modelos foi realizada e os resultados de configuração deformada e comportamento da ligação se mostraram coerentes com o esperado para tais geometrias. O modo de falha que ocorreu em todos os modelos foi a plastificação da face da coluna, e curvas Momento versus Rotação foram traçadas para cada ligação estudada.

Observou-se que à medida que a largura das mesas da seção transversal da viga foi aumentada, houve o acréscimo de resistência da ligação, devido ao aumento do binário resistente. A espessura da coluna também se apresentou como um fator de grande influência nos valores de rigidez inicial e resistência das ligações – os modelos com pequenas espessuras apresentaram rigidez e resistência menores do que os modelos com espessuras maiores.

É possível, então, concluir que a capacidade rotacional das ligações diminui à medida que se aumenta largura das mesas da seção transversal da viga e se aumenta a espessura da coluna, desde que mantida a largura da coluna.

Além disso, a partir das curvas Momento-Rotação foi possível o cálculo da rigidez de cada modelo e a proposição de uma equação para o cálculo da rigidez entre pilares tubulares retangulares e vigas I, para ligações com uma e duas vigas.

Por fim, destaca-se a necessidade de desenvolvimento contínuo de formulações e ferramentas que permitam o cálculo da rigidez e da ductilidade das ligações que utilizam perfis tubulares, visando o desenvolvimento de equações gerais para prever o comportamento das mesmas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), IFMG, CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa) e à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo financiamento e apoio à realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

1. NBR 16239. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. 1st ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas; 2013.
2. de Lima LRO, Simões da Silva L, Vellasco PCG d. S, de Andrade SAL. Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force. Engineering Structures. 2004 Aug;26(10):1333–47.
3. Wald F, Jaspart J-P. Stiffness design of column bases. Journal of Constructional Steel Research. 1998 Apr;46(1–3):245.
4. Pertold J, Xiao R., Wald F. Embedded steel column bases. Journal of Constructional Steel Research. 2000 Dec;56(3):253–70.
5. CEN (European Commitee for Standardization). EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: CEN; 2005.
6. Silva AT, Sarmanho AMC, Nunes GV, Pereira DJR, Neiva LH de A. Cold formed steel semi rigid joints. REM - International Engineering Journal. 2018 Dec;71(4):497–504.
7. Gomes V, Silva AT, Lima LRO de, Vellasco PCG da S. Numerical investigation of semi-rigid connection ultimate capacity. REM - International Engineering Journal. 2018 Dec;71(4):505–12.
8. Ivanyi M, Baniotopoulos CC. Semi-Rigid Joints in Structural Steelwork. Vienna: Springer Vienna; 2000.
9. Rocha BS, Neto JGR. Análise de ligações soldadas entre vigas de seção I e pilares em perfis tubulares. In: Ávila SM, editor. Proceedings of the XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Brasília, DF: CILAMCE 2016; 2016.
10. Guerra MJL, Ferrarezi SL, Nunes GV, Sarmanho AMC. ANÁLISE DE LIGAÇÕES METÁLICAS SOLDADAS ENTRE PILAR DE SEÇÃO RHS E VIGA DE SEÇÃO I. In: Prado ZJG. Del, editor. Proceedings of the XXXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Pirenópolis, GO: CILAMCE 2013; 2013.
11. Nunes TC, Sarmanho AM, Paula GD de, Freitas MSR. Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I. Revista da Estrutura de Aço - REA. 2012;1(3):167–80.
12. Vegte GJ Van Der, Wardenier J, Puthli RS. FE analysis for welded hollow-section joints and bolted joints. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings. 2010 Dec;163(6):427–37.
13. Nunes G V., Sarmanho AMC, Araújo AHM de, Requena JAV, de Lima LRO. Análise do comportamento de ligações tubulares T. In: XXXII CILAMCE. Ouro Preto: Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia; 2011. p. 1–10.
14. ANSYS Inc. ANSYS 12.1. EUA: Swanson Analysis System; 2011.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS DE TRELIÇAS PLANAS COM PERFIS DE SEÇÃO TUBULAR CIRCULAR

Adryanne Fazolo Nardoto [1]
Rosiane Camargos dos Santos[2]
Élcio Cassimiro Alves[3]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[4]

Resumo
A utilização de estruturas treliçadas constituídas por perfis de aço tubulares tem ganhado espaço nas aplicações de engenharia, pois são capazes de vencer grandes vãos, afinal, unem as vantagens do sistema estrutural treliça, nos quais os esforços predominantes são os axiais, ao uso de perfis tubulares que apresentam leveza e alta resistência aos esforços de tração e compressão. Nesses componentes estruturais, a utilização de ligações soldadas são frequentes e, geralmente, constituem o ponto de menor resistência da estrutura, portanto, o correto dimensionamento dessas ligações é fundamental para o projeto de uma treliça. As normas de dimensionamento prescrevem os modos de falha segundo os quais pode ocorrer o colapso da estrutura e fornecem diversas formulações para a determinação da resistência das ligações. Dentro desse contexto, nessa pesquisa foi desenvolvido um programa computacional, com base nas normas ABNT NBR 16239:2013 e EN 1993-1-8:2005, para automatizar o cálculo da força resistente de ligações soldadas de treliças com perfis de aço de seção tubular circular. Com a utilização da ferramenta desenvolvida foi possível realizar um estudo comparativo entre as referidas normas e conclusões foram obtidas a respeito da influência dos parâmetros geométricos na resistência das ligações.

Palavras-chave: Treliças planas; Perfis de aço de seção tubular circular; Ligações soldadas; Programa computacional.

STUDY OF BEHAVIOUR OF WELDED JOINTS OF PLANE TRUSSES WITH CIRCULAR HOLLOW SECTIONS

Abstract
The use of plane trusses made up of hollow structural sections has gained space in engineering applications, since they can overcome large spans, after all, they unite the advantages of the truss structural system, in which the predominant efforts are the axial ones, to the use of hollow sections that exhibit lightness and high tensile and compressive resistance. In these structural components, welded joints are quite frequent and, generally, constitute the point of less resistance of the structure; therefore, the correct design of these connections is fundamental for the design of a truss. The design standards prescribe the modes in which collapse of the structure can occur and provide many formulations for determination of the connection resistance. In this context, a computer program based on ABNT NBR 16239: 2013

and EN 1993-1-8: 2005 was developed to automate the calculation of welded connections in trusses with circular hollow members. With the use of the developed tool, it was possible to carry out a comparative study between the mentioned standards and conclusions were obtained regarding the influence of the geometric parameters in the resistance of the connections.

Keywords: Plane trusses; Hollow structural section; Welded joints; Computer program.

[1] Engenharia Civil, Graduanda, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.
[2] Engenheira Civil, Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor, Professor adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.
[4] Engenheira Civil, Doutora, Professora associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A sustentabilidade na construção civil é um assunto discutido com frequência no meio técnico, uma vez que esta é apontada pelo Conselho Internacional da Construção (CIB) [1] como a indústria que mais consome recursos naturais e energia, gerando alto impacto ambiental. Estimular o uso de novos materiais e promover a redução no índice de desperdício e, consequentemente, da geração de resíduos buscando a reutilização e reciclagem de materiais é fundamental para o desenvolvimento sustentável da construção. Nesse cenário o aço desempenha um papel fundamental.

As construções em aço são caracterizadas pela rapidez de execução, limpeza e organização do canteiro de obras e baixo desperdício de material. Estruturas metálicas evidenciam a racionalização da construção, obtida através de planejamento, projetos detalhados, pré-fabricação, o que faz com que o processo seja mais eficiente, minimizando os prejuízos da construção. Além disso, estruturas aparentes em aço são frequentemente utilizadas por arquitetos e engenheiros projetistas devido à sua elegância, proporcionado um aspecto de modernidade às obras. Logo, os perfis tubulares se adequam perfeitamente a essa realidade, exibindo uma aparência leve e dinâmica, ao mesmo tempo em que apresentam excelentes características estruturais [2].

No âmbito da engenharia civil, segundo Glijnis [5], em 1850, a primeira estrutura no mundo em aço de seção tubular retangular foi construída, a ponte Conwy Railway, com 140 metros de comprimento. Mas, o grande marco do uso de estruturas tubulares é a ponte ferroviária em aço Forth, construída entre os anos de 1883 e 1890, sobre o rio Firth of Forth, em Queensferry, Grã-Bretanha. Ela é a primeira grande ponte de aço tubular construída no mundo, com vão livre de 521 metros e comprimento total de 2500 metros.

A partir do ano 2000, observou-se um crescimento significativo na utilização das estruturas tubulares no Brasil impulsionado pela expansão e modernização dos fabricantes de estruturas metálicas, o que tem elevado a produtividade e tornado seu custo mais atrativo [6]. Pode-se citar como exemplo o Estádio Itaquerão em São Paulo, que possui treliças de cobertura das arquibancadas principais com 77,35 metros de comprimento e 57 metros em balanço, e coberturas laterais com vão livre de 170 metros composto por treliças atirantadas de perfil tubular quadrado [7].

No caso de treliças planas (ou uniplanares), as barras estão todas em um único plano. Essas treliças são formadas pela associação de triângulos que podem ser dispostos de diversas maneiras. Alguns dos formatos mais comuns para a formação de treliças planas são Pratt, Howe, Warren, entre outras (Figura 1).

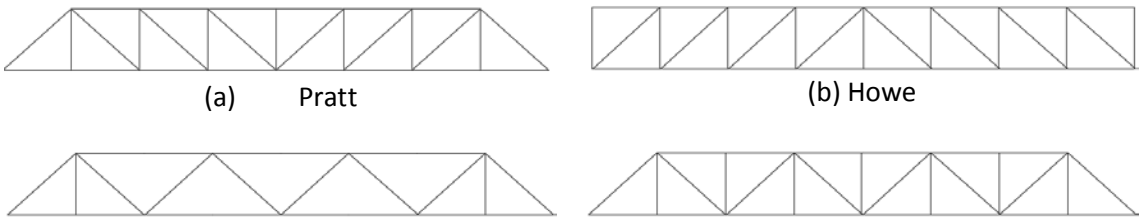


Figura 1. Exemplos de treliças planas. [8]

A escolha do tipo de ligação entre as barras depende de diversos fatores, entre eles: a arquitetura, facilidade na fabricação e vão livre a ser vencido. As ligações podem ser classificadas por diversos critérios. Uma primeira classificação em relação às ligações é quanto ao afastamento. As ligações podem se dar com afastamento ou com sobreposição (Figura 2) em função da posição das diagonais com relação ao banzo.

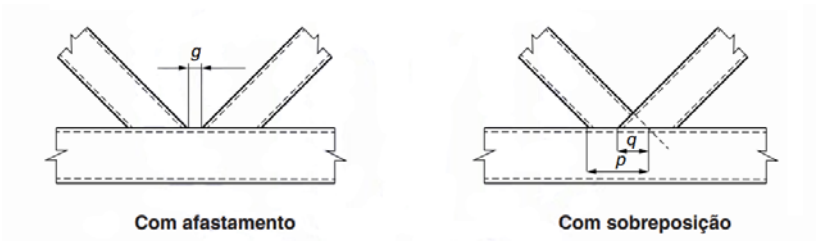


Figura 2. Classificação quanto ao afastamento da ligação. [3]

Uma segunda classificação é quanto à forma de transferência dos esforços na região nodal. Nesse caso, a ligação pode ser definida como “K”, “KT”,” N”, “T”, “X, “Y”, “DK”, “KK”, “TT”, “DY” e “XX”, sendo as seis primeiras (Figura 3) as mais comuns. Geralmente, confunde-se tal classificação com a aparência física da ligação, o que pode resultar em uma utilização errada das formulações de dimensionamento. Apesar disso, existe certa relação entre a aparência física e a transmissão de esforços.

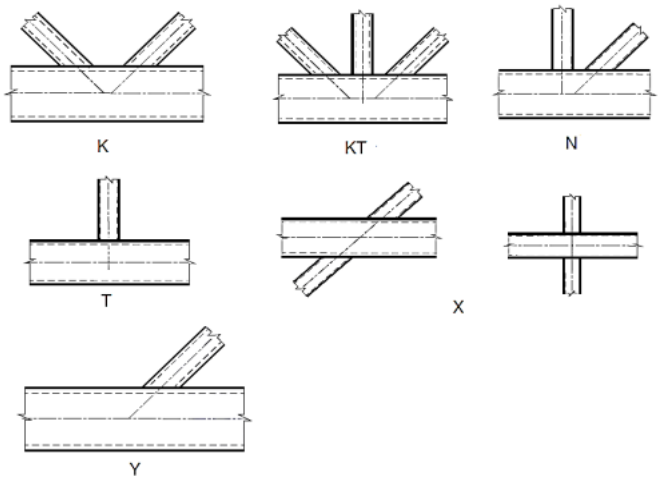


Figura 3. Principais tipos de ligações. [3] – adaptada.

Nesse caso, a classificação é feita obedecendo aos seguintes critérios [9]:

• Quando a componente normal de força de uma diagonal ou montante é equilibrada pelo cisalhamento (e flexão) do banzo, a ligação é classificada como “T” quando o montante é perpendicular ao banzo e como “Y” nos outros casos.

• Quando a componente normal da força na diagonal é essencialmente equilibrada (até 20%) pela componente de força normal de outra diagonal (ou diagonais), no mesmo lado da ligação, a ligação é classificada como “K”. Uma ligação do tipo “N” pode ser considerada um tipo especial de ligação do tipo “K”.

• Quando a componente de força normal é transmitida através do banzo e equilibrada por um outro membro do lado oposto, a ligação é classificada como “X”.

• Quando uma ligação possuir membros em mais de um plano, ela é classificada como uma ligação multiplanar.

A norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 [3] define os princípios que regem o dimensionamento de ligações em perfis tubulares e, segundo Sepúlveda [7], teve como referência os manuais e livros publicados pelo CIDECT (Comitê Internacional para o Desenvolvimento e Estudo da Construção Tubular), dentre eles, pode-se citar os de Wardenier et al. [9]. Nesse trabalho um estudo a respeito do comportamento de ligações soldadas de treliças planas com perfis de seção tubular circular foi realizado, tendo como base as equações de dimensionamento de ligações tipo “K”, “KT”, “T” e “X”. Buscou-se estudar os modos de colapso de ligações soldadas uniplanares em perfis de seção tubular circular e os métodos de dimensionamento prescritos pela norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 [3] e pela norma europeia EN 1993-1-8:2005 [4]. Fluxogramas e rotinas de cálculo contendo as formulações utilizadas no dimensionamento das ligações foram propostos e trabalhos experimentais disponíveis na literatura foram utilizados na avaliação das metodologias normativas e validação da rotina computacional de cálculo desenvolvida.

2 METODOLOGIA

Para subsidiar a implementação do código do programa computacional, dez fluxogramas foram desenvolvidos a partir das prescrições da ABNT NBR 16239:2013 [3] e da EN 1993-1-8:2005 [4]. Os dois primeiros fluxogramas são uma sequência de verificações exigidas pelas referidas normas em relação à parâmetros geométricos e aos esforços da ligação. Dos outros oito fluxogramas, quatro referem-se à norma brasileira e quatro são relacionados à norma europeia. Cada um contém as formulações necessárias para realizar o cálculo da força resistente das ligações. A título de ilustração, a Figura 4 mostra o fluxograma para cálculo da força resistente da ligação tipo “KT” conforme o procedimento da ABNT NBR 16239:2013 [3].

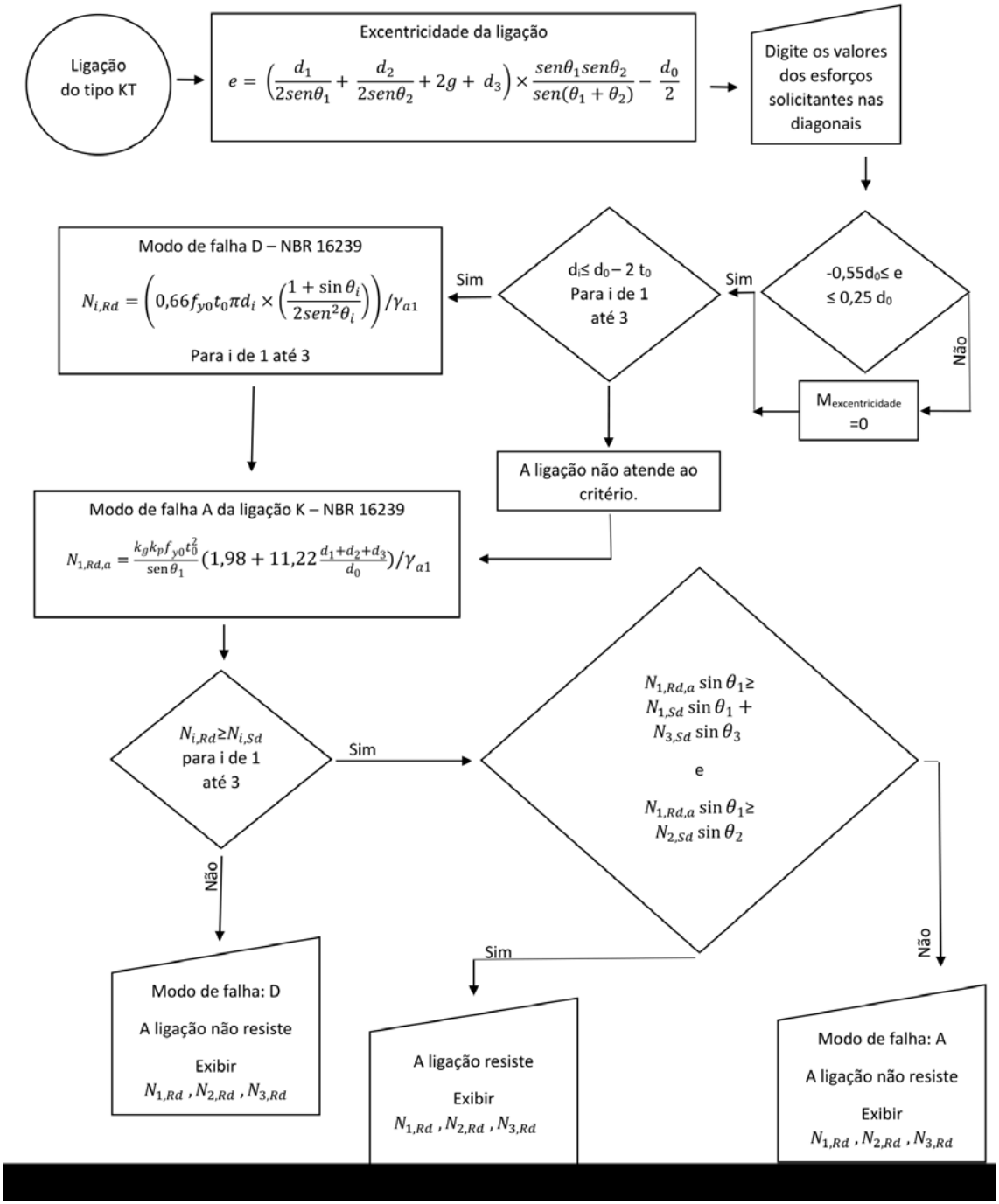


Figura 4. Fluxograma para cálculo da força resistente da ligação do tipo "KT".

Segundo a ABNT NBR 16239:2013 [3] e a EN 1993-1-8:2005 [4], para as ligações nas quais todas as barras possuem seção tubular circular, a capacidade resistente é ditada pelos modos de falha A e D, que representam, respectivamente, a plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto as diagonais ou montantes e a ruptura por punção da parede do

banzo na área de contato com diagonais ou montantes. Assim, os fluxogramas de cálculo adotam como a força resistente da ligação, o menor valor determinado para os modos de colapso possíveis, aplicáveis a cada tipo de ligação.

Após a confecção dos fluxogramas, foi iniciada a escrita do código do programa computacional utilizando o MATLAB 8.1 [10], que foi idealizado conforme a estrutura mostrada na figura 5.

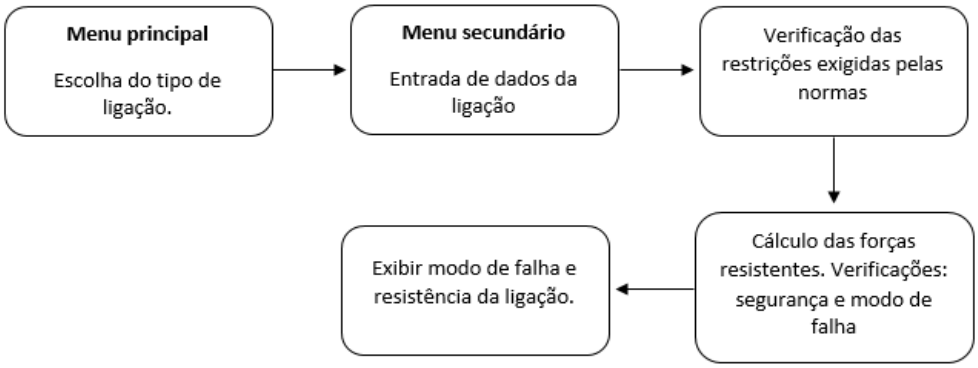


Figura 5. Esquema do funcionamento do software desenvolvido nesta pesquisa.

Foram utilizados quatro exemplos para a aferição do programa, um para cada conexão estudada nesta pesquisa. Para a ligação do tipo “K”, optou-se por utilizar, dentre os diversos exemplos encontrados, o de Araújo et al. [8]. Em relação às outras ligações, entretanto, não há exemplos de cálculo na literatura conforme a ABNT NBR 16239:2013 [3] e a EN 1993-1-8:2005 [4], assim, foram resolvidos manualmente exemplos para a aferição. Para a ligação do tipo “KT”, o exemplo resolvido tem como base a ligação ensaiada por MENDANHA [2], porém, o banzo retangular foi substituído por um circular com dimensões comerciais próximas aos do banzo original. Para a ligação “T”, similarmente a ligação “KT”, o exemplo foi de uma ligação ensaiada por MENDES [11] adaptada para banzo circular. O exemplo relacionado à ligação do tipo “X” foi resolvido com base nos dados de uma ligação ensaiada por QIU e ZHAO [12]. Para os esforços, foram utilizados 80% da carga de ruptura determinada nos ensaios realizados pelos autores. Os dados utilizados para a construção dos exemplos estão dispostos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1. Geometria das ligações utilizadas como exemplo para a validação do programa computacional.

Ligação	Banzo		Diagonais		Montante		Ângulos		Afastamento [mm]
	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	θ_1	θ_2	
KT	141,3	5,0	60,3	6,4	60,3	3,9	37,8	37,8	47,0
K	101,6	4,8	88,9	4,8	-	-	49,1	49,1	15
T	101,6	5,0	-	-	38,1	3,2	90	90	-
X	351	8,0	351	8	-	-	90	90	-

Tabela 2. Esforços solicitante e resistente dos exemplos de aferição.

Tipo	Banzo			Diagonais		Mont.	Força resistente (NBR 16239)			Força resistente (EN 1993-1-8)			Modo de falha
	$N_{0p,Sd}$ [kN]	$N_{0,Sd}$ [kN]	$M_{0,Sd}$ [kN.m]	$N_{1,Sd}$ [kN]	$N_{2,Sd}$ [kN]	$N_{3,Sd}$ [kN]	$N_{1,Rd}$ [kN]	$N_{2,Rd}$ [kN]	$N_{3,Rd}$ [kN]	$N_{1,Rd}$ [kN]	$N_{2,Rd}$ [kN]	$N_{3,Rd}$ [kN]	
KT	88,1	-132,5	0,0	-111,5	167,7	-34,4	366,0	366,0	170,5	352,2	352,2	154,1	D
K	33,3	-34,3	8,3	-51,7	51,6	-	216,5	216,5	-	216,5	216,5	-	A
T	36,0	36,0	0,0	-	-	0,0	163,7	-	-	157,6	-	-	D
X	0,0	0,0	0,0	361,1	361,1	-	798,7	798,7	-	798,9	798,9	-	A

Em relação à comparação entre resultados experimentais e os cálculos propostos pelas normas, somente um trabalho foi encontrado no qual a ligação ensaiada possuía o banzo e montantes em perfil tubular circular, o trabalho de QIU e ZHAO [12], que realizou experimentos com a ligação “X”. Tanto a norma brasileira quanto a europeia não se aproximaram da resistência encontrada pelos autores que, a partir do ensaio, plotaram o gráfico de esforço normal versus deformação. Utilizando o aplicativo WebPlotDigitilizer [13], ferramenta baseada na web para extrair dados de gráficos, imagens e mapas, foi possível determinar a carga experimental a partir da qual a deformação na ligação foi excessiva, igual a 451,42 kN.

Ao efetuar os cálculos propostos pelas normas brasileira e europeia, determinou-se que teoricamente a resistência da ligação é igual a 798, 72 kN, o que mostra uma diferença de aproximadamente 77% em relação à resistência encontrada experimentalmente. Uma possível explicação para a discrepância entre os resultados experimental e teórico é que uma das restrições construtivas impostas pela norma brasileira não é atendida pela ligação ensaiada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após o programa computacional ter sido aferido conforme o item anterior, a interface gráfica foi desenvolvida com uma janela principal, Figura 6, na qual o usuário deve escolher o tipo de ligação a ser dimensionada. Ao escolher a ligação, uma nova janela é aberta. Nessa janela, o usuário deve digitar os dados geométricos e os esforços solicitantes. Como exemplo, a Figura 7 mostra a janela de entrada de dados da ligação do tipo “K”.



Figura 6. Menu principal do programa desenvolvido.

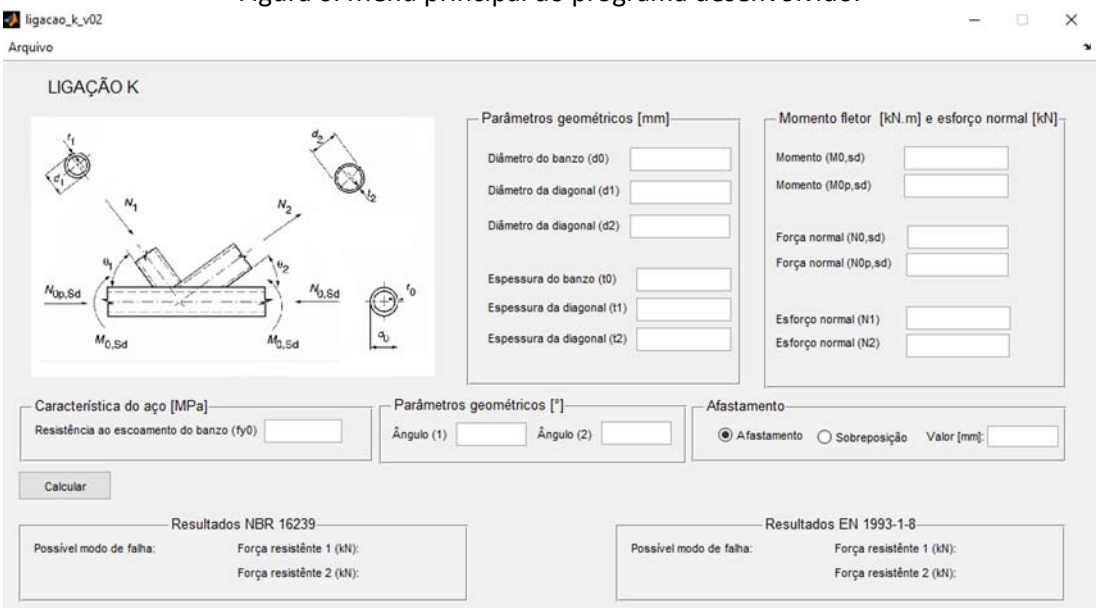


Figura 7. Janela de entrada de dados referente à ligação "K".

Ao selecionar a opção “Ajuda” na parte superior da janela da Figura 6, informações importantes para o usuário são apresentadas, entre elas, as referências normativas e a convenção de sinais adotada.

Após digitar todos os dados de entrada para o dimensionamento da ligação, deve-se pressionar o botão “Calcular” para apresentação dos resultados da força resistente da ligação e do possível modo de falha de acordo com as normas ABNT NBR 16239:2013 [3] e a EN 1993-1-8:2005 [4]. Ao selecionar a opção “Arquivo” e em seguida “Gerar Relatório”, um arquivo .txt é gerado pelo programa, contendo a força resistente da ligação para os dois possíveis modos de falha, além de determinar se a ligação resiste ou não aos esforços solicitantes.

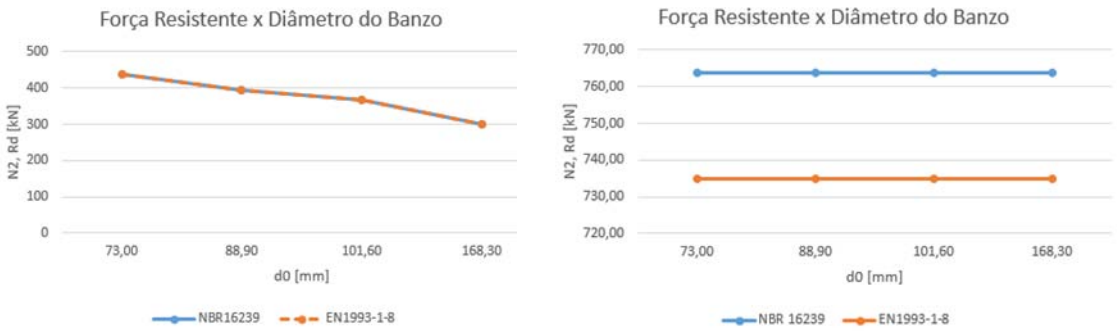
O programa foi utilizado para realizar um estudo paramétrico das ligações “K”, “KT”,” T” e “X” com banzos de diferentes diâmetros e espessuras, mantendo o perfil para as diagonais. A Tabela 3 mostra as características dos modelos analisados, a partir dos quais foi possível gerar gráficos relacionando as características geométricas das ligações com a força resistente. Quanto ao material considerou-se o aço VMB-350, com limite de escoamento de 350 MPa, módulo de elasticidade de 200GPa.

Tabela 3. Modelos analisados no estudo paramétrico.

Modelo	Banzo		Diagonais/ Montante		Ângulos	Afastamento [mm]	Força Resistente [kN]		Modo de falha
	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	$\Theta 1/\Theta 2$ [°]		NBR 16239	EN 1993-1-8	
				Ligação K					
M1	273	7,8	63	5,5	30	30	387,04	387,04	A
M2	273	11,1	63	5,5	30	30	716,65	716,65	A
M3	273	18,3	63	5,5	30	30	1657,50	1657,50	A
M4	273	22,2	63	5,5	30	30	2291,37	2291,37	A
M5	273	25,4	63	5,5	30	30	2875,21	2875,21	A
M6	73	6,4	63	5,5	30	30	436,74	436,74	A
M7	88,9	6,4	63	5,5	30	30	392,42	392,42	A
M8	101,6	6,4	63	5,5	30	30	366,93	366,93	A
M9	168,3	6,4	63	5,5	30	30	298,64	298,64	A
				Ligação KT					
M10	273	7,8	63	5,5	30	30	930,90	895,76	D
M11	273	11,1	63	5,5	30	30	1324,74	1274,73	D
M12	273	18,3	63	5,5	30	30	2184,04	2101,58	D
M13	273	22,2	63	5,5	30	30	2649,48	2549,46	D
M14	273	25,4	63	5,5	30	30	3031,39	2916,95	D
M15	73	6,4	63	5,5	30	30	763,81	734,98	D
M16	88,9	6,4	63	5,5	30	30	763,81	734,98	D
M17	101,6	6,4	63	5,5	30	30	763,81	734,98	D
M18	168,3	6,4	63	5,5	30	30	763,81	734,98	D

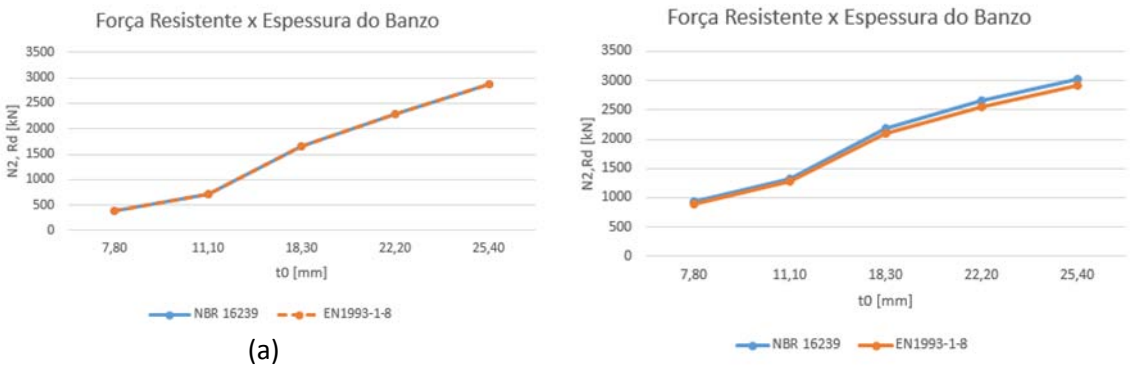
Modelo	Banzo		Diagonais/ Montante		Ângulos	Afastamento [mm]	Força Resistente [kN]		Modo de falha
	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	Diâmetro [mm]	Espessura [mm]	$\Theta 1/\Theta 2$ [°]		NBR 16239	EN 1993-1-8	
				Ligação X					
M19	273	7,8	63	5,5	30	-	58,71	58,71	A
M20	273	11,1	63	5,5	30	-	118,90	118,90	A
M21	273	18,3	63	5,5	30	-	323,18	323,18	A
M22	273	22,2	63	5,5	30	-	475,60	475,60	A
M23	273	25,4	63	5,5	30	-	622,59	622,59	A
M24	73	6,4	63	5,5	30	-	434,64	418,23	D
M25	88,9	6,4	63	5,5	30	-	542,93	542,93	A
M26	101,6	6,4	63	5,5	30	-	289,01	289,01	A
M27	168,3	6,4	63	5,5	30	-	83,62	83,62	A
				Ligação T					
M28	273	7,8	63	5,5	45	-	529,71	509,72	D
M29	273	11,1	63	5,5	45	-	753,82	725,37	D
M30	273	18,3	63	5,5	45	-	1242,79	1195,88	D
M31	273	22,2	63	5,5	45	-	1507,65	1450,74	D
M32	273	25,4	63	5,5	45	-	1724,97	1659,85	D
M33	73	6,4	63	5,5	45	-	434,64	418,23	D
M34	88,9	6,4	63	5,5	45	-	434,64	418,23	D
M35	101,6	6,4	63	5,5	45	-	434,64	418,23	D
M36	168,3	6,4	63	5,5	45	-	434,64	418,23	D

Foram plotados os gráficos das Figuras 8 e 10 de força resistente versus diâmetro do banzo utilizando-se ligações com banzo de espessura de 6,4 mm. Também foi avaliada a influência da espessura do banzo na força resistente de cada ligação estudada, analisando-se cinco modelos de cada ligação com diâmetro do banzo igual a 273 mm, foi possível gerar os gráficos das Figuras 9 e 11.



(a) (b)

Figura 8. Gráficos força resistente *versus* diâmetro: (a) "K" e (b) "KT", $\theta = 30°$.

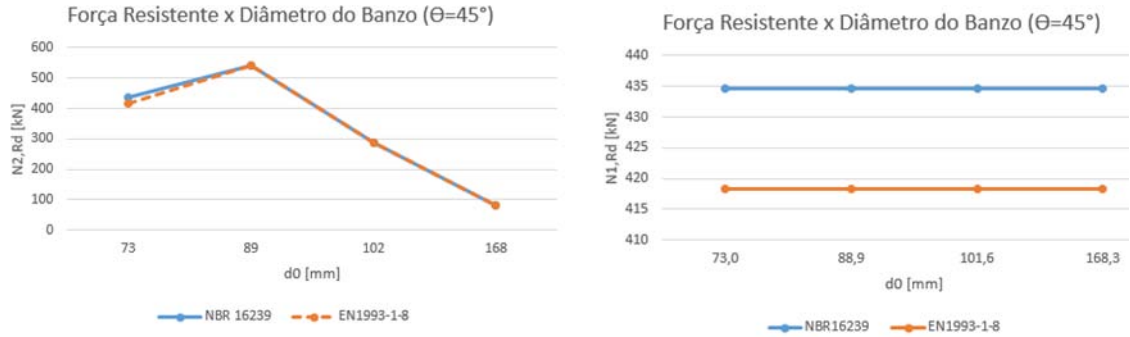


(a) (b)

Figura 9. Gráficos força resistente *versus* espessura: (a) "K" e (b) "KT", q = 30°

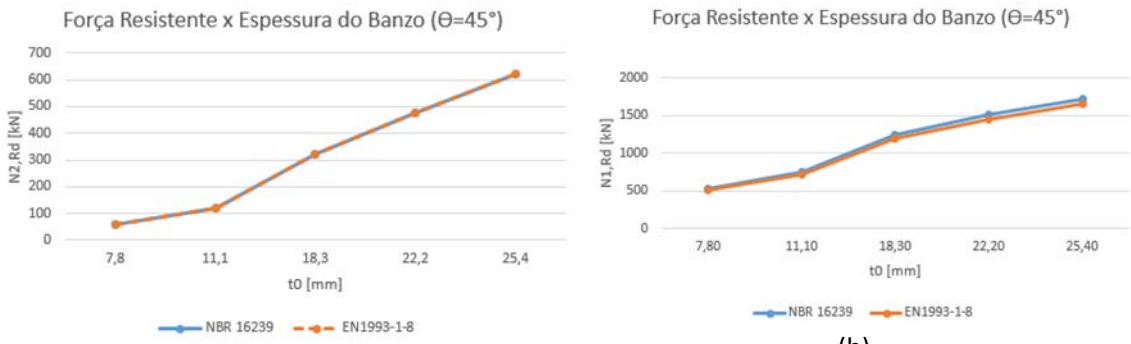
Os gráficos das Figuras 8-a e 9-a, relacionados à ligação K, mostram que as forças resistentes calculadas pelas normas brasileira e europeia coincidem. Isso acontece porque de acordo com os resultados obtidos utilizando o programa computacional desenvolvido nesta pesquisa, o possível modo de falha para todas as ligações do tipo "K" analisadas é o A, a plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto as diagonais ou montantes. Apenas as constantes se diferenciam nas equações propostas pelas duas normas para este modo de colapso e o fator de segurança sugerido pela norma brasileira faz com que essa diferença desapareça. Se o modo de falha fosse o D, ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes, isso não aconteceria, pois as constantes das equações propostas pelas duas normas são diferentes e essa diferença não é compensada pelo fator de segurança. Também é importante notar que o aumento do diâmetro do banzo faz com que a resistência da ligação diminua para o modo de falha A.

Já nas Figuras 8-b e 9-b são apresentados os gráficos obtidos analisando-se a ligação do tipo "KT" para a qual todos os modelos estudados apresentaram modo de falha D. É perceptível, ao observar os gráficos, que para este modo de colapso, a resistência independe do diâmetro do banzo mas é influenciada pela espessura pois, ao aumentá-la, a resistência da ligação aumenta.



(a) (b)

Figura 10. Gráficos força resistente *versus* diâmetro: (a) "X" e (b) "T", q = 45º



(a) (b)

Figura 11. Gráficos força resistente *versus* espessura: (a) "X" e (b) "T", $\theta = 45^{o}$

As Figuras 10-a e 11-a tratam-se da análise realizada na ligação do tipo “X”. Esse foi o único tipo de conexão para a qual os resultados não convergiram em relação ao modo de falha. Apenas para o modelo M24 foi determinado o modo de falha D, enquanto todos os demais apontaram para o modo de falha A. Para o modo de colapso predominante, os pontos dos gráficos referentes às resistências calculadas utilizando-se as normas brasileira e europeia se sobrepõem, de forma semelhante ao que acontece com a ligação K. Apenas para o ponto referente ao modelo M24, as normas apresentam uma pequena diferença de resultado. Percebe-se que a resistência da ligação do tipo “X” é influenciada tanto pela espessura quanto pelo diâmetro do banzo, o aumento do primeiro parâmetro faz com que a resistência aumente enquanto o aumento do segundo faz com que a resistência diminua.

As Figuras 10-b e 11-b representam as análises realizadas na ligação do tipo “T”. Para todas as ligações avaliadas, o modo de falha também foi o D e os resultados normativos se diferenciam, porém, são muito próximos. Novamente, percebe-se que o diâmetro do banzo não é relevante em relação à resistência da ligação, porém, o aumento da espessura do mesmo tem como consequência o aumento da resistência.

4 CONCLUSÃO

Nessa pesquisa, um programa computacional, com base nas normas ABNT NBR 16239:2013[3] e EN 1993-1-8:2005[4], foi desenvolvido para automatizar o cálculo da força resistente de ligações soldadas de treliças com perfis de aço de seção tubular circular. Com o programa computacional devidamente aferido, um estudo paramétrico foi realizado abrangendo ligações do tipo “K”, “KT”, “T” e “X” com banzos de diferentes diâmetros e espessuras mantendo o perfil para as diagonais.

Ao contrário do que foi observado para as ligações “K” e “X”, que apresentaram um aumento na resistência à medida que o diâmetro do banzo foi aumentado, a resistência das ligações “KT” e “T” analisadas não é influenciada pelo diâmetro do banzo, porém, de acordo com as equações propostas pelas normas, é influenciada pelo diâmetro das diagonais. Para todos os tipos de ligações analisadas, o aumento da espessura do banzo conduziu a um aumento na resistência

Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Espírito Santo (FAPES) e à Universidade Federal do Espírito Santo pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

1 CIB - INTERNATIONAL COUNCIL FOR RESEARCH AND INNOVATION IN BUILDING AND CONSTRUCTION - UNEP-IETC **AGENDA 21 for Sustainable Construction in Developing Countries**. CIB Report Publication 237, Rotterdam: CIB, Jul.1999.

2 MENDANHA, Fabiano Oliveira. **Análise de ligações de perfis tubulares em aço do tipo K e KT.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas, Ouro Preto, 2006.

3 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.

4 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 3: Design of steel structures— Part 1-8: Design of joints. Bruxelas, 2015.

5 GLIJNIS, P. C. Tubular structures IX. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM AND EUROCONFERENCE ON TUBULAR STRUCTURES, 2001, Düsseldorf. **Developments in Pipe Profiling Technology**. Karlsruhe: Balkema, 2001.

6 ARAÚJO, A. H. M. Construção metálica tubular**. Construção Metálica**: **A sustentabilidade econômica e ambiental**, São Paulo. n. 104. p. 32-36, 2011.

7 SEPÚLVEDA, Bárbara Daniela Giorgine. **Influência das ligações no dimensionamento das estruturas tubulares circulares de aço treliçadas**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

8 ARAÚJO, A. H. M. et al. **Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço**. Belo Horizonte: Rona Editora, 2016.

9 WARDENIER, J.; KUROBANE, Y.; PACKER, J. A.; VEGTE, G. J. V. D.; ZHAO, X. L. **Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints Under Predominantly Static Loading**. 2ª. ed. [S.l.]: CIDECT, 2008.

10 MATLAB. Versão 8.1. Mathworks, 2013. Disponível em: < https://www.mathworks.com/>. Acesso em 10 de janeiro de 2018.

11 MENDES, F. C. Estudo teórico experimental de ligações T e KT, em perfis tubulares de aço. **Escola de Minas**, Ouro Preto, ano 65, n. 2, p.175-180, 2012.

12 QIU, G.; ZHAO, J. Experimental research on rigidity of circular tubular X-joints. **Journal of Shanghai Jiaotong University**, Shanghai, v.6, p. 25, 2008.

13 ROHATGI, A. WebPlotDigitilizer [internet]. Versão 4.2. São Francisco, Califórnia, USA; 2019 [acesso em 17 maio 2019]. Disponível em: https://automeris.io/WebPlotDigitizer/

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO CONECTOR CRESTBOND APLICADO AOS PILARES MISTOS DE SEÇÃO ESBELTA *

Lucas Ribeiro dos Santos[1]
Ariany Cardoso Pereira[2]
Rodrigo Barreto Caldas[3]
Francisco Carlos Rodrigues[4]

Resumo

Este artigo é parte de uma pesquisa teórico-experimental e visa caracterizar numericamente o comportamento do conector Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de força nos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) de seção esbelta. A etapa experimental foi baseada em um estudo recente desenvolvido na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Partindo da análise experimental, desenvolveu-se um estudo numérico no programa de elementos finitos ABAQUS. No modelo numérico proposto foram mantidas as condições de contorno e as características geométricas e mecânicas do modelo experimental, possibilitando alcançar uma boa calibração do modelo numérico. Em seguida, o conector Crestbond foi caracterizado por meio dos parâmetros de ductilidade, rigidez e força máxima. O modelo apresentou numérico boa concordância com os resultados experimentais obtidos, sendo que a razão entre os valores de força máxima foi igual a 0,99.

Palavras-chave: estruturas mistas; conectores de cisalhamento; modelagem numérica, transferência de força.

NUMERICAL STUDY ON THE CHARACTERIZATION OF CRESTBOND CONNECTOR BEHAVIOR APPLIED TO CONCRETE FILLED STEEL COLUMN LOCALLY SLENDER

Abstract

This paper is part of a theoretical-experimental research and has as its main goal to numerically characterize the behavior of the composite dowels used as devices of load-transfer in concrete-filled steel columns (CFSC) of slender section. The experimental stage was based on a recent study developed at the Federal University of Minas Gerais (UFMG). Based on the experimental results obtained, a numerical study was develop by ABAQUS finite element program. In the proposed numerical model, the boundary conditions, and the main characteristics of the experimental model was maintained, allowing a good calibration of the numerical model. Then, the Crestbond connector was characterized by the parameters of ductility, stiffness and resistance capacity. The model presented a good numerical agreement with the experimental results obtained and the ratio between the values of maximum strength was equal to 0.99.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

Keywords: composite structures; shear connectors; numerical analyses; load transfer.

[1]Engenheiro Civil, Doutorando em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.
[2] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais
[3],[4] Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

1 INTRODUÇÃO

Os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) têm se tornado cada vez mais presentes nas obras de engenharias civis. Devido a associação do aço trabalhando em conjunto com o concreto o núcleo de concreto de concreto passa a ser restringindo pelo tubo de aço, propiciando em elevação da capacidade resistente dos PMPC. Por outro lado, as regiões de conexão viga-pilar desses elementos estruturais ainda são bastante limitadas na fase de construção, resultando em poucas alternativas de projeto.

Visando melhorar a eficiência na região de conexão, os conectores de cisalhamento têm sido bastante utilizados com vistas a absorver a superposição do fluxo de cisalhamento longitudinal devido a introdução das forças localizadas nos PMPC. No Brasil, o uso desses dispositivos é prescrito pelas normas ABNT NBR 8800:2008 [3] e ABNT NBR 16239:2013 [4] para os conectores pino com cabeça e conectores parafusos, respectivamente.

Neste contexto a Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) tem desenvolvido diversos estudos sobre a aplicação dos conectores em formato de chapa como dispositivo de introdução de forças nos PMPC, especialmente o conector Crestbond concebido por Veríssimo [9]. A Fig. 1 apresenta aplicação do Crestbond em concepção original, aplicado a vigas mistas.

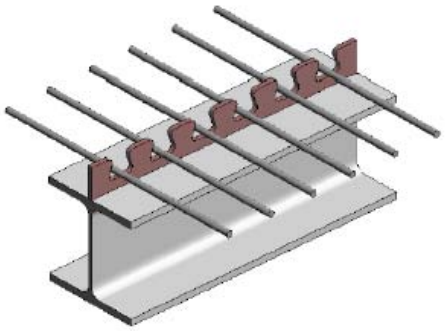


Figura 1 – Conector Crestbond em sua aplicação original (Veríssimo, 2007)

Dentre as pesquisas já desenvolvidas, menciona-se os estudos de Aguiar [1], Caldas [5] e Cardoso [6] que foram direcionados aos PMPC de seção compacta; e o estudo de Santos [7] que foi direcionado aos PMPC de seção esbelta, respectivamente. Santos [7] tomou por base a classificação de esbeltez local da seção mista apresentada pela norma americana ANSI AISC 360-16, visto que a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 ainda não apresenta nenhum padrão de classificação de esbeltez local dos PMPC.

Nos estudos supramencionados a aplicação do Crestbond mostrou-se bastante eficiente para ser utilizado na região de conexão viga-pilar. Na Fig. 2 apresenta-se o esquema de ligação proposto na região de conexão por meio do Crestbond.

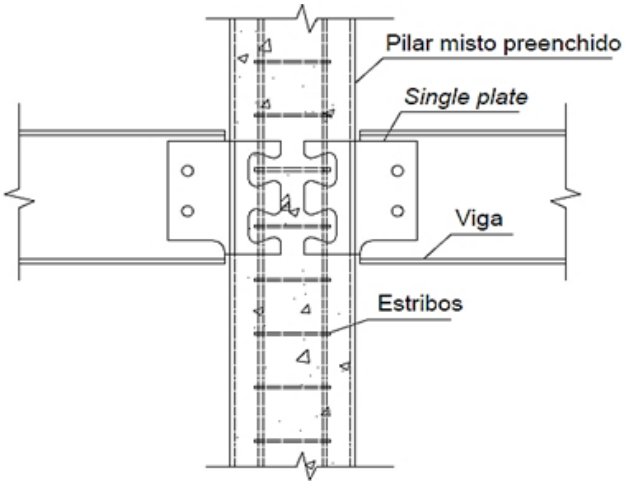


Figura 2 – Conector Crestbond aplicado como elemento de conexão (Caldas, 2010)

Além disso, sabe-se que uma das complexidades inerentes das análises experimentais se deve a dificuldade de obter os níveis de deformação e tensão nas regiões de conexão desses modelos. Ainda há de se mencionar o elevado custo que essas análises proporcionam quando necessitam de uma elevada quantidade de ensaios.

Com essas questões levantadas, a análise por meio da técnica de elementos finitos desponta como uma ferramenta poderosa para representar o comportamento dos modelos ensaiados. Portanto, este artigo apresenta a calibração numérica de um modelo experimental com Crestbond aplicado em um PMPC de seção esbelta como dispositivo de transferência de forças. O estudo numérico foi desenvolvido utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS – versão. 6.14.

Os resultados numéricos obtidos foram consistentes com aqueles obtidos experimentalmente, os modelos foram comparados, principalmente por meio das curvas força *versus* deslizamento, onde foi possível obter os parâmetros de ductilidade, rigidez e força máxima.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O modelo experimental analisado neste estudo é proveniente do estudo de Santos [7]. Este modelo está apresentado na Fig. 3. Observa-se que o Crestbond foi posicionado acima meia altura do PMPC de seção esbelta. O autor utilizou um isopor (material de rigidez desprezável) imediatamente abaixo da chapa do conector. Esse artifício possibilita isolar o acionamento da parte inferior da chapa.

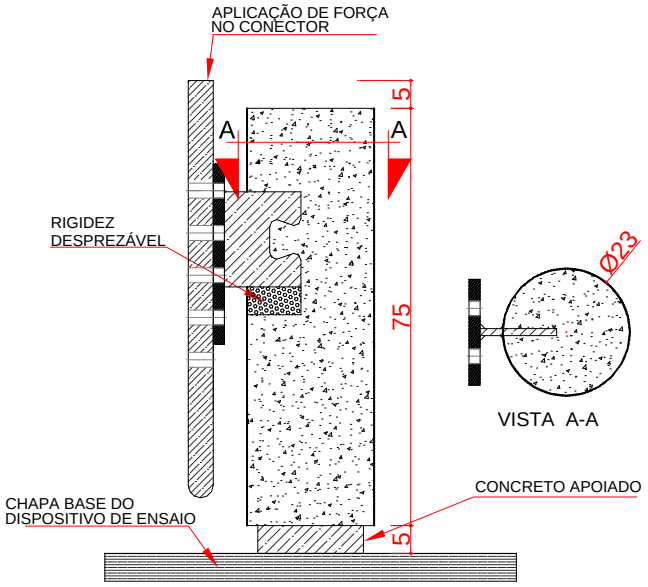


Figura 3 – Modelo experimental do PMPC de seção esbelta, as dimensões estão apresentadas em cm (Santos, 2018)

O perfil tubular da chapa foi confeccionado por meio de calandragem de uma chapa plana com espessura nominal de 1,5 mm e aço que atende aos critérios mínimos da norma SAE/AISI J403:1994 para o aço do tipo 1010. Foi utilizado esse tipo de aço para confeccionar o tubo devido a disponibilidade de material.

O aço do conector foi confeccionado com espessura nominal de 12,5 mm, sendo esse aço do tipo A1018, o mesmo atende aos critérios mínimos definidos na norma ASTM A1018. O corte da chapa do conector foi realizado com uma máquina fresadora denominada como centro de usinagem vertical (CUV). As dimensões geométricas da chapa do tubo e do conector estão apresentadas no trabalho de Santos [7]. As propriedades mecânicas do aço do tubo e do conector e do concreto estão apresentadas na Tab.1 e Tab. 2, respectivamente. Esses valores foram obtidos a partir dos ensaios de caracterização dos materiais.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas do aço do tubo e conector

Material	Densidade (g/cm³)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Tubo de aço	7,85	200.000	0,20	315,36	411,68
Conector	7,85	200.000	0,20	348,96	450,30

Tabela 2 - Propriedades mecânicas do concreto

Densidade (g/cm³)	Modulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência média a compressão (MPa)	Resistência média à tração (MPa)
7,85	30.890,34	0,30	31,00	2.42

O ensaio de cisalhamento padrão é internacionalmente conhecido como ensaio *push-test* e é prescrito na norma europeia EN 1994-1-1:2004. Este ensaio é indicado para avaliação de conectores de cisalhamento aplicados a vigas mistas de aço e concreto. Todavia, a norma europeia prescreve ainda que ensaios de cisalhamento específicos podem ser utilizados em

elementos mistos com outras configurações, desde que a configuração desses ensaios seja capaz de fornecer uma representação adequada as condições de solicitação dos conectores.
Desse modo, Santos [7] propôs uma configuração de ensaio de cisalhamento específico para a introdução de forças no PMPC de seção esbelta, conforme apresenta-se na Fig. 4. A configuração de ensaio proposta pelo autor consistiu na aplicação de um carregamento alinhado ao eixo longitudinal da chapa vertical acoplada na chapa do conector Crestbond.
Durante o processo de aplicação da força, a chapa recebia vertical recebia a força introduzida pelo atuador e transferia essa grandeza de força para o Crestbond. Na base dos pilares mistos, somente o núcleo foi apoiado por uma chapa de base, enquanto que o tubo de aço permanecia livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto.

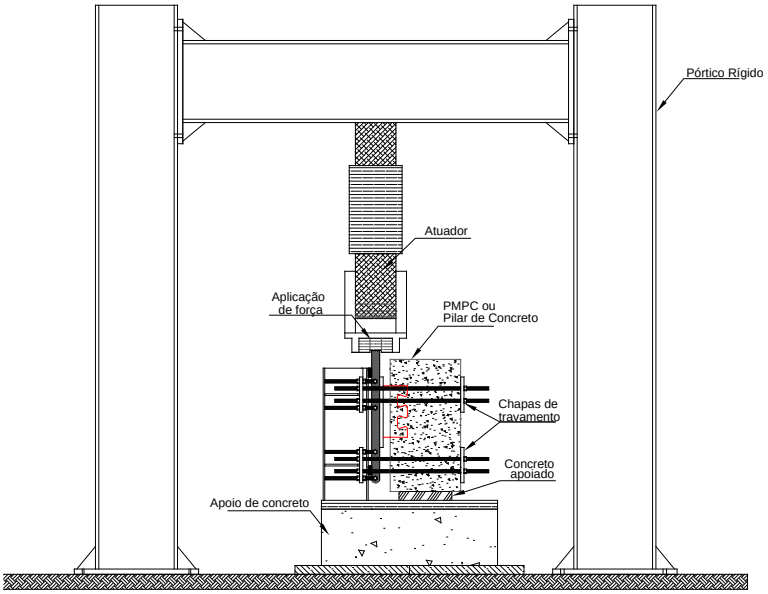


Figura 4 – Configuração de ensaio de cisalhamento para PMPC proposta por Santos (2018)

Desse modo, a chapa do Crestbond começa a se deslizar lenta e progressivamente em relação ao núcleo de concreto. Esse deslizamento relativo foi medido por meio dos transdutores de deslocamentos (DTs) nivelados verticalmente.
Os pilares mistos foram influenciados, basicamente, pela resistência e rigidez do Crestbond. Demais informações sobre a configuração do ensaio de cisalhamento estão no trabalho de Santos [7]. O processo de execução do ensaio de cisalhamento foi realizado conforme as diretrizes do Anexo B norma europeia. Segundo essa norma, o ensaio de cisalhamento deve ser realizado em duas fases distintas e contínuas: a primeira fase consiste na aplicação de vinte e cinco ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 40% da carga máxima esperada; a segunda fase consiste na aplicação do carregamento monotônico de maneira que a falha no elemento estrutural não ocorra em um tempo inferior a 15 minutos.

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Generalidades

O estudo numérico foi desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS – versão 6.14. Estudos similares utilizando os conectores parafusos e Crestbond nos PMPC de seção compacta foram realizados por Cardoso [6] e Santos [7]. Esses autores obtiveram uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Desse modo, os parâmetros iniciais do modelo numérico foram assumidos sendo os mesmos utilizados por esses autores. Na Fig. 5 tem-se uma visão geral da modelagem numérica desenvolvida neste estudo.

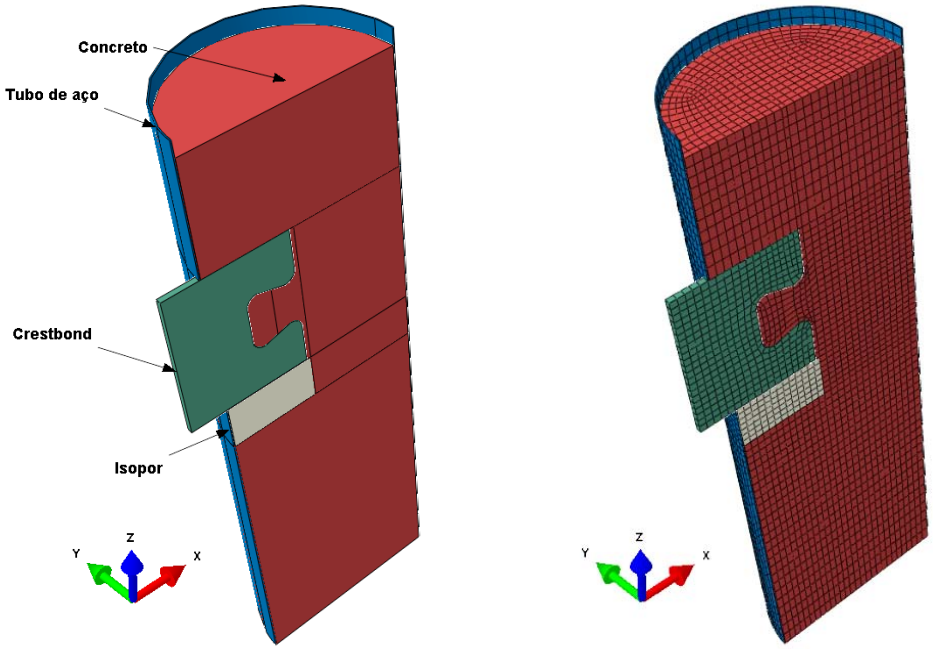


Figura 5 – Visão geral do modelo numérico

Tendo em vista a simetria ao longo do eixo longitudinal do modelo, foi modelado somente um lado da seção transversal, ver Fig. 5. Esse procedimento, desde que aplicadas as devidas condições de contorno, permite otimizar o tempo de processamento dos modelos numéricos. Essas condições de contorno estão apresentadas no item 3.1.

O elemento sólido de malha utilizado nas modelagens do tubo de aço, concreto e Crestbond está apresentado na Fig. 6. No ABAQUS esse elemento está implementado com o codinome C3D8 (linear, hexaédrico e sólido), sendo constituído por oito nós com três graus de liberdade por nó (translações nas três principais direções X, Y e Z).

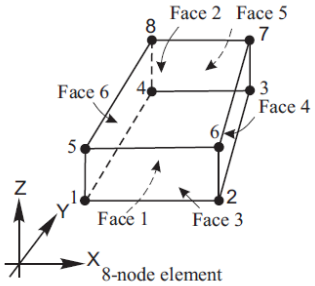


Figura 6 – Elemento sólido de malha C3D8 (SIMULIA, 2014)

Na Fig. 7 apresenta a configuração dos elementos de malha utilizados, sendo essa configuração muito próxima daquela utilizada por Santos [7].

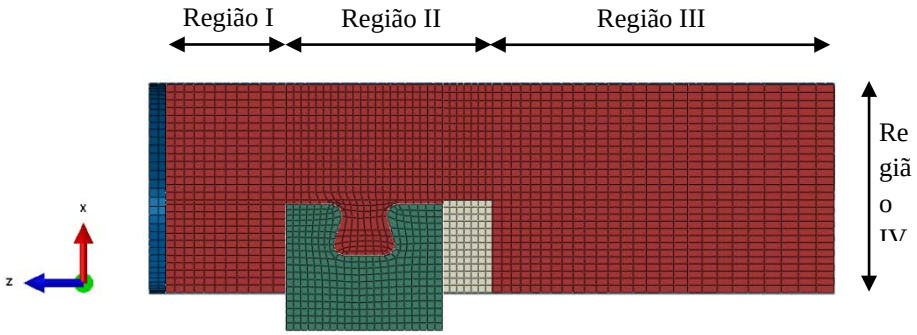


Figura 7 – Malha de elementos finitos do modelo numérico

No Crestbond e nas regiões adjacentes – região II - utilizou-se elementos de malha com comprimento igual a 8 mm. Para o concreto situado na região superior – região I - utilizou-se elementos de malha com comprimento com variando entre 10mm e 15 mm. Para o concreto situado na região inferior – região III - utilizou-se elementos de malha com comprimento variando entre 10 mm e 30 mm. Conforme se observa, todas essas regiões foram definidas ao longo do eixo longitudinal do modelo. Por fim, a região IV foi constituída por elementos de malha com comprimento de 10 mm e sua direção foi correspondente ao eixo transversal do modelo.

3.2 Contato entre as superfícies

O contato entre as superfícies dos materiais utilizados na modelagem numérica (aço do conector, aço do tubo, isopor e concreto) foi realizado por meio das interações de contato rígidas. No ABAQUS, os pares de contato são definidos no módulo *Interactions*, sendo que a busca pelas superfícies dos elementos pode ser realizada de duas formas: automática pela ferramenta *find contact pairs* ou manual, selecionando as superfícies dos elementos. A primeira opção foi utilizada neste estudo, sendo que o programa definiu os pares de contato nas superfícies do Crestbond-Concreto (Fig 7a); Crestbond-Tubo (Fig. 7b); Concreto-Isopor – Fig. 7c; e do Tubo-Concreto (Fig. 7d).

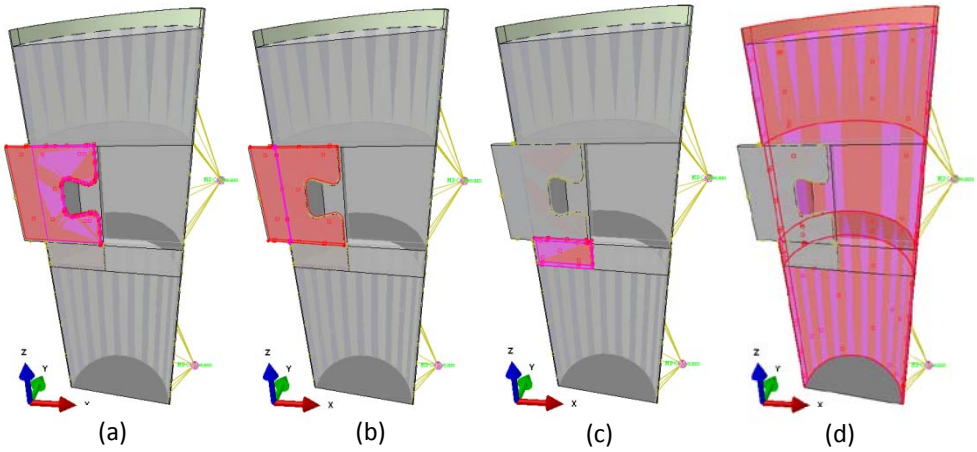


Figura 7 – Vista em perspectiva dos pares de contato formados pelo ABAQUS: (a) contato Crestbond-Concreto; (b) Crestbond-Tubo; (c) Concreto-Isopor; (d) Tubo-Concreto

A seleção dos pares de contato deu-se pelo método *surface-to-surface* implementado no ABAQUS, sendo necessário definir isoladamente em cada par de contato, a rigidez de cada elemento. Starossek e Falah [8] mencionam que os elementos que possuem rigidez maior e menor nos pares de contato são definidos como *master* e *slave*, respectivamente. Em todas as interações ficou definido o contato do tipo *hard,* o qual admite o mínimo de penetração entre as superfícies dos elementos.

3.1 Condições de Contorno

Com o objetivo simular as condições de contorno impostas no ensaio de cisalhamento assimétrico, avaliou-se quais seriam as restrições necessárias para a fidelização do modelo numérico ao experimental. Portanto, foram assumidas as seguintes condições: restrição ao deslocamento horizontal devido a simetria do modelo, ver Fig. 8a; restrição ao deslocamento vertical e rotação na base do concreto, ver Fig. 8b.
As condições de contorno impostas pelas chapas de travamento do modelo experimental foram introduzidas no modelo numérico por meio de molas em posições semelhantes à dessas chapas, conforme observa-se na Fig. 9a. Menciona-se que as molas propiciaram as mesmas restrições das chapas impostas pelas chapas de travamento. A rigidez das molas foi calculada com bases nas propriedades mecânicas e geométricas dessas chapas.

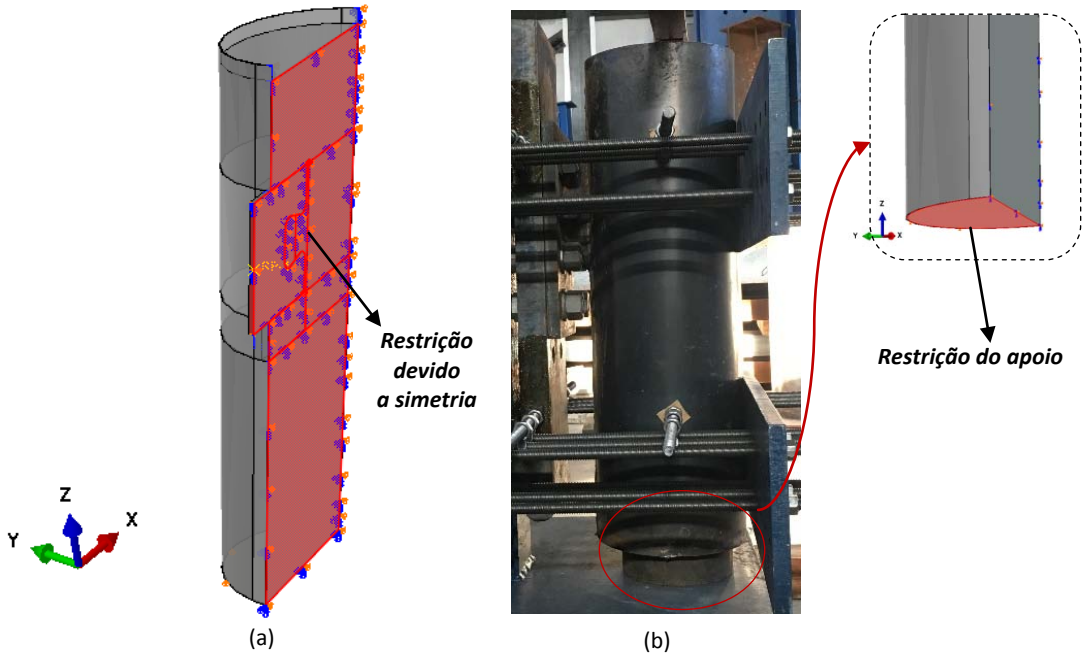


Figura 8 – Condições de contorno impostas ao modelo: (a) restrição ao deslocamento horizontal devido a dupla simetria; (b) restrição imposta no apoio de concreto

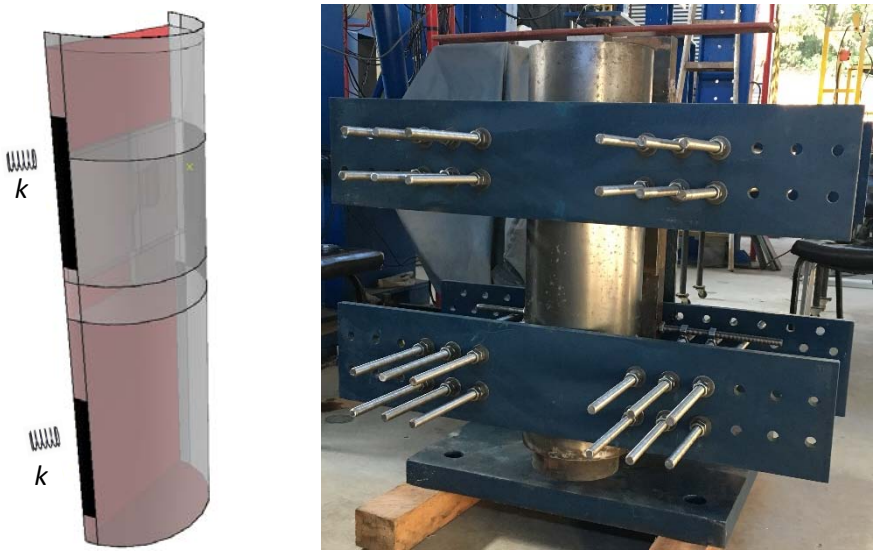


Figura 9 – Condições de contorno adicionais devido as chapas de travamento: (a) introdução de uma mola fictícia com rigidez *k* simulando a rigidez das chapas; (b) modelo experimental de Santos (2018) posicionado com as chapas de travamento

3.4 Aquisição de resultados

A superfície da chapa do conector Crestbond foi acoplada a um nó de referência, denominado como *Reference Point* (*RP*), ver Fig. 10. À medida que os deslocamentos foram incrementados no *RP*, a superfície da chapa do conector acompanhava os deslocamentos aplicados. Este artifício simulou a aplicação dos deslocamentos quase-estáticos realizados pelo atuador de carga durante a análise experimental.

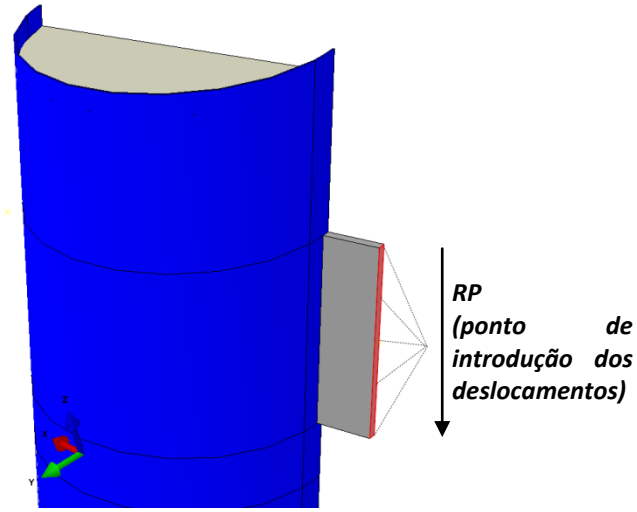


Figura 10 – Ponto de introdução dos deslocamentos e aquisição dos resultados do modelo numérico

3.5 Modelo constitutivo

3.2.1 Concreto

O ABAQUS apresenta a vantagem de possuir implementado em sua biblioteca diversos modelos constitutivos para descrever o comportamento dos materiais. No caso do concreto, o modelo constitutivo adotado neste estudo foi o modelo de dano com plasticidade denominado como *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), disponibilizado no ABAQUS para a simulação de materiais frágeis.

A Fig. 11 apresenta o aspecto das curvas do concreto utilizadas neste estudo para a validação do modelo numérico. Segundo a documentação do ABAQUS – SIMULIA [8], o CDP apresenta a vantagem de simular a degradação da rigidez do concreto na compressão e na tração, além de simular o comportamento do material sob confinamento em um estado multiaxial de tensões.

O CDP é constituído pelos seguintes parâmetros numérico: 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). Os valores desses parâmetros foram assumidos iguais aos utilizados por Cardoso [6] e Santos [7], sendo eles: ψ = 36°, ϵ = 0,00005, σ_{b0}/σ_{c0} = 1,16, K_c = 2/3 e μ_{vis} = 0,1.

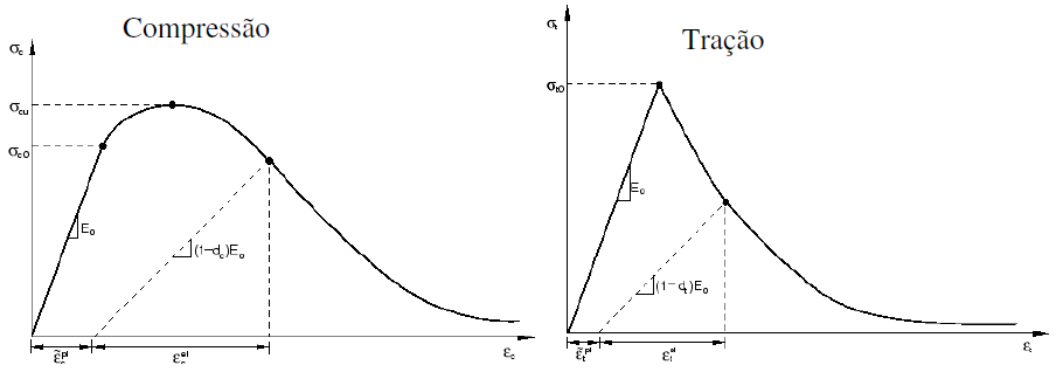


Figura 11 – Aspecto das curvas utilizadas nos modelos numéricos (SIMULIA, 2014)

3.2.1 Aço do tubo e conector

Para simular o comportamento do aço dos conectores e dos tubos de aço utilizou-se de um modelo elasto-plástico, apresentado na Fig. 12.

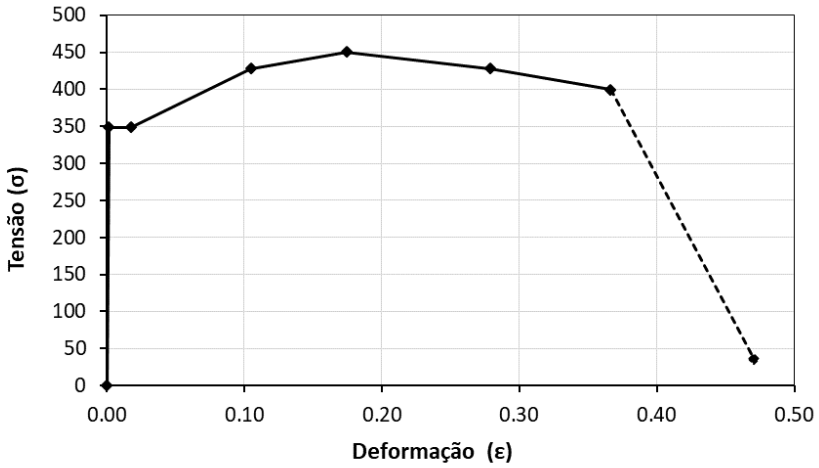


Figura 12 – Aspecto das curvas utilizadas nos modelos numéricos (SIMULIA, 2014)

As relações constitutivas utilizadas para o aço do conector e do tubo de aço foram são idealizadas para representação do comportamento de aço dúcteis. Esses pares tensão deformação, com exceção do trecho de descarregamento sinalizado pela linha tracejada (Figura 12), foram baseados no diagrama teórico multilinear para ensaios de chapas apresentadas no estudo de Maggi (2004).

5 RESULTADOS NUMÉRICOS

Os resultados numéricos são apresentados e comparados com os experimentais por meio de das curvas forças *versus* deslizamento relativo, da rigidez inicial e do valor de força máxima $P_{máx}$ obtida nas análises e configuração deformada dos modelos.
A referência para $P_{máx}$ é que este valor foi tomado como a capacidade de resistência da conexão através do Crestbond. Na Fig. 13 apresenta-se a comparação entre as curvas

numéricas e experimentais. Pela comparação das curvas que os resultados numéricos próximos aos experimentais.

Para um valor de força abaixo de 150 kN, pode-se verificar que a inclinação das duas curvas foi praticamente igual, resultando em uma conexão com uma rigidez inicial muito próxima aquela obtida experimentalmente. Em seguida, observa-se que a curva permaneceu predominantemente abaixo da curva experimental, sinalizando um modelo numérico mais conservador em relação ao experimental.

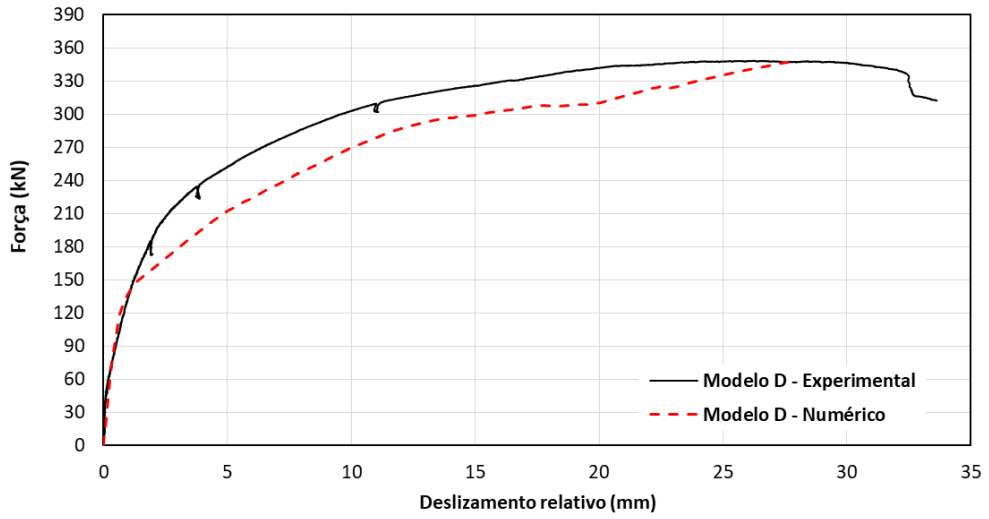


Figura 13 – Comparação entre as curvas numéricas e experimentais

A Tab. 3 apresenta os valores numéricos e experimentais de força máxima ($P_{máx}$), o deslizamento característico (δ_{uk}) e a rigidez secante dos modelos (k_{sc}).

Tabela 3 – Comparação dos parâmetros $P_{máx}$, δ_{uk} e k_{sc} entre os resultados numéricos e experimentais

Modelo	$P_{máx}$ **(kN)**	δ_{uk} ***(mm)***	k_{sc} **(kN)**
Numérico	346,76	24,93	38,83
Experimental	348,30	23,63	72,31

Em relação a ductilidade, a norma EN 1994-1-1:2004 prescreve que um conector pode ser considerado dúctil, caso o deslizamento $\delta_{uk} \geq 6$ mm. Verifica-se na Tab. 3 que o conector do modelo analisado neste trabalho apresentou um comportamento dúctil. Os estudos conduzidos por Aguiar [1], Cardoso [6] e Veríssimo [9] também mostraram o comportamento dúctil do Crestbond.

Nota-se ainda que os valores de força máxima para o modelo numérico e experimental foram muito próximos com uma razão igual a (346,76/348,30) = 0,99. Na Fig. 14 apresenta-se a configuração deformada do Crestbond para os deslocamentos ao longo do eixo longitudinal (deslocamentos verticais) no instante da força máxima aplicada. Para facilitar a compreensão dos resultados, a parte superior do conector foi chamada de *dowel* de aço superior, a parte inferior do conector foi chamada de *dowel* de aço inferior, e a parte intermediária situada entre os *dowels* de aço foi chamada *dowel* de concreto.

É possível verificar que os deslocamentos axiais no *dowel* superior de aço foram bastante pronunciados, principalmente nas extremidades desse *dowel*, um padrão similar de deslocamentos também foi observado no Crestbond da análise experimental, ver Fig. 16.

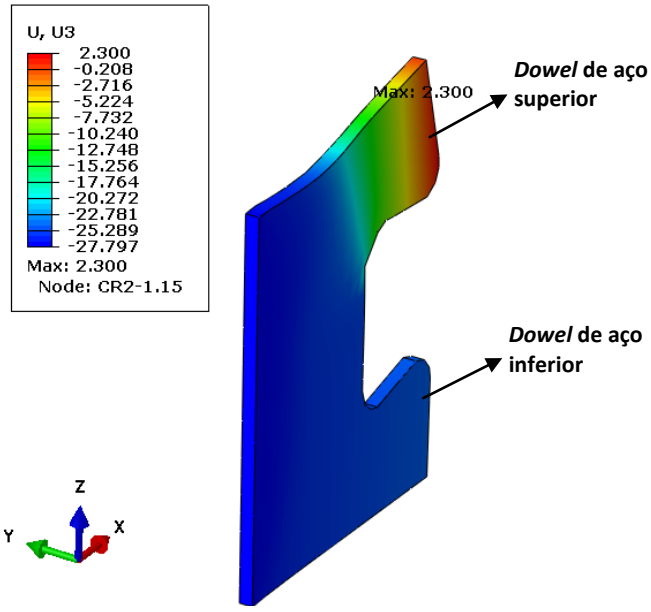
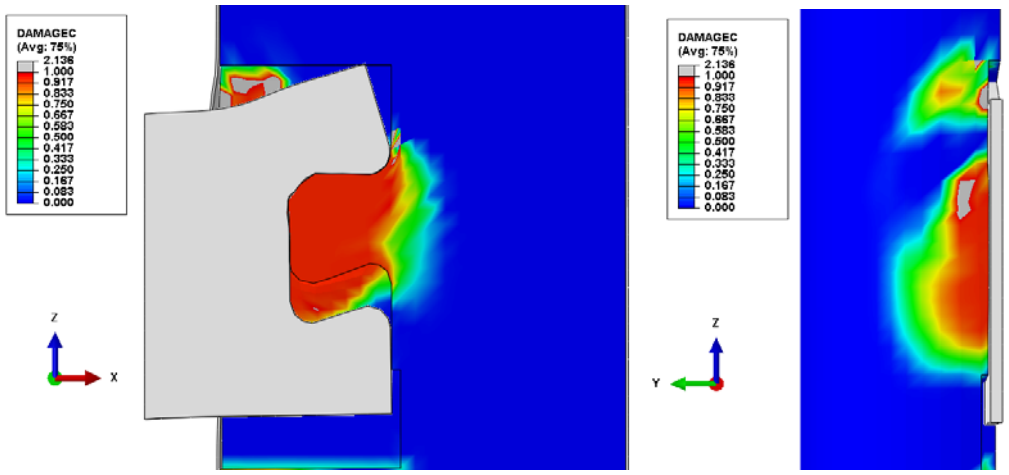


Figura 14 – Configuração deformada da chapa do conector na escala de deslocamentos axiais

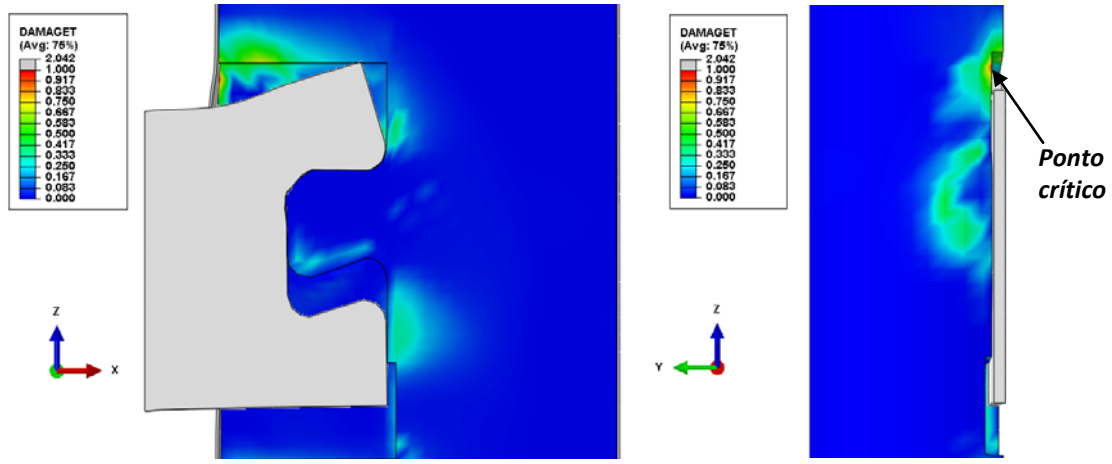
A Fig. 15 apresenta o dano à compressão gerado no concreto no instante de aplicação da força máxima na região em torno da conexão. A escala de dano foi limitada aos valores de zero e a unidade, sendo que o primeiro (cor azul) indica uma total ausência do dano e o segundo um concreto danificado sem rigidez (cor vermelho). Pode-se aferir que o *dowel* de concreto foi totalmente esmagado, perdendo sua efetividade para resistir os esforços de compressão na região da conexão.



(a) (b)

Figura 15 – Representação do dano à compressão do modelo numérico: (a) vista XZ; (b) vista YZ

A Fig. 16 apresenta o dano à tração gerado no concreto no instante de aplicação da força máxima na região em torno da conexão. Pode-se verificar que o *dowel* de concreto foi menos danificado na região de conexão quando comparado ao dano à compressão. Entretanto, a danificação do concreto à tração mostrou-se mais evidente no concreto situado na lateral do conector, ver Fig. 16b. Nota-se ainda a existência de um ponto crítico de danificação (representado pela cor vermelha da Fig. 16b), evidenciado que uma possível propagação de fissuras poderia surgir a partir desse ponto.



(a) (b)

Figura 16 – Representação do dano à tração do modelo numérico: (a) vista XZ; (b) vista YZ

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi realizado uma calibração numérica utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS – versão. 6.14. O objetivo do estudo foi avaliar numericamente o comportamento do conector Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de força nos PMPC de seção esbelta. A calibração foi realizada a partir da análise experimental de Santos [7]. Em seguida, foi realizada a caracterização do Crestbond por meio dos parâmetros de ductilidade, rigidez e força máxima.

No estudo numérico obteve-se uma boa correlação entre as curvas numéricas e experimentais, sendo que a razão entre os valores de força máxima foi igual a 0,99. Também foram apresentadas as variáveis de dano, onde evidenciou-se que o concreto foi bastante danificado na região da conexão principalmente para o dano à compressão.

Por meio do critério de von Mises se observou um escoamento bastante pronunciado na chapa do conector. Também se verificou que a configuração deformada do modelo numérico foi muito próxima a configuração deformada do modelo experimental, quando se sobrepôs a chapa do conector em ambas as configurações.

Este estudo serviu para reduzir as incertezas de validação numérica com modelos utilizando conectores de cisalhamento. Essa contribuição é fundamental para o desenvolvimento de novas pesquisas, fornecendo um amplo banco de dados para um posterior desenvolvimento de modelo de cálculo.

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) e a Universidade Federal de Minas Gerais e a LafargeHolcim do Brasil pelo apoio financeiro e disposição empreendida no desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

1 Aguiar, O. P. (2015). Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2015.

2 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (ANSI/AISC 360-16). Specification for structural steel buildings, Chicago. 2016.

3 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. 237p.

4 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.

5 CALDAS, Rodrigo Barreto; FAKURY, Ricardo Hallal; VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; RODRIGUES, Francisco Carlos; PAES, José Luiz Rangel; CASTRO E SILVA, Ana Lydia Reis (2010). Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto. Novembro/2010. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP.

6 Cardoso, H. S. (2018). Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares. Tese de Doutorado (Em desenvolvimento) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2018.

7 Santos, L. R.; Pereira, A. C.; Grilo, L. F.; Caldas, R. B. (2018) Análise Experimental Exploratória do Comportamento de Conectores Crestbond Aplicados em Pilares Mistos Esbeltos. Congresso Latino Americano de Construção Metálica – CONSTRUMETAL 2019, São Paulo, Brazil, August 14-16.

8 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.

9 Veríssimo, G. S. (2007). Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. Tese de

Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2007.

10 Maggi, Y. I. (2004). Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas Viga-Pilar com chapa de topo estendida. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, Brasil, 2004.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS NO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR PREENCHIDO COM CHAPA PASSANTE

Rafael Pereira Tineo[1]
Silvana De Nardin[2]

Resumo

Apresenta-se neste trabalho o desenvolvimento de um modelo numérico de ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante. Para tanto, utilizou-se o pacote computacional *Ansys*® que é baseado no método dos elementos finitos. O modelo numérico desenvolvido foi então validado com base em resultados experimentais encontrados na literatura. No presente estudo são apresentadas as principais diretrizes adotadas na escolha dos elementos finitos, propriedades dos materiais e relações constitutivas, condições de contorno e vinculações, carregamentos e outros aspectos referentes à modelagem numérica. Uma vez validado, o modelo numérico foi então utilizado em análises paramétricas nas quais foi avaliada a influência de parâmetros geométricos como taxa de armadura da laje, dimensão dos perfis de aço da viga mista e diâmetro dos parafusos da ligação mista viga-pilar com chapa passante. Os resultados mostram claramente a influência de cada um destes parâmetros geométricos sendo que, para o momento resistente na ligação, o parâmetro mais relevante foi o aumento da taxa de armadura negativa da laje de concreto.

Palavras-chave: Ligação mista; Estruturas mistas; Análise numérica.

INFLUENCE OF GEOMETRIC PARAMETERS ON THE BEHAVIOR OF COMPOSITE CONNECTION BETWEEN COMPOSITE BEAM AND CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMN WITH THROUGH PLATE

Abstract

This paper presents the development of a numerical model of a composite connection connecting a composite beam to a concrete filled steel tube column using a through plate. The software *Ansys*® and finite element methods were used in the numerical analyses and the model was validated by comparison with experimental results. The main guidelines adopted in the choice of finite elements, material properties and constitutive relationships, boundary conditions and restrains and other aspects of numerical modeling are presented and discussed in this paper. The validated numerical model was then used in parametric analysis in which was analyzed the influence of geometric parameters as reinforcement ratio of slab, I-steel sections of the composite beam and diameter of the bolts. The results clearly show the influence of each of these geometric parameters and, for the moment resistance, the increase of the negative reinforcement ratio of the concrete slab was the most relevant parameter.

Keywords: composite connections; composite structures; numerical analysis

[1] Engenheiro Civil Mestre em Estruturas e Construção Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UFSCar, São Carlos, SP, Brasil. E-mail: rptineo@gmail.com

[2] Professora Associada, vinculada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UFSCar, São Carlos, SP, Brasil. E-mail: snardin@ufscar.br

1 INTRODUÇÃO

A busca pela eficiência na utilização dos materiais é extremamente importante na engenharia, tanto do ponto de vista de qualidade dos materiais, aspectos estruturais, como produtividade e produção nos canteiros de obras. Aliado a essa característica fundamental da própria engenharia, têm-se as necessidades atuais que impulsionam a demanda por estruturas mais arrojadas e eficientes, materiais mais sustentáveis e maior produtividade da mão de obra, por exemplo. Dentro dessa linha destacam-se os elementos mistos de aço e concreto como uma alternativa capaz de englobar e viabilizar as demandas citadas anteriormente. Os elementos mistos de aço e concreto, resultantes da associação de um perfil de aço, concreto estrutural e algum método para promover o comportamento conjunto, permitem a união de aspectos positivos dos materiais de maior utilização na construção civil, naturalmente buscando minimizar os pontos fracos de cada um destes materiais.

No Brasil, os principais elementos mistos de aço e concreto, são abordados pela ABNT NBR 8800:2008 [1], que contempla pilares, vigas, lajes e ligações mistas. No tocante aos pilares mistos, podem ser preenchidos, parcialmente revestidos, ou revestidos, variando entre si pela disposição do concreto em relação ao perfil de aço. As vigas mistas geralmente são compostas por perfis de aço tipo I soldados ou laminados, ou por perfis treliçados, conectados à laje de concreto ou mista de modo que ambas participem da transmissão de esforços. No caso das vigas mistas, a interação ente os componentes de aço e de concreto é criada por dispositivos mecânicos denominados conectores de cisalhamento, os quais podem variar quanto à forma e métodos de aplicação. As lajes mistas apresentam em sua composição a presença de fôrma de aço incorporada a qual, após o endurecimento do concreto, trabalha de modo conjunto com o concreto e funciona como parte ou como a totalidade da armadura de tração da laje. As fôrmas de aço utilizadas nas lajes mistas trazem uma série de vantagens ao processo construtivo das edificações, eliminando a presença de fôrmas transitórias e, eventualmente, dispensando os escoramentos, além de questões de segurança, limpeza e desperdício de materiais. Definem-se como mistas, as ligações viga-viga e viga-pilar em que a armadura da laje de concreto participa da transmissão de momento fletor [1]. Alguns detalhes de ligações mistas pré-qualificados são contemplados pela norma brasileira de estruturas de aço e mistas [1] no entanto, estes sempre envolvem pilares em aço. Nada é dito quanto às ligações com pilares mistos de aço e concreto.

Além deste aspecto que por si só já justifica o desenvolvimento de estudos abordando detalhes de ligação viga-pilar quando o pilar é misto, há outro fator extremamente importante que é conhecer o comportamento momento *vs.* rotação da ligação viga-pilar. Para isto, há duas metodologias: a realização de ensaios experimentais com a construção de modelos físicos de grandes dimensões e a realização de simulações numéricas. Vale ressaltar que esta última depende de resultados experimentais para validação do modelo numérico e que a metodologia mais usual é combinar resultados experimentais com simulações numéricas que permitem extrapolar a abrangência dos primeiros.

2 AS LIGAÇÕES MISTAS VIGA-PILAR PREENCHIDO

No presente estudo, o pilar misto analisado é do tipo preenchido, formado por um perfil tubular de aço, preenchido com concreto. Estudos visando o desenvolvimento de detalhes de ligação viga-pilar considerando pilares mistos do tipo preenchido são bastante recentes e ainda não resultaram em metodologias normativas para dimensionamento/verificação.

Na literatura técnica e científica são encontrados, com bastante frequência, estudos envolvendo: a ligação mista entre vigas mistas e pilares de aço e a ligação de aço entre pilares preenchidos e vigas de aço. No tocante à ligação mista entre vigas mistas e pilares de aço, os estudos mais relevantes tiveram início na década de 1990 [2] e em 1996 são divulgados resultados de uma série de ensaios com modelos físicos visando avaliar o comportamento das ligações mistas e identificar os fatores que mais interferem em seu comportamento momento *vs.* rotação [3].

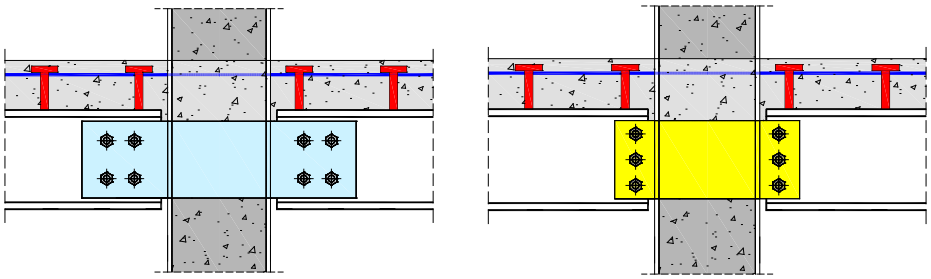
A influência de parâmetros no comportamento das ligações mistas pode ser dividida na influência dos componentes e na configuração da ligação. Em relação aos componentes, sua influência se dá pela relação força-deformação de cada componente e pelos braços de alavanca entre os diversos componentes. Vale lembrar que, tanto a relação força-deformação quanto os braços de alavanca são influenciados pela configuração da ligação. A configuração, por sua vez, influencia os principais parâmetros da ligação que são: rigidez inicial, resistência e capacidade rotacional. Em geral, cada componente tem comportamento força-deformação não linear e limitações que podem ocasionar a falha da ligação como um todo. Quanto e como cada componente contribui para o comportamento global da ligação depende da sua localização, mas, principalmente, da sua localização em relação à linha neutra. O grau de interação entre os componentes também é importante, no entanto, admite-se que o comportamento isolado de um componente sob um carregamento específico será sempre o mesmo, independentemente de sua posição ou arranjo na ligação.

Quanto à configuração, de maneira geral, ligações com alta rigidez e resistência têm sua capacidade resistente limitada pela instabilidade local na região comprimida e por deformação excessiva de algum dos componentes. Cantoneiras de mesa e de alma são frequentemente usadas devido ao baixo custo de fabricação e montagem, entretanto, não proporcionam a mesma continuidade que as ligações com chapa de extremidade ou soldadas. Uma consequência imediata do uso de cantoneiras em ligações de aço é o aumento das dimensões da viga.

Em se tratando de ligações mistas envolvendo pilares de aço, dois detalhes de ligação vêm sendo bastante explorados ao longo das últimas décadas: a ligação com cantoneiras de alma e de assento [2] e a ligação com chapa de extremidade [3]. Em relação à ligação com chapa de extremidade, a atuação de momentos não balanceados e variação na relação cortante/momento foram investigados [4, 5, 6]. Resultados experimentais e numéricos mostraram que a taxa de armadura é o parâmetro que mais contribui para aumentar o momento resistente da ligação mista. Contudo, sua contribuição é limitada por fatores como a espessura da alma e da mesa da viga. Há, portanto, uma taxa de armadura ótima, a partir da qual a resistência da ligação mista passa a ser comandada pela resistência do perfil de aço [5]. Logo, os fatores de controle do momento resistente de uma ligação mista variam dependendo da geometria da ligação e dos elementos que a compõem. A contribuição da taxa de armadura fica limitada por estes fatores de controle e conhecer a contribuição de cada elemento é importante para um bom projeto da ligação mista.

Outro parâmetro importante para a capacidade resistente da ligação mista com chapa de extremidade é a altura do perfil de aço; sua influência torna-se mais evidente quando o perfil de aço tem altura elevada, pois ocorre grande rotação antes da ruptura da armadura [7].

No que se refere às ligações entre pilares mistos e demais elementos estruturais, como já mencionado anteriormente, os estudos se concentram, na grande maioria em detalhes que não levam em conta a armadura da laje, ou seja, apenas os componentes de aço. Uma síntese de detalhes de ligação envolvendo pilares preenchidos e vigas de aço foi apresentada em 2007 [8], de forma ilustrativa, visando reunir diversas alternativas para conectar vigas de aço a pilares preenchidos. Um dos poucos estudos contemplando a ligação mista e pilares mistos preenchidos consistiu na investigação experimental de uma ligação com chapa passante e mostrou-se bastante eficiente [9]. O inconveniente desta ligação é que sua aplicação fica restrita a pilares internos, com vigas conectadas às duas extremidades (Figura 1a). A ligação com chapa passante também foi o detalhe de ligação investigado por De Nardin [10] para conectar viga mista a pilar preenchido constituindo uma ligação mista (Figura 1b), no entanto, neste estudo o objetivo era avaliar a influência do tipo de laje no comportamento, capacidade resistente e rotacional da ligação mista.



a) Ligação com chapa passante [9] b) Ligação estudada por De Nardin [10]

Figura 1 - Ligação mista e pilar preenchido

Os resultados experimentais da ligação mostrada esquematicamente na Figura 1b foram utilizados no presente estudo para validação de um modelo numérico representativo da ligação mista com chapa passante e pilar misto preenchido de seção quadrada.

A representação do comportamento da ligação via modelagens numéricas é uma técnica extremamente útil e que complementa a abrangência dos ensaios em modelos físicos. Além de demandar menor investimento monetário, a modelagem numérica demanda menor tempo de preparo e construção dos modelos. Neste sentido, há diversos estudos brasileiros que se destinaram ao desenvolvimento de modelagens numéricas abordando as ligações viga-pilar [11, 12, 13, 14, 15]. Alguns destes estudos tem caráter essencialmente de modelagem numérica e outros trazem, além de detalhes da modelagem, um amplo programa experimental. Os estudos envolvendo modelagens numéricas fazem uso de pacotes computacionais como o *Abaqus*® [12, 16, 17], o *Diana*® [15] ou o *Ansys*® [11, 14, 23]. Em síntese, dois fatores principais justificam os estudos de ligações mistas utilizando modelos numéricos: os avanços computacionais e dos programas que utilizam o método dos elementos finitos facilitaram o desenvolvimento de estudos utilizando esta ferramenta e, as dificuldades e custos na execução de ensaios laboratoriais de ligações levam à busca de ferramentas

confiáveis e que facilitem a obtenção de resultados complementares à investigação experimental.

Nesta linha está inserido o presente trabalho, cujo objetivo é a modelagem, em elementos finitos, de uma ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante utilizando o pacote computacional *Ansys*®. Neste contexto, o trabalho divide-se em duas partes: validação do modelo numérico e realização de análise paramétricas que permitem avaliar a influência de parâmetros não investigados experimentalmente.

3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O objetivo do presente estudo é desenvolver um modelo numérico representativo do comportamento de uma ligação mista com chapa passante, utilizada para conectar a viga mista ao pilar misto preenchido de seção quadrada. Para tanto foi utilizado o pacote computacional *Ansys*® e a plataforma denominada *Mechanical APDL.* Uma visão geral da ligação viga-pilar estudada no presente trabalho é mostrada na Figura 2.

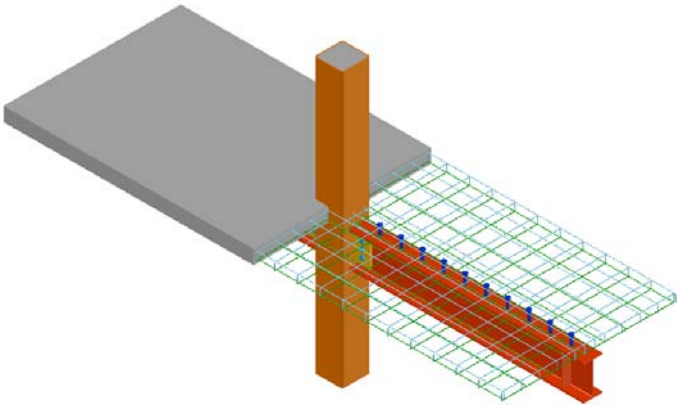
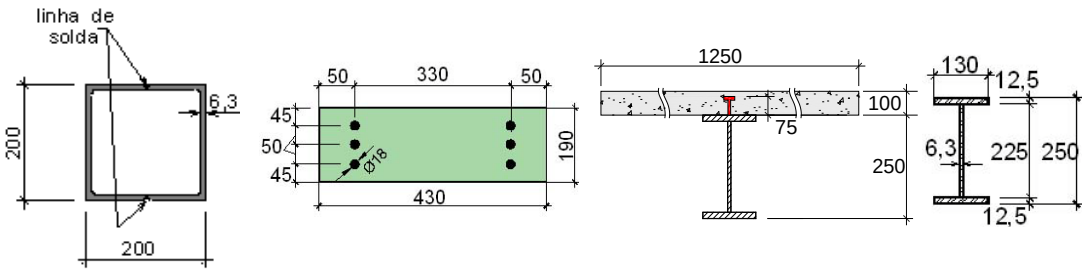


Figura 2 - Vista geral da ligação mista viga-pilar preenchido utilizando chapa passante [10]

3.1 Construção do modelo numérico

O primeiro passo para a construção de um modelo numérico consiste na inserção da geometria dos componentes do modelo. O modelo físico de referência consiste de uma ligação mista viga-pilar, constituída por chapa passante (Figura 3b) e cujo pilar misto é do tipo preenchido (Figura 3a).



a) Pilar preenchido b) Chapa passante c) Viga mista

Figura 3 - Geometria dos componentes da ligação mista viga-pilar preenchido [10]

A ligação mista viga-pilar trata-se de um modelo cruciforme composto por viga mista e pilar misto. O perfil I é do tipo soldado VS 250 x 37 kg/m; em cada perfil I de aço foram soldados 10 conectores tipo pino com cabeça, com 75 mm de altura, espaçados de 15 cm e com resistência a ruptura de 415MPa, valor fornecido pelo fabricante. O pilar preenchido tem seção quadrada com 200 mm de largura e perfil de aço com espessura de 6,3 mm em aço SAE 1020. Os perfis para composição dos pilares preenchidos foram obtidos a partir da soldagem de dois perfis U (200x100x6,3) mm formando uma seção quadrada com 200 mm de lado e 1950 mm de comprimento (Figura 3a). Como material de preenchimento foi utilizado concreto com aproximadamente 60MPa de resistência à compressão.

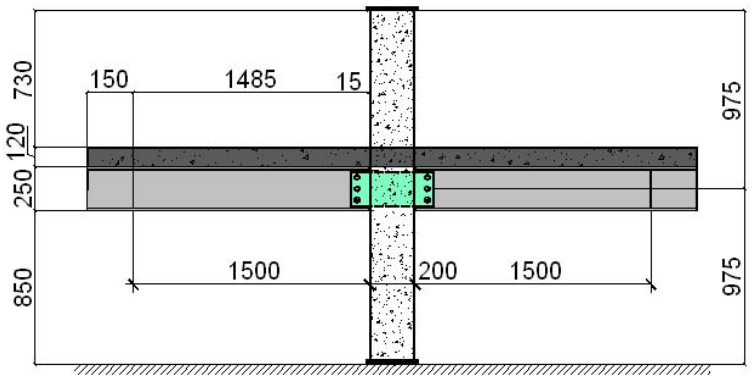
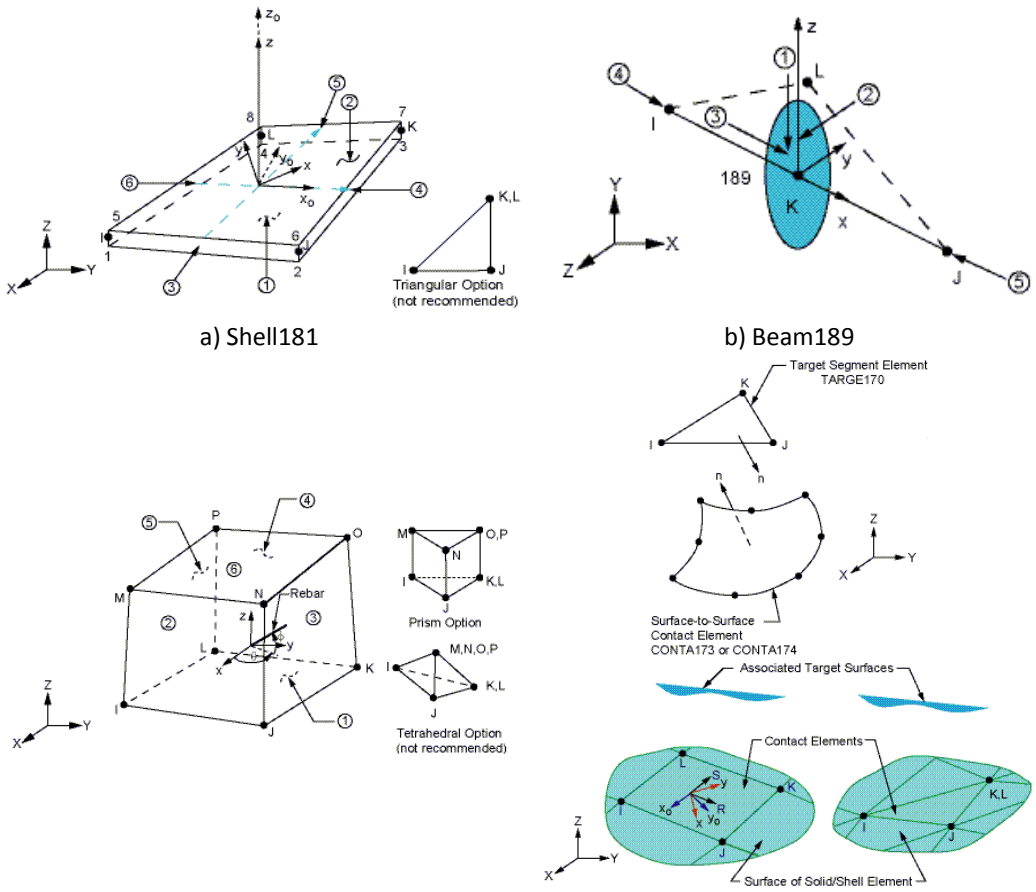


Figura 4 - Geometria da ligação mista [10]

A laje em concreto armado possui 125 cm de largura, 10 cm de altura e taxa de armadura negativa igual a 1% da área de concreto, barras com mossas em aço CA-50. Maiores detalhes sobre o modelo físico podem ser encontrados em Tineo [23]. Para a ligação com chapa passante foi utilizada chapa de aço de 19 mm de espessura, 430 mm de comprimento e 190 mm de altura (Figura 3b). Em cada extremidade da chapa foi conectada uma viga mista, por meio de parafusos com 16 mm de diâmetro, em aço de alta resistência ASTM A325, sendo utilizados três parafusos de cada lado da ligação (Figura 4).

3.2 Elementos finitos

Para modelar os diversos componentes da ligação mista foram utilizados os elementos finitos *Shell181* (para perfis de aço e chapas), *Solid65* (para a laje de concreto armado e o núcleo do pilar misto), *Beam189* (para conectores de cisalhamento e parafusos) e algumas superfícies de contato modeladas utilizando o par de contato *Conta173* e *Targe170* (Figura 5).
A armadura negativa da laje foi representada por meio de taxa de armadura tomada em relação ao volume de concreto posicionado acima do nível dos conectores de cisalhamento, simulando a posição real das armaduras no modelo físico. Esta é uma propriedade que pode ser fornecida ao elemento finito *Solid65* utilizado para representar a laje de concreto.



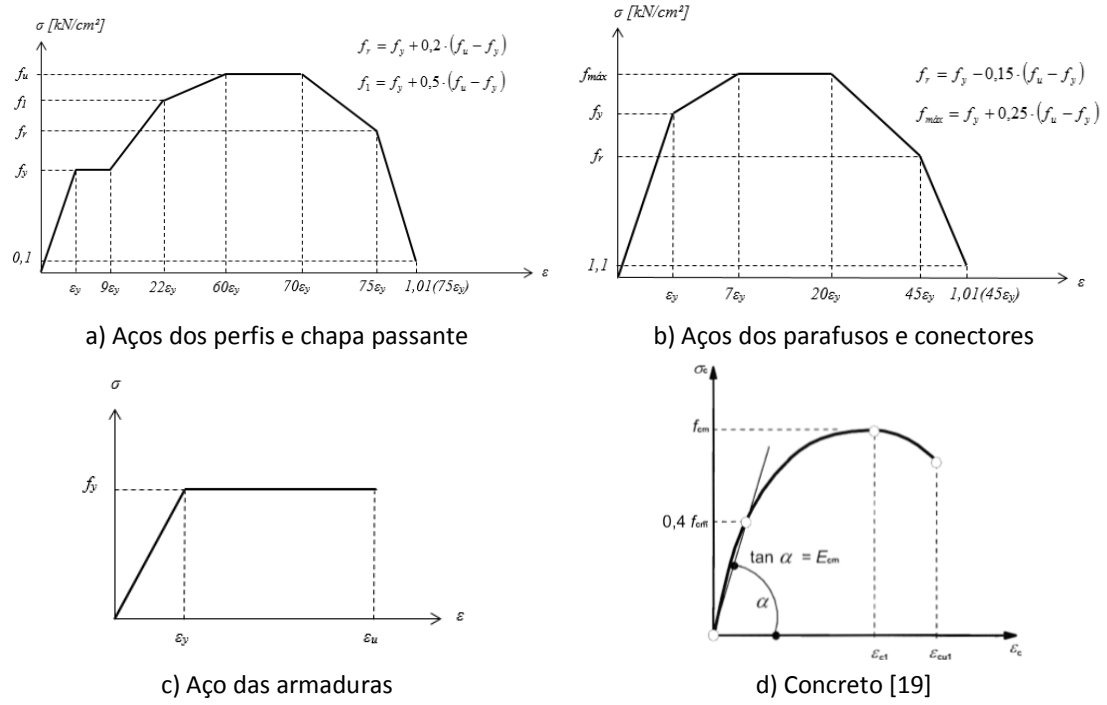
a) Shell181 b) Beam189

c) Solid65 d) Conta173 e Targe170

Figura 5 - Tipos de elementos finitos [18]

3.3 Relações Constitutivas e propriedades mecânicas dos materiais

Para a representação do comportamento dos materiais foram utilizados dois modelos constitutivos: o modelo multilinear com encruamento isotrópico, MISO (Multilinear Isotropic Hardening) e o modelo multilinear com encruamento cinemático, KINH (Multilinear Kinematic Hardening). O modelo multilinear com encruamento isotrópico foi utilizado para o material aço das armaduras e para o concreto, enquanto que o modelo com encruamento cinemático foi adotado para os demais componentes de aço, ou seja, perfis e chapa passante, parafusos e conectores de cisalhamento.



a) Aços dos perfis e chapa passante

b) Aços dos parafusos e conectores

c) Aço das armaduras

d) Concreto [19]

Figura 6 - Modelos constitutivos

A relação constitutiva do material concreto baseou-se no modelo apresentado no Eurocode 2 [19], cuja relação tensão-deformação é ilustrada esquematicamente na Figura 6d e descrita pela Equação 1.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \qquad (1)$$

Onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \qquad (2)$$

$$\varepsilon_{c1}(‰) = 0{,}7\, f_{cm}{}^{0{,}31} < 2{,}8 \qquad (3)$$

$$k = \frac{1{,}05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \qquad (4)$$

σ: tensão de compressão no concreto;
f_{cm}: resistência principal do concreto à compressão;
ε_{c1}: deformação no concreto correspondente a tensão máxima;
ε_{cu1}: deformação última do concreto.

Os modelos constitutivos representados na Figura 6 foram ainda corrigidos utilizando as relações que consideram a diminuição das seções durante os ensaios de caracterização dos materiais, como proposto por Maggi [20]. As Equações 5 e 6 indicam as correções realizadas nas tensões (σ) e nas deformações (ε).

$$\varepsilon' = \ln \cdot (1 + \varepsilon) \quad (5)$$

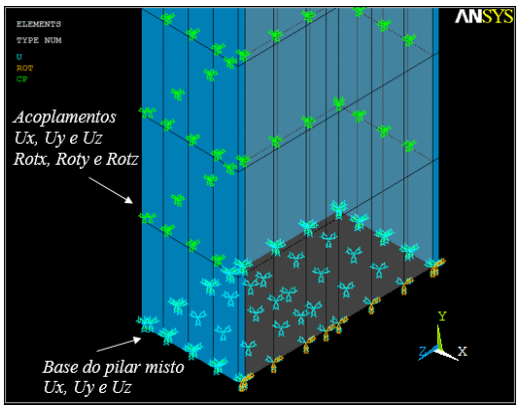
$$\sigma' = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad (6)$$

3.4 Acoplamentos, condições de contorno e superfícies com contato

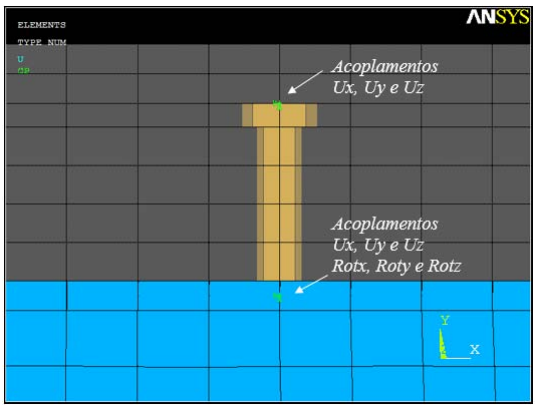
Os acoplamentos permitem estabelecer correspondências de graus de liberdade entre dois nós. Neste modelo de ligação mista alguns acoplamentos foram utilizados como ferramenta para informar ao pacote computacional onde não deveria haver separação entre componentes. Foi o caso dos acoplamentos entre os nós do núcleo de concreto e as paredes do perfil tubular do pilar misto, simulando o comportamento conjunto entre os materiais. Os nós das laterais do pilar misto, incluindo os nós do perfil tubular e do núcleo de concreto, tiveram as translações (X, Y e Z) e rotações (X, Y e Z) acopladas em todas as direções, totalizando seis graus de liberdade.

Também foram utilizados acoplamentos entre os conectores de cisalhamento, simultaneamente com a laje de concreto e com a mesa superior do perfil da viga mista; tais acoplamentos visavam representar o comportamento conjunto e o grau de interação total na viga mista. Entre a base do conector e a mesa superior do perfil da viga mista considerou-se todos os graus de liberdade envolvidos. Por outro lado, no ponto superior acoplou-se o nó do conector com o nó da laje coincidente, apenas para as translações nas direções X, Y e Z.

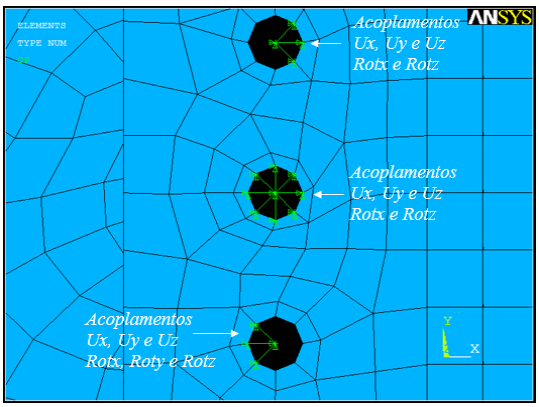
Outro ponto fundamental para o acoplamento de nós foi a região da ligação parafusada, entre parafuso e furo a interação foi representada por acoplamento de nós. Para os nós superior e inferior foram acoplados apenas os nós laterais das bordas dos furos. Além disso, no parafuso superior foram considerados os nós mais próximos da face do pilar misto, já para o parafuso inferior apenas os nós mais afastados da face do pilar foram acoplados (Figura 7d). Para o parafuso intermediário todos os nós das bordas dos furos foram acoplados. Os acoplamentos dos nós foram realizados independentemente e de forma separada em duas etapas: uma para o furo da alma da viga mista e outra para o furo da chapa passante. Dessa forma, para os parafusos superior e intermediário foram acopladas as translações nas direções X, Y, Z e as rotações nas direções X e Z aos nós das bordas. Para o parafuso inferior acoplaram-se os nós em todas as direções (translações e rotações).



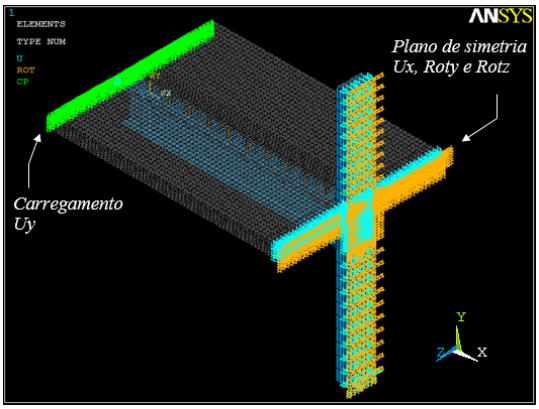
a) Pilar: restrição na base e acoplamentos



b) Conector de cisalhamento



c) Parafusos



d) Condição de simetria

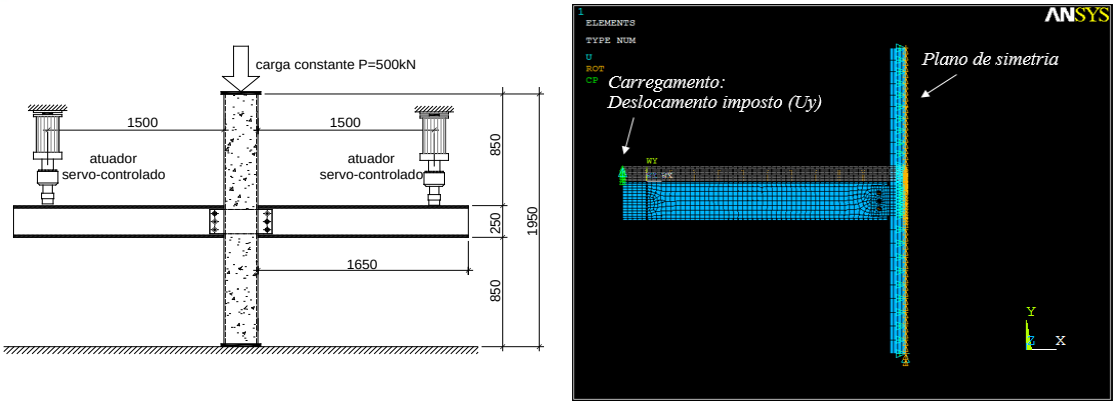
Figura 7 - Condições de contorno e acoplamentos [23]

Com vistas a reduzir o custo computacional, foi considerada a simetria na maior direção da ligação, localizada no plano médio do pilar misto, permitindo representar apenas metade da ligação. Para tanto, impediram-se as translações na direção X e as rotações nas direções Y e Z. Outra condição de contorno introduzida foi a restrição dos deslocamentos na base do pilar, nas três direções ortogonais (X, Y e Z).

Na região de contato entre o perfil de aço e a laje de concreto da viga mista foi utilizado o par de contato *Conta173* e *Targe170*. A metodologia e os parâmetros utilizados na determinação do par de contato entre a laje e a viga mista foram baseados em um estudo numérico de vigas mistas [21]. Para a coesão entre os materiais aço e concreto foi adotado o valor 0,18 kN/cm². O coeficiente de atrito entre ambos os materiais foi considerado igual a 0,4. O método de solução para o contato entre os elementos finitos foi considerados o '*Pure Langrange Multiplier*', considerando penetração nula quando o contato está fechado e escorregamento também nulo até que se atinja o valor limite da coesão entre as superfícies em contato. Na presente simulação foi considerado o valor 0,01 cm como o mínimo para penetração e, para o mínimo valor de tensão de tração para abertura do contato o valor equivalente à coesão.

3.5 Carregamentos aplicados

No ensaio foram aplicados dois carregamentos: um de compressão axial centrada no valor de 500 kN, no pilar preenchido, mantido constante ao longo de todo o ensaio (Figura 8a). Esta força de compressão foi aplicada visando estabilizar o modelo físico e representar o efeito de pavimentos superiores. Nas extremidades das vigas mistas, distante 150 cm da face externa do pilar misto foram aplicadas forças verticais estáticas e crescentes até a ruptura do modelo. Estas forças foram aplicadas com controle de deslocamento.



a) Modelo físico b) Modelo numérico

Figura 8 - Forças aplicadas: a) no modelo físico [10], b) no modelo numérico [23]

No modelo numérico, a força nas extremidades das vigas foi aplicada via deslocamentos impostos. Isto foi feito com o intuito de melhorar a convergência do modelo numérico. Para isso, acoplou-se a face externa da laje, impondo que todos os nós na linha de aplicação da força apresentassem o mesmo deslocamento vertical. Feito isso, o deslocamento foi aplicado ao longo do tempo, por meio de incrementos. Os passos de deslocamento foram determinados a partir da quantidade imposta de passos, no caso 500 passos. Durante a aplicação da força variável via deslocamentos o pacote computacional podia reduzir ou aumentar, de forma automatizada, o tamanho do passo visando a convergência. Vale ressaltar que, tendo em vista o efeito estabilizador da força aplicada no pilar do modelo físico, no modelo numérico a mesma foi suprimida. Ainda com relação à modelagem numérica, optou-se pelo método de Newton-Raphson Modificado para solução.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados da modelagem numérica serão divididos em duas etapas: validação e análise paramétrica. Na etapa de validação os resultados da modelagem numérica são comparados com resultados experimentais [10, 23]. Uma vez validado o modelo numérico, este foi utilizado para avaliar a influência de parâmetros geométricos como: taxa de armadura negativa da laje, dimensões do perfil da viga mista e diâmetro dos parafusos sobre o momento resistente e rotação da ligação mista.

4.1 Validação do modelo numérico

Nessa etapa foram considerados os deslocamentos verticais medidos em quatro pontos ao longo da viga mista, além da rotação da ligação mista. Os resultados de deslocamento vertical numéricos e experimentais são comparados e verifica-se que o modelo numérico consegue reproduzir de forma bastante satisfatória a trajetória de comportamento dos deslocamentos (Figura 9). Na Figura 9, as letras F e N correspondem, respectivamente, aos modelos físico e numérico.

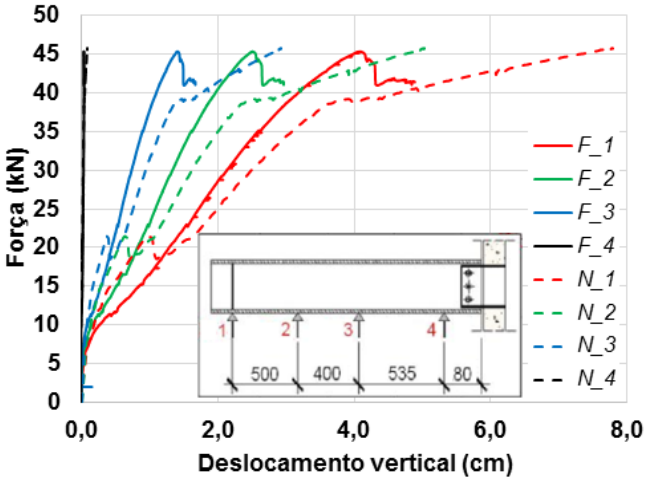


Figura 9 – Validação do modelo numérico: Força *vs.* Deslocamento vertical

Na Figura 10 as curvas momento *vs.* rotação numérica e experimental são comparadas e percebe-se que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o comportamento e o momento máximo na ligação. Verifica-se que o valor de rotação máxima (correspondente ao momento máximo) do modelo numérico é bastante superior ao valor experimental.

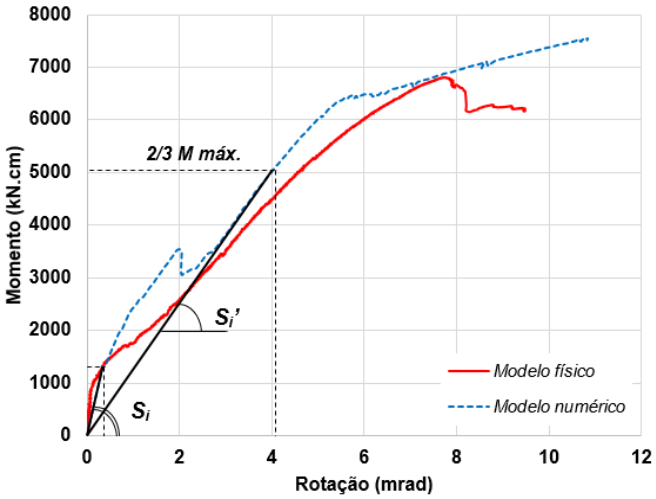


Figura 10 - Momento *vs.* rotação - modelo físico e numérico

Uma análise mais precisa pode ser feita a partir dos resultados máximos experimentais e da simulação numérica (Tabela 1). Verifica-se excelente correlação entre os valores de força e uma boa correlação dos momentos máximos, o mesmo não ocorrendo com os deslocamentos na extremidade das vigas mistas e a rotação correspondente ao momento máximo.

Tabela 1 - Valores máximos experimentais e da análise numérica

Modelos	***Força (kN)***	***Deslocamento (cm)***	***Momento (kN.cm)***	***Rotação (mrad)***

Físico	45,39	4,89	6807,75	9,05
Numérico	45,80	7,78	7556,57 (+10%)	10,84 (+19,8%)

Sabe-se que devido à natureza altamente não linear das curvas momento *vs.* rotação, há recomendações normativas para que a rigidez rotacional seja tomada no ponto correspondente a 2/3 do momento máximo [1, 22]. Tomando os valores correspondestes a 2/3 do momento máximo, nas curvas experimental e numérica, são obtidos os resultados mostrados na Tabela 2. Na mesma tabela também são apresentados os valores de momento, rotação e rigidez inicial (S_i) calculados com base na perda de linearidade visual da curva Momento *vs.* Rotação (Figura 10).

Tabela 2 - Valores de momento, rotação e rigidez inicial

Modelos	***Análise gráfica***			***NBR 8800:2008 / EN1993:1-8***		
	Momento (kN.cm)	***Rotação (mrad)***	***Rigidez inicial S_i (kN.cm/mrad)***	***Momento (kN.cm)***	***Rotação (mrad)***	***Rigidez inicial S_i´ (kN.cm/mrad)***
Físico	1032,70	0,11	9388,2	4538,5	4,06	1117,9
Numérico	1294,29	0,34	3806,7	5037,71	4,01	1256,3 (+12,4%)

Do exposto na Tabela 2 e Figura 10, conclui-se que o modelo numérico representa, de forma bastante satisfatória, os valores máximos de força e momento fletor. No caso da rigidez inicial, a melhor representatividade do modelo numérico foi verificada ao calcular a rigidez inicial adotando os valores de momento e rotação correspondentes a 2/3 do valor do momento máximo. Assim, para efeitos de análise paramétrica, a rigidez inicial será calculada sempre para o par momento-rotação tomado a 2/3 do momento máximo.

4.2 Análise paramétrica

Após a etapa de validação do modelo numérico, este pode ser utilizado como uma ferramenta para avaliar a influência de parâmetros geométricos. Neste sentido, os seguintes parâmetros foram avaliados: taxa de armadura negativa da laje, perfil I da viga mista (altura total da seção e espessura da alma) e diâmetro dos parafusos. Os principais resultados oriundos da avaliação de cada um destes parâmetros são apresentados e discutidos a seguir.

4.2.1 Taxa de armadura negativa da laje

Para avaliar a influência da taxa de armadura negativa da laje de concreto foram mantidas as mesmas dimensões e materiais do modelo experimental, com variação apenas na quantidade de armadura (taxa de armadura em relação à área de concreto). De acordo com o conjunto de curvas momento *vs.* rotação ilustrado na Figura 11, verifica-se que a variação da taxa de armadura entre os valores 0,5% e 2% da área de concreto não produziu mudanças expressivas de comportamento, mas seu efeito foi significativo sobre o momento resistente.

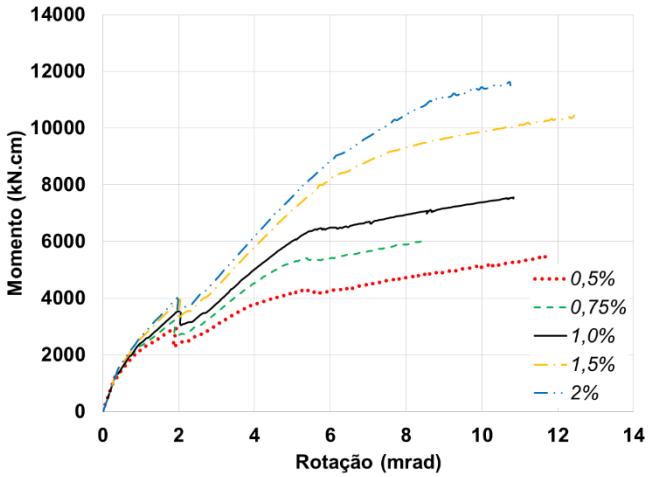


Figura 11 - Momento *vs.* Rotação - Taxas de armadura

A Tabela 3 apresenta os valores de força, momento máximo e rigidez inicial para as diversas taxas de armaduras analisadas.

Tabela 3 - Influência da taxa de armadura da laje

Taxa (%)	***Força (kN)***	***Momento Máximo (kN.cm)***	***Rigidez inicial S_i´ (kN.cm/mrad)***
0,50	33,14	5467,49	969,4
0,75	36,49	6021,46	1160,2
1,00*	45,39	6807,75	1117,9
1,50	63,30	10445,14	1424,0
2,00	70,49	11630,88	1520,4
(*) modelo experimental (físico)			

Verifica-se que a capacidade da ligação em transmitir momento fletor, expressa pelos valores de momento máximo (Figura 11, Figura 12 e Tabela 3), aumenta significativamente com o aumento na taxa de armadura, sobretudo quando a taxa aumenta de 1% para 1,5%. Aparentemente, para taxas acima de 2% o ganho já não é tão expressivo, provavelmente porque para taxas superiores ocorrem mudanças nos modos de falha e o aumento de capacidade resistente decorrente da armadura leve a falha para outros componentes da ligação.

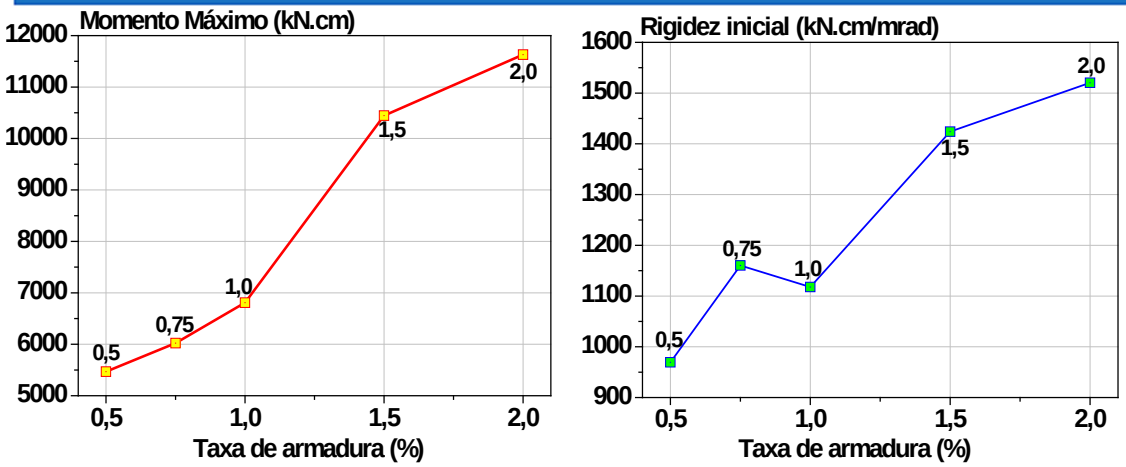


Figura 12 - Influência da taxa de armadura negativa da laje: a) Momento máximo, b) Rigidez inicial

Quanto à rigidez (Figura 12b), houve ganho considerável para taxa de 1,5% em relação ao modelo experimental (taxa de 1,0%), o mesmo ocorreu com o momento máximo. Para taxa de 2% o ganho de rigidez inicial já não é tão expressivo quanto no caso anterior. Novamente, a causa pode ser a mudança no modo de falha em função da maior contribuição da taxa de armadura para o momento resistente da ligação. Para taxas inferiores a 1%, houve ganho entre as taxas de 0,5 e 0,75%, mas comparando a rigidez inicial para as taxas de 0,75% e 1,0%, valores menores foram registrados para a taxa maior.

4.2.2 Perfil de aço da viga mista

A avaliação da influência da geometria do perfil de aço na capacidade resistente da ligação e em sua rigidez inicial foi dividida em duas etapas: a) utilização de seções padronizadas, b) seções não padronizadas. Esse procedimento se fez necessário devido aos resultados obtidos quando foram utilizadas seções padronizadas. Para ambas as etapas, foi considerada taxa de armadura negativa da laje igual a 1,0%.

Inicialmente, a seção I utilizada no modelo experimental (VS 250 x 37) foi substituída por perfis diversos disponíveis em catálogos comerciais. Para isso foram considerados como fatores norteadores, seções com inércia maior e área menor que a utilizada no modelo físico. A primeira seção selecionada foi o perfil VS 300x33, com inércia superior e área da seção transversal inferior ao modelo de validação. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 13 e verifica-se que o modelo com seção VS 300x33 resultou em uma ligação mista com momento resistente menor que o modelo de referência, resultado que não era esperado. Este primeiro resultado indicou a necessidade de repensar a análise da influência das dimensões do perfil da viga mista. Assim, a etapa seguinte foi avaliar alguns parâmetros geométricos do perfil de forma isolada, por exemplo, alterar somente a altura do perfil ou a espessura da alma.

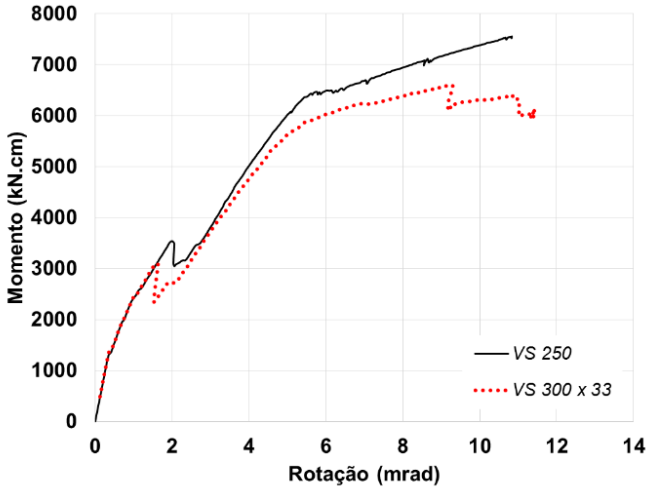


Figura 13 - Momento *vs.* Rotação - Perfil padronizado da viga mista

Para avaliar a influência da altura do perfil de aço foram respeitados os limites de esbeltez local de mesa e alma e utilizadas seções não padronizadas. Os resultados desta análise (Figura 14) mostram que o aumento da altura do perfil implica em ganho de momento resistente na ligação mista, no entanto, em alguns casos, o aumento foi pouco expressivo.

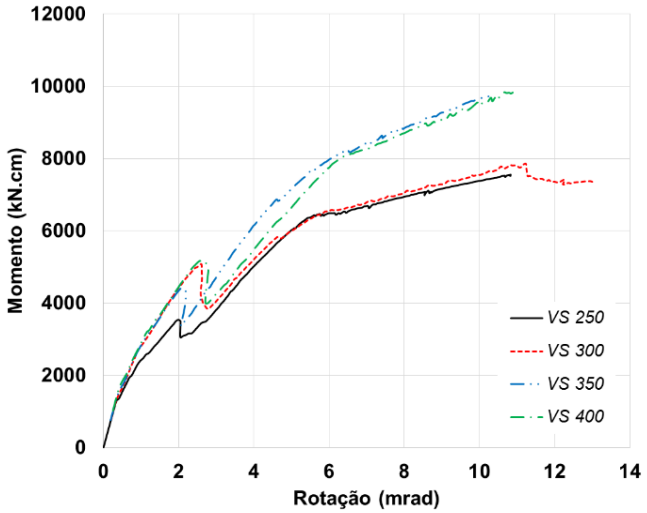


Figura 14 - Momento *vs.* Rotação - Altura do perfil da viga mista

Os valores de força e momento máximos, assim como a rigidez inicial referente à variação na altura do perfil da viga mista são expostos na Tabela 4.

Tabela 4 - Influência dos perfis da viga mista

Perfil I	*Altura (mm)*	*Força (kN)*	*Momento Máximo (kN.cm)*	*Rigidez inicial S_i' (kN.cm/mrad)*
Seção comercial (VS 300x33)	300	39,99	6598,14	1208,45
VS 250*	250	45,39	6807,75	1117,86
VS 300	300	47,55	7845,29	1304,29
VS 350	350	58,91	9719,59	1524,64
VS 400	400	59,59	9833,03	1326,99

(*) modelo experimental (físico)

Os resultados expressos obtidos (Figura 14, Figura 15 e Tabela 4), mostram que o momento resistente aumenta à medida que a altura da viga mista é aumentada. Acréscimos consideráveis foram observados principalmente para os modelos com alturas 300mm e 350mm. Com relação ao modelo de 250mm (modelo experimental) foram observados ganhos da ordem de 15,2% e 42,8%, respectivamente. Por outro lado, o modelo com altura de 400mm mostrou acréscimo de momento relativamente pequeno se comparado com o modelo com altura de 350mm, ou seja, um aumento relativo de apenas 1,2%.

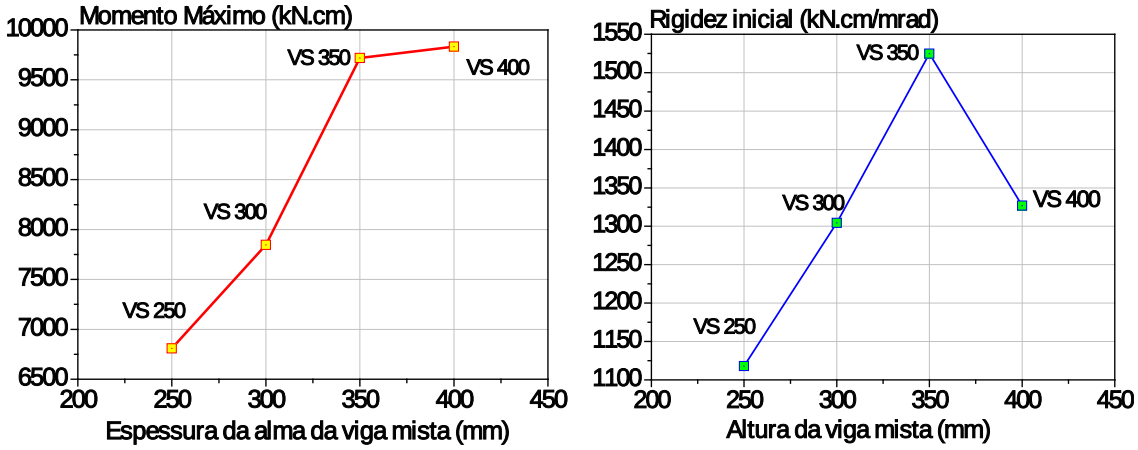


Figura 15 - Influência da altura da viga mista: a) Momento máximo, b) Rigidez inicial

Os modelos com altura da viga mista de 300mm e 350mm apresentaram aumentos também na rigidez inicial da ligação (Figura 15b). Porém, o modelo com altura de 400mm não manteve a tendência dos demais, apresentando rigidez inferior à do modelo com 350mm de altura. Desta forma, pode-se concluir que para perfis com até 350mm de altura tem-se tanto aumento de capacidade de momento como de rigidez inicial. Já para perfis mais altos, por exemplo, 400mm, tem-se pequeno acréscimo de momento associado a uma relativa diminuição de rigidez inicial. Naturalmente essas alturas podem ter influência diferente se forem alterados outros parâmetros geométricos.

a) Espessura da alma do perfil da viga mista

Outro parâmetro geométrico avaliado foi a espessura da alma do perfil I da viga mista. Novamente, os demais parâmetros, tanto do perfil quanto da laje foram mantidos constantes. O aumento da espessura da alma resultou em aumentos consideráveis do momento máximo (Figura 16). Assim, quanto maior a espessura da alma do perfil da viga mista maior a capacidade de transmitir momento da ligação mista.

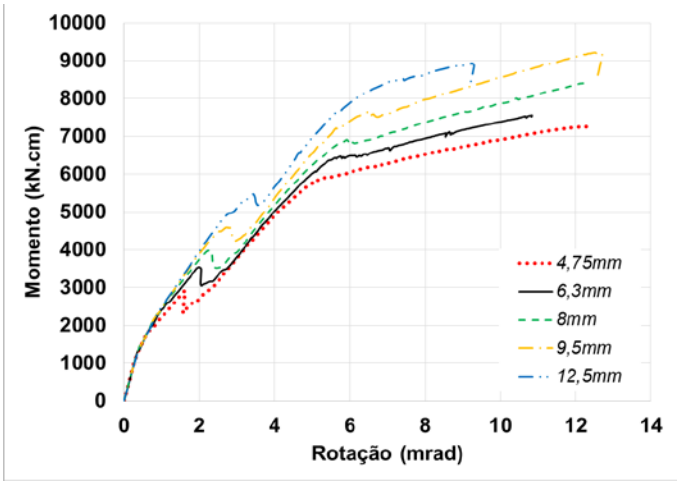


Figura 16 - Influência da espessura da alma do perfil na resposta Momento *vs.* Rotação

Os valores expressos na Tabela 5 mostram, numericamente, a influência da espessura da alma do perfil da viga mista, tanto do ponto de vista da força quanto do momento máximo e da rigidez inicial da ligação.

Tabela 5 - Influência da espessura da alma da viga mista

Espessura (mm)	***Força (kN)***	***Momento Máximo (kN.cm)***	***Rigidez inicial S_i' (kN.cm/mrad)***
4,75mm	43,97	7254,57	1230,63
6,3mm*	45,39	6807,75	1117,86
8mm	50,93	8403,02	1279,00
9,5mm	55,86	9216,93	1324,27
12,5mm	54,12	8929,17	1410,61
(*) modelo experimental (físico)			

Com relação aos momentos máximos, observaram-se, em geral, aumentos em função da espessura da alma do perfil da viga mista (Figura 17a). Diferentemente do modelo experimental, o modelo com menor espessura, 4,75mm, assim como os demais, também apresentou maior momento resistido pela ligação. Os demais casos analisados mantiveram o acréscimo no momento resistente em função da maior espessura, salvo o modelo com espessura de 12,5mm, que apresentou momento resistente menor que aquela com espessura de 9,5mm.

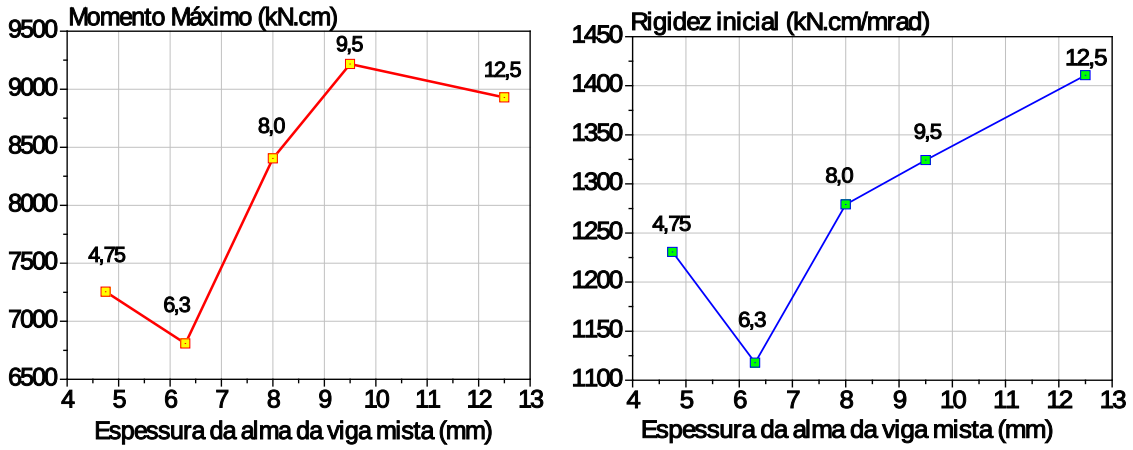
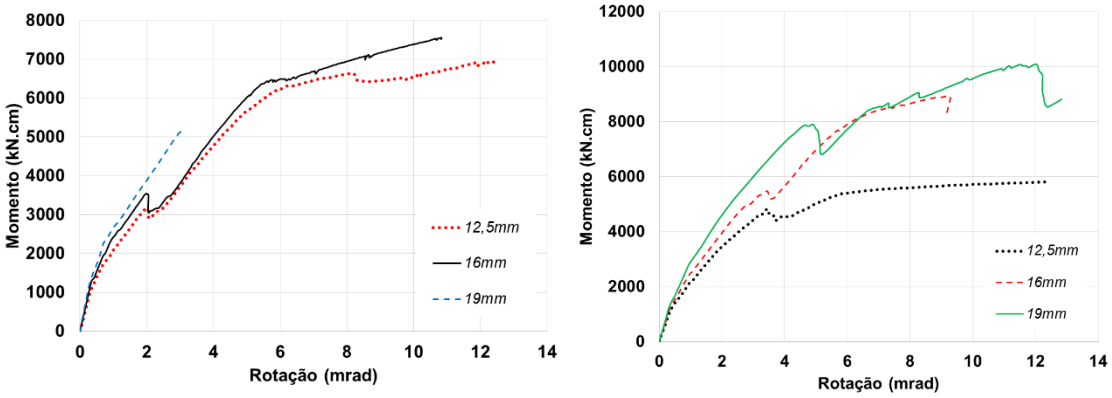


Figura 17 - Influência da espessura da alma da viga mista: a) Momento máximo, b) Rigidez inicial

A rigidez inicial dos modelos analisados foi maior que a apresentada pelo modelo experimental de referência, inclusive para aquele com espessura de 4,75mm (Figura 17b). Há uma tendência de aumento da rigidez inicial em função do aumento da espessura da alma do perfil da viga mista. Ou seja, os modelos com alma de maior espessura apresentaram rigidezes iniciais também maiores, mas o maior aumento relativo foi registrado ao aumentar a espessura da alma de 6,3mm para 8,0mm (14,4% - Figura 17b).

4.2.3 Diâmetro dos parafusos

A contribuição da ligação parafusada é fundamental para o comportamento e capacidade resistente da ligação mista. Assim, foi avaliada a influência dos seguintes diâmetros de parafusos: 12,5mm, 16 mm (experimental) e 19mm. Os resultados mostram que, dentre os diâmetros analisados, o modelo numérico com parafuso de 19mm não consegue convergir para pequenos valores de momento (Figura 18a). Foram registrados elevados valores de tensão nas bordas dos furos da alma do perfil, chegando a atingir os valores máximos, levando à não-convergência do modelo e, por consequência, à interrupção da análise numérica.
Desta análise ficou evidente que a espessura da alma era um parâmetro a ser considerado em conjunto com o parafuso de 19mm de diâmetro. Assim, novas análises foram conduzidas considerando, para o parafuso de 19mm, alma com 12,5mm de espessura (Figura 18b). Na Figura 19 são mostradas as curvas momento *vs.* rotação para o parafuso de 19mm e as diversas espessuras de alma do perfil I. Percebe-se que a convergência do modelo numérico só ocorre quando a alma do perfil tem espessura de 12,5 mm. Feito isso, foi possível avaliar a influência do diâmetro do parafuso (Figura 18b). Quanto ao comportamento, percebem-se leves mudanças entre as curvas momento *vs.* rotação para os diâmetros de 12,5mm e os demais. Em relação ao momento máximo, quanto maior o diâmetro, maior o valor do momento resistido pela ligação mista (Tabela 6).



a) Espessura da alma da viga mista de 6,3mm

b) Espessura da alma da viga mista de 12,5mm

Figura 18 - Influência do diâmetro dos parafusos: Momento *vs.* Rotação

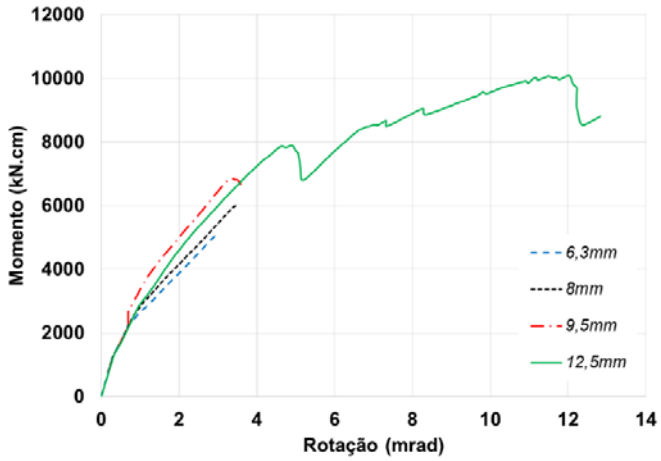


Figura 19 - Momento *vs.* Rotação - Espessura da alma, parafuso ϕ 19mm

A Tabela 6 apresenta, de forma condensada, a influência do diâmetro dos parafusos no comportamento da ligação mista analisada, tanto com relação à força máxima quanto ao momento máximo e rigidez inicial.

Tabela 6 - Influência dos diâmetros dos parafusos

Diâmetro dos parafusos (mm)	***Força (kN)***	***Momento Máximo (kN.cm)***	***Rigidez inicial S_i' (kN.cm/mrad)***

12,5 (tw=6,3mm)	42,00	6930,53	956,59
16 (tw=6,3mm) *	45,39	6807,75	1117,86
19 (tw=12,5mm)	61,12	10084,29	1888,44

(*) modelo experimental (físico)

Com base na Tabela 6 e na Figura 20 observa-se que o momento resistente da ligação aumenta consideravelmente somente para o modelo com parafusos de 19mm. Em relação ao modelo experimental foi registrado um acréscimo de cerca de 48%. O menor diâmetro dos parafusos analisado, de 12,5mm, apresentou momento ligeiramente superior ao modelo experimental, cerca de 2% maior (Figura 20).

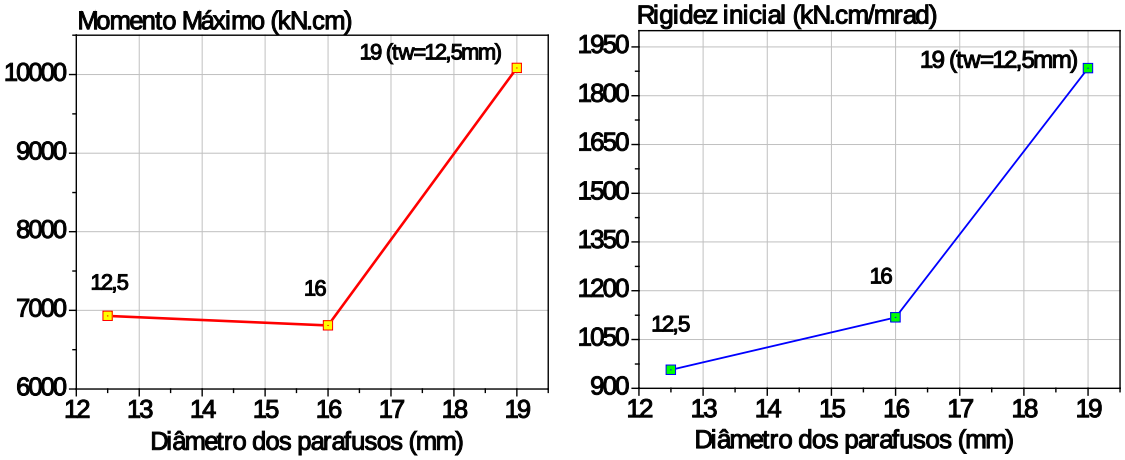


Figura 20 - Influência do diâmetro dos parafusos

Quanto à rigidez inicial, há relação direta entre o aumento do diâmetro dos parafusos e a rigidez inicial correspondente (Figura 20). O aumento mais expressivo foi registrado no modelo com parafusos de 19mm. Para o modelo com parafusos de 12,5mm, obteve-se rigidez inicial menor que a registrada no modelo experimental (diâmetro de 16mm), revelando que se trata, de fato, de um parâmetro importante e influente no comportamento e na capacidade resistente da ligação mista analisada.

4.3 Análise dos resultados

Os resultados iniciais do modelo numérico permitiram sua validação como ponto de partida para o desenvolvimento do estudo. A validação se deu por meio das comparações dos resultados de deslocamentos verticais em função da força aplicada, assim como pelo comportamento da curva momento *vs.* rotação.

Após o procedimento de validação do modelo numérico desenvolveram-se análises paramétricas considerando a influência dos seguintes parâmetros: perfil de aço da viga mista, taxa de armadura da laje e diâmetro dos parafusos de ligação. A influência do perfil da viga mista foi inicialmente analisada considerando perfis com dimensões comerciais. Porém, apesar de ser uma seção com maior inércia e menor área transversal, a resposta momento *vs.* rotação foi inferior ao modelo de referência. Desta forma, entendeu-se que outro parâmetro pudesse

influenciar nesse comportamento, assim foram realizadas análises da espessura da alma da viga mista. Esse parâmetro se mostrou influente no desempenho e no comportamento das ligações analisadas. Em seguida, ainda com relação ao perfil da viga mista, foram avaliados modelos cuja variação se deu na altura isolada do perfil da viga mista. Esse parâmetro teve influência direta no comportamento da ligação mista. Apesar disso, alguns resultados foram muito próximos entre sim como, por exemplo os resultados dos modelos com alturas de 250mm e 300mm, assim como dos modelos de 350mm e 400mm. Porém, os modelos com perfil mais alto, em geral, apresentaram momentos resistentes maiores.

Por fim, a análise da influência do diâmetro dos parafusos mostrou que o modelo com parafusos de 19mm sofreu influência da espessura da alma da viga mista por conta do modo de falha. Os modelos com espessuras da alma do perfil da viga mista de 6,3mm, 8mm e 9,5mm apresentaram interrupções nas análises numéricas logo nos primeiros estágios de carregamento. Isso se deu por conta do rápido alcance das tensões máximas na região das bordas dos furos e, por consequência, a não-convergência numérica caracterizando uma suposta falha destas ligações. Assim, apenas o modelo cuja espessura da alma era de 12,5mm permitiu a consideração dos parafusos com 19mm de diâmetro. Portanto, foram comparadas as respostas dos diâmetros dos parafusos considerando a espessura da alma da viga mista constante e igual a 12,5mm. Esse fato evidenciou a influência direta do diâmetro dos parafusos no comportamento da ligação, sendo que o aumento do diâmetro dos parafusos conduziu a valores maiores de momento resistente, por exemplo.

5 CONCLUSÃO

Tanto a validação do modelo numérico quanto as análises paramétricas desenvolvidas revelaram a funcionalidade da ferramenta desenvolvida e comprovaram a eficácia da utilização da plataforma numérica para simulação da ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante. De fato, a análise numérica é uma alternativa viável, principalmente para análises complementares, como é o caso das parametrizações. Em especial verificou-se as decisões assertivas no que tange aos aspectos relacionados aos tipos de elementos finitos, relações e propriedades dos materiais, bem como condições de contorno e carregamento. Portanto, observou-se que o modelo numérico foi capaz de reproduzir as respostas físicas com grande relevância, demonstrando ainda alguns dos principais parâmetros influenciadores do comportamento da ligação mista viga-pilar com chapa passante, tais como taxas de armadura negativa, espessura da alma da viga mista, altura da viga mista, e diâmetro dos parafusos. Observou-se também a interdependência dos parâmetros analisados no que se refere tanto ao comportamento quanto à capacidade resistente da ligação mista

Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pelo apoio financeiro dado ao desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

1 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. 254p.

2 Leon RT. Semi-rigid composite construction. Journal of Constructional Steel Research. 1990 Jan 1;15(1-2):99-120.

3 Xiao Y, Choo BS, Nethercot DA. Composite connections in steel and concrete. Part 2—Moment capacity of end plate beam to column connections. Journal of Constructional Steel Research. 1996 Mar 31;37 (1): 63-90.

4 Li TQ, Nethercot DA, Choo BS. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios—I. Experimental behaviour. Journal of Constructional Steel Research. 1996 Jun 30;38 (2): 125-64.

5 Li TQ, Nethercot DA, Choo BS. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios—II. Prediction of moment capacity. Journal of Constructional Steel Research. 1996 Jun 30;38 (2): 165-98.

6 Li TQ, Nethercot DA, Lawson RM. Required rotation of composite connections. Journal of Constructional steel research. 2000 Nov 30;56 (2): 151-73.

7 Brown ND, Anderson D. Structural properties of composite major axis end plate connections. Journal of constructional steel research. 2001 Mar 31;57 (3): 327-49.

8 DE NARDIN S, SOUZA ASC, EL DEBS ALH. Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço. Construção Metálica. 2007(79): 23-6.

9 Malaska M. Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors. [Dissertation].Helsinki: Helsinki University of Technology; 2000.

10 De Nardin S, El Debs AL. Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados. [Relatório científico n.04 – pós-doutorado Processo Fapesp n°. 02/14209-4]. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; 2007.

11 Tristão GA. Análise teórica e experimental de ligações viga-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma [Doutorado]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 2006.

12 Farias RS. Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido [Mestrado]. São Carlos: Universidade de São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos; 2008.

13 Bessa WO. Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento [Doutorado]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 2009.

14 Conceição JL. Ligação mista viga-pilar resistente a momento [Mestrado]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minar Gerais; 2011.

15 Kataoka MN, El Debs AL. Parametric study of composite beam-column connections using 3D finite element modelling. Journal of Constructional Steel Research. 2014 Nov 30;102: 136-49.

16 Gil B, Bayo E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite element modelling and analytical study. Engineering Structures. 2008; v.30: 232-246.

17 Smitha MS, Satish Kumar SR. Steel-concrete composite flange plate connections – finite element modeling and parametric studies. Journal of Constructional Steel Research. 2013; v.82: 164-176.

18 Ansys Inc. Documentation for Release 14.0 (2011).

19 European Committee for Standardization (2004). EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building. Brussels.

20 Maggi YI. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida [Doutorado]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 2004.

21 Kotinda TI. Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga [Mestrado]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 2006.

22 European Committee for Standardization (2005). EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels.

23 Tineo RP. Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante: modelagem numérica e análise paramétrica. [Mestrado]. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos; 2016.

Tema: Estruturas de aço

METODOLOGIA PARA ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS EM ELEMENTOS METÁLICOS

Jessica Farias Neres[1]
Danielle Malvaris Ribeiro[2]
Glauco José de Oliveira Rodrigues[3]

Resumo

Nas últimas décadas o uso de estruturas em aço encontra-se em franco crescimento, principalmente em edificações de caráter industrial. Devido às suas amplas vantagens e inegável estética limpa, o uso de estruturas metálicas vem ganhando mais espaço no mercado nacional. Construções em aço são compostas por inúmeros elementos, sendo submetidos individualmente a casos particulares de verificações estruturais. Ao longo dos anos o desenvolvimento de cálculos estruturais evoluiu, principalmente com o advento de softwares, especificamente desenvolvidos para análises numéricas de modelos estruturais. A modelagem estrutural e posterior análise de resultados são, na verdade, conclusão de um processo muito maior, que tem seu início a partir da análise da geometria da edificação, suas características, seguindo da escolha de perfis, verificações preliminares e condições de contorno. O presente estudo apresenta todo esse processo, que faz parte de uma metodologia de análises, cálculos e verificações, passando por duas principais etapas: macro (sendo a análise de seu modelo geral) e micro (verificação local), nos elementos de maiores esforços. Tal metodologia parte do modelo plano, utilizando-se das análises clássicas, passando então para uma análise mais moderna, a modelagem tridimensional da edificação completa e por fim encerrando-se nas análises de seus pontos mais sensíveis, as ligações.

Palavras-chave: Estruturas Metálicas; Ligações; Metodologia de Projeto Estrutural.

METHODOLOGY FOR NUMERICAL ANALYSIS OF SEMI-RIGID CONNECTIONS IN STEEL ELEMENTS

Abstract

In the last decades the use of steel structures is in rapid growth, mainly in buildings of an industrial character. Due to its ample advantages and undeniable clean esthetics, the use of steel structures has been gaining more space in the national market. Steel constructions are composed of several elements, being each one submitted individually to particular cases structural verification. Over the years the development of structural calculations has evolved, especially with the advent of software, specifically developed for numerical analysis of structural models. Structural modeling and subsequent analysis of results are, in fact, the conclusion of a bigger process, which has its beginning from the analysis of the geometry of the building, its characteristics, following with the choice of profiles and preliminary checks and boundary conditions. The present study presents this whole process, which is part of a methodology of analysis, calculations and verifications, going through two main stages: macro (the analysis of its general model), and micro (a local verification), in elements of greater efforts. This methodology is based on the flat model, using the classic analysis, passing by a modern analysis, the three-dimensional modeling of the complete building and, at least, finishing the analysis of its most sensitive elements, the connections

Keywords: Steel Structures, Connections, Methods of Structural Design.

[1] Engenharia Civil, Bacharel, Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro, RJ - Brasil.
[2] Engenharia Civil, M.Sc, Professor, Estruturas, Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro, RJ - Brasil.
[3] Engenharia Civil, D.Sc, Professor, Estruturas, Universidade do Estado do Rio de Janeiro e Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro, RJ – Brasil

1 O QUADRO DAS ESTRUTURAS EM AÇO NO SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL

Estruturas em Aço, em geral, produzem um menor impacto ao meio ambiente, se comparado ao Concreto Armado, quando levado em consideração seu caráter reutilizável. Tais características tornam o seu uso atrativo quando questões no âmbito da sustentabilidade norteiam o projeto desenvolvido, sendo desta forma uma construção ambientalmente mais eficiente. Parafusos, porcas, arruelas são exemplos de peças que constituem conexões com grande capacidade de reaproveitamento, sem perda de resistência mecânica em sua nova utilização. Além da possibilidade de seu reaproveitamento sem a utilização de nenhum processo, outro aspecto importante é a capacidade de reciclagem das Estruturas em Aço obsoletas na fabricação de um dado produto, reduzindo o consumo de energia no processo produtivo. A produção de aço a partir da sucata consome apenas de 35% a 40% da quantidade de energia requerida para a produção a partir do minério de ferro. (NARDIN, 2009).

Garnier (2009) diz que “a fabricação de uma estrutura metálica ocorre por processos industriais, caracterizados pela racionalização”. O mesmo autor destaca que o detalhamento criterioso do projeto de Estruturas em Aço e a perfeita compatibilização entre projetos e sistemas complementares estão intimamente ligados à eficiência de sua fabricação e montagem. Desta forma, as vantagens da escolha de um sistema estrutural em aço estarão garantidas, como: ganhos de produtividade e prazos, organização do canteiro de obras e diminuição de desperdício de materiais.

2 LIGAÇÕES ESTRUTURAIS

Segundo o Vasconcellos (2017) “o termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua união com elementos externos a ela, como por exemplo, as fundações”.

A ligação entre os membros constituintes do projeto de estruturas metálicas são vitais para a uma execução econômica e segura. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

Os perfis que compõem as ligações podem ser conectados entre si através de soldas utilizando-se de chapas de ligação ou parafusos.

Diferentemente das ligações soldadas, as ligações por meio de parafusos podem ser flexíveis ou semi-rígidas, permitindo assim aplicações mais simples e econômicas quando sujeitas a apenas a solicitações de cortante. (BELLEI, 2011)

As ligações parafusadas são amplamente empregadas nas construções em aço. A facilidade no transporte de peças fracionadas, que possibilita sua montagem no local da edificação é apenas uma das vantagens de sua aplicação.

No passado a união entre perfis era feita somente através de rebites. Com o passar dos anos, esse modelo de conector foi aos poucos sendo substituída por parafusos, dada sua facilidade de aplicação. (PFEIL e PFEIL, 2009)

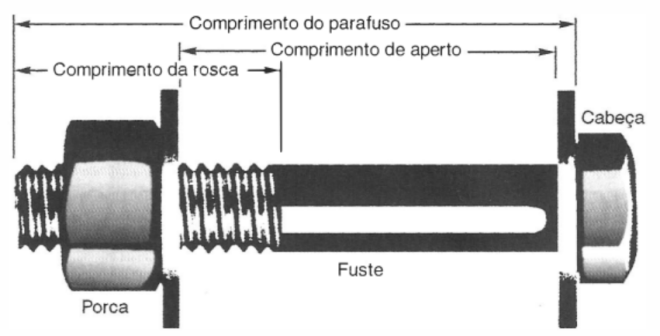


Figura 1 - Parafuso típico com porca sextavada e arruela

Fonte: Estruturas em Aço: Dimensionamento Prático. 8a. ed

As ligações com cada tipo de parafuso trabalham de maneiras diferentes, segundo as características mecânicas de cada um deles.

Ligações parafusadas podem ser consideradas engastastes ou rótulas, dependendo de sua configuração e da rigidez entre seus elementos. A definição de cada ligação é essencial para fins de modelagem e cálculo estrutural, pois através dos resultados obtidos estas serão posteriormente detalhadas. O detalhamento contém a definição do modelo e diâmetro de parafuso que deverá ser usado, segundo os resultados e tipo de solicitação, conforme verificações e análises do calculista, visto que cada modelo trabalha de maneira distinta, conforme suas propriedades.

Figura 3 mostra um exemplo de ligação parafusada semi-rígida, ou seja, engastada. Apesar de ser uma conexão parafusada a disposição dos elementos modificam profundamente a maneira como as ligações se comportam.

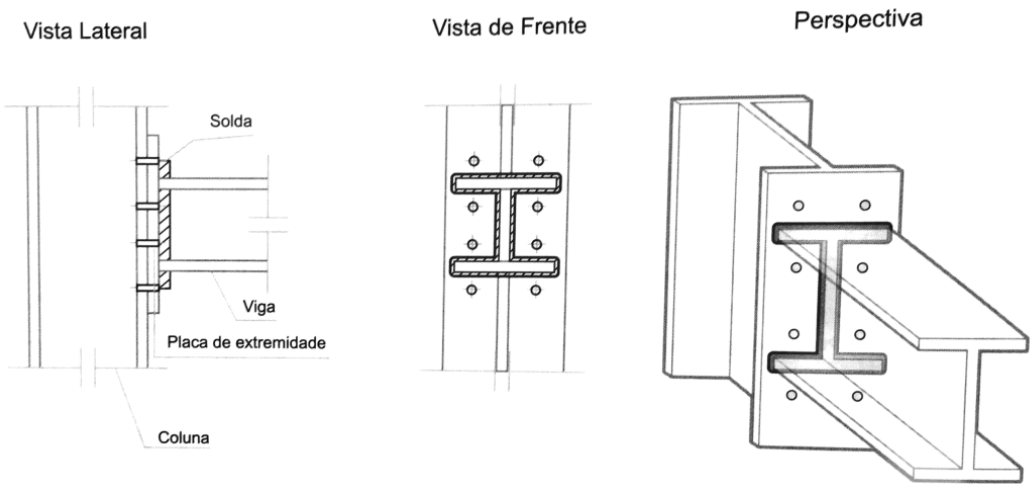


Figura 3 - Exemplo de ligação semi-rígida com placa de extremidade

Fonte: Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço, 1a ed

3 ESTUDO DE CASO DE GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURAS METÁLICAS

O modelo estrutural escolhido para este estudo de caso foi de um galpão industrial, com todas as suas estruturas em aço, tendo como objetivo demonstrar a análise dos esforços nas ligações metálicas.

O comportamento estrutural foi analisado através de modelo computacional, utilizando-se de software de elementos finitos, com interface gráfica 3D. As estruturas principais em referência foram modeladas através do Software SAP2000® v.19. Desenvolvido por Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

As verificações de dimensionamento dos perfis foram efetuadas seguindo os requisitos da Norma Specification for Structural Steel Buildings, ANSI / AISC, 360-10 – LRFD – Load and Resistance Factor Design.

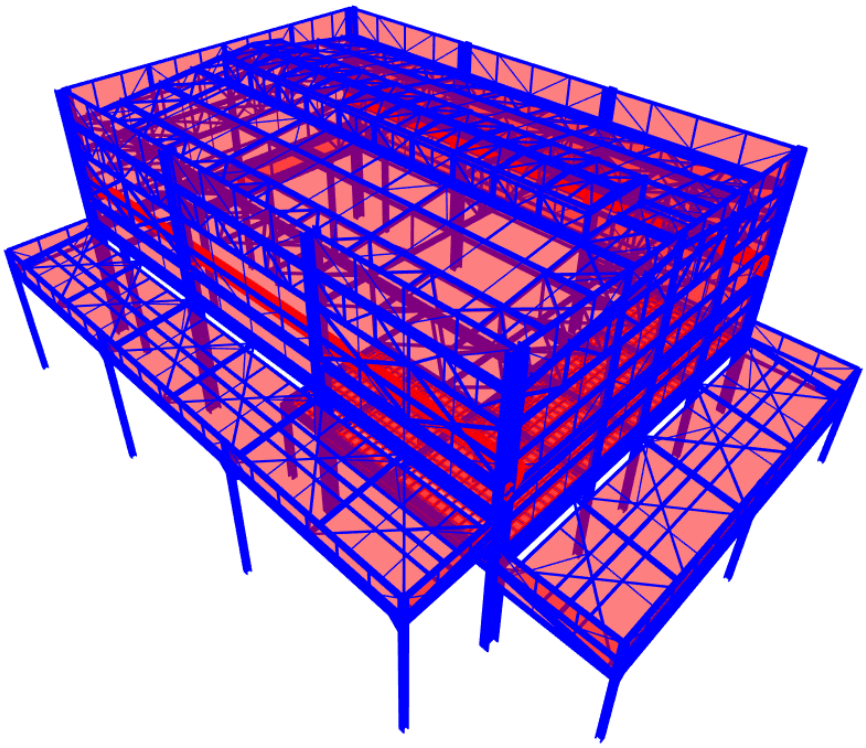


Figura 4 - Modelo 3D

Fonte: A Autora.

3.1 DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

Como disposto no capítulo 2, ligações em estruturas metálicas podem ser soldadas ou parafusadas. O porte médio do galpão objeto de estudo, com perfis robustos, torna mais assertivo o uso de ligações parafusadas, permitindo dessa forma que os elementos venham de fábrica numerados, mapeados e sejam montados in loco.

Ligações engastadas estão sujeitas a esforços de momento e cortante. Nesse caso foram utilizadas chapas metálicas lisas para fornecer a rigidez necessária, com restrição à rotação da ordem de 20% a 90%. Estas chapas são denominadas placas de extremidade, como mostra a Figura 3.

Todas as ligações foram concebidas segundo critérios normativos e de boas práticas, visando uma montagem de fácil execução em campo. Medidas mínimas de bordas, espaçamentos mínimos entre furos e os diâmetros dos parafusos foram detalhados segundo as recomendações contidas nas literaturas técnicas disponíveis.

Nas imagens extraídas da modelagem estrutural vemos apenas peças unifilares, o que deixa dúbio o entendimento de cada caso. Para melhor visualização,o algumas dessas ligações foram selecionadas e detalhadas a seguir. Nesses detalhes podemos ver a dinâmica das ligações em projeto, assim como sua estrutura em 3 dimensões, o que facilita o entendimento de cada tipo e classificação.

- Viga-Pilar – W310X97 & HP310X79

Ligação entre pilar (W310X97) e vigas (HP310X79), com o uso de placa de extremidade e enrrijecedores em ambos os lados da alma da viga e parafusada em chapa de 9,5mm, quando ligadas a alma da coluna e através de um par de cantoneiras quando ligada na aba do pilar.

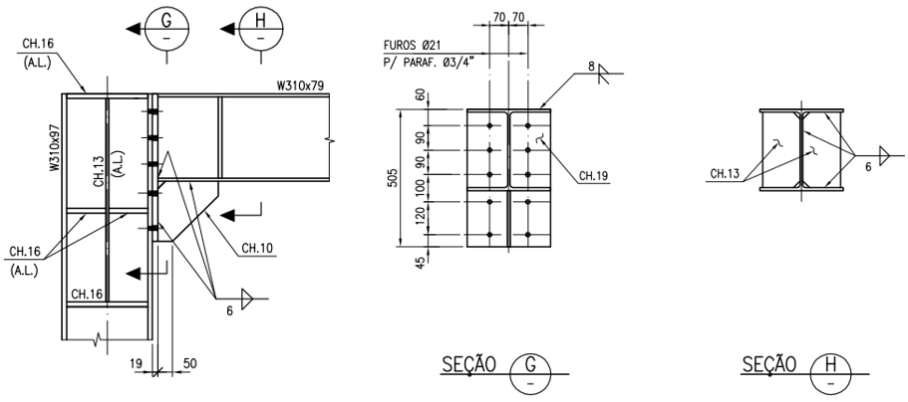


Figura 5 - Ligação Viga-Coluna – engastada

Fonte: A Autora.

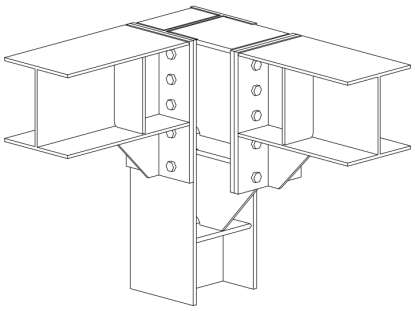


Figura 6 - Ligação Viga-Coluna - engastada 3D

Fonte: A Autora.

3.2 MODELAGEM E VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Em geral os softwares de modelagem estrutural verificam os elementos de maneira global, sem verificar suas conexões. Através desses softwares conseguimos extrair os esforços solicitantes em cada uma delas, para posterior verificação. Para verificação das ligações softwares com o SAP2000® é necessária modelagem todos os perfis em elementos finitos, em um modelo a aparte.

A seguir estão apresentadas as razões de tensão de cada elemento que constitui as estruturas principais do modelo estrutural analisado.

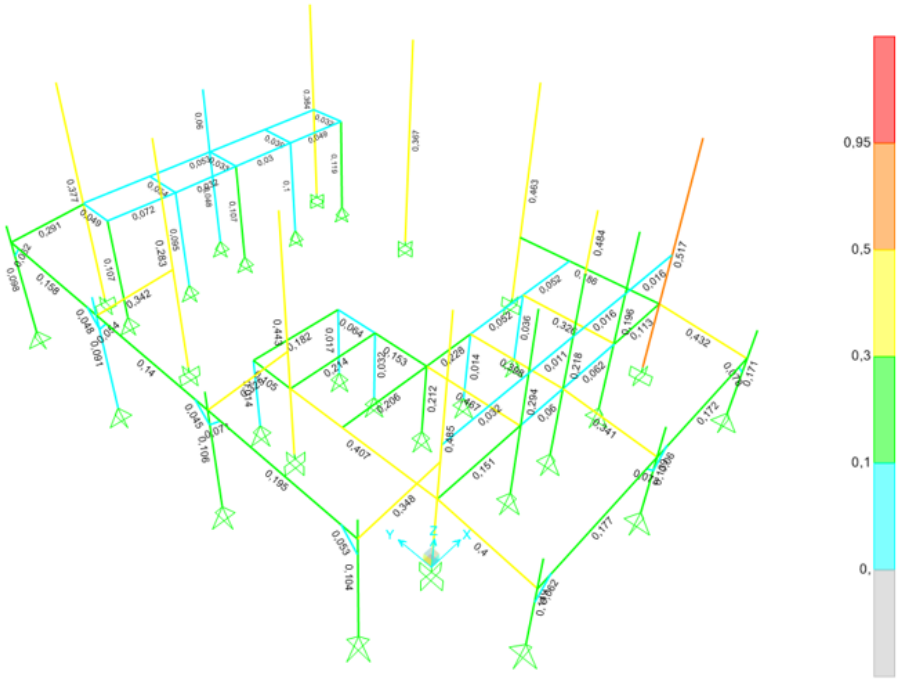


Figura 7 - Resultado das razões das tensões nas estruturas principais

Fonte: A Autora.

Para a análise gráfica o programa computacional relaciona a capacidade resistente governante de cada peça e a compara com o respectivo esforço de cálculo retirado da análise.

A escala de cores apresentada na Figura 8 indica a porcentagem de utilização da capacidade resistente às tensões de cada elemento. Quando abaixo de 95% considera-se que o elemento atende aos esforços solicitantes na peça.



Figura 8 – Escala graduada para identificação das tensões

Fonte: A Autora.

O grau de esforço que cada elemento está sujeito, está relacionado com sua capacidade resistente de acordo com a escala de cores.

As porcentagens que cada uma das cores presentes na escala gráfica representa estão descritas abaixo:

→ Cinza: Não aplicável

→ Azul: 0 a 10%

→ Verde: 10% a 30%

→ Amarelo: 30% a 50%

→ Laranja: 50% a 95%

→ Vermelho: > 95%

A Figura 7 mostra que os elementos que compõem a ligação passam com folga na verificação das tensões.

As conexões entre os elementos constituintes de edificações em estruturas metálicas são pontos sensíveis, e necessitam de especial atenção. Atualmente no mercado existem softwares específicos para verificação de ligações, sejam elas em concreto ou em perfis metálicos. No presente estudo o software utilizado para a exemplificação da verificação estrutural de ligações foi o Idea Statica®.

3.2.1 MODELAGEM DE LIGAÇÃO ENGASTADA

Neste item serão apresentados os resultados obtidos através da modelagem de uma ligação no meio de um pilar de perfil CVS650x211, no encontro de uma viga de perfil PS700X2014.

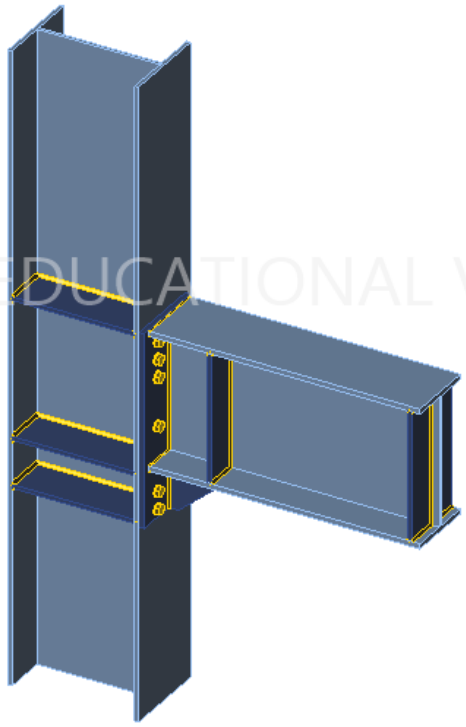


Figura 9 – Ligação engastada de pilar e viga

Fonte: A Autora

A conexão foi engatada através com o uso de placa de extremidade ligada à aba do pilar, essa de grande espessura (25,0mm), para garantir sua rigidez, juntamente com uma chapa que funciona como um console, para conter a flexão da ligação, como mostra da Figura 9.

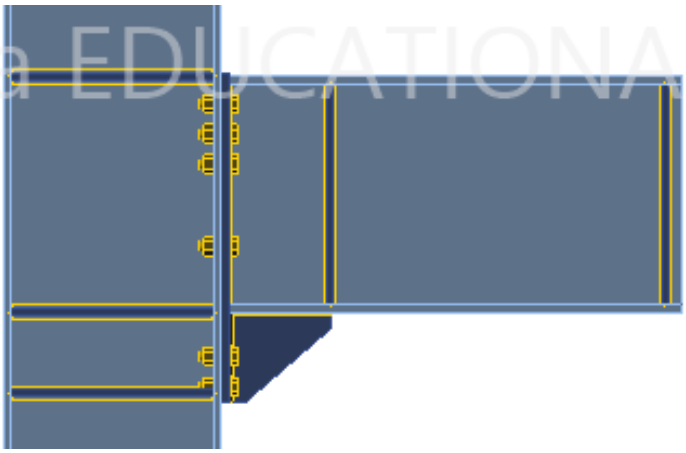


Figura 102 – Vista das chapas e enrijecedores - Ligação engastada

Fonte: A Autora

3.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os dados de entrada dos elementos utilizados na modelagem e os resultados obtidos através do programa estão apresentados nas Tabelas 1, 2 e 3 e nas Figuras 11 e 12.

Cross-sections

Name	Material
7 - CVS650X211(lw650x450)	A36
8 - PS700X204(lw700x350)	A36

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm²]
1 1/8 A325	1 1/8 A325	29	725,0	641

Tabela 1 – Propriedades dos elementos modelados – Ligações Rotulada

Fonte: A Autora

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	8,7 > 5%	Not OK!
Bolts	98,8 < 100%	OK
Welds	0,0 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Tabela 2 – Resultado de Verificação – Ligação Engastada

Fonte: A Autora

Nota-se, na Tabela 2 que um dos elementos do tipo "plate" não atendeu às solicitações, e o elemento em questão é a aba inferior da viga PS700x204.

Os valores das tensões resultantes, encontram-se indicados conforme escala gráfica graduadas em cores em MPa, apresentados na Figura 11. Para o aço ASTM A36 o Limite de Escoamento mínimo é de 250 MPa.

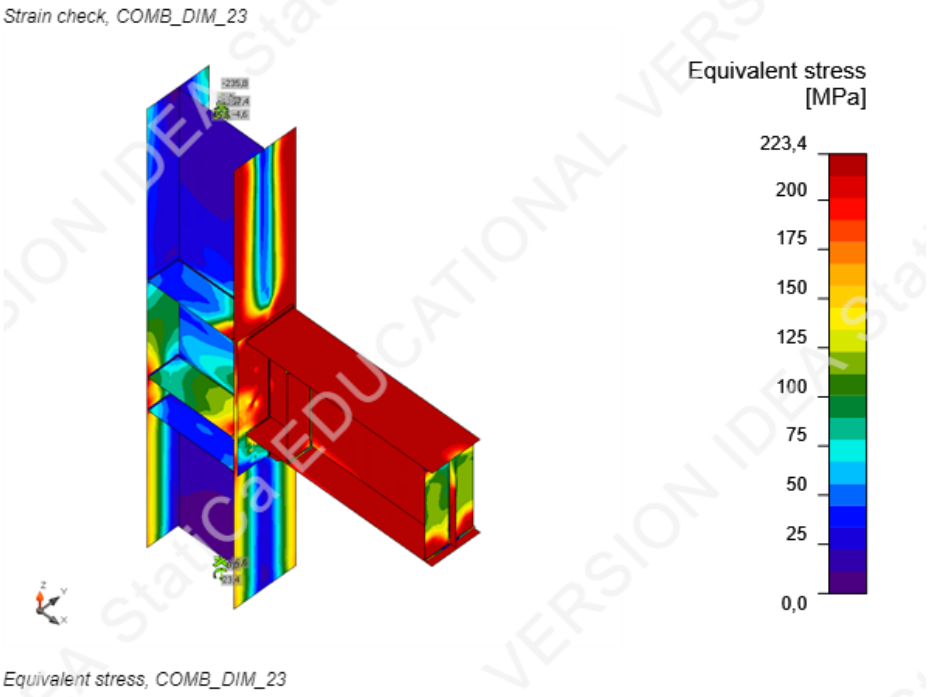


Figura 11 – Resultado da verificação dos elementos – Ligações Engastada

Fonte: A Autora

Em qualquer programa de modelagem estrutural, a interpretação de um profissional habilitado e qualificado faz-se necessária. A verificação crítica é feita através da leitura dos dados extraídos de cada software pelo calculista, visto que, dois softwares foram utilizados, com verificações distintas. O software Idea Statica® analisa parte da estrutura, onde o interesse está na verificação específica da ligação em questão, enquanto o SAP2000® faz uma análise global dos elementos.

A Figura 12 mostra que os elementos que compõem a ligação passam com folga na verificação das tensões, exceto parte da aba inferior da viga.

Podemos perceber que os resultados das tensões resultantes na viga, quando analisados de maneira mais ampla, expressos na Figura 7 - Razões de tensão das estruturas principais indicam que os elementos em questão e os que se ligam a ele atendem perfeitamente à relação tensão / capacidade admitida do material. Assim como os elementos constituintes da conexão, quando analisados no software restrito às ligações.

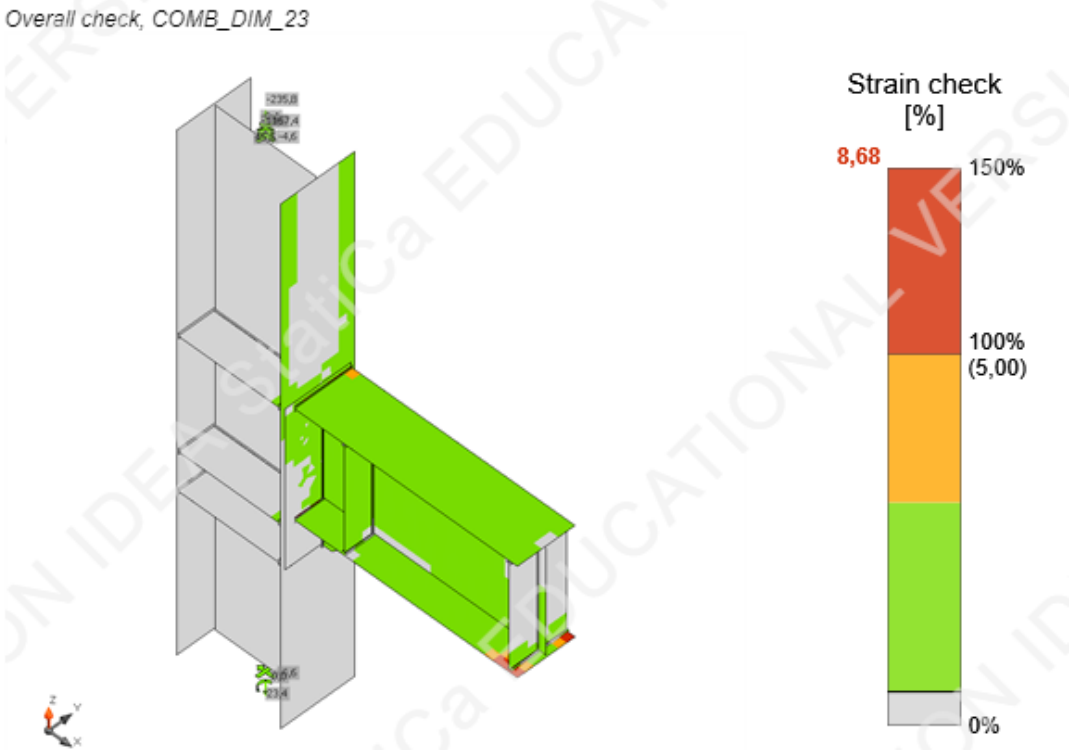


Figura 12 – Verificação das tesões dos elementos – Ligações Engastada

Fonte: A Autora

Bolts



Item	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\varphi Rn_{Bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
B9	COMB_DIM_23	191,9	83,4	391,0	73,4	53,1	95,4	OK
B10	COMB_DIM_23	258,4	22,0	391,0	98,8	14,0	0,0	OK
B11	COMB_DIM_23	205,6	72,5	391,0	78,6	46,2	93,8	OK
B12	COMB_DIM_23	94,0	44,1	514,4	35,9	28,1	0,0	OK
B13	COMB_DIM_23	215,1	65,3	391,0	82,3	41,6	93,1	OK
B14	COMB_DIM_23	122,3	29,8	514,4	46,8	19,0	0,0	OK
B15	COMB_DIM_23	224,0	58,7	391,0	85,7	37,4	92,5	OK
B16	COMB_DIM_23	96,0	13,1	391,0	36,7	8,3	0,0	OK
B17	COMB_DIM_23	218,8	48,6	391,0	83,7	31,0	84,5	OK
B18	COMB_DIM_23	17,7	46,6	391,0	6,8	29,7	0,0	OK
B19	COMB_DIM_23	59,2	74,7	391,0	22,6	47,6	0,0	OK
B20	COMB_DIM_23	2,4	67,9	391,0	0,9	43,3	0,0	OK

Design data

Grade	$\varphi Rn_{Tension}$ [kN]	φRn_{Shear} [kN]
1 1/8 A325 - 1	261,5	156,9

Tabela 31 – Resultado da verificação dos parafusos– Ligação Engastada

Fonte: A Autora.

Todos os parafusos utilizados nas ligações atentem perfeitamente a todos os esforços aos quais estão sujeitos, segundo cada combinação aplicadas conforme a norma AISC 360-10 – LRFD.

4 CONCLUSÃO

O aprofundamento sobre o estudo de edificações concebidas em aço e suas ligações trouxe à luz uma usual e importante conexão entre as normas utilizadas no desenvolvimento de estruturas metálicas.

Para melhor entendimento e visualização do que cada norma disserta, o projeto proposto foi concebido segundo as diretrizes das normas americana e brasileira, modelado, analisado e verificado com o auxílio de softwares técnicos estruturais, de uso mundial.

Com o desenvolvimento foram obteve-se, fruto de análises técnicas e verificações realizadas e descritas neste trabalho, que mostraram que o modelo proposto, suas dimensões, geometria adotada e materiais aplicados, atenderam plenamente às solicitações impostas previstas por normas.

O detalhamento das ligações mostrou que mesmo com tensões abaixo dos limites recomendados normativamente, conforme atendido pelo modelo, e das deflexões das estruturas analisadas em conjunto com dimensionamento, a verificação das tensões aplicadas nas ligações é fundamental, pois a ruína de apenas uma ligação mal dimensionada pode levar toda a estrutura a colapso.

Fatores estritamente de projeto, ligados à sua exequibilidade também podem influenciar no dimensionamento dos elementos, visto que existem aspectos diretamente relacionados ao detalhamento dos projetos das estruturas metálicas, que frequentemente exigem dimensões mínimas para a realização de conexões e detalhes.

Dadas as considerações apresentadas acima e análises apresentadas ao longo do capítulo 3, conclui-se então que apenas o uso de softwares, ainda que específicos para cálculos estruturais não garante, em absoluto, a integridade ou a aplicação mais econômica dos elementos presentes nas edificações modeladas. É necessária e fundamental a análise criteriosa dos resultados por profissional habilitado e qualificado, para assegurar a integridade das estruturas e de suas ligações com total segurança, no pleno uso de suas instalações nas condições dos esforços solicitantes provenientes, com elementos que atendam a todos os critérios, sem superdimensionamento, resultando em edificações seguras e econômicas.

REFERÊNCIAS

1 AMERICAN INSTITUTE O STEEL CONSTRUCTION. AISC - Specification for Structural Steel Building. Chicgo. 2005

2 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC - Specification for Structural Steel Building**. Chicago. 2010.

3 ANDRADE, S.; VELLASCO, P. **Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

4 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:1980 - Cargas para Cálculo de Edificações**. Rio de Janeiro. 1980.

5 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de**. Rio de Janeiro. 2008.

6 BELLEI, I. H. **Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço**. 4. ed. Rio de Janeiro: CBCA, 2011.

7 GARNIER, C. R. F. **Metodologia de detalhameno de estruturas metálicas**. Programa de Pós Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2009.

8 IDEA STATICA ANALISES PROGRAM. VERSÃO 9.0.24.49086. http://www.ideastatica.com, 2018.

9 NARDIN, F. A. **Importância da Estrutura Metálica na Construção Civil**. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade São Francisco. Itatiba. 2009.

10 NERES, J. F. **Estudo de Caso de Verificação de Ligações em um Edifício Industrial**. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Veiga de Almeida. Rio de Janeiro. 2018.

11 PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas em Aço:** Dimensionamento Prático. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

12 SAP2000 STRUCTURAL ANALISIS PROGRAM. VERSÃO 19.2. http://www.csiamerica.com, 2017.

13 VASCONCELLOS, A. L. **Ligações em Estruturas Metálicas**. 1. ed. Rio de Janeiro: IABr e CBCA, 2011.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 9.

Proteção das estruturas:

corrosão e incêndio

APLICAÇÃO E MANUTENÇÃO REVESTIMENTO PROTETORES CONTRA A CORROSÃO E INCÊNDIO NAS ESTRUTURAS *

Fabio Gomes da Costa[1]

Resumo

A corrosão é um dos principais mecanismos de deterioração dos materiais metálicos e cerâmicos, a prevenção e proteção contra a corrosão e incêndio é essencial para que as estruturas metálicas e mistas apresentem um adequado desempenho durante a sua vida útil e ações de incêndio. A deterioração das estruturas é causada pela interação físico-química entre o material e o seu meio operacional, seja de forma natural ou acidental, vão apresentar alterações prejudiciais e indesejáveis, sofridas pelo material metálico e armaduras do concreto armado, tais como o modificações estruturais, desgaste, variações químicas, tornando-o inadequado para o uso da estrutura, isso ocorre devido à instabilidade química (corrosão), quando exposto ao meio ambiente. Estas incidências, quando associadas ao uso incorreto e à falta de manutenção periódica, pode vir resultar em problemas que possam vir comprometer a vida útil da estrutura. No entanto, estes problemas pode ser mitigado através das inspeções e sistemas anticorrosivos e proteção contra incêndio adequados. Nesse contexto, o artigo pretende abordar os princípios, fatores e requisitos que devem ser considerados em uma seleção de sistemas de proteção e inspeções nas estruturas metálicas e mistas, visando o controle de qualidade do revestimento e a sua durabilidade ao longo das inspeções e manutenções.

Palavras-chave: Manutenção; Corrosão; Revestimento; Combate Incêndio

[1] Engenheiro Civil Pós-Graduado Engenharia e Ciência dos Materiais e Engenharia Processos Metalúrgicos / UMC / Diretor Técnico GomesTec Eng. & Soluções / São Paulo – SP - gomesteceng@gmail.com / www.gomesteceng.com.br

APPLICATION AND MAINTENANCE PROTECTIVE COATING AGAINST CORROSION AND FIRE IN STRUCTURES.

Abstract

Corrosion is one of the main deterioration mechanisms of metal and ceramic materials, prevention and protection against corrosion and fire is essential for metal and composite structures to have adequate performance during their life and fire actions. The deterioration of structures is caused by the physical-chemical interaction between the material and its operating environment, whether natural or accidental, will present harmful and undesirable changes suffered by the metallic material and reinforcement of reinforced concrete, such as structural modifications, wear, chemical variations, making it unsuitable for the use of the structure, this is due to chemical instability (corrosion) when exposed to the environment. These incidents, when associated with misuse and lack of periodic maintenance, may result in problems that could compromise the life of the structure. However, these problems can be mitigated through proper inspections, anti-corrosion systems, and fire protection. In this context, the article intends to address the principles, factors and requirements that should be considered in a selection of protection systems and inspections in metallic and composite structures, aiming the quality control of the coating and its durability throughout the inspections and maintenance.

Keywords: Maintenance; Corrosion; Coating; Fire Fighting

1. INTRODUÇÃO

Um dos materiais metálicos mais aplicados na construção civil são os aços, os ferros fundidos e as ligas de alumínio, cobre e zinco. Para além dos processos físicos de deterioração, de que se destaca principalmente a fadiga, a corrosão constitui a principal forma degradação destes materiais. O seu desempenho à corrosão depende, naturalmente, não só do tipo de metal ou liga e da sua microestrutura, mas também das condições de exposição. Com relação os aços exposto a um incêndio, necessitam de uma proteção complementar.

Dado que os mecanismos de corrosão e os fatores que determinam a velocidade de corrosão no ar, na água e no solo são distintos, é habitual considerar três tipos de exposição: atmosférica, em águas e em solos. Por sua vez, na exposição atmosférica, são habitualmente consideradas várias categorias de corrosovidade que dependem, principalmente, da humidade e da presença de agentes agressivos como, por exemplo, os cloretos, e o dióxido de enxofre, a qual são definidos pelas normas ISO 9223 [1] e EN ISO 12944-2 [2]. As norma da ABNT já vem abordando e se atualizando com este assunto, onde; em seus textos o fator de exposição das estruturas deve ser avaliado nas fases de concepção de projeto e nos processos construtivos.

Alguns metais, como o aço inoxidável, formam espontaneamente na sua superfície uma fina camada de óxido, muito estável e aderente, que proporciona uma barreira protetora eficaz e confere a este tipo aços uma excelente resistência à corrosão uniforme em diversos ambientes. Contudo, a grande maioria dos materiais metálicos utilizados na construção, devido à sua fraca resistência a corrosão e ação externa decorrente de um incêndio, necessitam de serem protegidos, sendo o método de proteção mais usual a aplicação de revestimentos que exercem um efeito barreira entre o metal e o ambiente.

Os alumínios são protegidos por anodização ou por lacagem. O aço não ligado é habitualmente revestido com revestimentos metálicos (galvanização), com revestimentos orgânicos ou, mesmo, com revestimentos mistos, constituídos por revestimentos metálicos e orgânicos [3].

Outro método comum utilizado na proteção contra a corrosão, mas não muito aplicado nas edificações em estruturas metálicas no Brasil, é a proteção catódica. Este tipo de proteção envolve a modificação do potencial do substrato metálico, seja pela aplicação de uma corrente fornecida por uma fonte de alimentação ou pela ação galvânica resultante da ligação elétrica a um metal mais eletronegativo. Em alguns casos, a eficácia da proteção contra a corrosão e combate ao incêndio pode ser melhorada através da utilização conjunta de uma proteção catódica com sistemas de revestimentos de combate á incêndio compatíveis e adequados.

Embora tenhamos uma grande variedade de materiais e sistemas de proteção, não existe uma solução universal para a proteção contra a corrosão e combate ao incêndio nas estruturas de aço. Assim, deve ser escolhido um sistema de proteção apropriado, de acordo com os requisitos especificados em projetos e pelas legislações de cada Estado e região, devendo-se considerar diferentes fatores: o projeto, a preparação da superfície, o custo, a aplicação, o desempenho, a manutenção, a agressividade do ambiente e as condições de exposição.

Estes fatores devem de ser considerados na fase de projeto onde o engenheiro junto com seus administradores e investidores, devem de buscar um equilíbrio entre a qualidade do produto e serviços realizados; aplicado ao melhor custo benefício do empreendimento e suas manutenções.

1. REQUISITOS DE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS E PROTEÇÃO CONTRA INCENCIO

1.1. Generalidades

As soluções de aplicação do revestimento e da tecnologia envolvida nos processos, é uma tarefa complexa. Existem dificuldades que realmente podem envolver condições de operação simples mas ao mesmo tempo complexas, o engenheiro ou especificador dos produtos deve de conhecer as características de cada processo e material disponível.

A seleção dos revestimentos protetores devem ser iniciados nos projetos básicos; considerando os requisitos da superfície à ser protegida, e os aspectos que devem ser considerados durante o processo de aplicação dos revestimentos protetores; também devem ser verificados e levados em consideração as seguintes condições:

1.1.1. Função

- Verificar as características funcionais da superfície da peça e das estrutura;
- A existência dos tipos de requisitos, necessários de aplicação e operação das peças e da estrutura.

1.1.2 Objetivo

- Avaliar o que precisa ser maximizado no sistema de proteção;
- Avaliar o que precisa ser minimizado no sistema de proteção;

1.1.3. Limitações

- Avaliar as limitações e condições de contorno que devem ser considerados na peça ou na estrutura;
- Verificar a viabilidade técnica do trabalho;
- Verificar a viabilidade econômica do trabalho;
- Conciliar os conceitos de projeto e executivos visando o meio ambiente;
- Considerar a viabilidade do custo e o ciclo de vida da peça ou estrutura revestida;

1.1.4. Opções

- Avaliar no mercado quais opções de materiais e processos existentes;
- Avaliar disponibilidade do transporte e mão de obra da região;
- Verificar tecnologia e controle de qualidade.

Tendo como referência estes conceitos, verificados e avaliados nas fases de elaboração dos projetos e nas especificações técnicas, vem contribuir com os projetistas e especificadores na escolha dos melhores e mais adequados produtos e processos de revestimento protetor á ser aplicado nas estruturas, contribuindo no sucesso do tratamento anticorrosivo e na proteção de combate ao incêndio.

1.2 Durabilidade

A durabilidade das estruturas de aço é determinada pelas suas condições funcionais, características do ambiente envolvente e das propriedades dos materiais estruturais. Assim, a concepção de novas estruturas de aço e a manutenção das já existentes incluem a definição ou avaliação das condições de serviços, caracterizando o macro e micro ambientes, bem como a avaliação das propriedades mecânicas e metalúrgicas dos materiais e sua adequação às especificidades do ambiente e condições de serviço [4].

O ambiente e o uso da estrutura tem grande influência na velocidade da degradação do revestimento protetor e na corrosão dos materiais metálicos. Consequentemente a descrição e classificação da corrosividade ambiental e uso da estrutura é essencial para a correta seleção e concepção de um método de reparação ou do sistema de proteção a aplicar na estrutura metálica.

A corrosividade da estrutura pode ser avaliada através de fatores críticos à corrosão dos metais, tais como o tempo de molhagem e o nível de poluição, de acordo com as especificações da ISO 9223, ou pode ser classificada com base em medições da velocidade de corrosão de amostras padrão, conforme indicado na ISO 9226. O anexo N – “Durabilidade de componentes de aço frente à corrosão” da NBR 8800, apresenta parâmetros para classificação dos ambientes de corrosividade e exemplos de ambientes, vem contribuir para escolha de um sistema adequado de proteção anticorrosiva.

1.3 Proteção da estruturas

Atuais construções metálicas em aço não são tão facilmente destruídas pelo fogo e pela ação da corrosão, entretanto, um dos pontos importantes nos projetos é reduzir o risco de incêndio e a degradação, caso um destes fatores ocorram, os projetos conciliados as especificações técnicas tende em aumentar o tempo de início de deformação da estrutura, conferindo, assim, maior segurança nas construções industrializadas.

Para atender este requisito, a escolhas de sistema de proteção contra corrosão e incêndio na estrutura metálica deve ser sempre definido na fase de concepção do projeto, visando o seu ambiente de exposição previstos nas atuais normas de classificação de intemperismo e de segurança contra incêndio, em geral, levando em consideração em um incêndio a temperatura crítica no qual o aço perde uma proporção significativa de sua resistência mecânica ou atinge o seu estado limite de deformação ou de tensões, ou seja, uma temperatura que representa uma condição de falha, que pode ocasionar o colapso da estrutura. Usualmente, refere-se a um tempo de resistência ao fogo, ou seja, o tempo para que a temperatura crítica ou condições de falha seja alcançadas em um determinado tempo, estes requisitos são

estabelecidos pela NBR 14432 sendo válida para todo o Brasil porem, e valido verificar a existência de algum regulamento local específico e exigências do Corpo de Bombeiros. [5]

Dependendo do tipo de estrutura, sua localização e sua utilização os revestimentos contra incêndio podem e devem trabalhar em conjunto com revestimento anticorrosivo, a fim de garantir melhor desempenho e vida útil da estrutura.

1.3.1 Revestimentos de proteção fogo

Na fase de projeto e especificações técnicas, é importante ter conhecimento do tipo de utilização da edificação e os tipos de materiais de armazenamento, são produtos celulósicos ou orgânicos.

Edificações com produtos celulósicos, possui queima mais branda atingindo cerca de 550 °C, após 20 a 30 minutos de incêndio. Logo os incêndios orgânicos podem alcançar temperaturas de 1000°C em menos de dez minutos e é conhecido como materiais de hidrocarbonetos. [6]

Casos em que as pinturas intumescentes não seja possível de ser aplicada nas estruturas tendo assim um revestimento contra a corrosão e incêndio; o projeto indica aplicação de revestimentos projetados ou rígido ao combate incêndio; importante considerar que a estrutura deve ser protegida contra a corrosão.

Trabalhar com dois sistemas protetores é uma opção deve ser considerada na fase de projeto, onde as tintas com base resina acrílica, pode ser uma solução indicada para residências e escritórios e as tintas à base de epoxídicas, para incêndios de hidrocarbonetos, estes revestimentos devem ser aplicados antes da proteção contra incêndio, como demonstrado no tabela 01.

Tabela. 01 - Ação das tintas em trabalho conjunto com proteção contra incêndio.

Tipo de Incêndio	Temperatura	Tipo de combustão	Tinta anticorrosiva
Celulósico	≤ 550 °C	Papel, Plástico; Tecido; Madeira;	Resina acrílica
Orgânico	≤ 1000 °C	Refinarias; Plataforma; Combustível	Base de epóxi.

1.3.2 Revestimentos de proteção ao intemperismo

Aplicação de revestimento protetores constitui o meio proteção anticorrosiva mais usual para as estruturas de aço. Os revestimentos de proteção se integram entre si, com várias camadas compatíveis, conforme ilustrado na figura 01. O aço não ligado é habitualmente revestido com revestimentos metálicos, por exemplo os revestimentos a base de zinco ou zinco e alumínio, ou com revestimentos orgânicos (tinta e vernizes) ou, mesmo, com revestimentos mistos, constituídos por revestimentos metálicos e orgânicos. Desde que sejam respeitados os períodos de manutenção, geralmente a durabilidade de um revestimento misto é superior à soma da durabilidade de cada um dos revestimentos, uma vez que se beneficia de um efeito sinergético entre eles. A norma ISO 12944-5 [3] sistematiza os esquemas de proteção

anticorrosiva por pintura aplicáveis a estruturas de aço, servindo de suporte à seleção dos esquemas de pintura.

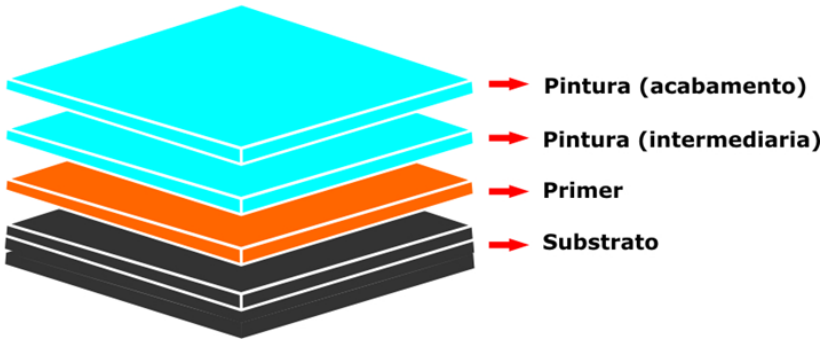


Figura 01 – Compatibilização do sistema de pintura orgânica, aplicado em substrato metálico.

Para se ter um desempenho otimizado no sistema de proteção das estruturas metálicas é essencial considerar na fase de elaboração das especificações as seguintes etapas:

- Ponderação nos requisitos do revestimento;
- Seleção do sistema de proteção mais adequado às condições ambientais especificas;
- Avaliação do projeto da estrutura para otimizar a aplicação e desempenho do revestimento;
- Adequação do revestimento às técnicas de fabricação ou inverso;
- Elaboração de especificações claras e inequívocas;
- Controle de qualidade dos materiais especificados e fornecidos;
- Inspeção de todas as fases do processo de aplicação do revestimento;

As especificações técnicas devem ser elaboradas por especialistas, tendo bom conhecimento e compreensão das tecnologias envolvidas nos sistemas de proteção, também deve ser realizado um registro adequado e detalhado dos procedimentos de aplicação do revestimento, de modo a ser possível avaliar o desempenho e durabilidade dos esquemas de pintura ou revestimentos protetores ao longo de seu tempo. Este tipo de informação é valido para avaliar possíveis falhas prematuras do sistema de proteção ou qualquer outro problema relativamente à sua aplicação ou desempenho, além de ser uma ferramenta importante na seleção futura de revestimentos protetores adequados.

A definição para aplicação do esquemas de pintura como revestimento protetor, existem diversas normas que devem ser respeitadas e aplicadas por especialistas familiarizados com as tecnologias envolvidas em todo o processo deste a fabricação, preparação e aplicação do revestimento, onde podemos citar:

- Camada depositada no nível atômico – átomos, moléculas, ions, agrupamentos;
- Camada consiste de líquidos ou partículas solidas – materiais com espessuras maior igual a 10 micras;
- Materiais líquidos ou sólidos aplicados com camadas por imersão;
- Camadas de material disperso, são aplicados por meio de dispersão de partículas;

As inspeções e ensaios são essenciais para garantir que todos os requisitos das especificações do revestimento são atendidas; sendo que o controle de qualidade aplicado em todo o processo de aplicação do revestimento, é possível atingir um bom desempenho do sistema aplicado.

1.4 Esquemas de pintura e proteção

Os esquemas de pintura, é um documento que fornece diversas informações importantes que complementa os projetos executivos, ele estabelece os locais onde vão receber a pintura e o tipo de produtor e seu controle.

É um documento que define a proteção das estruturas contra ação da corrosão ou de um incêndio é normalmente assegurada pela aplicação de várias camadas de tinta, cada uma com um papel específico, formando um revestimento orgânico de proteção. As camadas de tinta deve ter diferentes cores para facilitar a sua identificação e são definidas pela ordem de aplicação ao substrato, nomeadamente: camada primaria (1° camada), a(s) camada(s) intermediaria(s) (qualquer camada de tinta entre o primário e a camada de acabamento) e a camada de acabamento (camada final).

A tinta é normalmente constituída por ligantes, pigmentos, cargas, aditivos, solventes e diluentes, estando os últimos dois sempre presentes nas tintas líquidas. Geralmente, o nome da tinta é dado pelo ligante, tinta epoxídica, tinta de poliuretano, tinta alquídica, tinta acrílica, tinta intumescente. A formulação da tinta deve ser equilibrada em termos dos seus constituintes, para que o revestimento por pintura cumpra todos os requisitos e propriedades especificas. As condições de aplicação e o uso de métodos de aplicação apropriados contribuem de forma relevante para o sucesso dos esquema de pintura selecionado, pelo que deverão ser objeto de controle.

Esquema de pintura com uma proteção eficaz contra a corrosão deve ser aplicável sob o conjunto especificado de condições; a secagem e cura e deve ser feita dentro do limite especificado, aderir eficazmente ao substrato metálico; fornece um revestimento com propriedade adequadas, cumprir os requisitos de decoração, e cumprir a durabilidade especificada. Na figura 02, temos um esquema de pintura final onde são definidos os requisitos de identificação de cor, complementa demais especificações dos materiais aplicados.



Figura 02 – Esquema de pintura onde são definidos os parâmetros finais de acabamento. Fonte: Wikipédia – Esquema de pintura - acesso março 2019.

A tinta primaria aplicada ao substrato deve possuir características de cobrimento da superfície do aço, proporcionando uma boa aderência ao substrato e uma proteção anticorrosiva, ao mesmo tempo que originam uma boa base de aderência as tintas subsequentes. As camadas de tinta intermediarias é utilizada para aumentar a espessura geral do esquemas de pintura. O acabamento deve apresentar boas características de resistência aos fatores ambientais, como os raios ultravioleta do sol, resistência à abrasão e proporcionar uma acabamento decorativo, quando especificado.

O esquemas de pintura elaborados pelos engenheiros e especialistas, utilizam como referência os catálogos dos fabricantes de tintas e a Norma ISO 12944; tendo como referência uma durabilidade média de 5 a 15 anos ou alta maior que 15 anos, conforme norma, estabelece uma estimativa de vida útil para o esquema especificado anticorrosivo. Porem este revestimento pode ser compatíveis e trabalha em conjunto com revestimento de combate a incêndio, dependendo do sistema escolhido podendo elevar a durabilidade de proteção da estrutura.

Entende-se que durante este período, deverão ser realizadas as manutenções preventivas de pintura. Logo nestes casos não há como estabelecer um padrão, de intervalos para realização de intervenções, podem depender de alguns fatores, como:

- localização do equipamento ou da estrutura (agressividade do ambiente);
- condições de trabalho do equipamento ou da estrutura;
- taxa ou porcentagem de corrosão, antes de se estabelecer as intervenções.

Modo geral os esquemas de pintura vão subsidiar também a equipe de manutenção, podendo assim prever as inspeções rotineiras e anuais, avaliando o estado do revestimento aplicado com execução de ensaios de desempenho, caso necessário intervir na correção dos pontos localizados de corrosão, quando ocorrer.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Escolha do tratamento da superfície

A corrosão e o desgaste são os principais mecanismos de solicitações deve ser conhecidos na aplicação adequada do revestimento protetor nas estruturas, estes requisitos devem ser considerados e aplicados nos esquemas de pintura.

Toda interação entre o esquema de pintura e a escolha do revestimento protetor deve ser conhecida seja de caráter, mecânico, térmico, químico, eletroquímico e meio ambiente. As características à serem desempenhadas e atendidas pela superfície devem de cumprir as seguintes funções:

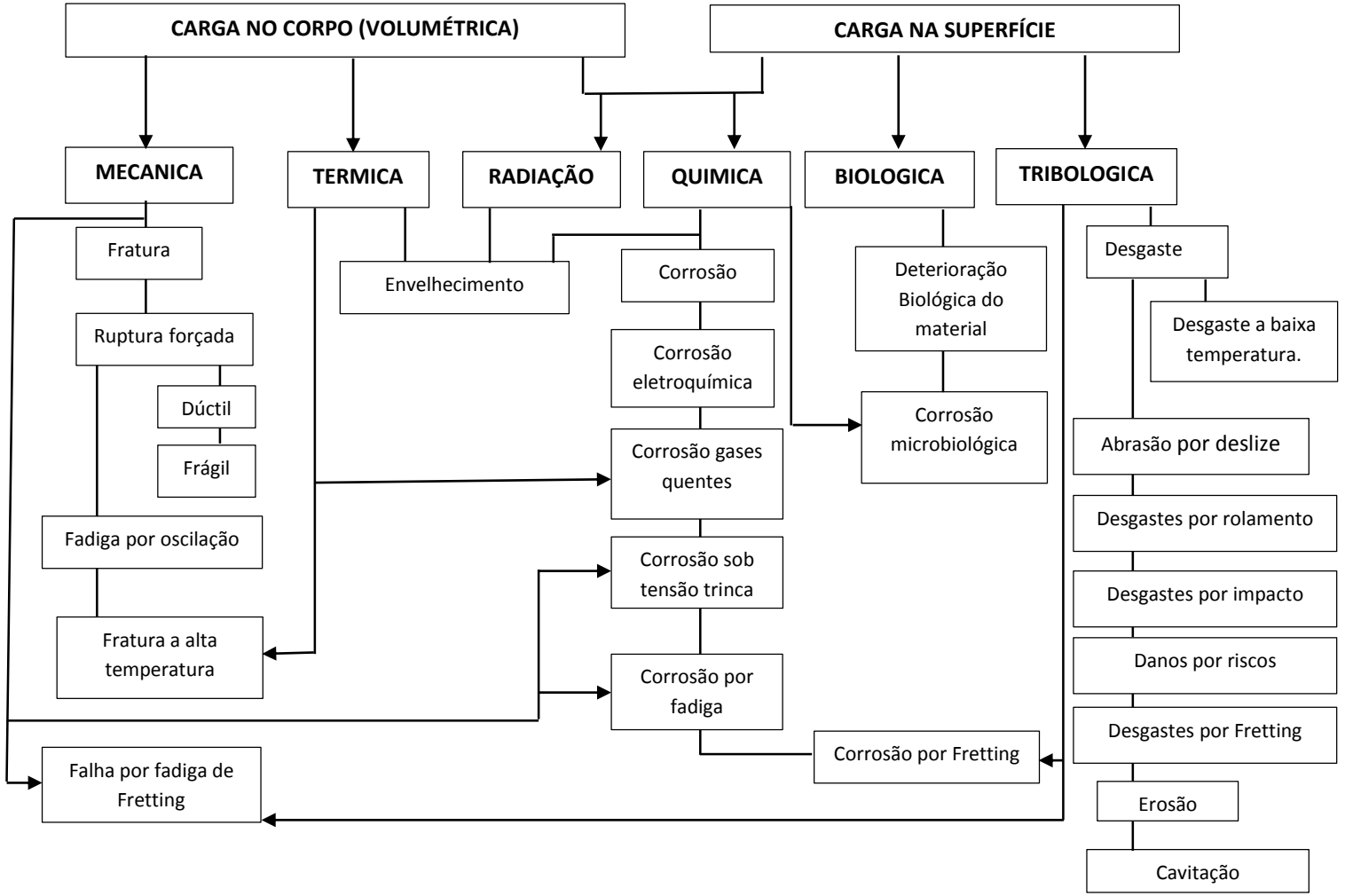
- Resistência a corrosão;
- Resistência ao desgaste;
- Necessidades tribológicas;
- Necessidades óticas;
- Necessidade de acabamento (aparência);
- Junções de interfaces;
- Comportamento magnético e isolante (blindagem);
- Condução de eletricidade.

A correta determinação dos requisitos da superfície a ser protegida, é fundamental para o atendimento das condições de trabalho em um projeto e o tipo de uso da estrutura.

Na fase de projeto o engenheiro especialista deve de levar em considerações os esforços a qual a peça vai ser submetido no seu tempo de vida útil de projeto e de vida. Logo os principais esforços aplicados nas peças de uma estrutura devem ser levada em conta na elaboração dos projetos e especificações técnicas.

Na figura 03, pode ser observado os diversos fatores que contribuem na escolha do tipo de revestimento vai ser aplicado em uma determinada peça ou estrutura.

Figura 03 – Principais esforços aplicados nas peças receberão revestimento protetor. – Fonte: W. Tillmann; E. Vogli



A seleção do revestimento protetor para proteção contra a corrosão e incêndio nas estruturas deve-se ponderar as vantagens e desvantagens de ambos os tipos de revestimento e materiais disponíveis no mercado, visando o seu custo e benefícios do sistemas protetores, trabalhando de forma individual ou em conjunto.

2.2. Seleção do revestimentos protetores anticorrosivo

Na fase de projeto deve de ser levado em conta os fatos importantes e ser verificados na seleção dos revestimentos de proteção, o tipo de estrutura e a sua importância, estabelecer o tempo de vida desejável; a caracterização ambiental; o macro e microclimas, a durabilidade exigida; o desempenho do revestimento e o seu custo. Particularmente, a temperatura e humidade ambiental são muito importantes devido à influência no desempenho e durabilidade do revestimento durante e após sua aplicação.

Devem ser aplicados revestimentos com elevada resistência em ambientes agressivos, enquanto revestimentos menos resistentes são satisfatórios para ambientes moderados, pois são normalmente mais baixo o custo. Exemplo de aplicação de sistema de proteção de custo mais elevado ilustrado nas figura 04 e 05, onde desempenho da tinta deve de atender diversos fatores climáticos, resistências mecânicas térmicas entre outros.



Figura 04



Figura 05

Figura 04 – Aplicação das camadas de tinta fundo, intermediaria e acabamento. Figura 05 – Revestimento protetor aplicado em estrutura onde temos diversos esforços aplicados nas peças do avião. Fonte: Site AkzoNobel – Fevereiro 2019.

Acessibilidade e requisitos gerais para manutenção do revestimento também são importantes e devem ser considerados. Se o acesso é difícil e dispendioso, o revestimento de proteção deve possuir uma maior durabilidade. Os intervalos de tempo entre ações de manutenção também podem influenciar na seleção de um revestimento sem requisitos de aplicação demasiados complexos. A exigência de um padrão elevado ou baixo depende da importância da estrutura e é muito relevante. A aparência também pode ser determinante em algumas situações porque pode ser especificado um tipo de acabamento, que poderá afetar a periodicidade da manutenção.

Fator de grande importância na seleção do revestimento protetor é o seu custo. Este custo compreende os custos iniciais e de manutenção, durante a vida prevista para a estrutura. Dificilmente e possível avaliar corretamente o custo da manutenção de uma estrutura porque ao longo de sua vida pode ocorrer mudanças que influenciam este valores, diretamente e indiretamente; como por exemplo, a utilização da estrutura, o ambiente de exposição ou as tecnologias de revestimentos disponíveis.

Os principais custos devem ser considerados na escolha do revestimento protetor, e a sua preparação de superfície, o material de revestimento, a aplicação do revestimento e outras despesas gerais. Estas despesas abrange a utilização de ferramentas e equipamentos específicos, supervisão, administração, fiscalização e demais valores referente energia, manutenções entre outros.

Custo da preparação da superfície depende essencialmente do estado da superfície e do grau de preparação, que está relacionado com o tempo dispendido. Os valores dos revestimento obtidos por aplicação de esquemas de pintura são determinados através da espessura da película de tinta seca e área de cobertura. Os custos dos revestimentos galvanizados por imersão a quente são normalmente especificados por peso/unidade de área e os custos dos revestimento protetores projetados termicamente são determinados pela espessura do revestimento.

O valor da aplicação à pistola sem ar, pistola com ar comprimido, rolo e trincha, as perdas de tinta na aplicação são aproximadamente 30% no caso da utilização da pistola com ar e de 5% para o rolo e trincha. O custo é influenciado também pelo tipo de tinta selecionado, sendo que as tintas alquídicas apresentam normalmente custos 15-20% inferiores aos das tintas de dois componentes. Finalmente, devem também ser considerados outros custos inerentes a utilização do revestimento por pintura como por exemplo uso de equipamentos de proteção. [8]

Seleção comparativo entre a seleção de esquemas de pintura e revestimentos metálicos pode ser verificado na tabela 02.

Tabela 02 – Comparação entres esquemas de pintura.

Esquema de pintura		Revestimento metálico	
Vantagens	Geralmente, a aplicação é fácil; A aplicação dos diferentes tipos de revestimento ao aço é mais simples. O equipamento necessário à pintura é adquirido facilmente. Não temos limites na dimensão ou tipo de estruturas. Ao contrário dos revestimentos metálicos; proporcionam boa resistência em condições ácidas e podem cumprir com diversos requisitos devidos à disponibilidade de uma ampla gama de produtos e cores.	**Desvantagens**	Quando é necessário pintura adicional, a aplicação no revestimento metálico pode ser complicada. Na galvanização por imersão a quente, existem limitações nas dimensões permitidas para fabricação e na disponibilidade de plantas de galvanização (tanques de imersão) Se não for aplicada proteção adicional, os revestimentos metálicos normalmente desenvolvem uma aparência fosca e pouco agradável com o tempo. Quando necessário soldar depois da aplicação de um revestimento metálico ou quando ocorre danos graves, e difícil atingir um padrão de proteção idêntico ao resto da estrutura, nessas zonas temos diferenças de tonalidade.
Desvantagens	A aplicação é suscetível a muitos erros quando a mão de obra tem pouca qualidade. Logo, devem ser adaptados os procedimentos e adequados junto com o controle de qualidade. A vida esperada é muitas vezes difícil de prever, mesmo quando estão disponíveis normas e especificações.	**Vantagens**	Sua aplicação é simples e facilmente controlada; A especificação é mais simples devido ás normas disponíveis e ao maior nível de certezas quanto ao desempenho. A durabilidade é mais fácil de prever e dificilmente ocorrem falhas prematuras; Maior resistência à abrasão é aproximadamente 10 vezes superior, ou mais, aos esquemas de pintura convencionais. Em caso de danos, a corrosão ataca preferencialmente revestimento metálico, em vez do aço estrutural. É possível um revestimento espesso nas bordas.

2.2. Seleção de revestimento para proteção passiva contra incêndio

A proteção passiva contra incêndio isola a estrutura de aço do incêndio, materiais disponíveis podem ser aplicados nas estrutura são divididos em três grupos: projetados, materiais rígido ou semirrígidos e tinta intumescentes. [9]

Estes materiais são muito aplicado nas estruturas metálicos, visa minimizar ou retardar o efeito deletérico sobre o aço, sob ação do fogo, salvaguardando, tanto quanto possível vida e patrimônio da edificação em uma situação de incêndio.

2.2.1 Sistema com tinta intumescente.

Revestimento composto de tinta intumescente ou ignifuga, aplicada sobre uma base de epóxi compatível com o sistema e um acabamento denominado *top coat*, que funciona como uma camas protetora do revestimento, fornecido na cor branca ou em outras cores sob consulta. As espessuras da tinta podem variar de 300 a 5700 micras, de acordo com as especificações de projeto e fator de forma do perfil a ser protegido.

Os três materiais trabalham em conjunto com uma proteção anticorrosiva, porem a tinta intumescente foi desenvolvida como um gatilho que dispara uma reação em cadeia cuja sua característica é a sua expansão volumétrica. Ao se inchar, forma-se uma camada que reduz durante certo tempo, a velocidade de transferência de calor entre o ambiente e a estrutura que ela recobre.

Este material tem a propriedade de permanecer inerte em baixas temperaturas e começa a gerar uma camada carbonizada de materiais de baixa condutividade térmica quando a temperatura ambiente atinge o patamar de 200 °C a 230 °C. Nessa temperatura o aço ainda está em toda a sua resistência original resguardada, pois suas propriedades mecânicas não são afetadas até temperaturas próximas de 400°C.

2.2.2 Sistema com manta de fibro cerâmica

Revestimento com manta fibro cerâmica, fixada com pinos de ancoragem. O agente isolante é resistente até temperaturas de 1760°C, material inorgânico, possui classificação zero de propagação de fumaça e chama. As espessuras podem varia de 12 a 100 mm, de acordo com projetos e fator de forma do perfil a ser protegido. Neste sistema valido dependendo da classificação do ambiente e uso da estrutura ter pintura anticorrosiva.

2.2.3 Sistema com argamassa projetada

Produto composto de gesso, fibras de celulose e cargas inertes, utilizando uma bomba específica pressurizada e equipamentos apropriados para mistura do catalisador no bico de injeção. Apresenta baixo peso específico (4:1), boa resistência a danos mecânicos e alta aderência sobre superfícies de aço o que impede qualquer desagregação futura do material; tem acabamento texturizado tipo chapisco grosso e dispensa o uso de pinos, telas ou pimer

para sua ancoragem, não apresenta desenvolvimento de fungos ou bactérias, não está sujeito a erosão por corrente de ar, não retém água em contato com superfície de aço e após a cura, aproximadamente 14% da água agregada em forma de cristais, sendo que o restante evapora durante a cura, previsto em aproximadamente 28 dias. Sua espessura varia de 10 a 75 mm, conforme especificações de projeto e fator de forma dos perfis.

Este sistema não funciona como proteção anticorrosiva e requer superfícies isentas de corrosão solta, para garantir boa ancoragem do sistema. Seu controle de aplicação deve ser rigoroso para atender as especificações do fabricante.

2.2.4 Sistema de painéis de lã de rocha basáltica

Este sistema pode ser fornecido com acabamento aluminizado ou vinil, empalados a pinos de aço com arruelas, porem no sistema caixa. Sua espessura pode variar de 25 a 100 mm, conforme especificações de projeto e fator de forma do perfil. Pouco aplicado devido custo do produto e mão de obra especializada.

2.2.5 Sistema de painéis rígidos

Constituído por chapas de fibro de silicato autoclavado, medindo aproximadamente 1,25 x 2,5 m, fixadas com parafusos especiais ou por grampeamento. Este sistema pode ser aplicado em estrutura metálicas aparentes e confinadas, tem superfície lisa aceitando acabamento com tintas anticorrosivas. Sua aplicação e do tipo caixa, contornando as extremidades dos perfis a serem protegidos. Sua espessura variam entre 8 a 100, conforme projetos e fator de forma dos perfis.

2.3. Controle de qualidade

Os sistemas de pintura por ser mais usada e aprovadas tecnicamente, necessitam de criteriosos estudos para escolha do esquema de pintura mais adequado para as instalações ou equipamentos a serem protegidos.

Especificar o tipo de revestimento protetor nas estrutura, demanda de consulta de normas e procedimentos executivos especifico, os ingredientes usados no revestimento são caracterizados como material polimérico, onde sua maioria é de origem orgânica, onde se enquadram dentro de várias classificações diferentes, quais sejam, tintas, vernizes, esmaltes, lacas e gomas. Estes produtos são aplicados para combate a corrosão e incêndio nas estruturas.

A proteção térmica dos elementos estruturais de aço (proteção passiva) é o meio mais comum de se proteger o aço contra o incêndio. Vários são os materiais utilizados com esta finalidade, tais como as argamassas projetadas, tintas intumescentes, mantas cerâmicas ou de lã de rocha basáltica, gesso acartonado e outros, nas figura 06 e 07 pode observar dois tipos de proteção aplicado em estruturas metálicas.





Figura 06 – Instituto cultural Itaú - Pintura Intumescente.
Figura 07 – Vigas metálicas com argamassa projetada.

Para se ter o bom desempenhos destes produtos aplicados nas estruturas, o controle de qualidade é um dos itens de grande importância visando a funcionalidade do revestimento aplicado. Usualmente para verificar o revestimento protetor aplicado em uma estrutura ou peça, é empregado a verificação da espessura da película de tinta seca e aderência, são classificados como ensaios não destrutivos e destrutivos. A opção pelo método de controle mais adequado depende da natureza do substrato, necessidade de utilização da peça após a medição, tipo de revestimento a ser medido, geometria da peça, dentre outros fatores importantes para se conseguir a qualidade desejada e o atendimento ao tempo de vida útil previsto em projeto. [9]

De acordo com os critérios de projeto e especificações técnicas, seja previstos não apenas os ensaios de espessura e aderência, é preciso também realizar por amostragem ensaios físicos e visuais durante as diversas de etapas de aplicação do produto protetor como:

a. Condições do substrato;
b. Espessura da camada aplicada;
c. Densidade do material aplicado;
d. Aderência do produto aplicado;
e. Condições de aplicação do revestimento;
f. Inspeção visuais;

Estas inspeções devem ser realizadas por inspetores ou engenheiros com treinamentos e com experiência no manuseio dos equipamentos, e na elaboração de relatórios técnicos específicos seguindo recomendações normativas e especificações do projeto.

Todos os materiais aplicados nas estruturas e equipamentos deve ter certificado de qualidade correspondente ao boletim técnico do fabricante. Certificados de qualidade deve ser emitidos pelas respectivos produtores do produto respeitando as suas respectivas normas de controle de qualidade.

A comprovação dos materiais aplicados podem ser ensaiados em laboratórios reconhecidos, de acordo com as normas técnicas nacionais ou, na ausência destas, de acordo com normas ou especificações estrangeiras internacionalmente reconhecidas.

Para os ensaios de acompanhamento durante a aplicação do revestimento protetor o prestador de serviço deve apresentar relatório referente dos trabalhos realizados tanto em fabrica como em campo. A NBR 14847 - Inspeção de serviços de pintura em superfícies metálicas[10]; estabelece parâmetros de controle devem ser respeitados e informados em uma inspeção, tais como:

a) identificação do equipamento, instalação ou estruturas;
b) referência à especificação e projetos utilizados para os serviços de pintura.
c) identificação dos instrumentos de controle de qualidade e de seus certificados de calibração e aferição;
d) indicação da data de início e término de cada etapa do serviço realizado;
e) identificação da empresa aplicadora;
f) identificação do grau de oxidação, do grau de tratamento, do perfil de rugosidade e do método de tratamento utilizado, como por exemplo: tratamento com jateamento abrasivo, mecânico, manual, químico ou hidrojateamento;
g) identificação do abrasivo, quando aplicável;
h) identificação das tintas, argamassa projetada; boletim técnico, nome comercial, fabricante, diluente, lote, data de fabricação e prazo de validade, método de aplicação, número de demãos, intervalo entre de mãos, espessura da película seca por demão, aderência e cor;
i) identificação do equipamento e aplicação das tintas;
j) identificação do resultado do ensaio de descontinuidade, quando especificado;
k) nome do inspetor e data.

Este controle pode ser aplicado tanto para os revestimento protetores anticorrosivos como na proteção contra incêndio, resumo dos principais ensaios são apresentado nas tabelas 03 e 04; visam complementar as especificações técnicas e são indicados para controle de qualidade nas obras.

Tab. 03 - Principais ensaios de acompanhamento do revestimento protetor aplicado nas estrutura metálica frente a corrosão.

Propriedades	**Pintura de fundo**	**Pintura acabamento**	**Especificação Recomendada**	**Método de Ensaio**	**Local ensaio.**
Limpeza de superfícies de aço	Conforme Projeto e classificação ISO 12944 e SIS 055900	Conforme Projeto e classificação ISO 12944 e SIS 055900	Após limpeza não ultrapassar 12 horas. SA 2 ½ ou SA 3	Ensaio Visual conforme SIS 055900	Fabrica ou obra
Determinação da espessura de película seca	Conforme Projeto e classificação ISO 12944	Conforme Projeto e classificação ISO 12944	B (Baixa) 2 a 5 anos M (Media) 5 a 15 anos A (Alta) acima de 15 anos	NBR 10443	Fabrica ou obra
Determinação de aderência	Corte X - película seca maior ou igual a 70 micra	Corte X- película seca maior ou igual a 70 micra	Película de tinta seca maior ou igual a 70 micra	NBR 11003	Fabrica ou obra
Determinação de descontinuidades em revestimentos anticorrosivos aplicados sobre substratos metálicos	Conforme indicações de projeto e nas regiões de Stripe Coats [11].	Conforme indicações de projeto e nas regiões de Stipe Coats [11].	Espessura de tinta seca de 300 micra a 500 micra	NBR 16172	Fabrica ou obra
Inspeção de serviços de pintura em superfícies metálicas	Acompanhamento visual	Acompanhamento visual	Indicações de projeto e especificações técnicas	NBR 14847	Fabrica ou obra.

Tab. 04 - Principais ensaios de acompanhamento recomendados para proteção estrutura metálica frente ao fogo.

Propriedades	**Argamassa projetada**	**Fibra Projetada**	**Especificação Recomendada**	**Método de Ensaio**	**Local ensaio.**
Densidade Seca Média	240 kg/m^3	280 kg/m^3	240 kg/m^3	ASTM E605	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório
Aderência ao substrato - Aço	16,2 kPa	15,9 kPa	9,6 kPa	ASTM E736	Ensaio no campo ou obra
Compressão, 10% Deformação Max.	68,9 kPa	85,7 kPa	57 kPa	ASTM E761	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório
Erosão ao ar 24 km/h	0 g/m^2	0 g/m^2	Max. 0,05 g/m^2	ASTM E859	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório
Corrosão	Não contribuir	Não contribuir	Não contribuir	ASTM E937	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório.
Impacto – Aderência	Não delaminar ou desprender	Não delaminar ou desprender	Não delaminar ou desprender	ASTM E760	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório.
Deflexão	Sem trincas ou delaminação	Sem Trincas ou delaminação	Sem trincas ou delaminação	ASTM E759	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório
Resistencia Fungos	Sem proliferação de fungos ou manchas	Sem proliferação de fungos ou manchas	28 dias em usos gerais 60 dias pleno.	ASTM G21	Preparação em campo ou obra. Ensaio laboratório

As execução dos ensaios indicados é um fator importante para fiscalização das obras de construção Civil, visando as manutenções e vida útil de projeto e de uso, sendo uma das áreas de atividade dos engenheiros civis e de outros técnicos cuja área de trabalho é a construção, tais como os fiscais de obras, os engenheiros de outras especialidades e os arquitetos entre outros [13].

A fiscalização da obras envolve diversas áreas temáticas, correntemente designadas por áreas funcionais, de que se destacam o controle de custos, o controlo de prazos e o controlo de qualidade, que representam as áreas mais importantes de trabalho das equipes de fiscalização e controle de qualidade.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A falta de preparo e conhecimento dos engenheiro e dos administradores, podem induzir na escolha errada ou impropria na utilização e na aplicação dos materiais poliméricos protetores, com a finalidade de prevenir processo de corrosão e combate a incêndio. Qualquer projeto deve de estar presente nas diversas etapas que garantam a qualidade exigida pelas normas e demais legislações vigentes. Porem este tipo de material muitas vezes se passa despercebido na elaboração do projeto e especificações, e quando o material vai ser empregado o executante não toma os devidos cuidados em preservar a sua qualidade. Sendo que estes materiais são comumente utilizado em todos os tipos de estruturas, como tubulações, divisórias, coberturas, residência, prédios, estações de metrô, trem, portos e aeroportos.

A escolha e a qualidade do revestimento protetor, são determinadas pela suas características físicas e químicas, como a sua resistência à corrosão, porosidade, dureza, resistência ao desgaste, aparência, rugosidade, aderência, propriedades magnéticas, condutividade elétrica, tensão interna, espessura de camada, dentre outras.

A importância de especificar corretamente um procedimento e metodologias de aplicação de revestimento protetor tanto corrosivo como combate a incêndio, é um fator de grande importância na fase de elaboração dos projetos. A espessura de um revestimento protetor e sua qualidade aumenta com o a melhora destas características, tanto que esta medida é usada como parâmetros de controle de qualidade e testes de aceitação dos materiais revestidos.

Pode-se dizer que espessura de camadas de revestimento é um parâmetro importante e determinante para fabricantes e usuários, porém o controle de qualidade durante e após aplicação dos revestimentos protetores e fator de grande importância, deve de ser os mesmos cuidados quando na elaboração das especificações técnicas e projetos.

4 CONCLUSÃO

Os sistemas de proteção sendo definidos na fases iniciais de projetos básicos, executivos e trabalhando com especificações técnicas claras e detalhadas e possível ter uma sinergia dos sistemas de proteção contra corrosão e combate incêndio atuando de forma simultânea, melhorando a eficiência de proteção nas estrutura e garantindo melhor desempenho de vida útil de projeto e reduzindo trabalhos de manutenções corretivas.

Porém; a falta de conhecimento técnico das propriedades dos materiais que podem ser aplicados na proteção das estruturas metálicas visando proteção anticorrosiva e combate ao incêndio induzem aos engenheiros e arquitetos que projetem e especifiquem de forma errada a proteção das estruturas, podendo levar a estrutura à perda de eficiência ou até mesmo ao seu colapso.

Aplicação da proteção anticorrosiva e incêndio, envolve procedimentos complexos e detalhados, que devem ser administrados cuidadosamente, para que sejam evitados futuros acidentes e perda desempenho nas estruturas em curto espaço de tempo.

As informações apresentadas tem como objetivo alertar e orientar todos os envolvidos no processo construtivo de uma edificação, verificando a qualidade e procedência dos materiais e serviços e não buscando apenas o menor preço de mercado.

Trabalhando com projetos e especificações claras e objetivas, o surgimento de falhas nas diversas etapas de aplicação dos revestimentos protetores, serão minimizados para que não ocorra futuros riscos, e com o passar do tempo os defeitos que pode se agravar; e comprometer a estrutura, podendo chegar até o seu colapso ou falha; logo todas etapas de trabalho sejam realizados com critérios e segurança.

Agradecimentos

Agradeço Celso Ricardo, Diretor da empresa Tecnolirb Tecnologia em pintura, que incentivou na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] ISO 9223:1992. Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification.
[2] NP EN 12944-2: 1999, Tintas e vernizes; Proteção anticorrosiva de estruturas de aço por esquemas de pintura – Parte 2. Classificação de ambientes.
[3] M.J Correia; H. Perneta; M.Salta - Sistema de Proteção contra corrosão das estruturas Metálicas – VIII Congresso de Construção Metálicas e Mista; 2011; 1 edição; pg. II-645 a II-655.
[4] Maria J. Correia; Hugo Perneta; Hugo Patrício – Guia técnico de recomendações para conservação de estruturas metálicas - VIII Congresso de Construção Metálicas e Mista; 2011; 1 edição; pg. II-621 a II-631.
[5] Polícia Militar do Estado de São Paulo – Corpo de Bombeiros – Instrução técnica 08/2018 Segurança estrutural contra Incêndio;
[6] Zenobi; Gabriel Esteban; Soares; Lucas Cesar Coelho - Seleção correta de tintas intumescentes para proteção contra fogo celulósico em projetos de construção civil em aço - Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2016.
[7] ABNT NBR 14432:2001 - Exigência de resistência ao fogo de elementos de construção de edificações – Procedimento; 14 páginas;
[8] Bayliss D.A. e D.H. Deacon; Steelwork Corrosion Control. 2nd ed; revised. London: Spoon Press, 2002;
[9] R.B.R.S. Oliveira; A.L. Moreno Junior – Tinta Intumescente como revestimento de proteção ao fogo. – Revista Ibracon de Estruturas e Materiais - Volume 10, Number 1 (February 2017) p. 220 – 243;
[10] Celia R. Tomachuk e Fernanda M Queiroz – Métodos não destrutivos utilizados para medir espessura de camada de revestimentos – Revista Tratamento de Superfície edição 34 – pag.168 – 173.

[11] ABNT NBR 14847:2002 - Inspeção de serviços de pintura em superfícies metálicas – Procedimento – 5 páginas.
[12] Alireza Bahadori - Essentials of Coating, Painting, and Lining for the Oil, Gas, and Petrochemical Industries; School of Environment, Science, and Engineering Southern Cross University, Lismore, NSW, Australia – 2015;
[13] Ana Patrícia M. Cardoso – Procedimento de Controlo da Qualidade de Trabalhos de Pintura na Construção de Edifícios – Dissertação Mestre em Engenharia – Faculdade de Engenharia Universidade do Porto FEUP – Fevereiro 2009.

Tema: Estruturas de Aço

INSPEÇÃO DE MANIFESTAÇÃO PATÓLOGICA DE CORROSÃO EM ESTRUTURA METÁLICA DE QUADRAS POLIESPORTIVAS DE ESCOLAS PÚBLICAS

Anna Carla de Jesus Santos[1]
Ana Angélica dos Santos Faro[2]

Resumo
A prática de esporte é uma ferramenta essencial para o desenvolvimento dos estudantes, pois potencializa suas competências técnicas, sociais e comunicativas. O ambiente da prática de esporte deve oferecer uma estrutura adequada para garantir segurança e proteção aos usuários. A deterioração dos ambientes públicos é um fator preocupante, a falta de conservação e controle das escolas, contribui para o surgimento de manifestações patológicas. O presente trabalho tem por objetivo analisar processos de corrosão em estrutura metálica de quadras poliesportivas em escolas públicas estaduais do município de Aracaju – Sergipe/Brasil. A metodologia foi embasada em estudo de caso, através de inspeções visuais e registros fotográficos da ocorrência da patologia supracitada, em 6 quadras poliesportivas. Com base na análise dos resultados foi constatado que as quadras poliesportivas apresentaram diversas formas e estágios de corrosão nas estruturas que resultou na interdição de uma das quadras devido à escassez da manutenção e ao estado de abandono desses locais o que indica a negligência por parte dos responsáveis.

Palavras-chave: Deterioração metálica; Espaço público; Manutenção.

INSPECTION OF PATHOLOGICAL MANIFESTATION OF CORROSION IN STRUCTURE METABLICADE POLYPORTABLE SCHOOLS OF PUBLIC SCHOOLS

Abstract
The practice of sports is an essential tool for the development of students, as it enhances their technical, social and communicative skills. The environment of sport practice should provide a suitable structure to guarantee safety and protection to users. The deterioration of public environments is a worrying factor, the lack of conservation and control of schools, contributes to the appearance of pathological manifestations. The present work aims to analyze corrosion processes in metallic structure of sports gymnasium in state public schools of the city of Aracaju - Sergipe / Brazil. The methodology was based on a case study, through visual inspections and photographic records of the occurrence of the aforementioned pathology, in 6 sports gyms. Based on the analysis of the results, it was observed that the sports gymnastics presented several forms and stages of corrosion in the structures that resulted in the interdiction of one of the blocks due to the lack of maintenance and the state of abandonment of these places which indicates the negligence on the part of the responsible.

Keywords: Metal deterioration; Public place; Maintenance.

[1] Graduada em Engenharia civil, Engenheira civil autônoma, Faculdade Pio décimo, Aracaju, Sergipe e Brasil.

[2] Doutora em Ciência dos Materiais, Professora universitária, Faculdade Pio Décimo, Aracaju, Sergipe e Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os espaços públicos são importantes para os cidadãos, proporciona um local de encontro, um ambiente de acesso livre que contribui para o bem-estar e existência de novas experiências (DIXON, 2014) [1]. A quadra poliesportiva é um espaço importante da escola pública, pois é um ambiente que motiva os alunos à prática de esportes proporcionando a formação de habilidades físicas e uma vivência de respeito com o outro.

A construção em aço proporciona melhor aproveitamento dos espaços, apresenta obras enxutas, agilidade na execução com possibilidade de alcançar vãos nunca imaginado, além de revolucionar a modernização arquitetônica nas edificações, porém se faz necessário o cuidado na concepção estrutural para que no futuro não apresente manifestações patológicas. A manifestação patológica que está presente na estrutura metálica é a corrosão, que na maioria das vezes aparece no processo espontâneo, quando exposto em ambiente inapropriado pode ocasionar alterações em matérias metálicas (LAUDONIO, 2013) [2].

As construções em estrutura metálica devem apresentar um controle importante na realização da sua execução, planejamento e na sua manutenção no decorrer de sua vida útil.
Dessa maneira este trabalho tem o objetivo de analisar as manifestações patológicas de corrosão em estruturas metálicas de quadras poliesportivas de escolas públicas estaduais, localizadas na cidade de Aracaju/SE. A finalidade dessa inspeção nas quadras poliesportivas foi dar o suporte necessário para identificação e caracterização das patologias encontradas, a fim de propor uma solução, bem como verificar se existe um plano de manutenção por parte dos responsáveis por estes espaços.

1.1 A importância de quadras poliesportiva nas escolas públicas

Os estudantes têm muitos benefícios com a prática de esportes, além da educação, é possível desenvolver no futuro um cidadão com competências sociais, técnicas e comunicativas (GMEINER, 2017) [3].

De acordo com o Ministério da Educação (MEC) (2015) [4], no período de 2011 a 2014 foi deliberado 10.188 (dez mil, cento e oitenta e oito) quadras e coberturas poliesportivas para escolas públicas no Brasil. Com isso, o Governo Federal possui uma proposta de incentivo aos alunos da rede pública à prática de esportes, oferecendo aparelhos com condições íntegras, com segurança e qualidade. Para isso, o programa social PAC (Programa de Aceleração do Crescimento), tem contribuído para a implantação dessas quadras, com o intuito de ter todas as etapas da educação básica atendidas.

Os investimentos vêm do Plano de Ações Articuladas (PAA) que são destinados à melhoria da qualidade da educação e do esporte. Em um período de quatro anos é elaborado esse PAR, que está ligado ao Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE), realizando um investimento de R$ 241,1 milhões (duzentos e quarenta e um milhões e cem mil reais) neste plano, com o intuito de construir creches e quadras poliesportivas, além de reformas de escolas, com o objetivo de estabelecer diagnósticos na realidade educacional (FNDE, 2016) [5].

A implantação das quadras nas escolas públicas foi iniciada no ano de 2011, após a segunda fase do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC 2), onde foi realizado os investimentos pelo FNDE, que possui o requisito mínimo de 100 matrículas para realizar a construção da quadra poliesportiva (MEC, 2012) [6].

A quadra poliesportiva foi padronizada com a intenção de ser um projeto básico que atenda a todas as regiões do Brasil. A implantação da quadra poliesportiva para esse projeto deve ser em uma área de terreno com o mínimo de 792,00 metros quadrados, e as dimensões da quadra deve ter largura de 18,92 metros por 32,88 metros de comprimento, totalizando uma área construída de 622,15 metros quadrados. A quadra poliesportiva que foi desenvolvida no projeto

básico é constituída de concreto armado na fundação e introduzido o aço nos elementos da estrutura dos pilares, viga arco e na cobertura da quadra (FNDE, 2015) [7].

1.2 Construção em aço no brasil

Segundo Sacchi (2016) [8], a criação de siderúrgicas no Brasil, por volta de 1812, surgiu para poder suprir a necessidade da demanda de perfis que cresceu em grande escala. A primeira obra no Brasil foi no ano de 1850, para a construção do Teatro Santa Izabel em Recife, que teve sua estrutura através de aço importado. Entre a década de 50 e 60, após a segunda Guerra Mundial, surgiram outras construções em aço, como o Viaduto Rodoviário na BR-116, em Volta Redonda, e Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro. Uma das grandes implantações foi da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), que em 1946 construiu a primeira obra em ferro pudlado (aço com pequena dosagem de carbono), que foi a Ponte de Paraíba do Sul, localizada no Rio de Janeiro, distribuída em cinco vãos de trinta metros.

A construção metálica foi modelada a princípio de tipologia para edifícios residenciais e comerciais, onde a padronização desse tipo de obra criou um sistema construtivo que proporcionou um crescimento sustentável significativo na concepção, execução, utilização, etc. (SOUZA, 2016) [9].

Uma pesquisa realizada entre 2015 a 2016, pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), coordenada pelo Instituto Aço Brasil (IABr), com a cooperação da Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM), apontou a presença de um potencial no mercado, mas por causa da realidade econômica do país, foi um obstáculo para o crescimento das obras e para os fornecedores de estrutura metálica (IABr, 2017) [10].

No projeto padrão para as quadras poliesportivas foi proposto um sistema construtivo de acordo com as normas técnicas, proporcionando uma praticidade construtiva para os padrões educacionais, sendo estabelecido pelo FNDE que a construção das quadras poliesportivas seria em estrutura de concreto armado e em estrutura metálica adotando os aços estruturais (FNDE, 2015) [7].

1.3 Aços estruturais

Segundo Sacchi (2016) [8], o aço é uma liga de ferro e carbono, que no aço-carbono possui limitação na quantidade dos materiais químicos de carbono, enxofre, fósforo e silício. Outros elementos químicos existem apenas em quantidades residuais e a quantidade de carbono presente no aço define sua classificação. Na construção civil, os aços estruturais são muito solicitados por suportar carregamentos, conter de média a alta resistência mecânica, ductilidade, e outras qualidades. Os aços estruturas têm característica de ótima soldabilidade, tenacidade, trabalhabilidade, tensão de escoamento, etc.

Conforme o CBCA (2014) [11], os aços estruturais são classificados de acordo com sua liga:

- Os aços de baixo carbono contêm um máximo de 0,3% deste elemento que mostra grande ductilidade, apresenta ótima trabalhabilidade mecânica e soldagem, porém não estando temperáveis. São aplicados em obra de edifícios, navios, pontes, navios, automóveis, etc.
- Os aços de médio carbono incluem de 0,3% a 0,6% de carbono, geralmente são temperados e revenidos, garantindo uma ótima tenacidade e resistência. São aplicados em engrenagens, outras peças mecânicas, etc.
- Os aços de alto carbono contêm mais de 0,6% de carbono, mostrando uma dureza elevada e uma resistência a seguir da têmpera. São aplicados em molhas, engrenagens, componentes agrícolas, ferramentas, etc.

Existem os aços patináveis que são resistentes à corrosão elevada, mostram baixa e alta resistências mecânicas, com desempenho melhorado através da introdução de elementos de liga

como cromo, níquel, silício, cobre, entre outros tipos de aço, especificados por normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pelas normas norte-americanas, que no Brasil adotou American Society for Testing and Materials (ASTM) (PANNONI, 2012) [12].

Segundo o FNDE (2015) [7], as estruturas metálicas no projeto padrão, são constituídas por treliças, terças metálicas, telhas metálicas. A estrutura metálica é especificada para o tipo de aço ASTM A-36 ou ASTM A572 gr50, para os parafusos e ligações é utilizado o aço ASTM A325 que é galvanizado a fogo. A construção civil requer cuidados na utilização do aço estrutural, seja na seleção dos materiais ou na sua proteção, pois com a negligência dessa precaução pode, futuramente, aparecer graves manifestações patológicas de corrosão (BÓ; SARTORTI, 2012) [13].

1.4 Patologia em estruturas metálicas

A Patologia é a definição do estudo das origens, causas, mecanismos de fato, surgimento e resultados dos defeitos que afeta a vida útil de uma construção (VIEIRA, 2016) [14].
As deteriorações em estruturas metálicas usualmente ocorrem por falhas de projetos, defeitos de fabricação, montagens das estruturas promovido por desatenção ou ausência de um controle de qualidade, ou escassez de manutenção (SACCHI; SOUZA, 2016) [15].

Segundo Pravia e Benotilli (2016) [16], as patologias mais frequentes em estrutura metálica, são apresentadas nesse quadro 1:

Quadro 1: As manifestações patológicas mais comuns e as principais causas em estrutura metálica

Manifestações patológicas	Principais causas
Corrosão localizada	Causada por deficiência de drenagem das águas pluviais e deficiências de detalhes construtivos, permitindo o acúmulo de umidade e de agentes agressivos.
Corrosão generalizada	Causada pela ausência de proteção contra o processo de corrosão.
Deformações excessivas	Causadas por sobrecargas ou efeitos térmicos não previstos no projeto original, ou ainda, deficiências na disposição de travejamentos.
Flambagem local ou global	Causadas pelo uso de modelos estruturais incorretos para verificação da estabilidade, ou deficiências no enrijecimento local de chapas, ou efeitos de imperfeições geométricas não consideradas no projeto e cálculo.
Fratura e propagação de fraturas	São falhas iniciadas por concentração de tensões, devido a detalhes de projeto inadequados, defeitos de solda, ou variações de tensão não previstas no projeto.

Fonte: PRAVIA; BENOTILLI, 2016 [16].

Na maioria das patologias encontradas na estrutura metálica, a que é mais evidente é a corrosão, e normalmente ocorre em ligação de solda ou em particularidades construtivas (NETO; VIDRIH, 2011) [17].

1.5 Corrosão em estruturas metálicas

A corrosão é uma deterioração de um material, através da ação química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos, e geralmente são em metais (GENTIL, 2011) [18].

Segundo Dutra e Nunes (2011) [19], o metal mantém um estado de equilíbrio estável, porém em um ambiente propício pode manifestar reações corrosivas, para devolver a sua forma inicial, liberando energia. A Figura 2 mostra a representação do ciclo dos metais.

A corrosão tem o modo destrutivo em materiais metálicos, onde ocorrem alterações em suas características. Como exemplo, temos as ligas que sofrem extinção de suas particularidades como resistência mecânica, ductilidade, elasticidades, etc (CENTRO, 2010) [20].

Segundo Finamore (2011) [21], a deterioração por corrosão está relacionada à ação do meio onde o material se encontra e pode se classificar em:

- **Corrosão Eletroquímica:** surge na presença de água através da formação de pilhas de corrosão em declínio da temperatura do ponto de orvalho, e geralmente ocorre na natureza.
- **Corrosão Química:** Atua na ausência de água em temperatura sobre o ponto de orvalho da água devido ao contato direto do meio corrosivo e o perfil metálico.

Segundo Pedrolo (2014) [22], os metais quando está expostos ao ambiente atmosférico tende a deteriorar, por estar em contato com o elemento químico Ferro (Fe) na presença de átomos de oxigênio (O) na atmosférica e com a presença de água. Esse fenômeno é conhecido como ferrugem, que ocorre devido a reação de oxidação, ocorre quando entre átomos envolvidos há transferência de elétrons. Neste caso, a substância que recebe elétrons se reduz (agente oxidante) (Equação 1), e quem perde elétrons se oxida (agente redutor) (Equação 2), ou seja são dependentes, como podemos observar a seguir na equação geral de oxidação do Ferro (Equação 3):

$$Fe(S) \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-}\ (oxidação\ do\ Ferro)\ (1)$$
$$O2 + 2H_2O + 4e^{-} \rightarrow 4OH\ (redução\ do\ oxigênio)\ (2)$$
$$2Fe + O2 + 2H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_2\ (equação\ geral)\ (3)$$

A corrosão atmosférica é um processo corrosivo que apresenta na superfície de estruturas metálicas externas. A intensidade dessa corrosão está relacionada à taxa de gases poluentes, umidade do ar e teor de sais em interrupção (DUTRA; NUNES, 2011) [19].

No primeiro ano de exposição atmosférica, os metais e ligas metálicas têm uma corrosividade que se divide em atribuição à taxa de corrosão, conforme classificação apresentada na Figura 1 (SAMPAIO; CORADO; ACCIARI, 2014) [23].

.

Figura 1: Categorias de corrosividade atmosférica e exemplos de ambientes

Categoria de corrosividade	Perda de massa por unidade de superfície/perda de espessura (após um ano de exposição)				Exemplos de ambientes típicos	
	Aço baixo-carbono		Zinco		Exterior	Interior
	Perda de massa g/m²	Perda de espessura µm	Perda de massa g/m²	Perda de espessura µm		
C1 Muito baixa	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	-	Edificações condicionadas para o conforto humano (residências, escritórios, lojas, escolas, hotéis)
C2 Baixa	> 10 a 200	> 1,3 a 25	> 0,7 a 5	> 0,1 a 0,7	Atmosferas com baixo nível de poluição. A maior parte das áreas rurais	Edificações onde a condensação é possível, como armazéns e ginásios cobertos
C3 Média	> 200 a 400	> 25 a 50	> 5 a 15	> 0,7 a 2,1	Atmosferas urbanas e industriais com poluição moderada por dióxido de enxofre. Áreas costeiras de baixa salinidade	Ambientes industriais com alta umidade e alguma poluição atmosférica, como lavanderias, cervejarias e laticínios
C4 Alta	> 400 a 650	> 50 a 80	>15 a 30	> 2,1 a 4,2	Áreas industriais e costeiras com salinidade moderada	Ambientes como indústrias químicas e coberturas de piscinas
C5-I Muito alta (industrial)	> 650 a 1500	> 80 a 200	>30 a 60	> 4,2 a 8,4	Áreas industriais com alta umidade e atmosfera agressiva	Edificações ou áreas com condensação quase que permanente e com alta poluição
C5-M Muito alta (marinha)	> 650 a 1500	> 80 a 200	>30 a 60	> 4,2 a 8,4	Áreas costeiras e *offshore* com alta salinidade	Edificações ou áreas com condensação quase que permanente e com alta poluição

Fonte: (NBR 8800, 2008, pg.164) [24].

Conforme Silva, Duarte e Carvalho (2016) [25], as formas de corrosão podem ser apresentadas usando diferentes critérios, como a morfologia da superfície, as causas do processo corrosivo, os meios e mecanismos que são manifestados, podendo classificar em diferentes tipos de corrosão

Tipos de Corrosão

- **Corrosão alveolar**: a corrosão produz sucos ou escavação parecidos com alvéolos, no plano metálico, onde apresenta fundo menor que seu diâmetro e é arredondado (GENTIL, 2011) [18].
- **Corrosão galvânica**: esse tipo de corrosão ocorre pela formação de uma pilha eletrolítica através de vários metais desiguais quando utilizados. Os elementos metálicos podem reagir como eletrodos, além de possibilitar os impactos de oxidação e redução, como por exemplo, parafusos, porcas, arruelas, etc (CENTRO, 2010) [20].
- **Corrosão por placas**: ocorre em uma determinada região onde apresenta uma escavação na superfície da peça metálica (GENTIL, 2011) [18].
- **Corrosão por lixiviação**: é pelo meio de um ataque na extensão da peça metálica, onde a corrosão produz lâminas no material oxidado e se difunde por baixo das camadas profundas (CENTRO, 2010) [20].
- **Corrosão por tensão**: é um processo de destruição da peça metálica através de tensões estáticas de tração, onde aumenta essa corrosão da região externa até o interior do material, podendo essas tensões gerar fraturas, trincas. (DUTRA; NUNES, 2011) [19].

- **Corrosão por erosão**: a corrosão acontece geralmente próximo a áreas que tem esgotos, onde ocorrem despejos de produtos químicos, presença de água marítima, onde tem maior rapidez em oxidação de peças metálicas (CENTRO, 2010) [20].
- **Corrosão por pites:** ocorre quando apresenta pontos ou áreas pequenas locadas na região metálica, formando cavidades em formato circular e altura menor que o seu diâmetro (GENTIL, 2011) [18].
- **Corrosão por frestas**: acontece através da tensão visível da água que penetra em áreas de pequeno espaço, geralmente entre 0,025 a 0,1mm, podendo formar pilhas de aeração, e ocorre aglutinação de oxigênio nas bordas podendo transformar essa área em anódica (CENTRO, 2010) [20].
- **Corrosão uniforme**: é a que apresenta a perda da massa uniforme por toda extensão metálica, podendo ser por processo eletroquímico ou totalmente químico, úmida ou seca (PANNONI, 2015) [26].
- **Corrosão por ranhuras**: são visíveis na superfície metálica, onde a oxidação aflora em cantos vivos, em lugares que tem depósito de solução aquosa (CENTRO, 2010) [20].

De acordo com a NBR 8800/2008 [24], escolher a melhor opção de um sistema de proteção anticorrosivo adequado não é simples porque existem diversas opções. Tem que ser notável na região em que a estrutura metálica está localizada, para que no futuro seja evitado muitas manutenções e até um custo não programado.
As obras em estruturas metálicas serão apresentadas pela NBR 14037 e pela NBR 5674, por um plano de manutenção compacto para que a estrutura realize as quatro fases que são: a inspeção, a análise decisiva, a execução e a conferência (ROSA; PRAVIA, 2011) [27].

1.6 Inspeção e manutenção em estruturas metálicas

A inspeção predial é uma forma de examinar e avaliar as condições da estrutura da edificação para detectar suas falhas e defeitos, com intuito de encaminhar informações existentes para realizar os trabalhos de manutenção (CARVALHO; ALMEIDA, 2017) [28].

Segundo a Norma Nacional de Inspeção Predial do IBAPE (2012) [29], é recomendável que a inspeção predial seja bem diversificada para concepção de um laudo eficaz, com boas técnicas, operações e manutenções, podendo ser classificadas em nível 1, nível 2 e nível 3:

- **Nível 1:** essa inspeção tem pouca diversificação na sua técnica, no desempenho e no método construtivos, e através dessas informações pode ser elaborada um manual de manutenção simples por um profissional competente.
- **Nível 2:** essa inspeção tem média diversificação na sua técnica, no desempenho e nos métodos construtivos e convencionais, aplicado em edificações de muitos pavimentos, onde existe, ou não, um manual de manutenção, sendo elaborado por um profissional habilitado.
- **Nível 3:** essa inspeção tem alta diversificação na sua técnica, no desempenho e no método construtivo inovador e sofisticado. Aplicado em obras de muitos pavimentos ou que exista a introdução de um sistema de automação, sendo realizada por um profissional habilitado.

Segundo Rosa e Pravia (2011) [27], a manutenção é uma forma de supervisionar e verificar as condições de utilização das estruturas, com objetivo de analisar para conhecer a sua veracidade conforme o que foi planejado.
Nos projetos de manutenção precisam constar inspeções rotineiras anuais, com análise clara para poder executar os serviços de manutenção adequados, conforme a norma técnica no período entre 3 a 5 anos (COSTA, 2012) [30].

Manutenção é uma assistência e controle da preservação da utilização dos serviços, com intuito de garantir o que foi proposto no projeto, para que seja executado com eficiência nas condições planejada. (ROSA E PRAVIA, 2011) [27]. Segundo Engeman (2018) [31], a manutenção é classificada em três tipos: manutenção preditiva, manutenção preventiva e manutenção corretiva.

- **Manutenção preditiva:** é aplicado em situações operacionais existentes dos equipamentos e programas para reduzir a manutenção depois da operação inteira do programa, com o foco de prevenir falhas e grau de desgastes futuros.
- **Manutenção preventiva:** é a manutenção prevista no projeto inicial do plano de manutenção de uso, pode ser aplicada antes que os equipamentos manifestem defeitos em sua utilização.
- **Manutenção corretiva:** significa a substituição do perfil metálico ou elementos deteriorados ou com falhas, que no futuro pode surgir uma interrupção do programa de manutenção.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho foi embasado em estudos de caso, e a pesquisa caracterizada como qualitativa e exploratória, considerando-se as manifestações patológicas provenientes do processo de corrosão em estruturas metálicas, detectados em quadras poliesportivas de seis escolas públicas estaduais, localizadas no município de Aracaju.

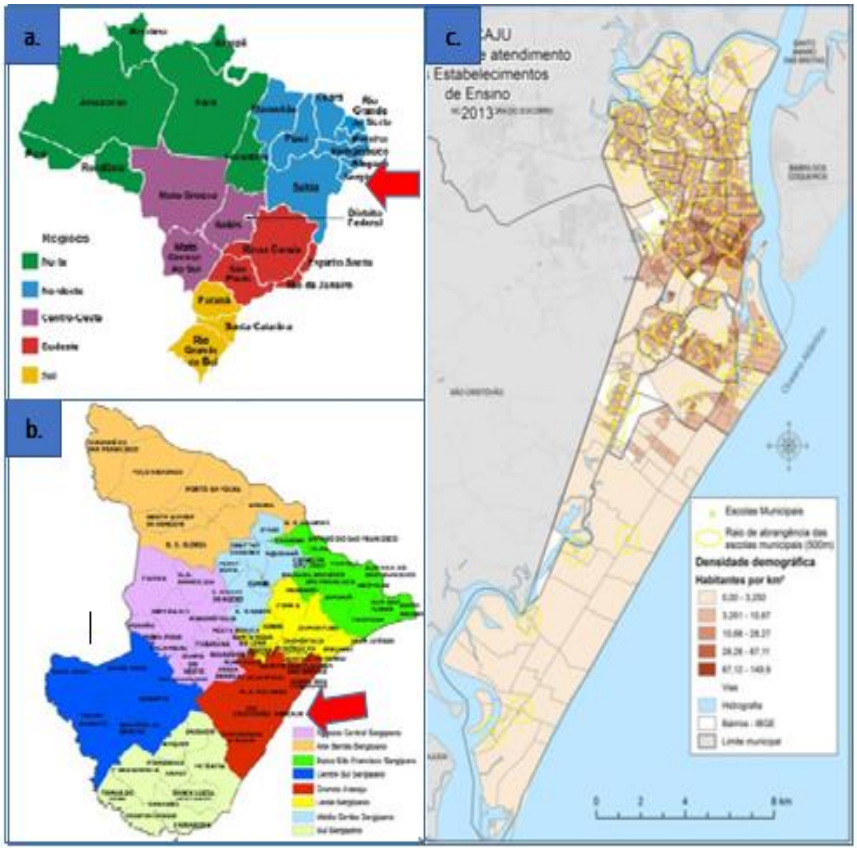
Conforme Gerhardt e Silveira (2009) [32], a metodologia qualitativa tem o objetivo de aprofundar no estudo e não está preocupado em quantificar, e apresenta uma metodologia própria. Já a metodologia exploratória tem a finalidade de buscar semelhanças ao problema abordado, para melhor compreensão e análise, onde pode ser feita por pesquisa bibliográfica e estudo de caso.

2.1 Área de estudo

O município de Aracaju ilustrado na Figura 2, foi fundado no dia 17 de março de 1885, com o propósito de ser a sede administrativa de Sergipe, pois havia a necessidade de ordem econômica para substituir São Cristóvão que era a antiga sede que ficava longe do mar. Essa mudança atendeu à pressão de senhores de engenho, que cobravam a construção de um porto para o escoamento da safra de açúcar (IBGE, 2018) [33].

Aracaju está situada no estado de Sergipe, na região nordeste do país, na Latitude: 10º 54' 40" S e Longitude: 37º 04' 18" W (GEOGRAFOS, 2018) [34]. A cidade de Aracaju é uma das primeiras capitais planejadas no Brasil, onde suas ruas foram distribuídas em condição geométrica, sendo comparada a um tabuleiro de xadrez, com o intuito de terminar no Rio Sergipe (NOGUEIRA, 2004) [35].

Figura 2: Área de estudo (a. Mapa do Brasil, b. Mapa de Sergipe, c. Mapa do município de Aracaju)



Fonte: (a) NOTICIA, 2018 [36]; (b) IMAGENS, 2007 [37]; (c) PLANO, 2018 [38]

O estudo de caso foi realizado em seis escolas públicas estaduais, localizadas em bairros distintos do município de Aracaju tendo em vista que a prioridade para seleção da escola para estudo era de possuir quadra poliesportiva construída em estrutura metálica. No quadro 2 aparecem sumarizadas a nomenclatura associada a cada escola visitada e o bairro em que estão inseridas. Os locais escolhidos para serem estudados foram divididos em 6 casos, com o intuito de facilitar a identificação durante as análises. A Figura 3 apresenta o mapeamento das quadras poliesportivas escolhidas para estudo de caso.

Quadro 2: As quadras poliesportivas escolhidas para o estudo de Caso

ESCOLAS	BAIRROS
A	Getúlio Vargas
B	Grageru
C	Luzia
D	Luzia
E	São Conrado
F	Farolândia

Fonte: ELABORADO PELA AUTORA, 2018

Figura 3: Mapeamento das escolas selecionadas



Fonte: GOOGLE MAPS, 2018 [39].

2.2 Coleta de dados

Os estudos foram baseados em livros e artigos científicos dispostos em plataformas de busca acadêmica como o Google Acadêmico, Scielo, entre outras, a respeitos de manifestações patológicas, corrosão em estruturas metálicas e metodologia.

Para a coleta de dados foi produzido um roteiro de inspeção para auxiliar na observação das patologias associadas à corrosão das estruturas metálicas das quadras poliesportivas conforme o Apêndice A. O estudo de caso foi fundamentado em análises visuais e fotográficas.

As vistorias foram realizadas nas quadras poliesportivas, no dia 13 de abril de 2018, das 8:30h às 17h. Foi realizada uma inspeção visual e fotográfica das manifestações patológicas encontradas em cada das quadras, e antes do início de cada inspeção, foi entregue ao coordenador da escola ou ao responsável um questionário, sobre a manutenção das quadras poliesportivas, contendo oito questões objetivas e subjetivas, que auxiliou na análise da evolução das patologias encontradas, bem como a frequência de reparo e manutenção da estrutura metálica.

Os registros fotográficos foram realizados de maneira cuidadosa e buscando melhor nitidez, foi utilizada uma câmera semiprofissional da marca Nikon, modelo Coolpix l820, foram registradas imagens de processos corrosivos que apresentassem maior gravidade e variação de manifestação patológica.

O acesso a todas as quadras visitadas foi autorizado pelo setor de engenharia da Secretaria de Estado de Educação (SEED). Para este órgão também foi elaborado um questionário, contendo

cinco questões subjetivas sobre a existência de plano de manutenção e sua frequência. Ambos os questionários foram assinados pelos responsáveis deste órgão.

2.3 Análise dos dados

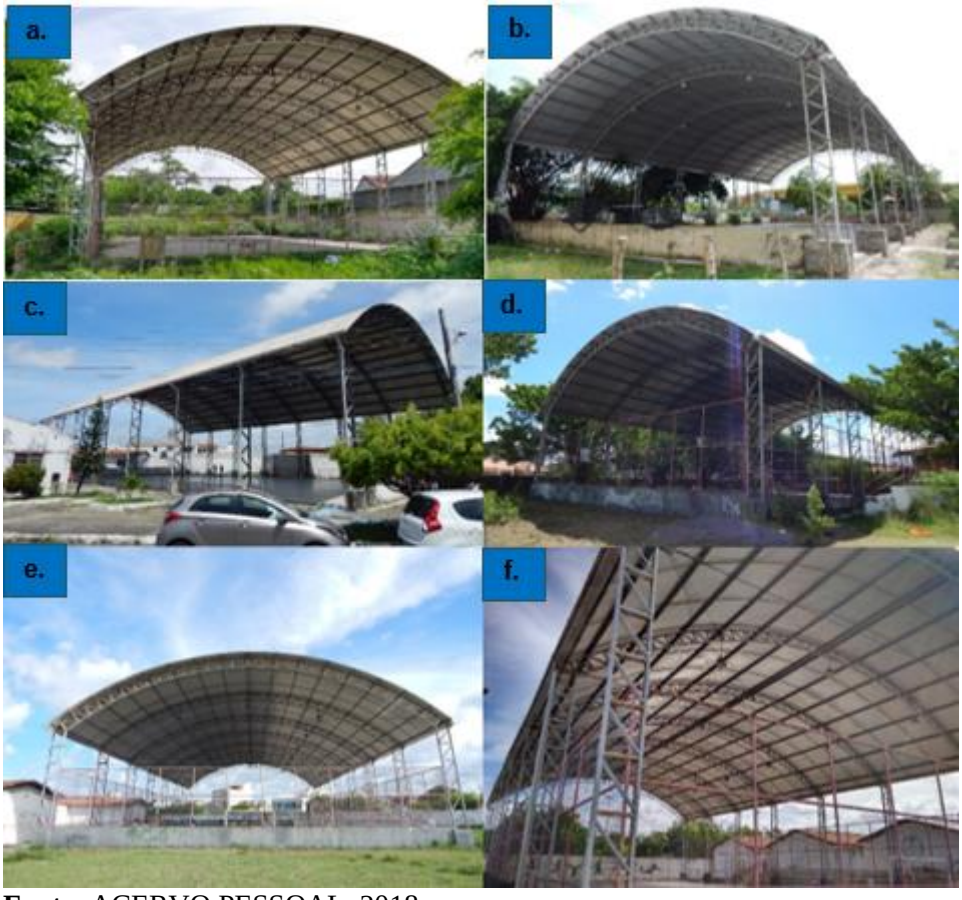
A apresentação dos dados coletados será demonstrada através de quadros, gráficos, com a utilização do software Microsoft Word e Excel. Utilizando percentual e comparando com o referencial teórico, que foi levantado inicialmente através da pesquisa bibliográfica.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A prática de esportes é uma forma de proporcionar aos estudantes um bem-estar através de diferentes formas de atividades físicas, e contribuem para o rendimento nos estudos e desenvolvimento no raciocino lógico e mental (LOPES, 2015) [40].

Os ambientes selecionados para o estudo de caso foram divididos em 6 quadras poliesportivas (Figura 4), em estrutura metálica, localizado no município de Aracaju, com intuito de identificar as corrosões durante as análises mostradas a seguir.

Figura 4: (a. Quadra poliesportiva A, b. Quadra poliesportiva B, c. Quadra poliesportiva C, d. Quadra poliesportiva D, e. Quadra poliesportiva E, f. Quadra poliesportiva F)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

3.1 Caso 1 – Quadra poliesportiva A

A escola A foi fundada em 1972, é constituída do ensino fundamental regular, ensino médio regular e ensino médio inovador regular, com 505 matriculados em todos os turnos, localizada no bairro Getúlio Vargas, na zona centro de Aracaju. A quadra poliesportiva A (Figura 4-a), está sem utilização do espaço desde 2011, por causa da corrosão avançada na sua estrutura metálica, por isso as atividades esportivas estão acontecendo em ambiente improvisado. A coordenação preocupada com a integridade dos alunos, impediu o acesso dos alunos à quadra, mas não foi visto no local, faixas de isolamento ou placas de risco. Porém, foi informado que em algumas semanas um vistoriador do Corpo de Bombeiros iria fazer uma visita ao local.

O responsável pela manutenção da escola informou que durante sua gestão, a quadra não recebeu manutenção e não existe um manual explicativo de manutenção na escola.

Na quadra poliesportiva A foi identificada a corrosão uniforme na superfície dos pilares metálicos e da viga arco metálica. Segundo Santos, Fioriti e Tsutsumoto (2011) [41], este tipo de corrosão ocorre pelo fato da estrutura metálica estar em contato com ambiente atmosférico e por apresentar deficiência na proteção anticorrosiva da peça metálica. As corrosões apresentam diferentes tonalidades da sua oxidação na cor avermelhada no Pilar metálico (Figura 5-a) e na viga metálica, já em outro Pilar metálico apresenta uma tonalidade marrom por não apresentar uma drenagem adequada e, consequentemente, acumulando poeira que pode ter acelerado o processo de corrosão.

Manifestações patológicas de corrosão por pites foram observadas em alguns pilares metálicos (Figura 5-b). Esses pilares apresentam uma oxidação da corrosão na tonalidade avermelhada que segundo Liubartas et al. (2014) [42], ocorre por causa da exposição da estrutura metálica ao ambiente aquoso ou com presença de salinos.

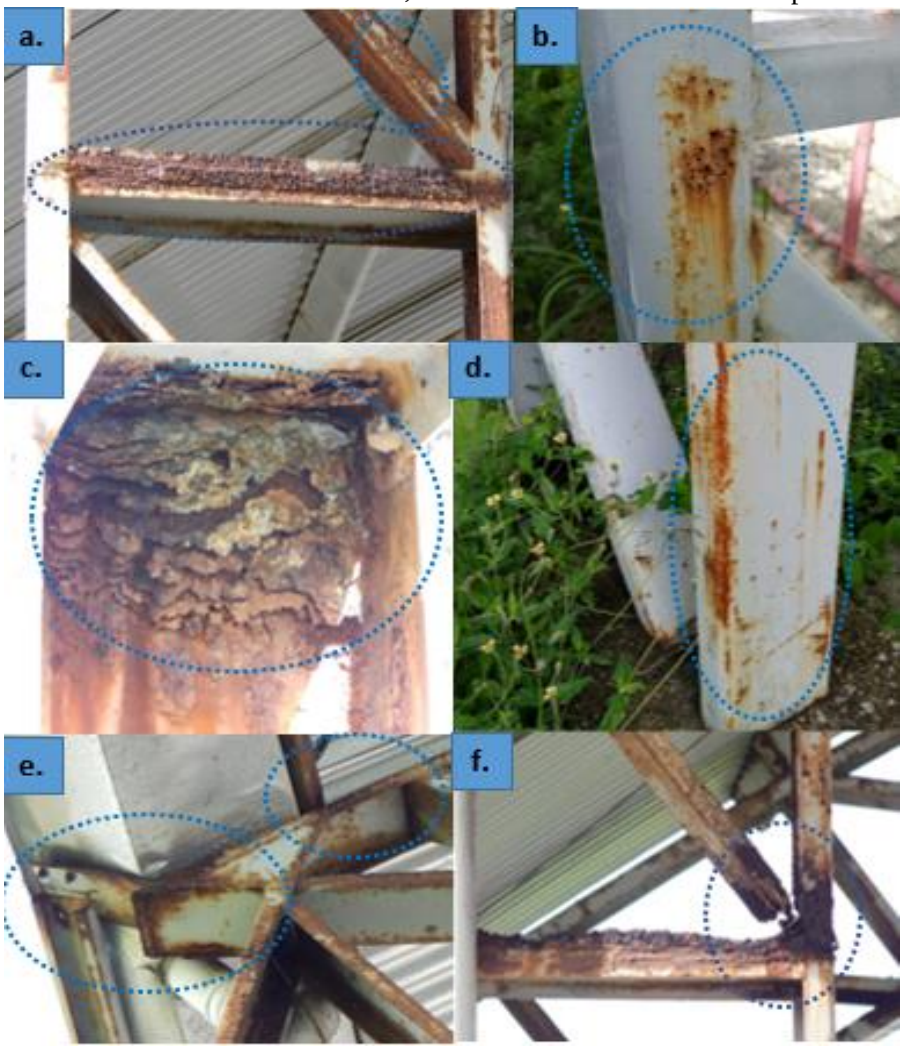
Em outro pilar metálico, além de apresentar semelhança com outros pilares metálicos (oxidação com tonalidade avermelhada), tem uma característica diferente que foi observada, pois existe uma oxidação com tonalidade esbranquiçada. Segundo Neto e Vidrih (2011) [17], a mancha branca é causada pela presença de um ambiente atmosférico que apresenta alta umidade e se manifesta quando se tem o processo de vaporização d'água, que após a solidificação conduz acúmulo de partículas de produtos químicos na superfície metálica gerando essa corrosão branca. Na inspeção visual foi possível observar no pilar metálico (Figura 5-c), a corrosão por lixiviação que mostra uma oxidação avermelhada e acinzentada, e apresenta um estufamento em camadas, devido à corrosão. A corrosão por lixiviação apresenta uma carência na literatura que fundamente suas causas e consequências, e por este motivo não foi detalhada.

Outra manifestação que pode observa durante a inspeção visual foi a corrosão por ranhuras localizada nos pilares metálicos (Figura 5-d), também apresentou uma oxidação avermelhada nos cantos dos pilares. Segundo Centro (2010) [20], essa corrosão pode ocorre pela exposição do perfil metálico sem proteção anticorrosiva e surgem nos cantos vivos da peça metálica. No campo de estudo foi encontrada corrosão galvânica em elementos de ligação, localizada na calha de cobertura com viga arco metálico (Figura 5-e) e na ligação de terça metálica com a calha de cobertura (Figura 5-e). Conforme esclarecido por Centro (2010) [20], essa degradação ocorre particularmente quando existe o contato em telhas galvanizadas ou de alumínio com a peça metálica, na formação de furos nas peças estruturais e fixação das telhas com parafusos galvanizados, gerando o processo de corrosão.

Na inspeção visual foi encontrada em alguns pilares metálicos (Figura 5-f), uma corrosão que não foi possível identificar, pelo alto grau de corrosão que culminou na perfuração da camada do perfil metálico. De acordo com Santos, Fioriti e Tsutsumoto (2011) [41], a corrosão em estado avançado pode ocorrer pela falta de drenagem das peças metálicas que não foi projetado, e com isso, gera o acúmulo de água no local, que contribui para o aceleramento da corrosão. Segundo Brinck, Cândido e Neves (2008) [43], a corrosão quando está avançada ocorre em ligação de perfis metálicos, em frestas, onde o material fica propício e se não for identificada no início,

ocorre uma aceleração na corrosão e pode chegar ao estado de colapso. Como podemos observar (Figura 5-f), os alunos estão sujeitos ao perigo de desabamento da estrutura metálica da quadra A, e por esse motivo a coordenação da escola suspendeu as atividades físicas.

Figura 5: (a. Corrosão uniforme no Pilar metálico, b. Corrosão por pites no Pilar metálico, c. Corrosão por lixiviação no Pilar metálico, d. Corrosão por ranhuras no Pilar metálico, e. Corrosão galvânica na calha de cobertura com viga arco metálico e na ligação de terça metálica com a calha de cobertura, f. Corrosão não identificada no pilar metálico)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

3.2 Caso 2 – Quadra poliesportiva B

A escola B foi fundada em 1987, está constituída por ensino fundamental regular, ensino médio regular e ensino médio inovador regular, apresenta 666 matriculados, localizada no bairro Grageru, na zona sul de Aracaju. Na realização da visita de inspeção foi observado que a escola se encontra em reforma, porém a quadra poliesportiva B (Figura 4-b), não vai passar por nenhuma manutenção. A quadra poliesportiva B está sem utilização por causa da reforma da escola, mas existem atividades esportivas acontecendo normalmente no período letivo. Na visita foi verificado o processo de corrosão avançado, conforme ilustrado nas imagens a seguir. O responsável

informou que na quadra B nunca foi realizada nenhuma manutenção e que não existe manual explicativo de manutenção.

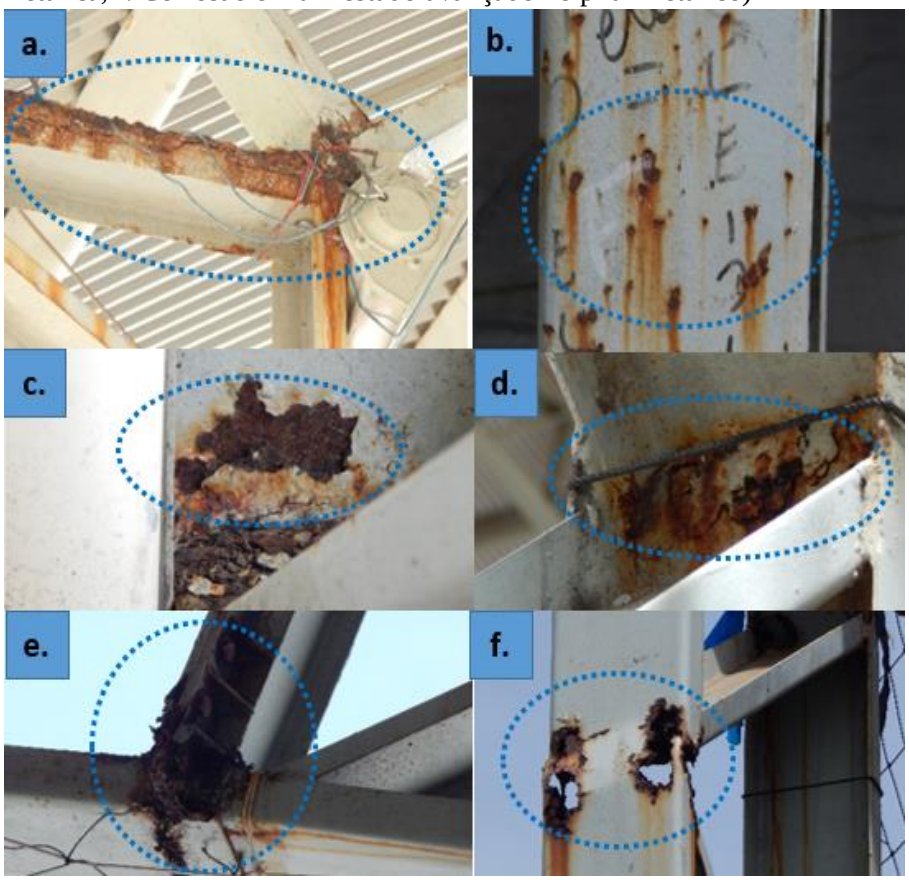
Na quadra B foi encontrada corrosão do tipo uniforme na ligação do pilar metálico com a viga arco metálica (Figura 6-a), que esclarecido por Liubartas et al. (2014) [42], essa degradação ocorre quando existe ausência de proteção anticorrosiva na superfície metálica que pode ocasionar a diminuição da massa uniforme do perfil. Pode-se observar na imagem que a instalação de uma lâmpada nessa ligação pode ser o fato do agravamento da corrosão. Pode-se obeservar que os pilares metálicos apresentam corrosão por pites e outro pilar metálico (Figura 6-b), além de apresentar as mesmas características, também apresenta algumas pichações na peça metálica feita por vândalos, que também podem ter contribuído para a corrosão. Segundo Gentil (2011) [18], na maioria das vezes podem ocorrer divergências na corrosão por pite com a corrosão alveolar e corrosão por placas, pois elas apresentam características semelhantes confundindo até mesmo os técnicos de inspeção. Para poder identificar melhor a corrosão por pite deve-se observar sua cavidade pelo número de pites por unidade de área, o seu diâmetro e sua profundidade. Na inspeção visual foram encontrados em outros pilares metálicos, uma corrosão com forma arredondada na sua região e o tamanho vai aumentando em sua extremidade contaminando o perfil metálico.

Os pilares metálicos apresentam a corrosão alveolar, que apresenta uma forma circular, com tonalidade avermelhada-escura. Já outros pilares metálicos (Figura 6-c) apresentam a corrosão alveolar, porém apresentam na extremidade da corrosão um formato diferente que está aumentando, e mostra desbotamento da pintura do perfil metálico. Os pilares metálicos (Figura 6-d), apresentam corrosão por lixiviação, devido à sua particularidade de apresentar camadas que formam estufamentos no perfil metálico, além de apresentar uma oxidação avermelhada. Segundo Fogaça (2018) [44], essa oxidação avermelhada ocorre quando está na presença de alguma solução aquosa de sulfato, que ao decorrer do tempo vai surgindo na lâmina da peça metálica uma corrosão avermelhada.

Na inspeção visual foi encontrada a corrosão galvânica na ligação do pilar metálico com a calha metálica, no suporte metálico de fixação com a calha metálica, no cabo preso no gancho da viga arco metálica, nos parafusos de fixação da viga arco metálica (Figura 6-e), e nos parafusos no pilar metálico. Segundo esclarecido por Liubartas et al. (2014) [42], essa corrosão manifesta-se através de contato com a fixação de furos e parafusos galvanizados em perfil metálico e também pode apresentar-se em elementos metálicos em contato com telhas galvanizadas ou de alumínio. Além da corrosão galvânica presente no pilar metálico com a calha metálica é possível observar que a calha está com uma infiltração de água da chuva, que foi um dos fatores que acelerou o processo de corrosão. Segundo Araújo (2015) [45], a corrosão pode manifestar na estagnação de água em uma fresta do perfil metálico e na velocidade em que ocorre o escoamento da água.

Na inspeção visual foram encontradas nos pilares metálicos (Figura 6-f), corrosão em um estado avançado. Segundo Santos e Cabral (2011) [46], indagam que a corrosão chega em um nível avançado quando existe o surgimento de intempéries do meio corrosivo devido ao acréscimo de água que contribui para o aumento da velocidade da corrosão. A corrosão avançada traz perigo, pois pode indicar que a estrutura está entrando em colapso e ainda coloca em risco a vida de quem faz uso da quadra.

Figura 6: (a. Corrosão uniforme na ligação do pilar metálico com a viga arco metálica, b. Corrosão por pites no pilar metálico, c. Corrosão alveolar no pilar metálico, d. corrosão por lixiviação no pilar metálico, e. Corrosão galvânica nos parafusos de fixação da viga arco metálica, f. Corrosão em um estado avançado no pilar metálico)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

3.3 Caso 3 – Quadra poliesportiva C

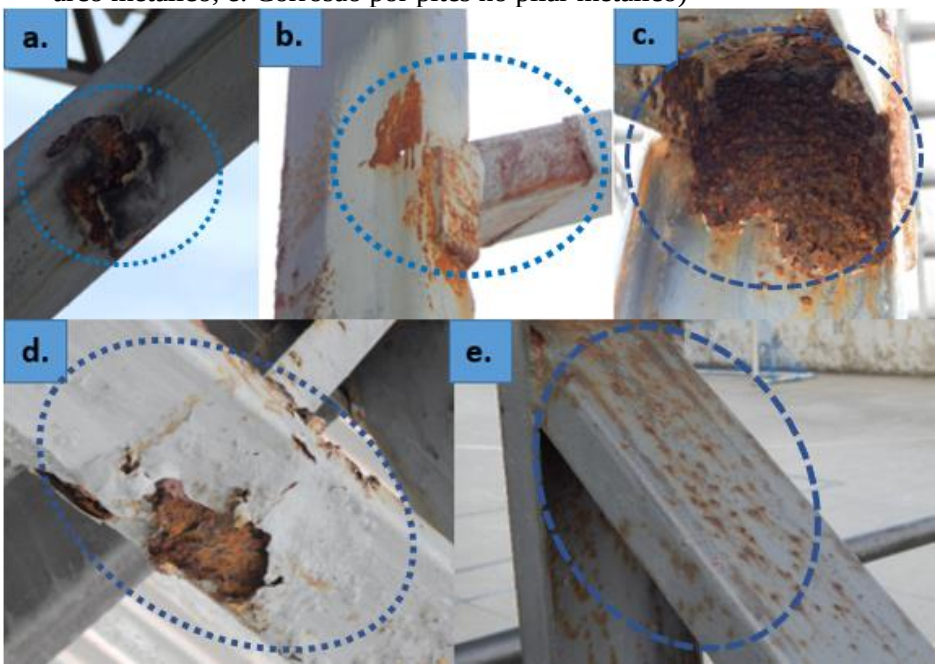
A escola C foi fundada em 1977, e está constituída por ensino fundamental regular e ensino fundamental para educação de jovens e adultos, apresenta 241 matriculados, fica localizada no bairro Luzia, na zona sul de Aracaju. A quadra poliesportiva C (Figura 4-c) está realizando todas as atividades esportivas normalmente. Na estrutura metálica foi realizada uma manutenção corretiva em 2017, porém, a estrutura já apresenta corrosão. O responsável pela manutenção foi o setor de engenharia de SEED e foi constatado que não existe um manual explicativo de manutenção.

Nos pilares metálicos (Figura 7-a), foram encontradas corrosões alveolares que apresentam formatos arredondados e crateras na região da peça metálica, que é bem semelhante à corrosão alveolar detectada na Quadra B. A corrosão galvânica foi encontrada na fixação da telha metálica na terça metálica, como mencionado anteriormente, Liubartas et al. (2014) [42], explica que esse ataque ocorre em contato com a fixação de furos e parafusos galvanizados em perfil metálico. Nos pilares metálicos (Figura 7-b), foram encontradas uma manifestação na ligação de solda da chapa nos pilares, e de acordo com Bó e Sartoni (2012) [13], essa corrosão ocorre em ligações de soda pela a falta de proteção de pintura e também por estar em um ambiente

agressivo. No banzo inferior da viga arco metálico (Figura 7-d), foi encontrada a corrosão por lixiviação, onde apresentar o descascamento na pintura e lâminas de oxidação avermelhada no perfil metálico.

Outra manifestação observada durante a inspeção visual foi a corrosão por pites no pilar metálico (Figura 7-e), que apresenta pontos pequenos na região da peça metálica, e que ocorre em ambientes expostos às intempéries da atmosfera como chuvas, ventos e etc. Segundo Liubartas et al. (2014) [42], essa corrosão por pites geralmente ocorre em ambientes úmidos ou drenagem deficiente, podendo ocorrer pequenos furos que surgem da infiltração no perfil metálico e provoca uma acomodação de água ocasionando a corrosão. Na quadra C também foi identificada corrosão uniforme nos pilares metálicos (Figura 7-c), com um grau alto de corrosão e uma tonalidade de oxidação marrom-avermelhada, que segundo Abreu et al. (2017) [48], ocorre devido à falta de revestimento de proteção adequado para o perfil metálico.

Figura 7: (a. Corrosão alveolar no pilar metálico, b. Corrosão na ligação de solda da chapa nos pilares, c. Corrosão uniforme no pilar metálico, d. Corrosão por lixiviação na viga arco metálico, e. Corrosão por pites no pilar metálico)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

3.4 Caso 4 – Quadra poliesportiva D

A escola D foi fundada em 1975, é constituída por ensino fundamental regular e ensino médio inovador regular, apresenta 839 matriculados, e fica localizada no bairro Luzia, na zona sul de Aracaju. A quadra poliesportiva D (Figura 4-d), está em plena utilização, sua estrutura metálica apresenta um alto grau de corrosão. Foi informado pelo gestor que desde o início de sua gestão a quadra nunca passou por uma manutenção, que não existe manual explicativo de manutenção e o responsável pela estrutura é o setor de engenharia de SEED. Na quadra D foi identificada a corrosão uniforme nos pilares metálicos (Figura 8-a), onde é possível observar uma grande área do perfil metálico acometido por este tipo de manifestação. Segundo citado anteriormente por Abreu et al. (2017) [47], essa corrosão ocorre pela escassez de um revestimento anticorrosivo na peça metálica. O pilar metálico (Figura 8-c) apresenta uma corrosão do tipo

alveolar, semelhante aos casos anteriores, que tem formatos circulares, porém com uma tonalidade diferente, mais escura. Na lateral desse pilar metálico também foi observado descascamento da pintura de proteção.

A corrosão galvânica se fez presente na ligação da terça metálica com a calha localizado no pilar metálico e na emenda de perfis metálicos no pilar metálico (Figura 8-b), provavelmente devido a aplicação inadequada de solda ao perfil. Conforme explicado por Araújo (2015) [45], essa corrosão se manifesta quando existem metais diferentes, onde um dos metais apresenta negatividade inferior ocasionando a corrosão. A corrosão por lixiviação foi observada nos pilares metálicos (Figura 8-d), onde existe camadas de oxidação avermelhadas e inchamento do perfil metálico. Na chapa de base do pilar metálico (Figura 8-e), foi identificada corrosão por placas, que ocorre quando o material está exposto a condições climáticas, chuva e poeira. Segundo esclarecido por Neto e Vidrih (2011) [17], essa corrosão ocorre em contato com área úmidas, quando o perfil é infiltrado pela água, geralmente através de uma má execução ou sem um escoamento adequado que fazem surgir a deficiência na superfície da chapa e acelera o processo de corrosão.

Outra manifestação patológica encontrada na quadra D, foram arranhões no pilar metálico, provenientes de vandalismo que podem ter influenciado no aparecimento da manifestação de corrosão. Nos pilares metálicos (Figura 8-f), foram observadas a corrosão em estado avançado que impossibilitou a determinação do tipo de corrosão que iniciou o processo. São características notórias na peça, oxidação avermelhada, crateras, e o inchamento da camada da peça metálica. A corrosão avançada de peças metálicas estruturais deixa o ambiente propício a ocorrer acidentes com os alunos, além da possibilidade de ocorrer um desabamento.

Figura 8: (a. Corrosão Uniforme no pilar metálico, b. Corrosão galvânica na emenda de perfis metálicos no pilar metálico, c. Corrosão alveolar no pilar metálico, d. Corrosão por lixiviação no pilar metálico, e. Corrosão por placas na chapa de base do pilar metálico, f. Corrosão no estado avançado no pilar metálico)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

3.5 Caso 5 – Quadra poliesportiva E

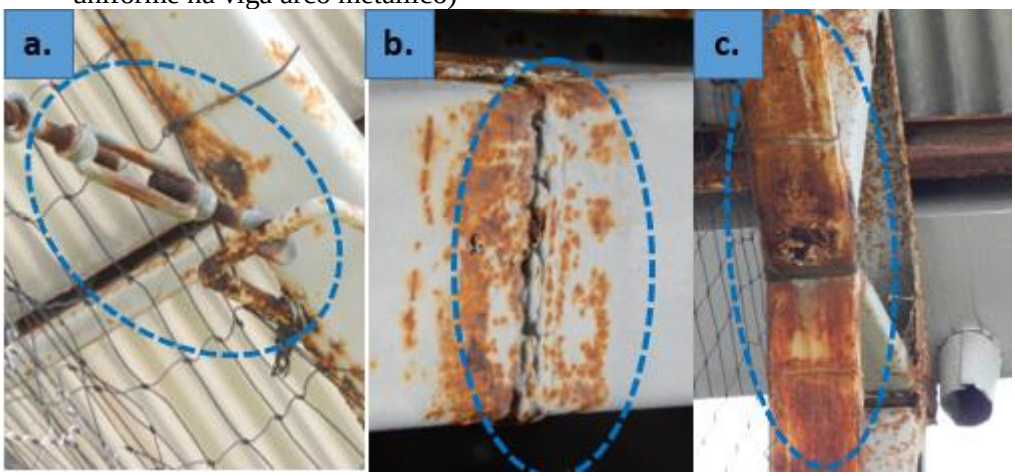
A escola E foi fundada em 1987, está constituída por ensino fundamental regular, ensino médio regular e ensino médio inovador regular, apresenta 858 matriculados, e fica localizada no bairro São Conrado, na zona sul de Aracaju. Na quadra poliesportiva E (Figura 4-e) está acontecendo todas as atividades físicas e a sua estrutura apresenta mediamente corrosão, porém, não souberam informar quando ocorreu a última manutenção e não apresentaram nenhum manual explicativo de manutenção, e informaram que a responsabilidade por toda manutenção na quadra é do setor da SEED.

Na visita foi detectada a corrosão galvânica na ligação do suporte para calha ligada à viga arco metálica, na ligação do Cabo metálico com um gancho fixado no banzo inferior da Viga arco metálica (Figura 9-a), e na viga metálica com a terça e com a calha. Este tipo de corrosão ocorre devido ao contato entre metais diferentes. Apresentam uma tonalidade avermelhada, descascamento da pintura, que devido a exposição à chuvas e ventos tiveram o processo de instauração da manifestação acelerado. A corrosão por frestas, foi observada em uma abertura entre as peças metálicas, no banzo inferior localizado na viga arco metálico (Figura 9-b), e na

junção de dois perfis metálicos no pilar metálico, que através da falta de solda, e o contato com o ambiente externo manifestou a corrosão.

Na inspeção foi detectada uma corrosão uniforme que se manifestou em grande área do perfil do pilar metálico e a viga arco metálico (Figura 9-c), proveniente da exposição ao ambiente externo e da falta de proteção anticorrosiva que culminou na aceleração do processo de corrosão.

Figura 9: (a. Corrosão galvânica na ligação do Cabo metálico com um gancho fixado no banzo inferior da Viga arco metálica, b. Corrosão por frestas em uma abertura entre as peças metálicas, no banzo inferior localizado na viga arco metálico, c. Corrosão uniforme na viga arco metáilico)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

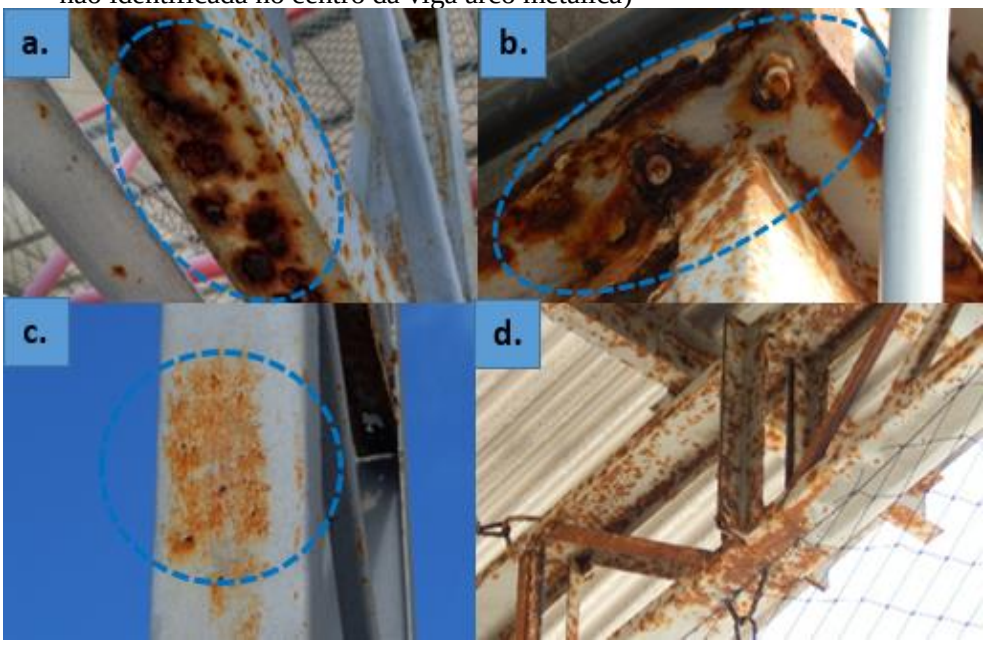
3.6 Caso 6 – Quadra poliesportiva F

A escola F foi fundada em 1982, é constituída por ensino fundamental regular e ensino médio regular, apresenta 753 matriculados, fica localizada no bairro Farolândia, na zona sul de Aracaju,

A quadra poliesportiva F (Figura 4-f), está sendo utilizada para a prática das atividades esportivas escolares, porém não só os alunos estão utilizando, foi informado que a comunidade utiliza o espaço quando não está ocupada. Comunicaram também que existe manutenção a cada 6 meses na escola, porém não souberam informar sobre a manutenção da quadra, pois é de responsabilidade do setor de engenharia da SEED.

Na inspeção a quadra F, foram detectadas nos pilares metálicos (Figura 10-a), a corrosão alveolar com um formato arredondado e oxidação marrom-avermelhada. Já em outro pilar metálico foi observada corrosão alveolar com tonalidade de oxidação marrom-avermelhada, porém com dimensões maiores que nos pilares anteriores. Outra manifestação foi detectada na chapa de ligação do apoio da viga arco metálica (Figura 10-b), corrosão por lixiviação, que está localizada próximo aos parafusos e na extremidade da chapa. Esta manifestação ocorre através do inchamento devido ao acúmulo de água da chuva, que forma camadas de oxidação marrom-avermelhada. A corrosão identificada na superfície do pilar metálico (Figura 10-c), apresenta a corrosão uniforme, presente em uma determinada área, exposta ao ambiente provido de corrosão atmosférica e devido a uma falta de proteção anticorrosiva. Outra manifestação patológica de corrosão que não foi possível identificar está localizada no centro da viga arco metálica (Figura 10-d). Esta corrosão está em estado avançado e se alastra por grande parte da superfície metálica.

Figura 10: (a. Corrosão alveolar no pilar metálico, b. Corrosão por lixiviação na chapa de ligação do apoio da viga arco metálica, c. Corrosão uniforme no pilar metálico, d. Corrosão não identificada no centro da viga arco metálica)



Fonte: ACERVO PESSOAL, 2018.

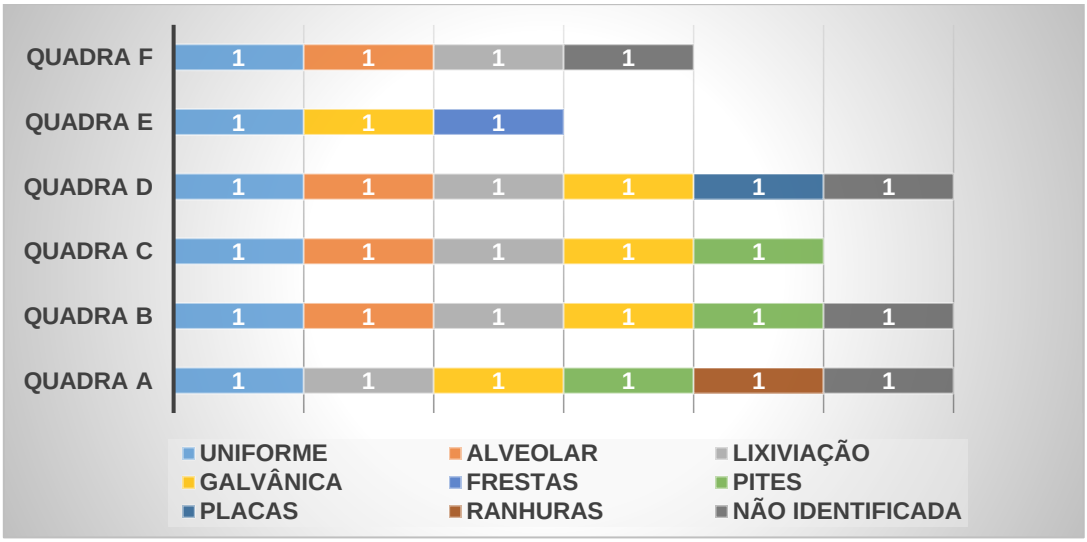
3.7 Análise das corrosões mais frequentes das quadras poliesportivas selecionadas

Após análise de todas informações apresentadas acima, é possível observa como se encontra o ambiente onde ocorre a prática de esporte dos alunos, devido ao estado da estrutura metálica das quadras poliesportivas das escolas públicas estaduais do município de Aracaju.

Como foi observado, em todas as quadras foram detectadas manifestações de corrosão de vários tipos e em diferentes estágios, sendo que a quadra A está interditada desde 2011 e se apresenta em estado de total abandono, com bastante vegetação tomando todo o local, e corrosão avançada apresentando peças metálicas em colapso. Para que a estrutura metálica não chegue ao estado de degradação deve-se conscientizar sobre a importância da estrutura necessita ser preservada e que exista um controle para evitar a corrosão (LAUDONIO, 2013) [2].

Todas as quadras estão em desacordo com o projeto padrão do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) definido em 2011, isto porque quando as quadras foram construídas ainda não existia este projeto básico. Foram verificadas nas quadras analisadas as inconformidades do projeto básico do FNDE, que foram a ausência da pintura especificada, modelo estrutural diferente da calha, falta da base de concreto no pé do pilar metálico, e no caso da existência da base não apresentava a altura especificada e fechamento da cobertura, nem telha translúcida ondulada na cobertura e apresentava dimensões maiores. Fatores como tempo da estrutura com mais de 30 anos e a falta de manutenção, podem ser as causas prováveis para o surgimento dessa diversidade de manifestações de corrosão que deixam os espaços públicos escolares e comunitários em estado avançado de deterioração colocando em risco seus usuários. Para se ter uma visão geral dos tipos de corrosão observados o gráfico abaixo mostra por quadra analisada os tipos de corrosão mais frequentes nas estruturas metálicas (Figura 11).

Figura 11: Gráfico representativo dos tipos de corrosão mais frequentes nas estruturas metálicas das quadras analisadas



Fonte: ELABORADO PELA AUTORA, 2018

É possível analisar através dos resultados do Gráfico (Figura 11), que todas as quadras poliesportivas selecionadas apresentaram corrosão em sua estrutura metálica, ou seja, a corrosão se faz ainda presente na construção metálica. Com essa fundamentação pode-se identificar a gravidade do risco que os alunos de rede pública estão enfrentando na escola. As corrosões no geral foram decorrentes de mal concepção de projeto, material com proteção inadequada e a escassez de uma manutenção. Segundo Bó e Sartorti (2012) [13], as obras de estrutura metálica necessitam de uma excelente percepção na elaboração das fases de projetos, uma logística na fabricação, montagem e manutenção eficaz, para que futuramente não manifestem defeitos na sua utilização. Na maioria das construções, a ausência de execução de qualidade e de materiais inadequados ao ambiente certo, conduz para o surgimento de corrosão. As anomalias em estruturas metálicas estão propícias às falhas de projetos, erros na fabricação e montagem, por causa de negligência ou inexistência de controle de qualidade ou então da falta de manutenção (SACCHI; SOUZA, 2016) [15].

O quadro 3 mostra os tipos de corrosão encontrados nas seis quadras poliesportivas das escolas públicas estaduais analisadas e suas prováveis soluções.

Quadro 3: Possíveis soluções para as corrosões coletadas

Tipo de corrosão	Solução
Alveolar, Placas e Pites	Na peça metálica deve-se efetuar a limpeza no local e se a estrutura não estiver comprometida, pode-se cobrir o furo aplicando um selante especial.
Frestas	Se a corrosão estiver em estágio inicial, pode-se recorrer à limpeza superficial, secagem do interior da fenda e vedação com um líquido selante e depois aplicar um revestimento protetor.
Galvânica	Uma forma muito utilizada é a proteção catódica, que faz que a peça metálica se comporte como cátodos de uma pilha eletrolítica com o uso de metais de sacrifício. Dessa forma, a estrutura funcionará como agente oxidante e receberá corrente elétrica do meio, não perdendo elétrons para outros metais.
Lixiviação	A peça metálica passa por um tratamento térmico, onde a peça metálica passa por aquecimento e depois resfriamento, que proporciona atingir as propriedades mecânica desejada do metal.
Ranhuras	Necessita de uma limpeza na peça metálica danificada, removendo-se todas as impurezas, caso a peça esteja muito degradante, deve ser pintada para a interrupção da corrosão.
Uniforme	Precisa fazer uma limpeza superficial com jato de areia no elemento metálico deteriorado e depois substituir a pintura antiga por uma pintura anticorrosiva. Caso o perfil encontre com alto corrosividade deve remove o elemento deteriorado por um novo de acordo com sua especificação do projeto.
Avançada	Quando estiver em nível avançado de corrosão deve fazer a substituição de peças pela mesma especificação de aço.

Fonte: CENTRO, 2010 [20]; GENTIL, 2011 [18].

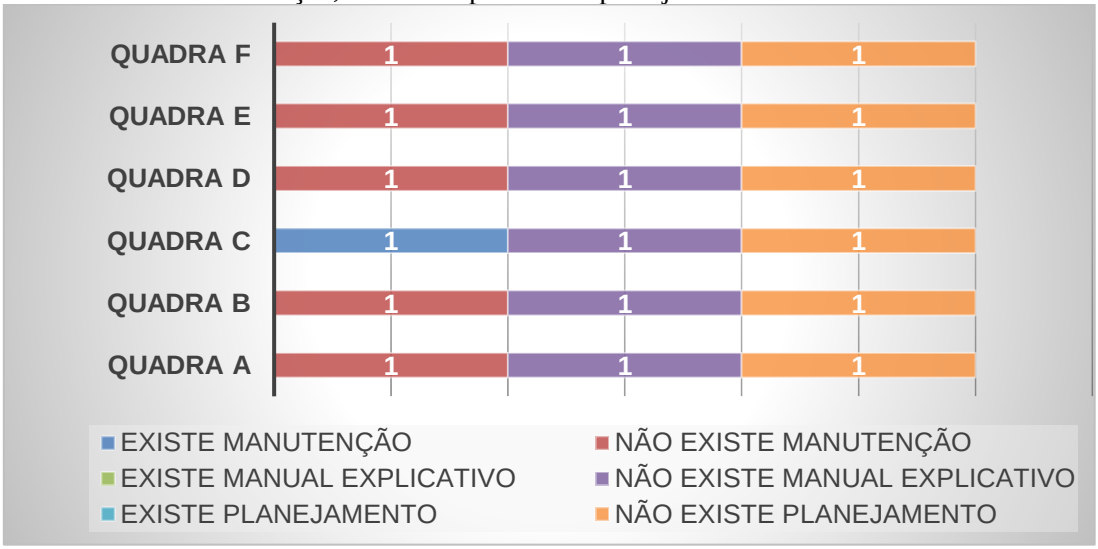
As recomendações adequadas para as quadras poliesportivas, em estrutura metálica devem elaborar o projeto básico da FNDE, que possui um controle de proteção anticorrosiva, uma drenagem adequada e um planejamento das manutenções preventivas. Segundo Costa (2012) [30], é fundamental identificar os métodos preventivos para assegurar a durabilidade e desempenho das estruturas. As estruturas metálicas necessitam de medidas de proteção para evitar essa manifestação patológica, e de acordo com Nunes (2003) [48], existem medidas de prevenção que podem evitar a corrosão, por exemplo:

• Proteção Catódica: aplicação de corrente externa;
• Passivação: alguns perfis metálicos sofrem oxidação dando surgimento a finas películas de óxidos estáveis, com combate posterior à corrosão;
• Revestimentos metálicos;
• Revestimentos orgânicos: pinturas, óleos, substâncias betuminosas, entre outras;
• Revestimentos inorgânicos;
• Evitar contatos bimetálicos;
• Remoção de oxigênio e água.

As estruturas metálicas necessitam da existência de um plano de manutenção para que seja um suporte para o profissional responsável e ele possa avaliar a edificação e assegurar a segurança adequada. A manutenção deve ser feita no tempo programado e por um profissional experiente que utilize dos ensaios não destrutivos como uma ferramenta de grande importância, sendo

possível avaliar a integridade e o atual estado de uso das edificações em estruturas metálicas (COSTA, 2012) [30]. Durante as inspeções foram realizadas entrevistas, com questionários, entregues aos responsáveis pelas 6 quadras, com intuito de coletar informações de como está sendo gerida a manutenção nas quadras poliesportivas nas escolas públicas estaduais em Aracaju, se existe manual de manutenção explicativo e planejamento para essa manutenção. No gráfico abaixo (Figura 12), podemos observar quantas escolas atendem a esses requisitos.

Figura 12: Gráfico representativo das quadras poliesportivas selecionadas se existe manutenção, manual explicativo e planejamento.

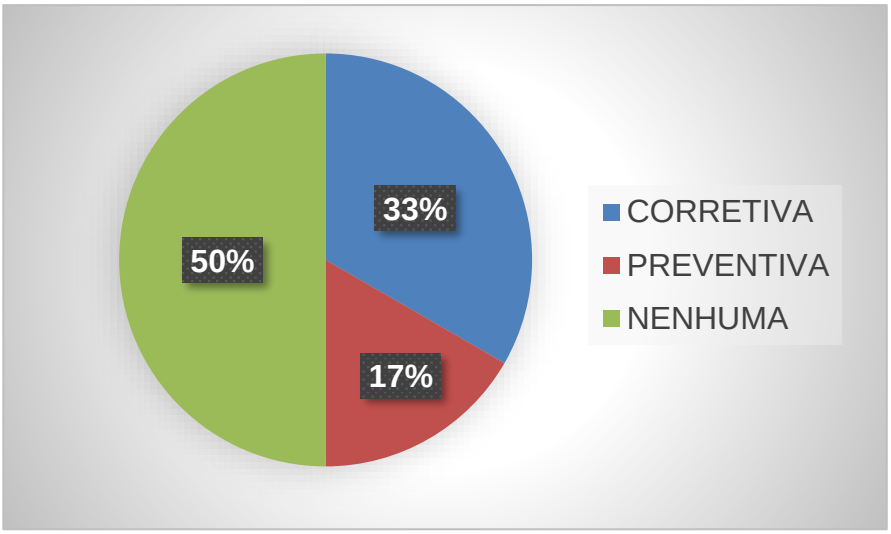


Fonte: ELABORADA PELA AUTORA, 2018

Como podemos observar no gráfico representativo (Figura 12), das seis quadras somente uma recebe manutenção e nenhuma delas possui manual de manutenção explicativo e um planejamento dos serviços. Outras informações foram coletadas do questionário, através de perguntas sobre o tipo de manutenção que é feita nas quadras poliesportivas das escolas públicas estaduais e são apresentadas no gráfico. (Figura 13).

Pode-se observar para as respostas dadas que em 50% das quadras poliesportivas não existem nenhum tipo de manutenção, que 33% apresentam manutenção corretiva e somente 17%, no caso, uma quadra realiza a preventiva. Conforme Rosa e Pravia (2011) [27], a manutenção não é somente uma resolução de problemas possíveis, tem que ser uma forma objetiva de atividades com desempenho das edificações e um suporte aos usuários para que atendam à sua vida útil projetada.

Figura 13: gráfico representativo das manutenções frequentes nas quadras poliesportivas selecionadas.



Fonte: ELABORADO PELA AUTORA, 2018

3.7 Responsáveis pela manutenção das quadras poliesportivas

A manutenção das escolas públicas estaduais é de responsabilidade da Secretaria do Estado da Educação de Sergipe (SEED), onde existe um setor de engenharia responsável por essas quadras poliesportivas. Em uma visita ao setor de engenharia foi feita uma entrevista com o engenheiro civil Felipe, responsável pelas quadras, que informou que o setor tem a finalidade de fazer o planejamento e fiscalizar os serviços realizados pelas empresas terceirizadas, e que esse serviço das quadras poliesportivas só pode ser realizado através da solicitação do diretor da escola para o setor, e logo após, o pedido é encaminhado ao setor de licitação. O único serviço de manutenção realizado pelo setor é o de pintura, sendo solicitada pelo diretor da escola, que também é encaminhada ao setor de licitação. Todas as licitações são feitas pela Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas (CEHOP).

No setor de engenharia não existe um arquivo do histórico de reforma para averiguarmos o que aconteceu com a quadra, desde sua criação. Ele também informou que não existe manual explicativo para as quadras poliesportivas e que no futuro as mesmas terão suas estruturas metálicas substituídas por estruturas de concreto, que exigem menor número de manutenções.

4 CONCLUSÃO

Conclui-se que as quadras poliesportivas selecionadas possuem diferentes formas de corrosão, e apresentam estado de degradação avançado. A diversidade de tipos de corrosão encontradas nas quadras foram identificadas, caracterizadas e sugeridas possíveis soluções de recuperação para as estruturas.

De acordo com os responsáveis, as quadras não possuem plano de manutenção periódico, fato que contribui para o surgimento das manifestações patológicas e deterioração rápida das estruturas. As quadras poliesportivas encontram-se em estado de abandono, inclusive com possibilidade de colapso, colocando em risco os usuários desses espaços.

Os fatos apresentados, indicam a importância do plano de manutenção adequado que proporcione uma vida útil programada para a estrutura metálica, o que vai proporcionar aos alunos e usuários um ambiente seguro para prática de esportes.

Agradecimentos

Agradeço a Deus, pilar principal da minha vida, que tudo que eu tenho foi conquistado com a tua bênção.

Aos meus pais e meu irmão por todo amor, incentivo, dedicação e sacrifício em dar uma boa educação.

Agradeço à minha orientadora Profª.Drª. Ana Angélica dos Santos Faro, pela sua disponibilidade e pelos sábios conselhos.

Agradeço a Faculdade Pio Décimo do estado de Sergipe, por todo apoio e contribuição para minha formação.

REFERÊNCIAS

[1] DIXON. Caitlin. "**A Importância dos Espaços Públicos: Uma Introdução", 2014.** Acesso em "19/06/2018". Disponível em: URL.·. http://rioonwatch.org.br/?p=10766 .

[2] LAUDONIO. Fábio. "**Corrosão em estruturas metálicas, métodos como a galvanização podem ajudar a combater o problema." Revista Infraestrutura, 2013.** Acesso em "08/06/2018". Disponível em: URL.·. http://www.icz.org.br/upfiles/fckeditor/file/923-Revista_Engenharia_Civil_Corrosao_de_Estruturas_Junho_de_2013.pdf .

[3] GMEINER.Rafael. "**A importância do esporte como ferramenta de educação", 2017**. Acesso em "02/04/2018". Disponível em: URL.·. http://revistanovafamilia.com.br/educacao/importancia-da-educacao-esportiva/.

[4] MEC (Ministério da educação), "**MEC aprovou mais de 10 mil novas quadras e coberturas", 2015.** Acesso em "02/04/2018". Disponível em: URL.·. http://portal.mec.gov.br/component/content/article/211-noticias/218175739/21163-mec-aprovou-mais-de-10-mil-novas-quadras-e-coberturas-.

[5] FNDE (Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação), **"FNDE transfere R$ 241 milhões a estados e municípios",** 2016, Acesso em "02/04/2018". Disponível em: URL.·. http://www.fnde.gov.br/acesso-a-informacao/institucional/area-de-imprensa/noticias/item/9633-fnde-transfere-r-241-milhoes-a-estados-e-municipios.

[6] MEC (Ministério da educação), **"Escolas devem ser indicadas até setembro para ter quadras", 2012.** Acesso em "27/04/2018". Disponível em: URL.·. http://portal.mec.gov.br/busca-geral/384-noticias/fnde-1801140772/18039-escolas-devem-ser-indicadas-ate-setembro-para-ter-quadras .

[7] FNDE (Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação), "**Memorial descritivo e especificações técnicas - projeto padrão para cobertura de quadra poliesportiva pequena (pq) 32,88 x 18,92 metros", 2015.** Acesso em "26/04/2018". Disponível em: URL.·. http://www.fnde.gov.br/programas/par/eixos-de-atuacao/infraestrutura-fisica-escolar/item/5960-cobertura-de-quadra-escolar-pequena .

[8] SACCHI Caio césar, Dissertação de **"Avaliação de desempenho estrutural e manifestações patológicas em estruturas metálicas", 2016.**

[9] SOUZA. Luara Corrêa. Dissertação **"Estratégias projetuais associadas ao desenvolvimento sustentável para construções de pequeno porte estruturadas em aço", 2016.**

[10] IABr (Instituto aço brasil), "**Crise derruba atividade do setor", 2017.** Acesso em "01/04/2018". Disponível em: URL.·. http://www.acobrasil.org.br/site2015/noticia_interna.asp?id=13648 .
[11] CBCA (Centro brasileiro da construção em aço), "**Aços estruturais", 2014.** Acesso em "08/05/2018". Disponível em: URL.·. http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-acos-estruturais.php .
[12] PANNONI. Fabio Domingos, Artigo técnico "**Os Versáteis Aços Patináveis**", Revista Construção Metálica ed. 105. 2012.
[13] BÓ. Tânia Cristina Machado Dal', SARTORTI Artur Lenz. Artigo Técnico "**Falhas e Patologias nas Estruturas Metálicas"**, 2012.
[14] VIEIRA. Mateus Assis, Artigo técnico "**Patologias Construtivas: Conceito, Origens e Método de Tratamento**.", Revista Especialize On-line IPOG - Goiânia - 12ª Edição –nº 012 Vol.01/2016, 2016.
[15] SACCHI. Caio César, SOUZA. Alex Sander, artigo técnico "**Manifestações patológicas e controle de qualidade na montagem e fabricação de estruturas metálicas", 2016.**
[16] PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain, BETINELLI, Evandro A. "**Falhas em estruturas metálicas: Conceitos e estudos de caso"**. Curso de Engenharia Civil da FEAR –UPF, 2016. Acesso em "03/03/2018". Disponível em: URL.·. http://wwwo.metalica.com.br/patologias-comuns-em-estruturas-metalicas.
[17] NETO Pedro, VIDRIH. Claudio. Artigo técnico " **Patologia em construções mistas concreto e aço (estudo de caso). 2011.**
[18] GENTIL, Vicente. **Corrosão**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2011.
[19] DUTRA. Alldo Cordeiro e NUNES. Laerce de Paula, Livro "**Proteção Catódica – Técnica de combate a corrosão**" 5ª Edição, Editora Interciência , 2011.
[20] CENTRO (Centro de Estudos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná), Artigo técnico, **"Corrosão em estruturas metálicas**", 2010. Acesso em "02/04/2018". Acessado http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1341, Acessado em 25, março, 2018.
[21] FINAMORE. Dilhermando josé. Dissertação de mestrado "**Influência de precipitados orgânicos e inorgânicos na corrente de corrosão em água produzida de campos de petróleo off shore**", (2011).
[22] PEDROLO. Caroline. "Ferrugem", 2014. Acesso em "24/06/2018". Disponível em: URL.·. https://www.infoescola.com/quimica/ferrugem/.
[23] SAMPAIO. Matheus de Moura, CODARO. Eduardo Noberto e ACCIARI. Heloisa Andréa, Artigo técnico **"Corrosão atmosférica: uma proposta Experimental no ensino das ciências do ambiente",** no Fórum Ambiental, Volume 10, Número 6, 2014.
[24] NBR 8800/2008 – "**Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios"**
[25] SILVA.Marcela, DUARTE. Madrith e CARVALHO. Gilson, Revista Científica Semana Acadêmica - ISSN 2236-6717, "**Tratamento Anticorrosivo da Superfície Interna em Tanques de Armazenamento de Derivados do Petróleo com Resina Epóxi", 2016.** Acesso em "03/05/2018". Disponível em: URL.·. https://semanaacademica.org.br/artigo/tratamento-anticorrosivo-da-superficie-interna-em-tanques-de-armazenamento-de-derivados-do.
[26] PANNONI. Fabio Domingos, "**Catalogo técnico princípios da proteção de estruturas metálica em situação de corrosão e incêndio",** Gerdau,5º Edição, 2015.
[27] ROSA. Guillermo Rovatti e PRAVIA. Zacarias M. Chamberlain, Artigo técnico "**Planos de manutenção para empreendimentos em estruturas de aço"**, na revista Construção Metálica Edição 103, 2011, Acesso em "07/05/2018". Disponível em: URL.·. https://issuu.com/prodweb/docs/rcm-ed-103.

[28] CARVALHO. Emerson Meireles de, ALMEIDA Levy Santos. "**Check-list para inspeções prediais residenciais de múltiplos pavimentos: desenvolvimento e aplicação**." Congresso brasileiro de engenharia de avaliação, XIX COBREAP, 2017.
[29] IBAPE, **Norma Nacional de Inspeção Predial do IBAPE** (2012)
[30] COSTA. Fabio Gomes da. Artigo técnico "**Manutenção das estruturas metalicas com utilização dos ensaios não destrutivos**. 2012.
[31] ENGEMAN, 2018. Acesso em "28/05/2018". Disponível em: URL.·. http://blog.engeman.com.br/entenda-quais-sao-os-tres-principais-tipos-de-manutencao/.
[32] GERHARDT. Tatiana Engel e SILVEIRA. Denise Tolfo, 2009) "**Metodos de pesquisa** ", 2009. Acesso em "04/03/2018". Disponível em: URL.·. http://www.ufrgs.br/cursopgdr/downloadsSerie/derad005.pdf .
[33] IBGE. Acesso em "12/05/2018". Disponível em: URL.·. https://cidades.ibge.gov.br/brasil/se/aracaju/historico.
[34] GEOGRAFOS. Acesso em "06/05/2018". Disponível em: URL.·. http://www.geografos.com.br/cidades-sergipe/aracaju.php.
[35] NOGUEIRA. Adriana dantas, Tese de Doutorado "**Análise sintático-espacial das transformações urbanas de aracaju (1855 – 2003)", 2004.**
[36] NOTICIA, 2018. Acesso em "05/05/2018". Disponível em: URL.·. https://noticiasconcursos.com.br/processo-seletivo-da-prefeitura-de-santo-antonio-da-patrulha-rs-2018/mapa-do-brasil-regioes/ .
[37] IMAGENS, 2007. Acesso em "05/05/2018". Disponível em: URL.·. http://imagensparacelularblog.blogspot.com/2013/01/mapa-de-sergipe-e-suas-cidades-colorir.html .
[38] PLANO, 2018. Acesso em "14/06/2018". Disponível em: URL.·. http://aracaju.se.gov.br/userfiles/plano-diretor-vpreliminiar-jul2015/CAPITULO-II-ASPECTOS-SOCIO-ECONOMICOS.pdf .
[39] GOOGLE MAPS, 2018. Acesso em "09/05/2018". Disponível em: URL.·. https://www.google.com.br/maps/place/Aracaju,+SE/@-10.94863,-37.0700345,14z/data=!4m5!3m4!1s0x71ab04015be27cd:0x804434fd92ec3b36!8m2!3d-10.9472468!4d-37.0730823 .
[40] LOPES. Valquiria. "**Esporte ajuda a melhorar notas e convívio social",** 2015. Acesso em "09/06/2018". Disponível em: URL.·. https://www.em.com.br/app/noticia/especiais/educacao/2015/05/14/internas_educacao,647407/esporte-para-melhorar-notas-e-convivio-social.shtml .
[41] SANTOS. Thais da Silva, FIORITI. Cesar Fabiano, TSUTSUMOTO. Nayra Yumi , artigo técnico, "**Avaliação de manifestações patológicas em edificações com estruturas de aço", 2011.**
[42] LIUBARTAS, D. et al.,"**A sustentabilidade do aço e das estruturas metálicas", 2014.**
[43] BRINCK.Fabiana Malta, CÂNDIDO.Luiz Cláudio e NEVES.Francisco de Assis das. Artigo técnico, "**Estudo do fenômeno de corrosão na ponte marechal hermes no rio são Francisco**". 2008.
[44] FOGAÇA. Jennifer Rocha Vargas. Acesso em "19/06/2018". Disponível em: URL.·. https://alunosonline.uol.com.br/quimica/reacoes-oxirreducao.html.
[45] ARAÚJO. Adriana **"Metais na construção civil: corrosão e proteção**", Sindicato da construão civil são Paulo, Instituito de pesquisa tecnológica, 2015. Acesso em "06/06/2018". Disponível em: URL.·. https://pt.slideshare.net/AdrianadeAraujo/metais-na-construo-civil-corroso-e-proteo .

[46] SANTOS. Davi Valente e CABRAL. Antônio Eduardo Bezerra. Artigo técnico "**Diagnósticos de patologias em estruturas metálicas do theatro josé de alencar**", 7ª Congresso internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas. 2011.
[47] ABREU R.V.S de et al. "**O estudo do processo de corrosão de estruturas metálicas expostas às intempéries ambientais em Manhuaçu-MG**". Revista educação, meio ambiente e saúde. 2017.
[48] NUNES. Valentim M B. " **Electroquímica e corrosão,** 2003. Acesso em "20/05/2018". Disponível em: URL.·. http://www.docentes.ipt.pt/valentim/ensino/corrosao.pdf .

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA E APLICAÇÕES DE ESTRUTURAS GALVANIZADAS A QUENTE NA REGIÃO NORDESTE*

Sandro Valério de Souza Cabral [1]
Priscila Aquino Coutinho [2]
Ana Glazielle Araújo Rodrigues [3]

Resumo

Estudos comprovam que cerca de 4% do PIB dos países emergentes é destinado para reparos em estruturas consumidas pela corrosão. A galvanização a quente é uma alternativa de proteção contra corrosão de estruturas de aço que fornece uma barreira entre o aço e a atmosfera através da aplicação de um revestimento de zinco fundido, por meio de imersão a quente. Existem outras formas de proteção de estruturas de aço, como a pintura e a interposição de barreiras não metálicas, mas a galvanização pode apresentar várias vantagens, como a maior durabilidade e confiabilidade. O custo global da proteção de uma estrutura galvanizada, considerando intervalos regulares de manutenção em ambientes agressivos, pode ainda ser menor do que estruturas pintadas. Este estudo apresenta uma análise técnica e um comparativo de custos de pintura e galvanização à quente de várias estruturas na região Nordeste (dois restaurantes, duas residências, duas cobertas e dois edifícios comerciais) situadas em ambientes com categoria de corrosividade C4. A partir do custo inicial da proteção, os custos de manutenção subsequentes, considerando uma Vida Útil de Projeto (VUP=50 anos), e do peso da estrutura, são mostrados os benefícios e desvantagens dos dois métodos de proteção. Os resultados indicam que, em ambientes agressivos, a galvanização à quente é uma opção tecnicamente viável e econômica, especialmente em estruturas mais leves.

Palavras-chave: Galvanização; Estruturas de aço; Pintura; Corrosão.

TECHNICAL-ECONOMIC FEASIBILITY AND APPLICATIONS OF HOT-DIP GALVANIZED STRUCTURES IN THE NORTHEAST REGION OF BRAZIL

Abstract

Studies have shown that about 4% of the GDP of emerging countries is doomed to repairs on corroded structures. Hot-dip galvanization is a corrosion protection alternative for steel structures that provides an isolation between steel and atmosphere by applying a molten zinc coating through hot dipping. There are other forms of protection of steel structures, such as painting and the interposition of non-metallic barriers, but galvanization presents several advantages, as greater durability and reliability. The overall protection cost of galvanized structures, considering regular maintenance in aggressive environments, might be smaller than for painted structures. This study presents a technical analysis and a cost comparison of painting and hot-dip galvanization systems of several structures in the Northeast region of Brazil (two restaurants, two houses, two roofs and two commercial buildings) located in corrosivity category C4 environments. From the protection initial cost, the following maintenance costs, applying a project life expectancy of 50 years, and the weight of the structure, the benefits and disadvantages of the two protection systems are

assigned. The results suggest that, in aggressive environments, hot-dip galvanization is a technically feasible and economical option, especially in lightweight structures.

Keywords: Galvanization; Steel structures; Painting; Corrosion.

[1] Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, MPhil in Civil Engineering, Diretor técnico da Projectaço Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.
[2] Engenheira Civil, Engenheira Estrutural na Projectaço Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.
[3] Engenheira Civil, Engenheira Estrutural na Projectaço Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa - PB.

1 INTRODUÇÃO

O processo corrosivo em estruturas de aço é um evento natural em que o aço volta a ser óxido de ferro (minério de ferro) através de um processo químico e/ou eletroquímico, já que para a fabricação do aço é necessário o aquecimento do ferro (desprendimento de oxigênio) e a adição de carbono e elementos de liga, resultando nos diversos tipos de aço existentes no mercado.

Os principais e mais utilizados métodos para proteger o aço da corrosão são a galvanização a quente e os sistemas de pintura. Existem outros métodos utilizados em situações mais específicas como a proteção por barreiras não metálicas e a adição de células de sacrifício, além de importantes providências tomadas na fase de projeto para evitar o acúmulo de umidade e sujeira (Pannoni [1]). Estudos comprovam que cerca de 4% do PIB dos países emergentes é destinado para reparos em estruturas consumidas pela corrosão.

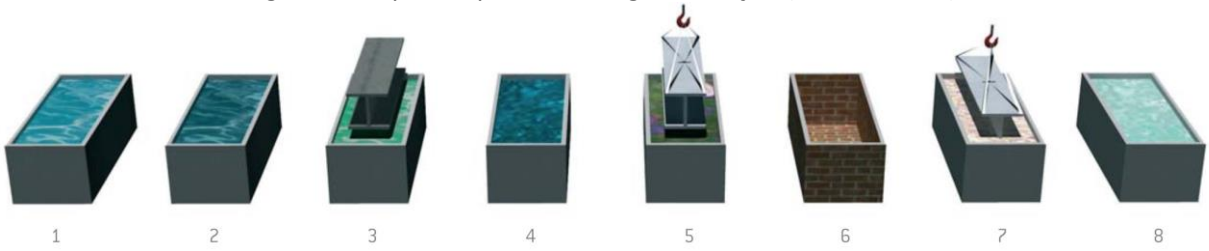
O processo da galvanização a quente é uma alternativa de proteção contra a corrosão de estruturas de aço que fornece uma barreira entre o aço e a atmosfera através da aplicação de um revestimento de zinco fundido por meio de imersão à quente.

A galvanização a quente tem início no ano de 1741 através do químico francês Paul Jacques Malouin, que observa a capacidade do zinco de proteger o aço do processo de corrosão. Em 1837 outro químico francês, Sorel, obtém uma patente introduzindo algumas etapas anteriores de preparação do aço para receber o revestimento de zinco. Este processo é utilizado até os dias de hoje (ABGALVA [2]). Ainda segundo a ABGALVA [2] o consumo de aço galvanizado no Brasil é de 1,6kg/hab/ano, enquanto que na Europa este valor chega a 20kg/hab/ano e nos EUA é de 16kg/hab/ano, explicitando o seu grande potencial de crescimento no Brasil.

O processo de zincagem por imersão a quente compreende várias etapas (Figura 1) que vai da limpeza da peça até sua imersão no tanque de zinco fundido. Inicialmente óleos e graxas presentes na peça são removidos com o uso de um agente desengraxante (etapa 1), em seguida ocorre a lavagem para remoção de possíveis resíduos deixados no desengraxe (etapa 2), posteriormente o aço é submetido à decapagem ácida (etapa 3), onde é removida a carepa de laminação e a ferrugem utilizando o ácido clorídrico que contém um inibidor de corrosão, logo após é realizada outra lavagem para remoção dos possíveis resíduos deixados na decapagem (etapa 4). No próximo passo, a peça de aço é mergulhada em um fluxante (etapa 5) com o objetivo de garantir o bom contato entre o aço e o zinco líquido. A seguir a peça passa por uma secagem (etapa 6) para diminuir o choque térmico na galvanização. Finalmente a peça é mergulhada em um banho de zinco fundido (etapa 7) à temperatura de 450°

aproximadamente, o zinco reage com o aço formando uma série de ligas Zn/Fe. Aconselha-se um resfriamento rápido da peça na água para que cesse o crescimento das camadas de ligas, evitando sua cristalização grosseira e frágil.

Figura 1: Etapas do processo de galvanização (ABGALVA [1])



A proteção do aço se dá pela corrosão de sacrifício do zinco, em que o zinco é oxidado formando o hidróxido de zinco, que juntamente com os sais básicos formados em conjunto protegem a superfície do ataque posterior. Este processo pode ser encarado como um tipo de corrosão chamada de galvânica onde o contato entre dois metais diferentes (aço e zinco) provoca a corrosão do metal menos nobre (zinco), ou seja, o zinco na galvanização à quente pode ser interpretado como uma "célula de sacrifício" distribuída em toda a estrutura.
A Tabela 1 mostra a taxa média de corrosão anual do zinco e do aço para as diferentes categorias de corrosividade do ambiente definidas na NBR 14643 [3]. A NBR 6323 [4] estabelece que a espessura mínima do revestimento de zinco não deve ser inferior a 84µm para espessuras de chapa maiores do que 6mm. Uma aplicação direta destes dados, para a categoria de corrosividade C4 (costa urbana) considerando a taxa média anual de corrosão do zinco de cerca de 3,15µm/ano, é a expectativa de durabilidade de cerca de 27 anos para a galvanização à quente de estruturas inseridas neste ambiente.

Tabela 1: Taxas indicativas de corrosão para ambientes diferentes (categorias de corrosividade de acordo com a ABNT NBR 14643 [3])

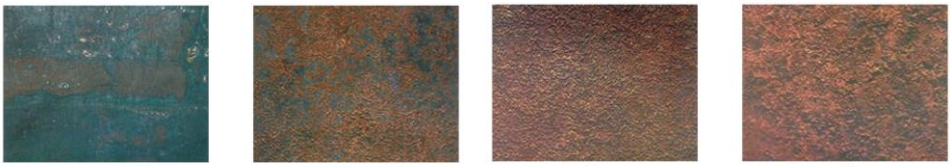
Categoria de corrosividade	Taxa média anual de corrosão do zinco (µm/ano)	Taxa média anual de corrosão do aço carbono (µm/ano)
C1 – interior: seco	<0,1	<1,3
C2 – Interior: condensação ocasional; Exterior: rural	0,1 a 0,7	1,3 a 25
C3 – Interior: alta umidade, pouca poluição no ar; Exterior: interior urbano ou corta urbana	0,7 a 2,1	25 a 50
C4 – Interior: piscinas, plantas químicas; Exterior: interior industrial ou costa urbana	2,1 a 4,2	50 a 80
C5 – Exterior: industrial com alta umidade ou alta salinidade costal	4,2 a 8,4	80 a 200

O processo de pintura para proteção do aço tem sido empregado há muitas décadas e o avanço tecnológico dos diversos tipos de tintas é notório. Entretanto, a eficácia do sistema de pintura depende de muitos fatores como: qualidade da limpeza superficial e preparação da

superfície, desempenho e cuidado na preparação da tinta, controle da espessura úmida e seca da película, escolha correta do esquema de pintura, etc (Panonni [1]).

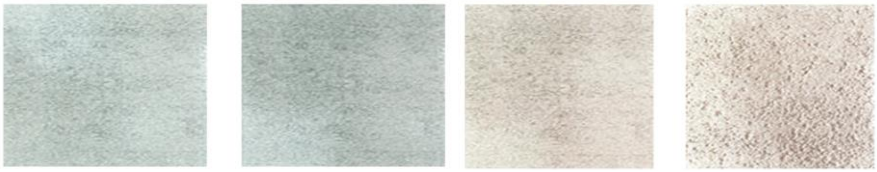
A ISO 8501-1 [5] classifica os graus de corrosão que o aço pode apresentar conforme mostra a Figura 2. O grau A corresponde a superfície com carepa de laminação ainda intacta, o grau B corresponde a superfície com carepa de laminação se destacando e com presença de ferrugem, o grau C apresenta uma superfície com corrosão generalizada e sem carepa e, finalmente, no grau D a superfície apresenta uma corrosão generalizada contendo pontos profundos de corrosão.

Figura 2: Graus A, B, C e D de corrosão de acordo com a ISO 8501-1 [5]



A mesma norma classifica os padrões de grau de limpeza da superfície do aço como St 2 (limpeza manual), St 3 (limpeza mecânica), Sa 1 (jato ligeiro ou “brush off”), Sa 2 (jato comercial), Sa 2 ½ (jato ao metal quase branco) e Sa 3 (jato ao metal branco), classificados em ordem de eficiência. Para a categoria de corrosividade C4, a ISO 12944-5 [6] recomenda o padrão Sa 2 ½ (jato ao metal quase branco) onde a superfície se mostra livre de óleos, gorduras, tintas e cerca de 95% da ferrugem e carepas é eliminada (Figura 3). Uma limpeza e preparo da superfície ineficiente pode reduzir a vida útil de um sistema de pintura em até 80% (ABGALVA [2]).

Figura 3: Limpeza por jato abrasivo ao metal quase branco (Sa 2 1/2) para os graus A, B, C e D de corrosão (ISO 8501-1 [5])



Após a limpeza da superfície é realizada a aplicação do revestimento primário (primer ou tinta de fundo) que tem a função de garantir a aderência da próxima camada, além de ser composta de pigmentos inibidores de corrosão. Em seguida é recomendada uma camada intermediária, que tem o objetivo de aumentar a distância entre o primer e o ar atmosférico, ou seja, criar uma barreira por meio da espessura. Finalmente é feita a aplicação do revestimento de acabamento que proporcionará uma resistência da pintura à agressão do meio ambiente, além de uma finalidade estética. A ISO 12944-5 [6] estabelece vários esquemas de pintura, dependendo da durabilidade requerida e da categoria de corrosividade a partir de pigmentos alquídicos, acrílicos, epoxídicos, poluiretânicos e etílicos de silicato de zinco ou alumínio. Esta durabilidade é classificada em baixa (2 a 5 anos), média (5 a 15 anos) ou alta (mais de 15 anos). Antes da escolha do tipo de proteção do aço contra a corrosão, alguns fatores devem ser analisados, tais como: categoria de corrosividade do ambiente, custo inicial de aplicação do revestimento, durabilidade da solução, custo da manutenção, possibilidade (ou não) de intervenções periódicas de manutenção, custos da paralisação para execução da manutenção,

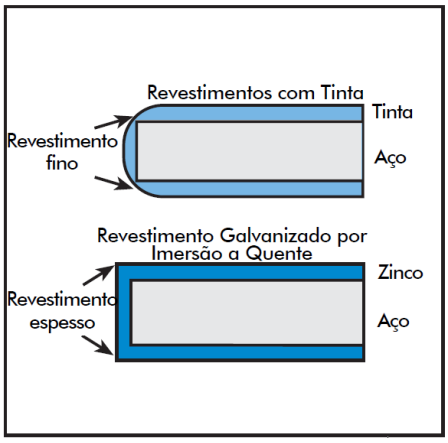
dimensões e formas dos componentes estruturais, possibilidades de tratamentos existentes na região e no local da construção, etc.

O ICZ [7] lista algumas vantagens da galvanização a quente:

a) Custo competitivo – Comparado a outras formas de proteção, a galvanização a quente, de modo geral, tem custos altamente competitivos, já que não requer uma mão de obra intensiva para preparação da superfície e aplicação do revestimento, como é o caso da pintura;
b) Durabilidade – A durabilidade das estruturas galvanizadas é diretamente proporcional à espessura da camada de zinco aplicada, por isso, o tempo de vida útil pode exceder facilmente os 50 anos em ambientes rurais e ficar entre 20 e 50 anos na maior parte dos ambientes agressivos, urbanos e costeiros;
c) Compatibilidade com outros revestimentos – O aço galvanizado pode ainda receber pintura e se tornar um sistema duplex, proporcionando um aumento de vida útil de mais que o dobro, já que muitas análises têm mostrado que esse sistema pode oferecer uma expectativa de vida útil maior que a soma das expectativas dos dois sistemas separadamente.
d) Confiabilidade – Por ser um processo industrial altamente mecanizado, cada etapa é rigorosamente controlada, especialmente a etapa de imersão no zinco fundido, em que o revestimento é distribuído uniformemente por toda a peça, tanto internamente quanto externamente, incluindo rebaixos, cantos vivos e áreas inacessíveis à aplicação de outros métodos de revestimentos (Figura 4). A peça galvanizada pode ser facilmente inspecionada através de equipamentos magnéticos ou por meio de testes não destrutivos para verificar a massa do revestimento por unidade de área, a aderência, a espessura e a uniformidade do revestimento;
e) Rapidez do processo – Através da galvanização a quente, a peça é preparada e revestida completamente em poucos minutos, enquanto que em processos de pintura, por exemplo, são necessários várias horas para realizar a limpeza e preparação da superfície para finalmente a pintura ser aplicada;
f) Resistência mecânica do revestimento – Através da interação entre o aço e o zinco que formam as camadas de liga FeZn, o material galvanizado apresenta maior resistência contra danos mecânicos durante seu manuseio, transporte, instalação e estocagem;

Embora existam dúvidas, devido aos poucos estudos práticos publicados na área, pode-se ainda citar o seu menor custo global em ambientes agressivos, ou seja, se custos de manutenção são levados em conta, o custo total, em toda a vida útil, de proteção da estrutura com galvanização pode ser menor do que o de uma estrutura pintada em ambientes de categoria de corrosividade C4/C5. A ocorrência de um maior número de manutenções, já que a durabilidade da pintura é indiscutivelmente menor considerando a espessura mínima de galvanização de 84 µm, pode aumentar o custo global da pintura, sem considerar os maiores custos operacionais da paralisação parcial ou total de atividades com maior frequência. O ICZ [7] apresenta um estudo que chega a esta conclusão considerando a determinação do Valor Presente Líquido (VPL) e uma vida útil projetada de 25 anos, embora não especifique a categoria de corrosividade considerada.

Figura 4: Espessura uniforme e adesão do revestimento são características do processo da galvanização a fogo (Pannoni [1])



A galvanização também apresenta algumas limitações e desvantagens, tais como:

a) A galvanização não pode ser realizada no canteiro de obras – É necessário que as peças sejam galvanizadas em uma unidade de galvanização e em seguida ser transportada para o local da obra;
b) As dimensões das peças são limitadas devido dimensões do tanque de imersão;
c) Devido à alta temperatura no processo de galvanização, painéis muito grandes ou peças com espessura fina e sem enrijecedores podem sofrer distorções ou empenamentos;
d) É necessário garantir um design adequado das peças (ex. furação em peças de seção fechada) para impedir o enclausuramento de ar durante a imersão;
e) A cor do revestimento de zinco só pode ser alterada com tintas;
f) Maior custo inicial, especialmente em ambientes menos agressivos;
g) Menor flexibilidade com relação a alterações realizadas in loco;

Este estudo apresenta uma análise técnica e um comparativo de custos de pintura e galvanização à quente de várias estruturas na região Nordeste (dois restaurantes, duas residências, duas cobertas e dois edifícios comerciais) situadas em ambientes agressivos (categoria de corrosividade C4). A partir do custo inicial da proteção adotada, os custos de manutenção subsequentes, considerando uma Vida Útil de Projeto (VUP=50 anos), e do peso da estrutura, são listados os benefícios e desvantagens dos dois métodos de proteção para os casos estudados. Os resultados mostram que, em ambientes agressivos, a galvanização à quente é uma opção tecnicamente viável e econômica especialmente em estruturas mais leves.

2 CARACTERIZAÇÃO DOS CUSTOS, PREMISSAS E OBRAS ESTUDADAS

Os custos globais do processo de galvanização a quente e do processo de pintura das obras estudadas são calculados a partir da soma dos custos inicial e das manutenções para uma VUP (vida útil de projeto) de 50 anos em ambos os casos. Com relação à pintura, o custo inicial é dado pelos custos de limpeza e preparação da superfície, tintas e aplicação. O custo inicial para proteção com galvanização a quente é dado pelo custo do processo industrializado, acrescentado o custo de transporte das peças galvanizadas até local da obra.

As premissas adotadas para os custos iniciais são: esquema de pintura previsto na ISO 12944-5 [6] para a categoria de corrosividade C4 com expectativa de durabilidade de 20 anos (alta) e galvanização a quente com espessura de 84 µm e expectativa de durabilidade de 30 anos para a categoria C4. O esquema de pintura adotado é uma limpeza da superfície padrão Sa 2 ½ (jateamento ao metal quase branco), um primer a base de epóxi com espessura de 80 µm e camadas intermediárias e de acabamento à base de epóxi ou poliuretano com espessura de 200 µm, totalizando 280 µm (tabela A.4 da ISO 12944-5 [6]).

Os custos de manutenção consideram a seguinte premissa: a expectativa de durabilidade da manutenção apenas com pintura de 10 anos em ambos os casos. O esquema de pintura para manutenção é o previsto na ISO 12944-5 para a categoria de corrosividade C4 com expectativa de durabilidade média (5-15 anos). Portanto os custos de manutenção da estrutura galvanizada devem prever os custos de pintura aos 30 e 40 anos e os custos de manutenção da estrutura pintada devem prever os custos de pintura aos 20, 30 e 40 anos. O esquema de pintura adotado nas manutenções é uma limpeza da superfície padrão St 3 (limpeza mecânica), um primer a base de epóxi com espessura de 80 µm e camadas intermediárias e de acabamento à base de epóxi ou poliuretano com espessura de 160 µm, totalizando 240 µm (tabela A.4 da ISO 12944-5 [6]).

Os custos das manutenções, tanto para pintura quanto para galvanização, variam com o tempo previsto, devendo-se considerar os reajustes anuais, de acordo com a taxa Selic, seguindo a equação convencional de juros compostos:

$$VF = VP(1+i)^n \quad (1)$$

onde VF é o valor futuro; VP é o valor presente; *i* é a taxa de juros e *n* é o período em anos.

A partir de uma pesquisa de preços destes serviços na região Nordeste, obtém-se os seguintes valores: galvanização a quente: R$ 2,60/kg; transporte da usina de galvanização até local da obra: R$ 0,19/kg para cada 100km; pintura inicial (incluindo limpeza, preparação da superfície, material e mão de obra): R$ 44,00/m² de superfície e pintura de manutenção (presente): R$ 37,40/m².

As obras analisadas são descritas abaixo. Para uma maior representatividade dos resultados as obras são escolhidas por uso e em pares: duas residências, duas cobertas, dois edifícios comerciais e dois restaurantes, localizados na região costeira do Nordeste brasileiro, nas cidades de João Pessoa – PB e Natal – RN.

2.1 Residência A

A residência A (Figuras 5, 6 e 7), projetada pela arquiteta Sandra Moura e localizada na cidade de João Pessoa-PB com área total de 1258 m², é constituída de 3 pisos (subsolo, térreo e 1º andar). A estética apurada da residência é um fator importante para a sua concepção estrutural, composta de lajes maciças, vigas e pilares em aço e concreto armado.

Para cumprir as várias exigências estético/funcionais da residência, especialmente relacionadas aos balanços proeminentes em todas as fachadas e o requerimento de pilares e vigas em aço aparentes tanto internamente quanto externamente, é necessário utilizar uma estrutura mista/híbrida composta de lajes maciças com 25cm de espessura integradas com vigas e pilares em aço e concreto armado. O peso total do aço estrutural é de aproximadamente 43t e o volume de concreto é de 360 m³. A área da superfície de aço (para pintura) é de 1022m² e o peso por unidade de área corresponde a 41,41kg/m².

Figura 5: Perspectivas da estrutura

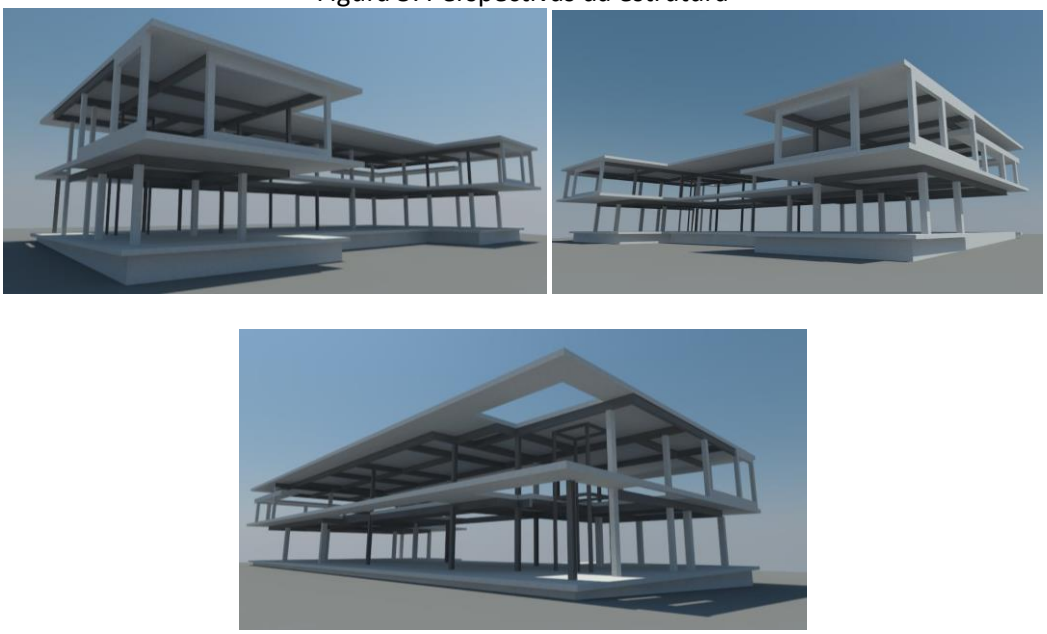
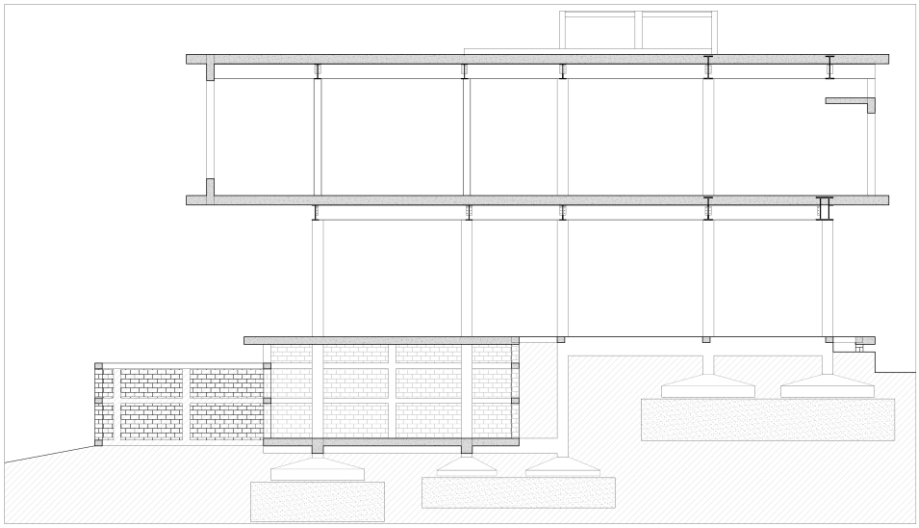


Figura 6: Fotos da residência concluída (Vilmar Costa)



Figura 7: Corte da estrutura



A residência situa-se a cerca de 2km do mar (categoria C4, Figura 8), é protegida com galvanização à quente e todas as ligações são parafusadas.

Figura 8: Localização da Residência A - João Pessoa/PB (Google Maps [8])



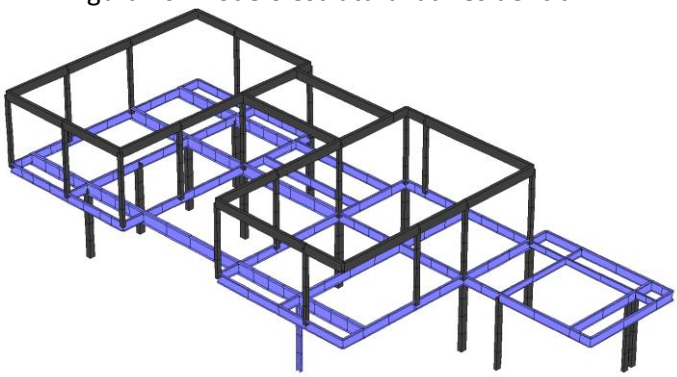
2.2 Residência B

A Residência B (Figuras 9 e 10), projetada pela arquiteta Leila Azzouz e localizada na cidade de João Pessoa-PB com área construída em estrutura metálica de 241m², é constituída de dois pisos com lajes pré-moldadas, vigas e pilares em aço e concreto armado. O peso total da estrutura de aço é de 9955kg, correspondendo a 22,99kg/m². A área da superfície para pintura é de 433m². Neste caso os requerimentos, além do apelo estético, estão relacionados a minimização de custos e maior velocidade e facilidade de execução.

Figura 9: Fotos da residência concluída



Figura 10: Modelo estrutural da residência B

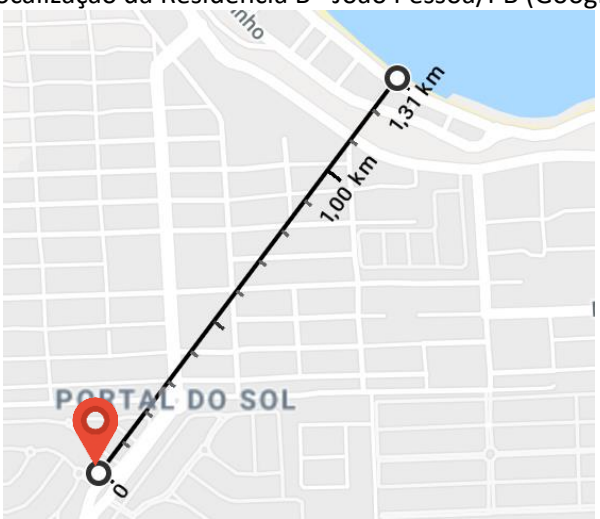


A residência situa-se a cerca de 1,3km do mar (categoria C4, Figura 12), é protegida com galvanização à quente e todas as ligações são parafusadas.

Figura 11: Fotos durante execução



Figura 12: Localização da Residência B - João Pessoa/PB (Google Maps [8])



2.3 Coberta A

A coberta A (Figuras 13 e 14), projetada pela GAS arquitetura e localizada na cidade de Natal-RN com 207 m², é constituída por perfis W e perfis formados a frio. O peso total de toda a estrutura da coberta é de 8714kg (incluindo chapas de ligações), o peso por unidade de área é de 12,87kg/m² e a área da superfície (para pintura) é de 677m².

Figura 13: Fotos durante execução e da obra concluída

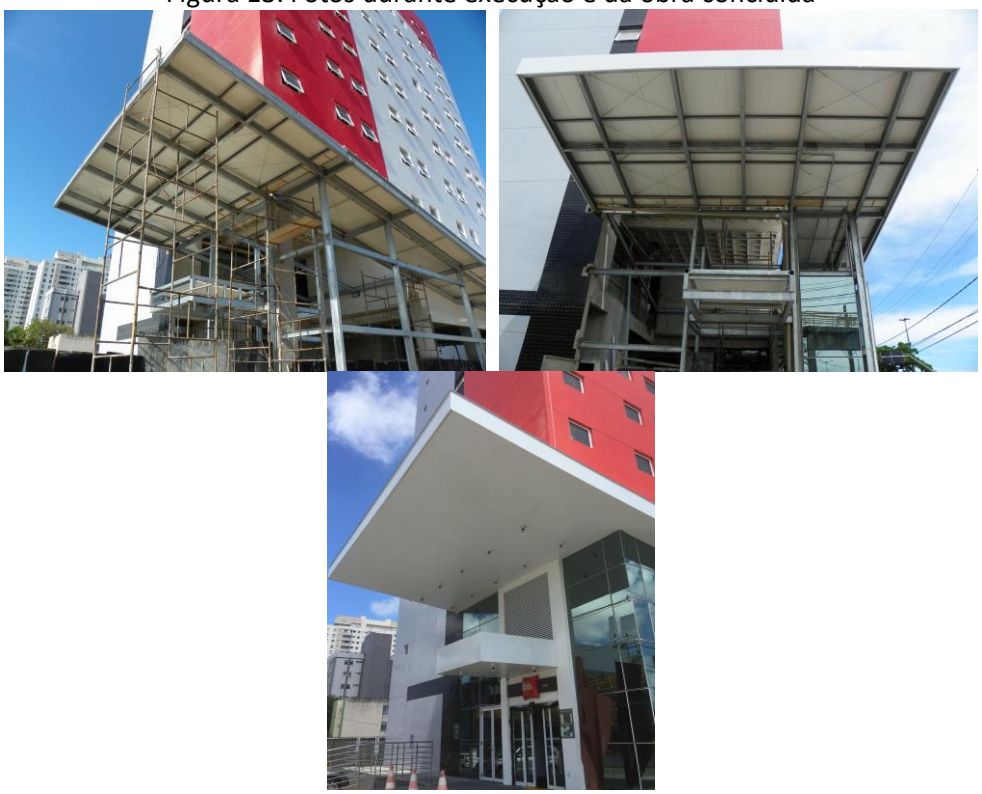
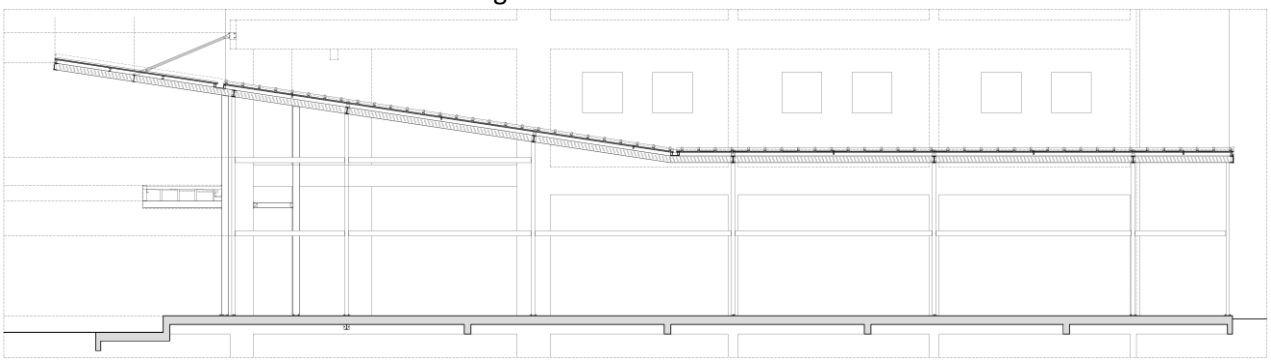


Figura 14: Corte da estrutura



A coberta situa-se a cerca de 3,3km do mar, mas principalmente devido a sua proximidade ao Parque das Dunas, composto de dunas salinas, o ambiente é também considerado como de categoria de corrosividade C4 (Figura 15). Esta é protegida com galvanização à quente e todas as ligações são parafusadas.

Figura 15: Localização da coberta A (Google Maps [8])



2.4 Coberta B

A coberta B (Figura 16), projetada pela arquiteta Teresa Queiroga e localizada na cidade de João Pessoa – PB com área total de 670 m², é constituída por perfis formados a frio. O peso total de toda a estrutura da coberta é de 12288kg (incluindo chapas de ligações), o peso por unidade de área é de 12,79kg/m² e a área da superfície (para pintura) é de 961m².

Figura 16: Fotos durante a execução e da obra concluída



A coberta situa-se a cerca de 390m do mar (categoria C4, Figura 17), é protegida com galvanização à quente e todas as ligações são parafusadas.

Figura 17: Localização da Coberta B - João Pessoa/PB (Google Maps [8])



2.5 Edifício A

O edifício A (Figuras 18, 19, 20 e 21), projetado pelo arquiteto Leonardo Maia e localizado na cidade de Natal – RN com área total de aprox. 2400m², sendo 988m² em estrutura de aço apoiada em três níveis em concreto armado. O edifício possui 1 subsolo para estacionamento, térreo e 1º pavimento com lojas formados por uma estrutura em concreto armado e, o 2º, 3º e 4º pavimentos para escritórios em estrutura de aço constituída de perfis W e lajes mistas do tipo steel deck. A estrutura de aço tem peso total de 55.555kg, o peso por unidade de área é de 34,36 kg/m² e a superfície para pintura é de 1617m².

Figura 18: Perspectivas de arquitetura (arq. Leonardo Maia) e da estrutura do edifício A - Natal/RN



Figura 19: Modelo de cálculo estrutura em aço do Edifício A - Natal/RN

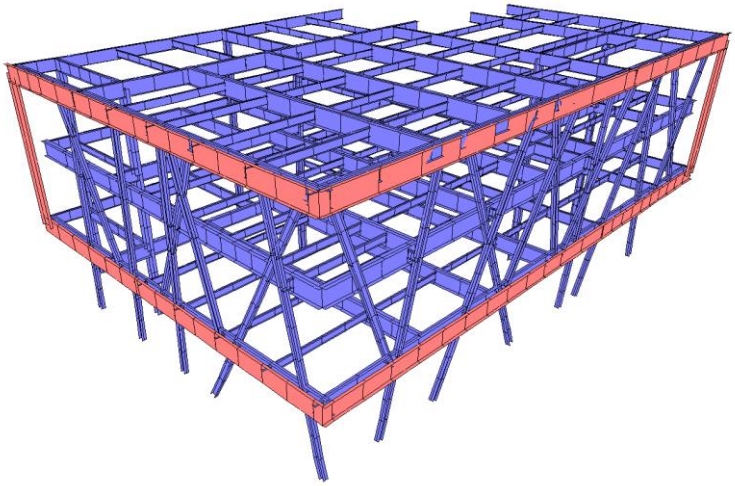


Figura 20: Elevação do edifício (segmento de estrutura metálica)

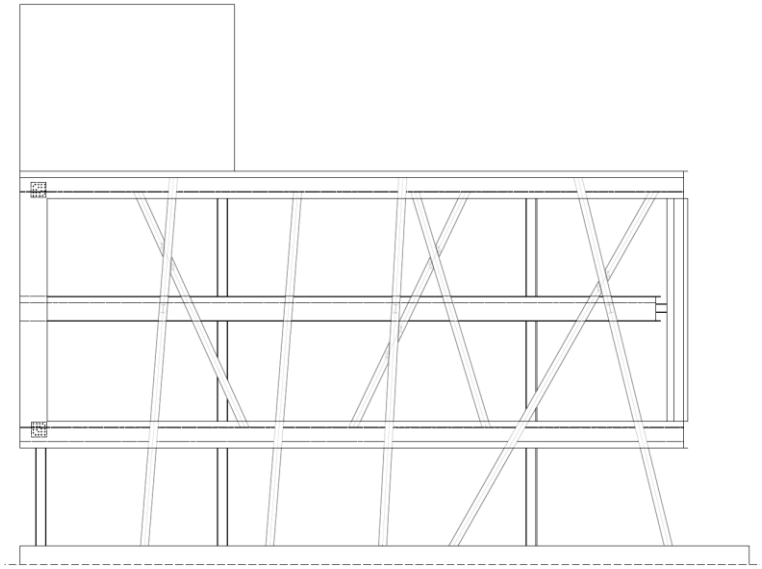


Figura 19: Elevação do edifício (segmento de estrutura metálica)

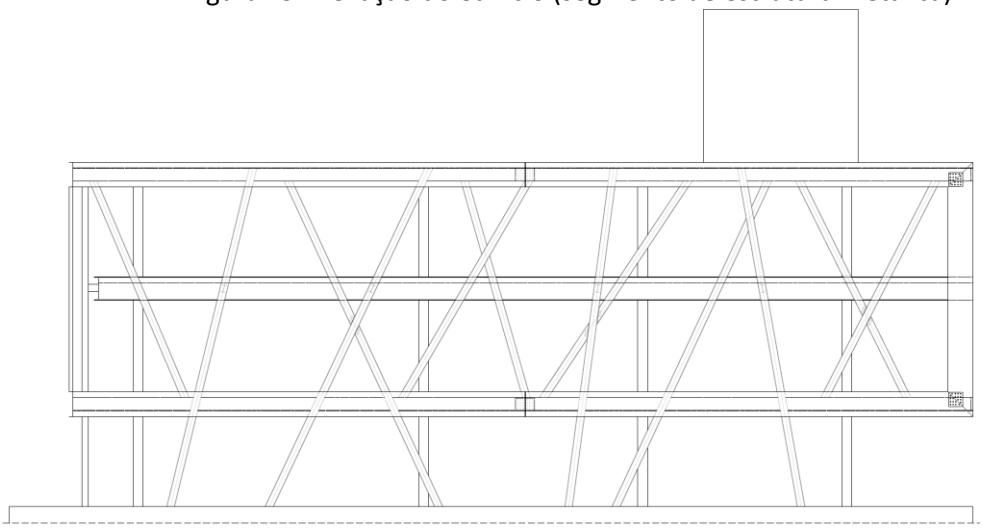
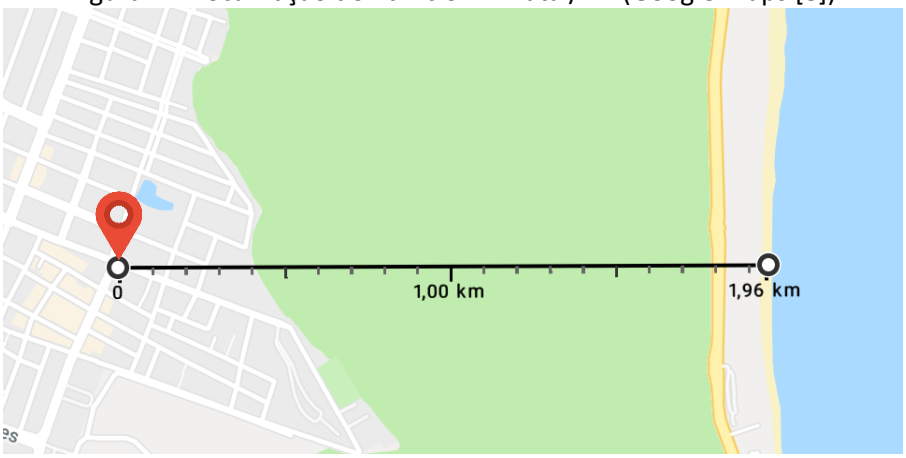


Figura 22: Localização do Edifício A - Natal/RN (Google Maps [8])



O edifício situa-se a cerca de 2Km do mar (categoria C4, Figura 22), é projetado prevendo galvanização à quente com todas as ligações parafusadas.

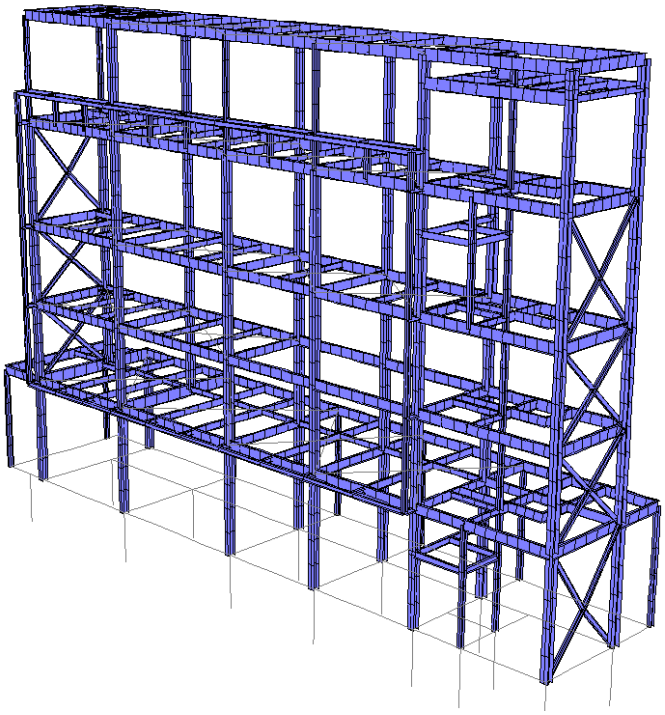
2.6 Edifício B

O edifício B (Figuras 23 e 24), projetado pelo arquiteto Leonardo Maia e localizado na cidade de João Pessoa – PB com área total construída de aprox. 430m², é constituído de 6 pisos (térreo, 4 níveis e cobertura). Sua estrutura é composta por perfis W e lajes mistas do tipo steel deck. O peso total da estrutura em aço é de 39.734kg, o peso por unidade de área é de 92,40 kg/m² e a superfície para pintura é de 1471m².

Figura 20: Perspectivas do edifício B (arq. Leonardo Maia)

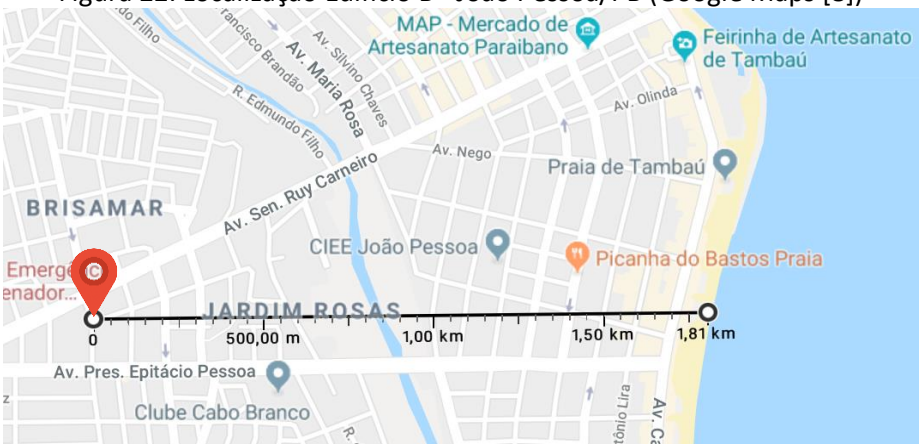


Figura 21: Modelo de cálculo da estrutura em aço do Edifício B



O edifício situa-se a cerca de 1.8Km do mar (categoria C4, Figura 25), é projetado prevendo galvanização à quente com todas as ligações parafusadas.

Figura 22: Localização Edifício B - João Pessoa/PB (Google Maps [8])



2.7 Restaurante A

O restaurante A (Figuras 26 e 27), projetado pela arquiteta Sandra Moura e localizado na cidade de Natal-RN com área construída em aço de 2748 m², é constituído de 2 pisos (subsolo e térreo) com três níveis principais (-3.11, +0.00, +4.35m). A estrutura é formada por lajes mistas tipo *steel deck*, vigas mistas e pilares em aço com fundações em sapatas com melhoramento do solo e estacas hélice contínua justapostas nos arrimos. O peso total do aço

estrutural é de aprox. 124000kg e o volume total de concreto é de 480 m³. O peso da estrutura por unidade de área é de 44,99 kg/m² e a superfície para pintura é de 3932m².

Figura 23: Perspectiva estrutural



Figura 24: Fotos da obra concluída



Figura 25: Localização Restaurante A - Natal/RN (Google Maps [8])



O restaurante situa-se a cerca de 300m do mar e muito próximo ao salino Parque das Dunas (categoria C4, Figura 28), é protegido com galvanização à quente e todas as ligações são parafusadas.

2.8 Restaurante B

O restaurante B (Figuras 29 e 30), projetado pelo arquiteto Leonardo Maia e localizado na cidade de Natal-RN e com área construída de estrutura metálica de 1009 m², é constituído de 4 blocos: 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, que tem a intenção de lembrar uma grande rede de arrasto, combinando com o conceito do restaurante de frutos do mar. O peso total do aço estrutural é de aprox. 56000kg e o volume de concreto total é de 480 m³. A estrutura de aço tem peso por unidade de área de 55,67kg/m² e a superfície para pintura é de 1538m².

Figura 26: Fotos do restaurante concluído



Figura 27: Perspectiva da estrutura e foto durante execução



Figura 28: Localização Restaurante B - Natal/RN (Google Maps [8])



O restaurante situa-se a cerca de 2km do mar e muito próximo ao salino Parque das Dunas (categoria C4, Figura 31), foi projetado prevendo galvanização à quente com todas as ligações parafusadas mas foi executado com pintura. Embora o custo inicial da pintura tenha sido menor do que os estimados para galvanização a quente, o processo de pintura, devido ao maior tempo requerido para o jateamento abrasico seco (padrão Sa 2 ½), se mostrou inadequado aos prazos requeridos da construção. Os proprietários decidiram então galvanizar a quente o restaurante A, que foi executado posteriormente, por este motivo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Através de uma análise dos dados de cada obra é realizado um estudo comparativo entre peso da estrutura de aço, área construída, área de pintura, complexidade da obra e custos iniciais e globais dos processos de galvanização e pintura. A Tabela 1 resume as características das obras consideradas. O grau de complexidade das obras é avaliado levando em conta sua forma geométrica, dificuldade de execução, quantidade de conexões, facilidade de acesso, desafios estruturais e outras exigências técnicas.

Tabela 1: Características das obras analisadas

OBRAS	GRAU DE COMPLEXIDADE	ÁREA CONSTRUÍDA (m²)	PESO DA ESTRUTURA DE AÇO (kg)	ÁREA DA SUPERFÍCIE DE PINTURA (m²)	PESO POR UNIDADE DE ÁREA CONSTRUÍDA (kg/m²)	PESO POR UNIDADE DE ÁREA DE PINTURA (Kg/m²)
Residência A	7	1258	42326	1022	33,65	41,41
Residência B	4	241	9955	433	41,31	22,99
Coberta A	2	207	8714	677	42,10	12,87
Coberta B	1	670	12288	961	18,34	12,79
Edifício A	6	988	55555	1617	56,23	34,36
Edifício B	5	430	39734	1471	92,40	27,01
Restaurante A	3	2748	123632	3932	44,99	31,44
Restaurante B	8	1009	56172	1538	55,67	36,52

Os custos estimados, conforme descrito no item 2, são apresentados na Tabela 2 para a galvanização com manutenções a 30 e 40 anos e na Tabela 3 para a pintura com manutenções

a 20, 30 e 40 anos, considerando uma taxa Selic anual (*i*) de 6.4%. Nota que o custo global da galvanização é sempre menor do que o custo global da pintura e que o custo total inicial da pintura é em geral menor do que o custo total inicial da galvanização, exceto para as cobertas A e B.

Tabela 2: Custos para o processo de galvanização

OBRAS	PREÇO INICIAL UNITÁRIO (R$/KG)	DISTÂNCIA PARA USINA (KM)	CUSTO INICIAL DE TRANSPORTE (R$/KG*100KM)	CUSTO TOTAL INICIAL (R$)	CUSTO DE MANUTENÇÃO PARA 30 ANOS (R$)	CUSTO DE MANUTENÇÃO PARA 40 ANOS (R$)	CUSTO GLOBAL DA GALVANIZAÇÃO (R$)
Residência A	2,60	120	0,19	119.697,93	245.794,03	457.075,16	822.567,12
Residência B	2,60	117	0,19	28.096,00	104.137,79	193.653,17	325.886,95
Coberta A	2,60	280	0,19	27.292,25	162.820,51	302.778,75	492.891,51
Coberta B	2,60	120	0,19	34.750,46	231.123,35	429.793,76	695.667,58
Edifício A	2,60	282	0,19	174.209,37	388.893,30	723.180,56	1.286.283,22
Edifício B	2,60	118	0,19	112.216,76	353.779,87	657.884,10	1.123.880,73
Restaurante A	2,60	280	0,19	387.215,42	945.657,67	1.758.531,81	3.091.404,91
Restaurante B	2,60	279	0,19	175.823,98	369.893,57	687.848,91	1.233.566,46

Tabela 3: Custos para o processo de pintura

OBRAS	PREÇO INICIAL UNITÁRIO (R$/m²)	CUSTO INICIAL DA MANUTENÇÃO (R$/m²)	CUSTO TOTAL INICIAL (R$)	CUSTO DE MANUTENÇÃO PARA 20 ANOS (R$)	CUSTO DE MANUTENÇÃO PARA 30 ANOS (R$)	CUSTO DE MANUTENÇÃO PARA 40 ANOS (R$)	CUSTO GLOBAL DA PINTURA (R$)
Residência A	44,00	37,40	44.968,00	132.176,75	245.794,03	457.075,16	880.013,94
Residência B	44,00	37,40	19.052,00	56.000,52	104.137,79	193.653,17	372.843,48
Coberta A	44,00	37,40	29.788,00	87.557,39	162.820,51	302.778,75	582.944,65
Coberta B	44,00	37,40	42.284,00	124.287,53	231.123,35	429.793,76	827.488,64
Edifício A	44,00	37,40	71.148,00	209.128,96	388.893,30	723.180,56	1.392.350,82
Edifício B	44,00	37,40	64.724,00	190.246,57	353.779,87	657.884,10	1.266.634,54
Restaurante A	44,00	37,40	173.008,00	508.531,28	945.657,67	1.758.531,81	3.385.728,76
Restaurante B	44,00	37,40	67.672,00	198.911,78	369.893,57	687.848,91	1.324.326,26

Os custos relativos inicial e de manutenção são apresentados nas Figuras 29 e 30 para os processos de galvanização e de pintura, respectivamente. Observe que os custos iniciais de pintura representam cerca de 5% do custo global em todos os casos, mas os custos iniciais de galvanização podem chegar a 15%. Portanto, como esperado, o maior número de intervenções

para manutenções requerido para a pintura, considerando as correções com juros compostos, aumenta o custo global da pintura com relação a galvanização. As obras com menores custos relativos iniciais para a galvanização são as cobertas A e B, que estão entre as mais leves com relação ao peso por unidade de área construída e com relação ao peso por unidade de área de pintura (Tabela 1).

Figura 29: Porcentagem dos custos inicial e de manutenções com relação ao valor total do processo de galvanização

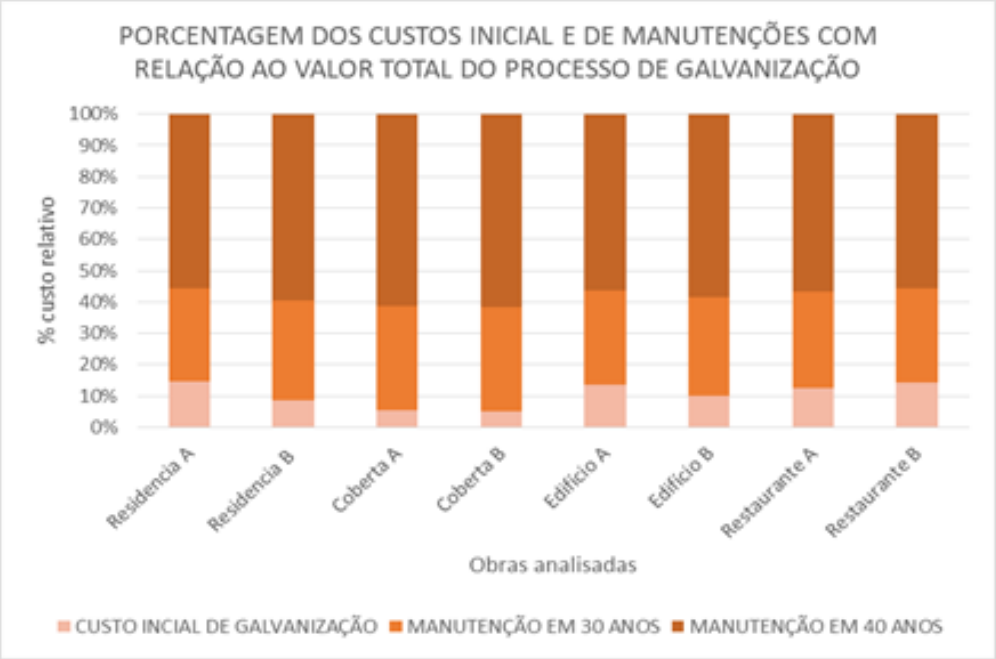
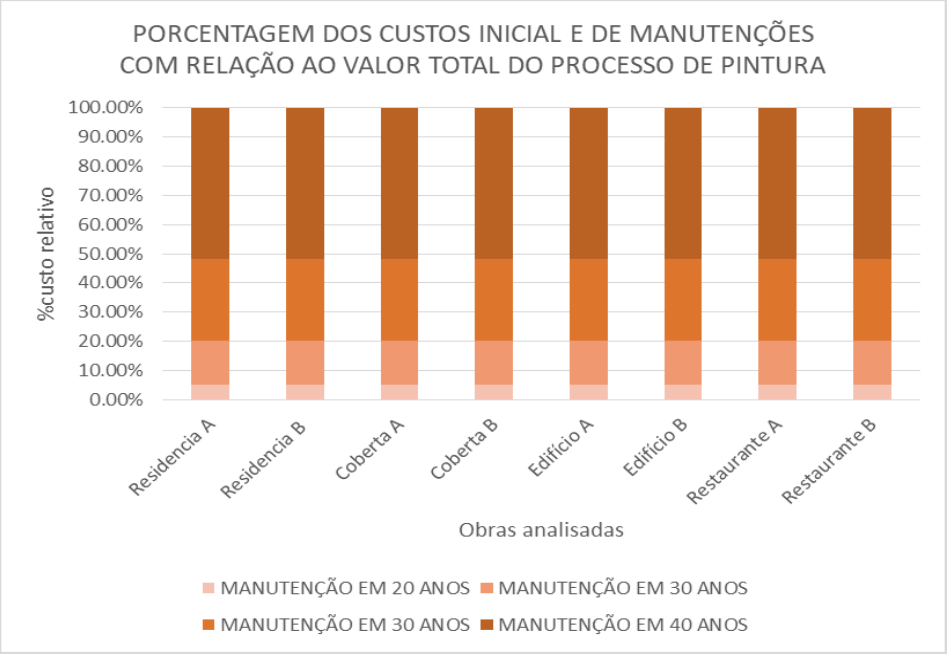


Figura 30: Porcentagem dos custos inicial e de manutenções com relação ao valor global do processo de pintura

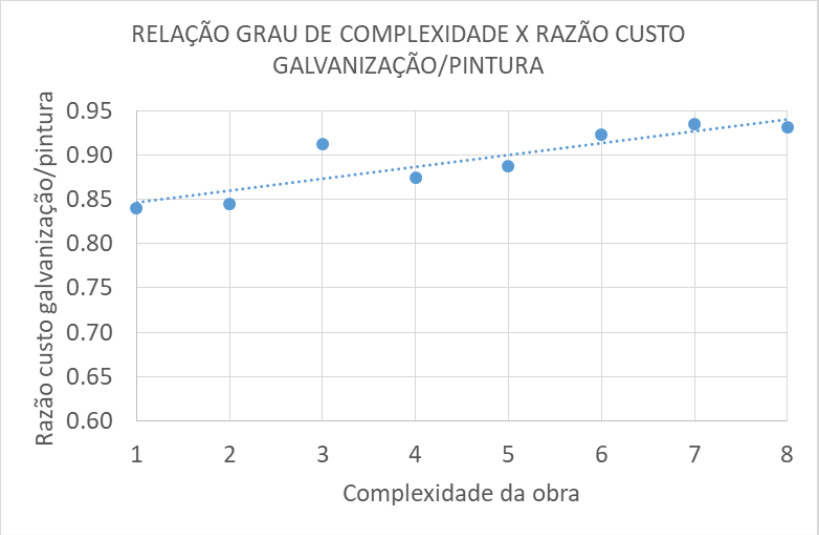


A Tabela 4 mostra a razão entre os custos globais de galvanização e pintura. Esta razão serve de base para as análises subsequentes. Mais uma vez, as cobertas A e B possuem a menor relação e, portanto, o menor custo global de galvanização, chegando a uma economia de 16%. A Figura 31 mostra a relação entre a complexidade da obra (Tabela 1) e esta razão. Note que há uma boa correção entre estes dois fatores, ou seja, quanto maior a complexidade da obra maiores são os custos globais com galvanização.

Tabela 4: Relação entre custos de galvanização e custos de pintura

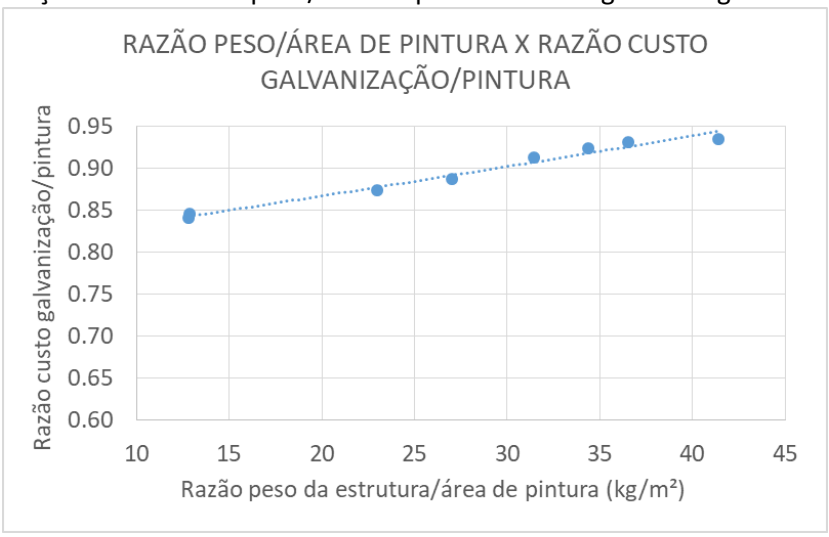
OBRAS	CUSTO GLOBAL DA GALVANIZAÇÃO (R$)	CUSTO GLOBAL DA PINTURA (R$)	RAZÃO ENTRE CUSTOS
Residência A	822.567,12	880.013,94	0,93
Residência B	325.886,95	372.843,48	0,87
Coberta A	492.891,51	582.944,65	0,85
Coberta B	695.667,58	827.488,64	0,84
Edifício A	1.286.283,22	1.392.350,82	0,92
Edifício B	1.123.880,73	1.266.634,54	0,89
Restaurante A	3.091.404,91	3.385.728,76	0,91
Restaurante B	1.233.566,46	1.324.326,26	0,93

Figura 31: Relação entre o grau de complexidade x razão de custo global de galvanização/pintura



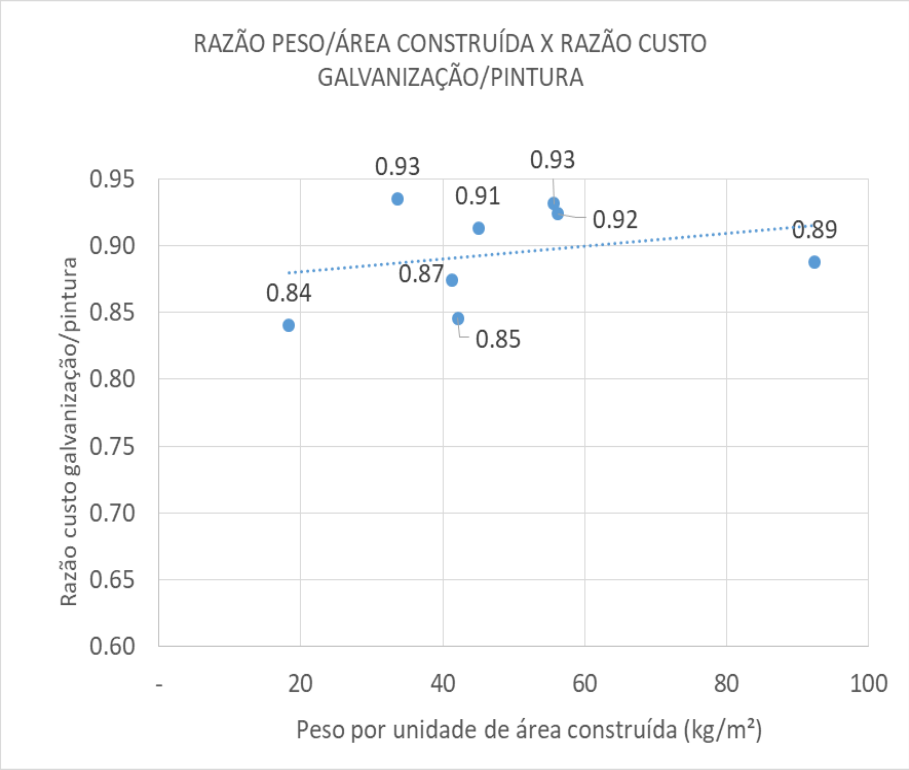
A Figura 32 mostra a correlação entre a razão peso/área de pintura (Tabela 1) e a razão entre os custos globais de galvanização/pintura. A correlação é praticamente linear, evidenciando que os custos globais da galvanização de estruturas com perfis mais leves com relação a sua área de pintura são menores. Isto quer dizer, por exemplo, que a galvanização de estruturas com perfis formados a frio é mais viável economicamente do que de estruturas com perfis laminados, como é caso das cobertas A e B (ver itens 2.3 e 2.4).

Figura 32: Relação entre a razão peso/área de pintura e custo global de galvanização/pintura



A Figura 33 mostra a correlação entre a razão peso/área construída (Tabela 1) e a razão entre os custos globais de galvanização/pintura. A correlação é um pouco difusa, mas ainda é possível inferir uma tendência de aumento de custos globais de galvanização para estruturas mais pesadas com relação a sua área construída.

Figura 33: Relação entre a razão peso/área construída e custo global de galvanização/pintura



4 CONCLUSÃO

Para os casos estudados, em ambientes agressivos de categoria de corrosividade C4, a galvanização à quente é uma opção tecnicamente viável e econômica com relação ao procedimento de pintura, especialmente quando o custo global, envolvendo as manutenções requeridas e a correção monetária, é considerado. O custo inicial de estruturas pintadas é geralmente inferior ao custo inicial de estruturas galvanizadas à quente, mas o contrário ocorre quando se consideram os custos globais. Estruturas galvanizadas com perfis mais leves com relação a sua área de pintura e menor grau de complexidade também apresentam maior viabilidade técnico-econômica.

Agradecimentos
A Projectaço agradece o apoio dos arquitetos Leonardo Maia, Leila Azzouz e Sandra Moura, além aos demais envolvidos direta ou indiretamente neste trabalho.

REFERÊNCIAS

1 Pannoni, Fábio Domingos. Projeto e Durabilidade. Manual da Construção em Aço, 2ª edição. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2017.

2 Associação Brasileira de Galvanização - ABGALVA. Página Institucional. Disponível em: http://www.abgalva.org.br.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14643: Corrosão atmosférica – Classificação da corrosividade de atmosferas, 2001.

4 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6323: Galvanização por imersão a quente de produtos de aço e ferro fundido – Especificações, 2016.

5 ISO 8501-1. Preparation of steel substrates before application of paints and related products -- Visual assessment of surface cleanliness-- Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings, International Organization for Standardization, Genève, 2007.

6 ISO 12944-5. Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems: Part 5 – Protective paint systems, International Organization for Standardization, Genève, 2007.

7 Instituto de Metais não Ferrosos – ICZ. Guia de galvanização por imersão à quente. Página Institucional. Disponível em: http://www.icz.org.br.

8 Google Maps. Acessado em 10/04/2019. Disponível em: www.google.com/maps.



CONSTRUMETAL 2019
8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

14 a 16 de agosto de 2019
São Paulo - SP - Brasil

ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica 45 anos

ABCEM - Associação Brasileira da Construção Metálica
Av. Brig. Faria Lima, 1931 - 9º andar - 01451-917 - São Paulo, SP - Brasil
www.abcem.org.br / www.construmetal2019.com.br/pt