



## CONSTRUMETAL 2014

Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

Contribuições Tecnocientíficas

- Parte 5 -

Ligações – Concepção, Projeto e Elementos de Fixação



## **Comparação da taxa de deposição e eficiência de deposição entre os consumíveis E71T-1C e ER70S-6**

*Mauro Apolinário da Luz*<sup>1</sup>  
*Jaime Casanova Soeiro Junior*<sup>2</sup>  
*Sérgio Duarte Brandi*<sup>3</sup>

### **Resumo**

Entre os diversos consumíveis encontrados para as mesmas aplicações como a soldagem de aço baixo carbono, com o propósito de se obter altas velocidades de soldagem e boa qualidade, é grande a competitividade entre dois tipos, o arame tubular e o arame sólido. Este trabalho compara a taxa de deposição e à eficiência de deposição entre o arame sólido ER70S-6 e o arame tubular E71T-1C com diferentes parâmetros para conhecer qual são as melhores condições para o melhor consumível. As taxas de deposição foram medidas usando-se uma sequência de cordões de solda realizados em simples deposição sobre chapa de aço ASTM A36. As variáveis utilizadas foram o gás de proteção, a Distância do Bico de Contato à Peça (DBCP) e a corrente de soldagem. Os resultados obtidos na soldagem mostraram que para a corrente de 200 A o arame sólido apresenta maior taxa de deposição e para 250 A o arame tubular tem a taxa de deposição mais elevada que a do arame sólido. A eficiência de deposição medida nestes mesmos valores de corrente, com CO<sub>2</sub> e com mistura (Ar+25%CO<sub>2</sub>), foi maior no arame sólido. As principais variáveis para se obter os melhores resultados foram a corrente de soldagem e o DBCP para os dois arames.

**Palavras-chave:** Arame tubular, Arame sólido; Taxa de deposição; Eficiência de deposição; Processo MIG/MAG; Processo de soldagem com arame tubular.

### **Comparison of deposition rate and deposition efficiency between E71T-1C and ER70S-6 consumables**

#### **Abstract**

There are any kinds of welding consumables for the same applications to welding low carbon steel, with purpose to obtain high welding speed and good quality there is great competition between two types, flux cored wire and solid wire. This paper compares the deposition rate and deposition efficiency between ER70S-6 solid wire and E71T-1C flux cored wire with different parameters for to know which the best conditional for the best consumable are. Deposition rates were measured using a series of weld beads made in simple deposition on ASTM A36 steel plate. The variables used were the shielding gas, the distance from the contact nozzle to the sample (DBCP) and welding current. The results obtained showed that the welding current of 200 A for the solid wire has a higher deposition rate and for 250 A the flux cored wire has the deposition rate higher than the solid wire. The deposition efficiency measured in these same values of current,

\* Contribuição técnica ao **Construmetal 2014** – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica – 02 a 04 de setembro de 2014, São Paulo, SP, Brasil.



with CO<sub>2</sub> and with mixture (Ar +25% CO<sub>2</sub>) was higher in the solid wire. The main variables to obtain the best results were welding current and DBCP for the two wires.

**Keywords:** Flux Cored, Solid Wire; Deposition Rates; Deposition Efficiency; GMAW; FCAW.

<sup>1</sup> Tecnólogo em Soldagem, Especialista em Engenharia de Soldagem, Depto de Marketing, Belgo Bekaert Arames, Osasco, SP, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro Mecânico, Especialista em Engenharia de Soldagem, Mestre em Ciências da Engenharia Metalúrgica e de Materiais, aluno de Doutorado – Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil.

<sup>3</sup> Engenheiro Metalúrgico, Mestre em Engenharia Metalúrgica e Doutor em Engenharia Metalúrgica, Professor da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.



## 1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a soldagem com os processos MIG/MAG e arame tubular, foram as que mais cresceram mundialmente, devido à necessidade de aumento da produtividade das indústrias e às facilidades em suas automatizações.

Os processos de soldagem arame tubular e MIG/MAG são muito semelhantes em seus princípios de funcionamento e nos tipos de equipamentos utilizados. Ambos são processos de soldagem por fusão, com arame alimentado de forma contínua e o arco elétrico ocorrendo entre o eletrodo e a peça, protegido por gás de proteção. Para ambos os processos os equipamentos são os mesmos, exceto a roldana recartilhada recomendada para o tubular e a roldana lisa para o sólido [1-3].

Quanto ao modo de transferência, no processo arame tubular o fluxo de gotas metálicas não ocorre de forma centralizada em relação ao eixo do arame, como no processo MIG/MAG.

Devido ao arame tubular possuir a massa metálica externamente no arame, as gotas são formadas lateralmente [4]. O tipo de transferência metálica para o arame tubular é guiada por escória enquanto que no arame sólido pode variar de curto-circuito até spray, dependendo do tipo de gás de proteção, da tensão do arco e da corrente de soldagem [5].

Quanto às variáveis de soldagem ambos os processos são semelhantes, pois as faixas de corrente utilizadas para cada diâmetro do arame tubular são as mesmas usadas nos arames sólidos.

Uma característica diferente nos arames tubulares é o uso de maior extensão do eletrodo, principalmente quando se deseja otimizar o processo para altas taxas de deposição [6]. Nos arames com proteção gasosa limita-se o uso de grandes extensões de eletrodo devido à proteção do gás que pode ficar prejudicada. Recomenda-se de 19 a 38 mm [7]. Para o arame tubular a taxa de deposição é obtida através da maior densidade de corrente e ainda uma maior tolerância aos contaminantes presentes no metal de base [8].

Estas são as características que distinguem os dois tipos de arames e justificam as maiores taxas de deposição do arame tubular. Entretanto, quando comparado ao arame sólido podemos dizer que o arame tubular tem um custo mais elevado na relação custo/peso do metal depositado [9]. Uma experiência feita por WIDGERY [10], em 1994 na Inglaterra, demonstrou as altas taxas de deposição alcançadas pelo arame tubular rutílico E71T-1C, pelo arame tubular com núcleo metálico (MIG/MAG) e pelo arame sólido (MIG/MAG), todos com diâmetro de 1,2 mm. Na proporção que se aumenta a corrente, em fontes de energia convencional, as taxas de deposição aumentam, incluindo o arame com núcleo metálico. As menores taxas de deposição foram obtidas, por este autor, com o arame sólido.

No trabalho de LEITE [11], o arame tubular E70C-6M foi o mais eficiente quando comparado com o arame sólido E 70S-6 e o arame tubular E71T-1C. O E70C-6M apresentou a maior taxa de deposição entre os três arames (5,56 kg/h) e o menor tempo de soldagem (3,64 minutos na peça soldada).

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Descrever detalhadamente os equipamentos e os procedimentos utilizados, permitindo que a pesquisa possa ser reproduzida posteriormente por outros pesquisadores. Apresentar a literatura e a descrição dos métodos estatísticos empregados, quando for o caso.



## 2.1 Metal de Base

A Chapa de aço utilizada como metal de base foi ASTM A36 com 8,0 mm de espessura. Cada experimento utilizou um chapa com 100,0 mm de largura e 300,0 mm de comprimento. A tabela 1 apresenta a composição química deste aço.

Tabela 1 - Composição Química do aço ASTM A36.

C	Si	Mn	P	S
0,250	0,400	1,000	0,040	0,050

## 2.2 Consumíveis utilizados

Neste trabalho foram utilizados dois processos de soldagem, o MIG/MAG e o arame tubular. Os consumíveis utilizados foram o arame sólido cobreado (AWS A5.18 ER70S-6) com diâmetro de 1,2 mm e o arame tubular do tipo rutílico com proteção gasosa (AWS A5.20 E71T-1C) com diâmetro de 1,2 mm. Suas composições químicas são especificadas nas tabelas 2 e 3.

Tabela 2. Composição química do arame sólido ER70S-6.

Fonte	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	V	Cu	Al
Certificado	0,082	0,828	1,543	0,018	0,018	0,014	0,033	0	0	0,022	0,0005
Especificação AWS	0,06-0,15	0,80-1,15	0,04-0,85	≤ 0,025	≤ 0,035	≤ 0,15	≤ 0,15	≤ 0,15	≤ 0,03	≤ 0,5	-

Tabela 3. Composição química do arame tubular E71T-1C.

Fonte	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	V	Cu
Certificado	0,05	0,58	1,23	0,016	0,013	0,03	0,04	0,01	0,02	0,01
Especificação AWS	≤ 0,12	≤ 0,9	≤ 1,75	≤ 0,03	≤ 0,03	≤ 0,5	≤ 0,2	≤ 0,3	≤ 0,08	≤ 0,35

## 2.3 Soldagem dos Experimentos.

A soldagem dos experimentos utilizou uma fonte de soldagem convencional de tensão constante e corrente contínua com capacidade para 600 A e alimentador de arame convencional. A soldagem foi executada com auxílio de um sistema de mecanização linear a fim de manter constante a distância do bico de contato à peça (DBCP) e a velocidade de soldagem. Foram feitas oito combinações distintas das condições operacionais de soldagem com cada tipo de arame (sólido e tubular), sendo elas descritas na tabela 4. Foram realizados três (3) cordões de solda para cada condição operacional avaliada.

A velocidade de soldagem utilizada foi de 5,0 mm/segundos para todos os cordões. A vazão do gás de proteção foi medida no bocal com debímetro e ajustada para uma vazão de 15 l/min imediatamente antes da soldagem.

Para a definição dos parâmetros de soldagem foram tomados como base os parâmetros definidos em outros trabalhos feitos com comparação entre arames sólidos e tubulares e pelas recomendações dos fabricantes dos consumíveis [12].

Tabela 4. Combinações entre as variáveis estudadas (DBCP, Gás de Proteção e Corrente) para cada tipo de arame.

Tipo de Arame	DBCP	Gás	Corrente
Arame Sólido (ER 70S-6)	12	100% CO <sub>2</sub>	200
			250
		75% Ar + 25%CO <sub>2</sub>	200
	250		
	20	100% CO <sub>2</sub>	200
			250
75% Ar + 25%CO <sub>2</sub>		200	
	250		
Arame Tubular (E71T-1C)	12	100% CO <sub>2</sub>	200
			250
		75% Ar + 25%CO <sub>2</sub>	200
	250		
	20	100% CO <sub>2</sub>	200
			250
75% Ar + 25%CO <sub>2</sub>		200	
	250		

#### 2.4 Medições com o Sistema de Aquisição de Dados de Soldagem

Foram coletados os gráficos de cada cordão de solda com um sistema de aquisição dos parâmetros de soldagem para análise da taxa de deposição e da eficiência de cada processo. Foram gravados períodos com o mínimo de 200 milissegundos, com oscilogramas de corrente, tensão e velocidades de alimentação de arame.

#### 2.5 Sequência de Soldagem e de Medições.

Em cada chapa de aço ASTM A36 foi realizado três cordões de solda com o mesmo parâmetro. A figura 1 ilustra o corpo de prova soldado com os três cordões de solda, sendo que dois cordões foram feitos de um lado da chapa e um cordão no lado oposto da mesma. A sequência de execução dos cordões também está representada na figura 1.

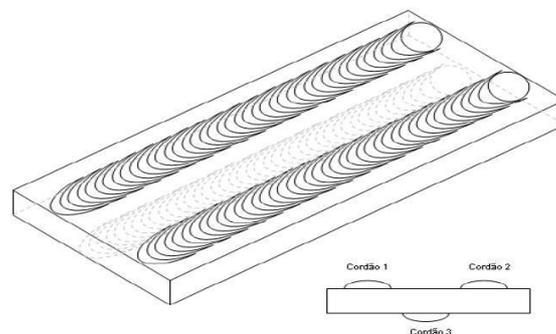


Figura 1. Representação da localização dos cordões de solda em cada chapa e sua sequência de execução.

Os cordões feitos com o arame tubular tiveram a remoção da escória feita cuidadosamente para posterior pesagem e a superfície do cordão foi escovada com escova de aço. A soldagem foi feita na sequência mostrada na figura 1. Após cada cordão e passado de um a dois minutos,



tempo suficiente para a limpeza da escória (caso do arame tubular) e destravamento das fixações da chapa na bancada, todos os corpos de prova foram submetidos ao resfriamento com água com o objetivo de prepará-lo para receber o próximo cordão de solda. Este procedimento garantiu que a chapa estivesse sempre na mesma temperatura (25°C) antes do início do segundo cordão e antes do terceiro. Após o terceiro cordão a chapa soldada foi resfriada ao ar. Cada chapa de aço foi secada (após resfriamento com água), pesada e identificada antes da soldagem do 2º e 3º cordões. Também foram pesados os carretéis de arame antes e depois da soldagem de cada cordão. As pontas de arame e a escória removida foram pesadas numa balança digital com capacidade máxima de 2 kg e precisão de 0,01 g. O tempo de arco aberto foi cronometrado, bem como os comprimentos dos cordões medidos com escala em milímetros.

## 2.6 Cálculo da Taxa de Deposição

Para a realização do cálculo da taxa de deposição foi utilizado a equação 1.

$$Td = \frac{Pf - Pi}{Ta}$$

Onde:

Td = Taxa de deposição (Kg/h).

Pf = Peso da chapa final (Kg).

Pi = Peso da chapa inicial (Kg).

Ta = Tempo de arco aberto (h).

Para determinação da taxa de deposição foram utilizados os dados coletados durante o experimento.

## 2.7 Cálculo do Diâmetro da Gota

Para a realização do cálculo do diâmetro da gota foram utilizadas as equações 2, 3, 4, 5 e 6.

Para o volume do arame foi utilizado a equação 2.

$$Va = \frac{\pi \cdot Da^2}{4} \cdot Valim \cdot t$$

Onde:

Va = Volume do arame (mm<sup>3</sup>)

Da = Diâmetro do arame (mm).

Valim = Velocidade de alimentação do arame (m/min).

Para o volume do arame foi utilizado a equação 3.

$$V_{1gota} = \frac{Va}{F_{dest}}$$

Onde:

V<sub>1gota</sub> = Volume de uma gota (mm<sup>3</sup>).

F<sub>dest</sub> = Frequência de destacamento da gota.

Supondo que a gota seja esférica será utilizada a equação 3.

$$V_{1gota} = \frac{4 \cdot \pi \cdot R_{gota}^3}{3}$$



Onde:

$R_{gota}$  = Raio da gota (mm).

$$R_{gota} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot D_a^2 \cdot V_{alim} \cdot t}{16 \cdot F_{dest}}}$$

Para a massa da gota a equação 6.

$$M_{gota} = \rho_{gota} \cdot V_{1gota}$$

Onde:

$M_{gota}$  = Massa da gota (g).

$\rho_{gota}$  = Densidade do aço da gota (g/cm<sup>3</sup>).

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 3.1 Cálculo do Diâmetro da Gota

Analisando o gráfico da figura 2a, onde se observa a influência individual de cada variável estuda no diâmetro das gotas, nota-se que uma maior quantidade de CO<sub>2</sub> no gás de proteção e o arame tubular geram gotas com diâmetro maiores. Os valores de corrente de 250 A e DBCP de 20,0 mm reduz o diâmetro da gota.

Observando o gráfico da figura 2b, onde são apresentadas as interações entre as variáveis estudadas, nota-se que em função do gás de proteção o aumento do valor da corrente, de 200 A para 250 A, reduz o diâmetro da gota tanto para o gás de proteção de 100% CO<sub>2</sub> quanto para a mistura rica em argônio (75% Ar e 25% CO<sub>2</sub>), porém o gás com 100% CO<sub>2</sub> gera gotas maiores que misturas ricas em argônio, para ambos os valores de corrente. Esse padrão de redução da gota também é observado quando se aumenta o DBCP. Para a interação entre gás de proteção e arame, o gás com maior quantidade de CO<sub>2</sub> gera uma maior gota de metal líquido tanto para o arame tubular quanto para o arame sólido. As interações entre gás de proteção e as outras variáveis não diferem dos resultados das variáveis individuais.

A interação entre corrente e o tipo de consumível demonstra que para o valor de 200 A o diâmetro da gota é igual entre os dois tipos de arame utilizado e para o valor de corrente de 250 A o arame tubular apresenta diâmetro da gota maior que o arame sólido. Este comportamento pode ser explicado pelo tipo de transferência metálica, para o valor de 200 A a transferência pode ser globular para o arame sólido. Este tipo de transferência gera gotas com diâmetro similar entre os arames. Para o valor de 250 A a transferência pode ser por spray, assim as gotas são menores que quando comparadas com as gotas geradas com a corrente de 200 A e com as gotas geradas pelo arame tubular nos dois valores de corrente. Para o arame tubular o aumento da corrente não gera grande diferença no diâmetro da gota por este ter transferência metálica guiada por escória.

A interação entre corrente e 12,00 de DBCP demonstra que quanto maior o valor de corrente maior será o diâmetro da gota. Para o valor de 20,0 mm de DBCP o maior diâmetro da gota passa a ser com corrente de 200 A.

A interação consumível e DBCP mostra que o arame tubular apresenta maior diâmetro de gota que o arame sólido quando se trabalha com um valor de DBCP de 12,0 mm e que se o valor de DBCP for de 20,0 mm os valores de diâmetro da gota são iguais para ambos os consumíveis adotados, porém o arame tubular tende a reduzir o diâmetro da gota e o arame sólido tende a aumentar o diâmetro da gota.

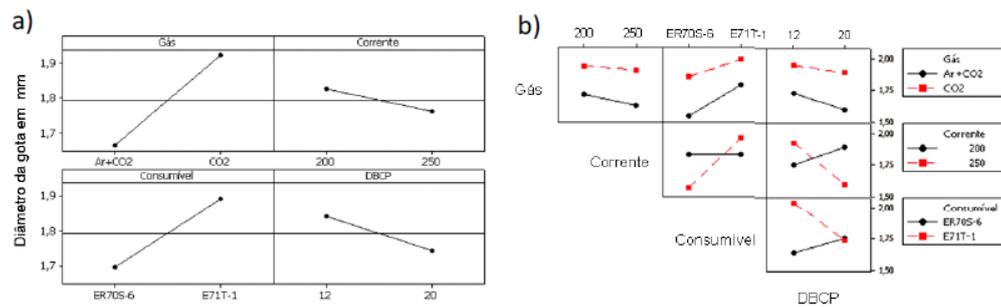


Figura 2. a) Gráfico dos principais efeitos para o diâmetro da gota. b) Gráfico de interação para o diâmetro da gota.

### 3.2 Frequência de Destacamento da Gota:

Analisando a figura 3a, nota-se que a mistura rica em argônio, o arame sólido, o valor de corrente de 250 A e o DBCP de 20,0 mm aumentam a frequência de destacamento de gotas de metal líquido. As misturas ricas em argônio tendem a apresentar a transferência metálica por spray que aumenta a frequência de destacamento de gotas. O arame sólido possui frequência de destacamento maior que o arame tubular por possuir transferência metálica por spray. Este comportamento do arame sólido é influenciado pelos valores maiores de corrente e DBCP. Analisando as interações entre gás de proteção e corrente, tipo de consumível e DBCP, figura 2b, a mistura rica em argônio não apresenta interações com as outras variáveis estudadas. Sendo assim, a configuração das variáveis que aumenta a frequência de destacamento de gotas continua sendo: misturas ricas em argônio; 250 A de corrente; arame sólido; 20,0 mm de DBCP. A interação entre corrente, tipo de arame e DBCP não apresentam interações divergentes quando analisados separadamente.

A maior frequência de destacamento de gota para o arame sólido demonstra uma possível transferência metálica por spray para as correntes de 250 A e quando utilizado o valor de corrente de 200 A a transferência metálica apresenta uma tendência de ser globular ou por curto circuito. O arame tubular possui menor frequência de destacamento de gota por apresentar uma transferência metálica guiada por escória, esta reduz consideravelmente a sua frequência de destacamento quando comparado com o arame sólido.

O tipo de consumível apresenta a interação com o DBCP. Adotando o valor de 20,0 mm de DBCP para ambos os consumíveis a frequência de destacamento é a mesma e o valor de 12,0 mm para o DBCP apresentou uma maior frequência de destacamento para o arame sólido quando comparado com o arame tubular. Este padrão identificado para o arame sólido mostra a influência do DBCP no tipo de transferência metálica. Ao aumentar o valor do DBCP o arame tubular apresenta um aumento na frequência de destacamento, porém ainda continua inferior ao do arame sólido.

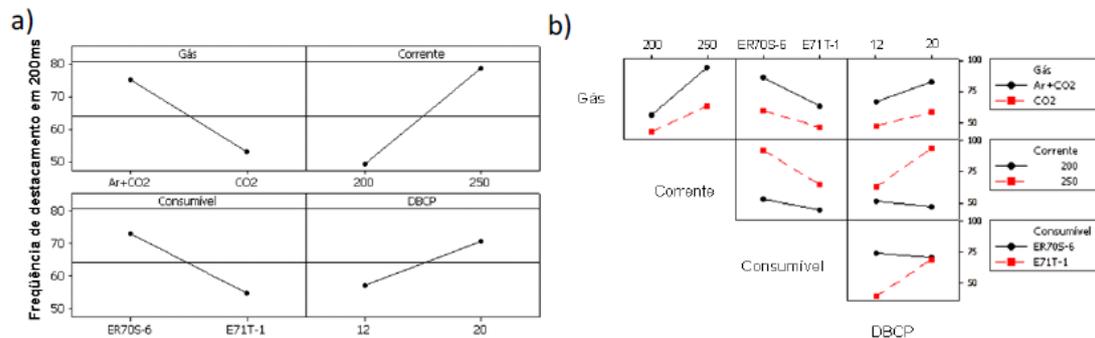


Figura 3. a) Gráfico dos principais efeitos para o destacamento da gota. b) Gráfico de interação para o destacamento da gota.

### 3.3 Taxa de Deposição:

Na figura 4a nota-se que as variáveis que provocaram os maiores efeitos sobre a taxa de deposição, individualmente, são a corrente e a DBCP. A taxa de deposição foi diretamente proporcional ao aumento da DBCP e da corrente. Estas variáveis também aumentam a frequência de destacamento da gota de metal líquido e reduzem o diâmetro das gotas.

Na figura 4b a interação entre gás de proteção e corrente demonstra que independente do tipo de gás a corrente aumenta a taxa de deposição, sendo o gás com 100% de CO<sub>2</sub> o que apresentou a maior taxa de deposição. A interação entre gás de proteção e tipo de consumível mostra que o arame sólido apresenta uma maior taxa de deposição que o arame tubular quando o gás de utilizado for 100%CO<sub>2</sub> e os valores de metal depositado são similares quando utilizamos misturas ricas em argônio. Ao analisar a interação do gás de proteção com os valores de DBCP, observa-se que o valor de 20,0 mm de DBCP é o que gera maior taxa de deposição independente do gás de proteção, porém o gás com 100%CO<sub>2</sub> apresenta a tendência de gerar a maior taxa de deposição, para valores 12,0 mm da DBCP a diferença entre o tipo de gás é bem menor do que a DBCP com 20,0 mm.

Quando se analisa a interação da corrente com o tipo de consumível nota-se que o arame tubular apresenta a maior taxa de deposição para o valor de corrente de 250 A e quando analisamos a corrente de 200 A o arame sólido passa a ter maior taxa de deposição. Esse comportamento pode ser explicado pela possível transferência por spray, corrente de 250 A, que aumenta a frequência de destacamento de gota, mas reduz seu diâmetro e consequentemente a taxa de deposição do arame sólido. Quando o valor de corrente é de 200 A a possível transferência passa a ser globular, com maior frequência de destacamento de gota, diâmetro igual ao arame tubular e o arame sólido passa a ter maior taxa de deposição.

A interação entre corrente e DBCP mostra a proporcionalidade entre essas variáveis, em ambos os valores de DBCP a corrente de 250 A gera uma maior taxa de deposição, assim como em ambos os valores de corrente a maior DBCP gera maior taxa de deposição. A interação entre consumível e DBCP também demonstra que o arame sólido tem a maior taxa de deposição para o valor de 20,0 mm DBCP. A influência do DBCP sobre a taxa de deposição está relacionada à sua influência por efeito Joule.

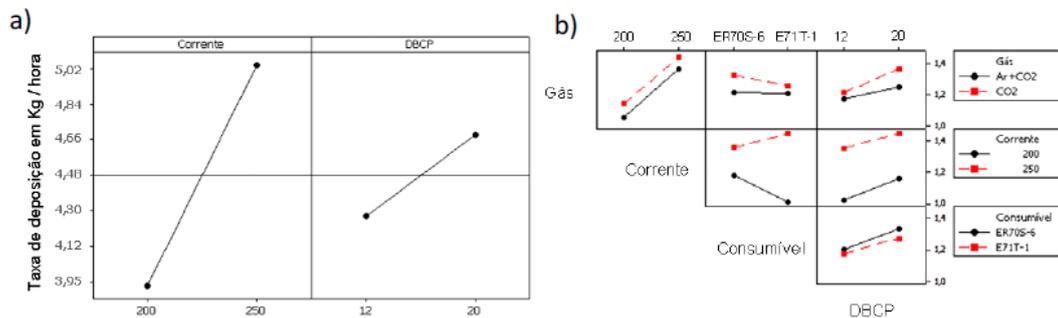


Figura 4. a) Gráfico dos principais efeitos para a taxa de deposição. b) Gráfico de interação para a taxa de deposição.

### 3.4 Eficiência de Deposição:

Ao analisar a figura 5a observa-se que apenas o tipo de consumível apresenta grande influência na eficiência de deposição. Neste, o arame sólido apresenta maior eficiência de deposição que o arame tubular.

Na figura 5b nota-se a interação entre as variáveis adotadas e não é possível observar grandes mudanças entre as variáveis adotadas. A interação do gás de proteção com o valor de corrente, o tipo de consumível e a DBCP não apresentam grandes diferenças.

A interação entre corrente, tipo de consumível e DBCP também não apresentam grandes diferenças. O arame sólido, independente do valor de corrente, apresenta maior eficiência que o arame tubular e a eficiência de deposição para 12,0 DBCP apresenta resultados ligeiramente superiores a 20,0 DBCP.

Ao analisar a interação entre consumível e DBCP o arame sólido se mostra superior ao arame tubular. O arame sólido não sofre influência na sua eficiência de deposição com a alteração de 12,0 para 20,0 de DBCP. O arame tubular tende a apresentar uma redução na sua eficiência quando se utiliza a DBCP em 20,0 mm.

Em geral, a eficiência de deposição do arame sólido foi maior do que a do tubular. Essas diferenças permaneceram praticamente inalteradas ou com alterações pouco significativas na presença de CO<sub>2</sub>, mistura de 75% Ar + 25% CO<sub>2</sub> e também nos dois níveis de corrente (200 e 250 A).

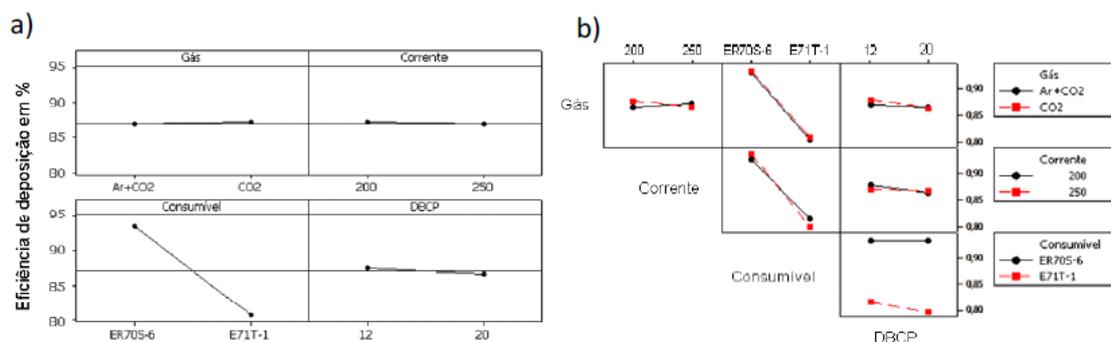


Figura 5. a) Gráfico dos principais efeitos para a eficiência de deposição. b) Gráfico de interação para a eficiência de deposição.



#### 4 CONCLUSÕES:

Com base nos materiais e métodos utilizados foi possível concluir que:

- A corrente elétrica é a principal variável para o aumento da taxa de deposição e é diretamente proporcional ao aumento da mesma. Com a mudança de 200 para 250 A, o arame sólido aumenta a sua taxa de deposição em 15% e o arame tubular aumenta em 44 %.
- A DBCP é outra variável que influencia na taxa de deposição e é diretamente proporcional ao seu aumento.
- Em média o arame sólido ER70S-6 apresenta uma eficiência de deposição de 93% e o arame tubular E71T-1C uma eficiência de deposição de 81%.
- Tanto no arame sólido ER70S-6 como no arame tubular E71T-1C, as variáveis como gás, DBCP e corrente, não interferem na eficiência de deposição.

#### 5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Professor Dr. Freddy Poetscher pela ajuda na análise dos resultados, à Metalúrgica Atlas pela execução do experimento, à empresa Belgo Bekaert Arames pela ajuda na execução nas macrografias e também pelo fornecimento dos consumíveis (arame sólido – fabricação própria e arame tubular – importado da Hyundai – made in Korea). O autor J.C.S.J. agradece ao programa PRH-19 pelo apoio financeiro na forma de bolsa de doutorado.

#### 6. Referencias bibliograficas:

- [1] WAINER, E.; BRANDI, S. D.; MELO, F. D. H. Soldagem: Processos e Metalurgia. São Paulo:Edgar Blucher, 1995. 494p.
- [2] O'BRIEN, R. L. (Editor). AWS Welding Handbook, volume 2 – Welding Process, 8º Edição. American Welding Society. EUA, 955 p. 1991.
- [3] MARQUES, P. V.; MODENESI, P. J.; BRACARENSE, A. Q. Soldagem: Fundamentos e Tecnologia – 3ª edição atualizada. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2009. 363 P.
- [4] SOUZA, P. C. R. D. Análise da transferência metálica na soldagem com arame tubular, 1998, 129 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: 1998.
- [5] BRANDI, S. D. ; TANIGUCHI, C. Análise da transferencia metalica do eletrodo revestido AWS E6013. Soldagem & Inspeção, São Paulo, v. 2, n.3, p. 33-37, 1990.
- [6] MARQUES, Paulo Villani. “Tecnologia da Soldagem”. Ed. O Lutador, 1991. PP 213 – 236.
- [7] BRACARENSE, A.Q., Processo de Soldagem por Arame Tubular, Apostila UFMG, Maio, Belo Horizonte, pp.88-104. 2000.
- [8] WANG, W.; LIU, S.; JONES, J.E. Flux Arc Welding: Arc Signals, Processing and Metal Transfer Characterization, Welding Journal, v82, n°3, pp.369s-377s. 1995.
- [9] ARAÚJO, W.R. Comparação entre Soldagem Robotizada com Arame Sólido e Metal Cores – A Ocorrência do Finger, Dissertação de Mestrado, UFMG, 79p. 2004.
- [10] WIDGERY, D. Tubular Wire Welding. First published, England, Woodhead Publishing Limited, pp. 1-25. 1994.
- [11] LEITE, F. J. L. Comparativo de utilização do arame sólido e do arame tubular em junta de topo para chapas ASTM A36 de 6,3 mm de espessura. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização) – PECE- tre arames maciços (MIG-MAG) e tubulares (Eletrodo Tubular). Encontro Nacional da Tecnologia da SoldagemUniversidade de São Paulo. São Paulo: 139 p. 2012.
- [12] GARCIA, R. P.; SCOTTI, A. Uma metodologia para análises comparativas da capacidade produtiva en, Associação Brasileira de Soldagem, Recife. 2010.



Tema: Estruturas Metálicas e Mistas

## **DIAFRAGMAS EXTERNOS NAS LIGAÇÕES ENTRE VIGA DE SEÇÃO I E PILAR TUBULAR DE SEÇÃO CIRCULAR**

Felipe Botelho Coutinho<sup>1</sup>  
Macksuel Soares Azevedo<sup>2</sup>  
Walnório Graça Ferreira<sup>2</sup>

### **Resumo**

O estudo sobre a utilização de diafragma externo na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular em aço teve início na década de 1970, no Japão, onde foram feitas análises teóricas e experimentais da sua aplicação. No Brasil, as pesquisas são recentes e iniciaram em 2005 com Carvalho [3], que realizou as primeiras análises numéricas com e sem o uso de diafragma externo na ligação. A recém lançada norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 [2] de perfis tubulares não trata especificamente deste assunto, sendo necessário pesquisas para embasamento teórico. O objetivo deste artigo é verificar as equações existentes para aplicação do diafragma externo de diferentes dimensões na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular, comparando com pesquisa numérica realizada por Rink et al. [11].

**Palavras-chave:** Diafragma externo; Ligação viga-pilar; Estrutura tubular; Estruturas de aço.

### **EXTERNAL DIAPHRAGMS CONNECTIONS BETWEEN THE I BEAM AND CIRCULAR HOLLOW SECTION COLUMN IN STEEL**

#### **Abstract**

The researches about the use of external diaphragm connection between I beam and circular hollow section column have began in the 1970s in Japan, where theoretical and experimental analysis of its application were made. In Brazil, the researchers are recent and started in 2005 with Carvalho [3], who performed the first numerical analyzes with and without the use of external diaphragm on the connection. The recently launched Brazilian standard hollow sections, ABNT NBR 16239:2013 [2], does not address of this subject specifically, being necessary the use of researches to theoretical basis. The purpose of this article is to verify the existing equations regarding the application of the external diaphragm connection between the different dimensions of the tubular section I beam and column of circular cross section, comparing numerical study by Rink et al. [11].

**Keywords:** External diaphragm; Beam-column connection; Tubular structure; Steel structures

<sup>1</sup> Engenheiro Civil, Aluno de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - UFES - ES, Universidade Federal do Espírito Santo - Centro Tecnológico - Campus de Goiabeiras, Vitória, ES, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil - UFES - ES, Universidade Federal do Espírito Santo - Centro Tecnológico - Campus de Goiabeiras, Vitória, ES, Brasil.

## 1. INTRODUÇÃO

A associação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular fornece uma boa solução estrutural para as edificações. Com respeito a tal concepção, quando os seus elementos são analisados separadamente, é de certo modo simples calcular as suas resistências. No entanto, para a ligação, é necessário um estudo específico do seu correto dimensionamento, tendo em vista as diferentes configurações possíveis.

Neste aspecto, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas com o propósito de compreender o comportamento real destas ligações. Em especial neste artigo, falaremos das que utilizam diafragma externo, segundo Kurobane et al. [8], melhor forma para o enrijecimento e combate às falhas locais nas ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular.

Estudos com diafragmas externos foram feitos no Japão nas décadas de 1970 e 1980, sendo posteriormente absorvidos pela norma japonesa “Recomendações para Projeto e Fabricação de Estrutura Tubular em Aço” (1990) do Instituto de Arquitetura do Japão (AIJ) e pelo CIDECT (*Comité International Pour Le Développement Et L'étude De La Construction Tubulaire*) em seu manual *Design Guide 9: Design guide for structural hollow section column connections*, escrito por Kurobane et al. [8]. A Figura 1 mostra exemplo de diafragma externo e suas principais características geométricas.

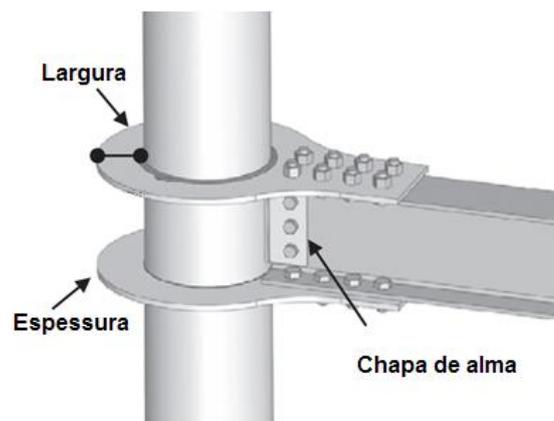


Figura 1 - Exemplo de ligação viga-pilar com o uso do diafragma externo (Sabbagh et al. [12]).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

### 1.1. Objetivo

O objetivo deste artigo é o estudo analítico das equações existentes na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular utilizando diafragma externo. A pesquisa é viabilizada através de modelagem numérica via método de elementos finitos realizada por Rink et al. [11]. Esta análise tem como base as equações do AIJ, conforme Kamba e Kanatani [7] e Rink et al. [11], e do CIDECT, segundo Kurobane et al. [8], uma vez que as normas brasileira, europeia e americana não contemplam o uso dos diafragmas externos nas ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular.



## 1.2. Revisão bibliográfica

Atualmente, apenas a norma do AIJ contempla o uso de diafragmas externos na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular. As demais normas, em especial a americana AISC 360-10(2010) [1], a europeia EN 1993-1-8 [5] e a brasileira NBR 16239:2013 [2] não fazem referência a sua utilização e dimensionamento. O manual do CIDECT para ligações tubulares, escrito por Kurobane et al. [8], *Design Guide 9 - For Structural Hollow Section Column Connections*, apresenta equações para este tipo de ligação em versões aprimoradas daquelas utilizadas pela norma japonesa, segundo relato dos próprios autores. A seguir serão apresentados alguns estudos importantes sobre a aplicação de diafragma externo nas ligações para estruturas em aço.

Wakabayashi et al. [14] realizaram ensaios experimentais para ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular submetidos aos esforços verticais e horizontais. Diversos parâmetros foram investigados, como a espessura da parede do pilar, o tamanho do diafragma externo e a espessura da mesa da viga que foi a mesma do diafragma externo. Os experimentos revelaram que as ligações com diafragmas externos tiveram um comportamento mais resistente em relação àquelas em que eles não foram adotados.

Rink et al. [11] analisaram numericamente e compararam com a norma japonesa a aplicação de diafragmas externos nas estruturas de plataforma *offshore*. O modelo numérico foi validado de acordo com o experimento de Wakabayashi et al. [14] e os resultados foram analisados para 19 configurações de diferentes propriedades geométricas e carregamentos. O principal mecanismo de falha foi a flambagem local do diafragma, sendo que os resultados obtidos foram próximos aos considerados pela norma japonesa. Além disso, verificou-se que a resistência da ligação decresce consideravelmente com a aplicação de carregamento axial ao tubo ou quando há esforços oriundos de momentos assimétricos, cujas situações não são contempladas pela norma japonesa ou pelo CIDECT.

Kamba e Kanatani [7] analisaram as equações da norma do Instituto de Arquitetura do Japão “Recomendações para projeto e fabricação de estruturas tubulares em aço” (1990) e sua aplicação em Rink et al. [11]. Também traduziram para língua inglesa as equações e procedimentos para cálculo de diafragmas externos da seção 4.4.5 “Ligação tubular viga-pilar” da mesma norma e relataram que o mecanismo de falha encontrado por Rink et. al [11] não é o mesmo contemplado pela norma, a qual compreende a falha local da ligação causada pela força normal da mesa da viga.

Kurobane et al. [8], que elaboraram o manual do CIDECT para ligações em estruturas tubulares - *Design Guide 9 - For Structural Hollow Section Column Connections*, propuseram equações para o cálculo da força resistente diferentes das apresentadas pela norma japonesa. Segundo os próprios autores, estas equações são melhores do que aquelas adotadas pelo AIJ, pois apresentaram uma melhor validação e confiabilidade com base numa série de resultados numéricos.

Carvalho [3] foi um dos pioneiros nas pesquisas com diafragmas externos no Brasil. Por meio de análise numérica da ligação viga-pilar com chapa simples, e sua validação experimental, avaliou a resistência de pilar de seção tubular circular e viga de seção I com e sem diafragma



externo. Os resultados encontrados demonstraram a importância da adoção do diafragma nas ligações.

Sui e Yamanari [13] deduziram equações de força e rigidez utilizando regressão linear dos resultados obtidos por meio de modelos numéricos com diferentes geometrias para ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular com diafragma externo. Trinta e dois modelos foram utilizados na pesquisa, na qual também foram analisadas forças de compressão axial e lateral no pilar.

Freitas [6], com base nos estudos realizados por Carvalho [3], também analisou numericamente ligações entre vigas de seção I e pilar tubular de seção circular. Foram analisados diversos modelos geométricos para diferentes aplicações de força. Através de trinta diferentes configurações, classificou as ligações conforme a rigidez e a resistência, de acordo com a norma Europeia EN 1993-1-8 [5]. Concluiu que a presença de diafragmas externos foi positiva na absorção das forças provenientes do binário oriundo da mesa da viga, reduzindo as forças de plastificação na face do pilar. A utilização de enrijecedores na placa inferior do diafragma também foi estudada. No entanto, este elemento provocou concentração de forças na face do pilar e na mesa da viga, diminuindo a resistência da ligação.

Masioli [9] continuou as pesquisas realizadas por Carvalho [3] e Freitas [6], onde também foram feitas análises numéricas e experimentais de ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular. No programa experimental foi avaliada a presença ou não do diafragma externo. Quatro modelos foram utilizados na análise experimental a fim de calibrar os dados numéricos. Os modelos de ligações foram compostos por chapa simples; viga soldada diretamente no pilar; com diafragma externo; com diafragma externo e enrijecedor. Como resultado da pesquisa, concluiu-se que a utilização do diafragma externo aumentou consideravelmente a resistência das ligações. O uso do enrijecedor, seguindo os resultados encontrados por Freitas [6], contribuiu de forma negativa na resistência da ligação.

Sabbagh et al. [12] pesquisaram a influência da utilização de diafragmas externos e enrijecedores verticais para ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular para estrutura submetida a sismo. No seu artigo foi destacado os principais modos de falha do uso do diafragma externo, que são a distorção do pilar na altura da região da alma da viga e a concentração de tensões de cisalhamento no diafragma. Foram realizadas análises numéricas e foi constatado ganho considerável da resistência para este tipo de ligação.

Pereira [10], com base nos estudos realizados por Masioli [9], analisou numericamente o comportamento estrutural de ligações entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular para situações de canto e quando solicitado por quatro vigas simultaneamente. Ele verificou a utilização ou não de diafragmas externos, com e sem enrijecedores verticais e analisou a influência das diferentes geometrias do diafragma externo bem como a sua influência na resistência da ligação. Concluiu-se que, mesmo com a presença do diafragma externo na ligação, não foi possível classificá-la como rígida.

Dessouki et al. [4] analisaram numericamente a ligação com diafragma externo entre viga de seção I e pilar tubular, de seção circular e quadrada, preenchidos ou não com concreto. Quatro formatos de geometria para o diafragma foram adotados. Concluiu-se que houve acréscimo de resistência na ligação com a utilização do diafragma sendo diretamente proporcional à sua largura. Além disso, relatou-se a vantagem deste tipo de ligação quando a seção do pilar é circular em relação à quadrada, já que não há aresta viva para concentração de tensões e consequentemente surgimento de flambagem local do diafragma no pilar.

## 2. ESTUDO ANALITICO

O estudo analítico é baseado no AIJ, conforme artigos de Rink et al. [11] e Kamba e Kanatani [7], e nas recomendações do manual do CIDECT para ligações, por Kurobane et al. [8]. Uma recomendação inicial geométrica em ambos os institutos de pesquisas é a prevenção de cantos reentrantes na região da ligação, a fim de evitar a ocorrência de fissuras a partir de pontos de concentração de tensões do diafragma ou de juntas soldadas entre o diafragma e a mesa da viga, considerando um raio mínimo de aresta de 10 mm. A Figura 2 mostra alguns exemplos de diafragmas externos.

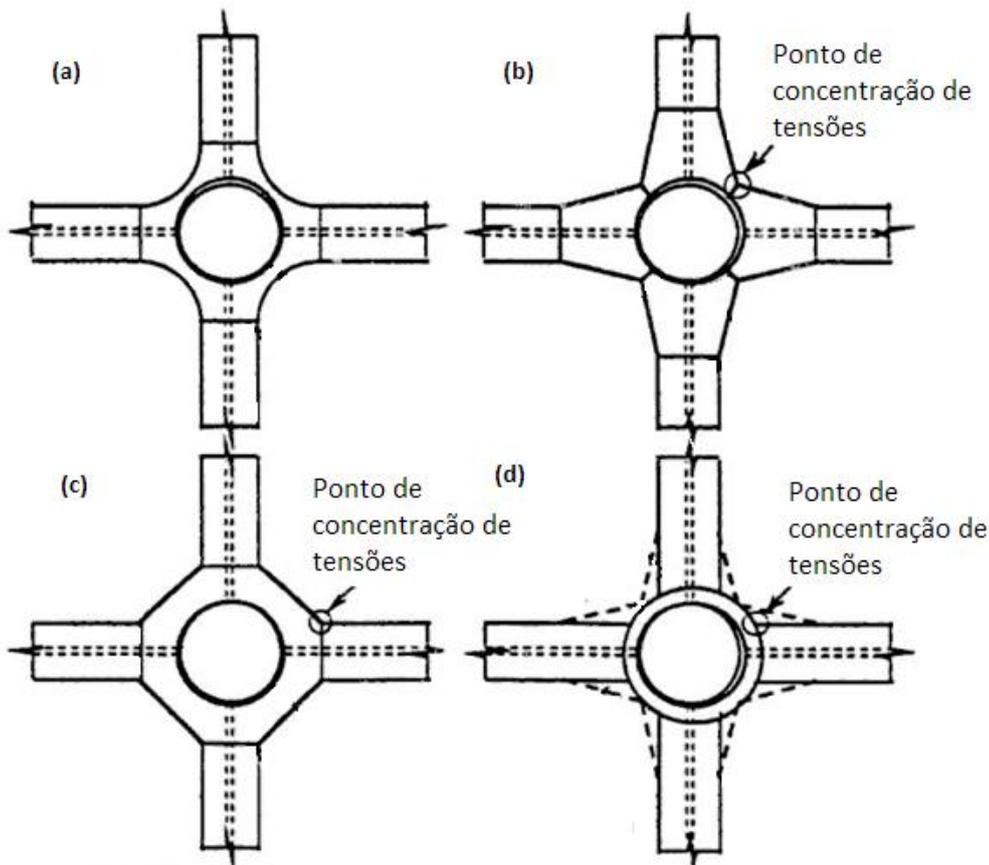


Figura 2 – Exemplos de diafragmas externos sem e com pontos de concentração de tensões (a), (b), (c) e (d) (Kamba e Kanatani [7]).

## 2.1. Norma japonesa de acordo com Kamba e Kanatani [7]

A Equação (1) estabelece a resistência local da ligação ao nível da mesa da viga, de acordo com as dimensões mostradas na Figura 3.

$$P_{AIJ} = \left( 6,56 \frac{B'_f}{D} + 2,86 \right) t \sqrt{ts(t + hs)} \cdot f_{y,2} \quad (1)$$

Onde:

- $P_{AIJ}$  - Resistência axial da ligação na altura da mesa da viga, segundo o AIJ;
- $B_f$  - Largura da mesa da viga;
- $B'_f$  - Largura cônica do encontro da mesa da viga com o diafragma externo;
- $D$  - Diâmetro externo do pilar;
- $T$  - Espessura da parede do pilar;
- $t_s$  - Espessura do diafragma;
- $h_s$  - Largura mínima do diafragma externo;
- $f_{y,2}$  - Tensão de escoamento do aço do pilar.

Sendo os valores de  $B'_f$  conforme Equações (2) e (3):

$$\text{Para: } \sqrt{2} \left( \frac{D}{2} + hs \right) \geq D, \quad B'_f = D, \text{ conforme modelo (a) da Figura (3)} \quad (2)$$

$$\text{Para: } \sqrt{2} \left( \frac{D}{2} + hs \right) < D, \quad B'_f \text{ deverá ser determinado geometricamente, conforme modelo (b) da Figura 3.} \quad (3)$$

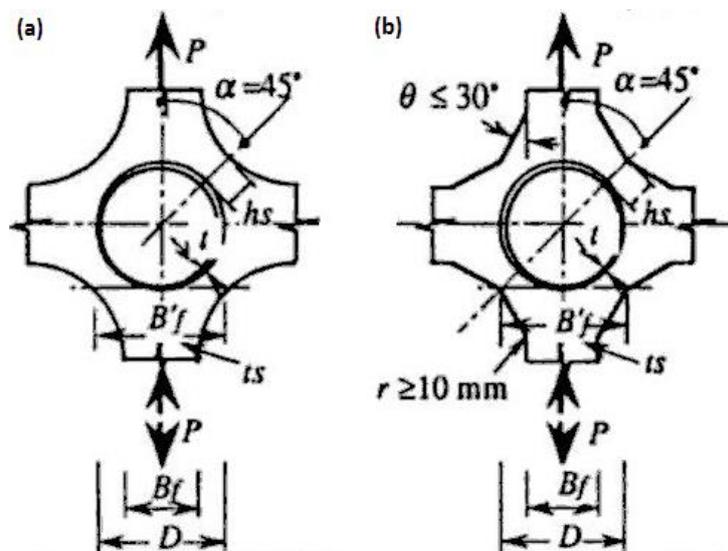


Figura 3 – Propriedades geométricas do diafragma externo conforme o AIJ (Kamba e Kanatani [7])

Os intervalos de validade para a Equação (1) estão descritos nas Equações (4) a (6).

$$15 \leq \frac{D}{t} \leq 55 \quad (4)$$

$$\frac{B'_f}{2t_s} \leq \frac{237}{\sqrt{f_{y,1}}} \quad (5)$$

$$\theta \leq 30^\circ \quad (6)$$

Onde:

$f_{y,1}$  - Tensão de escoamento do aço do diafragma externo;

O momento resistente da ligação,  $M_{RD,AIJ}$ , é conforme a Equação (7):

$$M_{RD,AIJ} = P_{AIJ}(H - t_f) \quad (7)$$

Onde:

H - Altura da viga

$t_f$  - Espessura da mesa da viga;

## 2.2. Manual do CIDECT segundo Kurobane et al. [8]

A Equação (8) determina a resistência local da ligação ao nível da mesa da viga, conforme as dimensões apresentadas na Figura 4.

$$P_{CID} = 19,6 \left(\frac{D}{t}\right)^{-1,54} \left(\frac{h_s}{D}\right)^{0,14} \left(\frac{t_s}{t}\right)^{0,34} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot f_{y,2} \quad (8)$$

Onde:

$P_{CID}$  - Resistência axial da ligação na altura da mesa da viga, segundo o CIDECT;

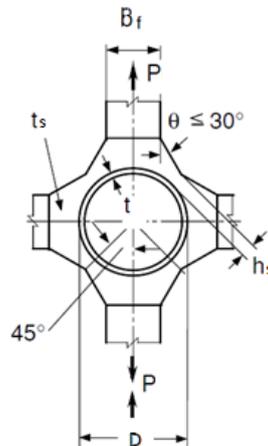


Figura 4 - Propriedades geométricas do diafragma externo conforme o CIDECT (Kurobane et al. [8])



Os intervalos de validade para a Equação (8) estão descritos nas Equações (9) a (12).

$$14 \leq \frac{D}{t} \leq 36 \quad (9)$$

$$0,05 \leq \frac{h_s}{D} \leq 0,14 \quad (10)$$

$$0,75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2,0 \quad (11)$$

$$\theta \leq 30^\circ \quad (12)$$

O momento resistente da ligação,  $M_{RD,CID}$ , é conforme a Equação (13):

$$M_{RD,CID} = P_{CID}(H - t_f) \quad (13)$$

### 3. EXEMPLO DE CÁLCULO

O modelo adotado será o mesmo utilizado por Rink et al. [11], conforme Figura 5, e corresponde a uma ligação viga-pilar de estrutura *offshore* com a utilização de diafragma externo. Serão analisados apenas os nove primeiros modelos da sua pesquisa, denominados HB1 à HB9, devido à investigação direta da relação entre a largura do diafragma pela largura da mesa da viga, um dos objetivos deste artigo. Os valores adotados para  $B'_f$  serão os corrigidos por Kamba e Kanatani [7], obtidos por meio da geometria do modelo. Serão utilizados os mesmos valores de Rink et al. [11] para o momento de plastificação da viga ( $M_{pv}$ ), obtido de forma analítica, e o momento último resistente ( $M_u$ ) da ligação, obtido por método numérico.

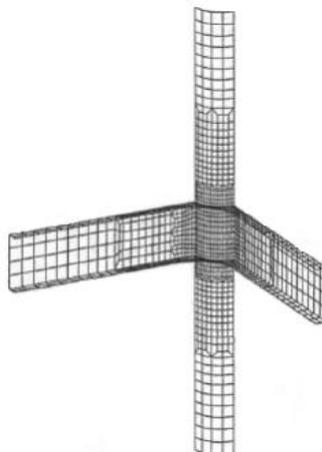


Figura 5 – Modelo de ligação viga-pilar com diafragma externo utilizado por Rink et al. [11]

A Tabela 1 mostra uma planilha de cálculo que utilizou diafragma externo com espessura de 30mm, pilar com 1000mm de diâmetro e 30mm de espessura de parede. Para as vigas foram adotadas altura, espessura da alma e da mesa da viga respectivamente 1000mm, 12mm e 30mm.

Tabela 1: Cálculo comparativo de resistência da ligação com diafragma externo

Propriedades geométricas			Cálculo do momento resistente e comparativos entre os resultados																								
Nº	Modelo	Viga	Diaf.	hs	hs/ (Bf/2)	AU			CIDECT			Valores Obtidos			Relações Adotadas												
						VA1	B'f Geom	B'f	VA2	VA3	PAU	VC1	VC2	VC3	Pcd	MAU	Mcd	Mu	Mpv	Mu/Mpv	Mu/MAU	Mu/Mcib					
1	HB1	300	70	0,47	806,10	NOK	639,00	639,00	10,65	OK	33,33	OK	3,823,83	33,33	OK	0,07	OK	1,00	OK	5,032,58	3,709,11	4,881,60	4,589,00	4,040,00	1,14	1,24	0,94
2	HB2	300	120	0,80	876,81	NOK	764,00	764,00	12,73	NOK	33,33	OK	5,227,78	33,33	OK	0,12	OK	1,00	OK	5,427,03	5,070,95	5,264,22	5,348,00	4,040,00	1,32	1,05	1,02
3	HB3	300	200	1,33	989,95	NOK	980,00	980,00	16,33	NOK	33,33	OK	7,638,70	33,33	OK	0,20	NOK	1,00	OK	5,829,36	7,409,54	5,654,48	6,363,00	4,040,00	1,58	0,86	1,13
4	HB4	400	70	0,35	806,10	NOK	645,00	645,00	10,75	OK	33,33	OK	3,845,17	33,33	OK	0,07	OK	1,00	OK	5,032,58	3,729,81	4,881,60	4,741,00	5,073,00	0,93	1,27	0,97
5	HB5	400	120	0,60	876,81	NOK	766,00	766,00	12,77	NOK	33,33	OK	5,236,50	33,33	OK	0,12	OK	1,00	OK	5,427,03	5,079,40	5,264,22	5,504,00	5,073,00	1,08	1,08	1,05
6	HB6	400	200	1,00	989,95	NOK	980,00	980,00	16,33	NOK	33,33	OK	7,638,70	33,33	OK	0,20	NOK	1,00	OK	5,829,36	7,409,54	5,654,48	6,466,00	5,073,00	1,27	0,87	1,14
7	HB7	500	70	0,28	806,10	NOK	653,00	653,00	10,88	OK	33,33	OK	3,873,63	33,33	OK	0,07	OK	1,00	OK	5,032,58	3,757,42	4,881,60	4,940,00	6,106,00	0,81	1,31	1,01
8	HB8	500	120	0,48	876,81	NOK	768,00	768,00	12,80	NOK	33,33	OK	5,245,21	33,33	OK	0,12	OK	1,00	OK	5,427,03	5,087,85	5,264,22	5,668,00	6,106,00	0,93	1,11	1,08
9	HB9	500	200	0,80	989,95	NOK	980,00	980,00	16,33	NOK	33,33	OK	7,638,70	33,33	OK	0,20	NOK	1,00	OK	5,829,36	7,409,54	5,654,48	6,697,00	6,106,00	1,10	0,90	1,18
Propriedades dos materiais			<p>VA1: Verificação 1 da normal japonesa                      Se <math>raiz(2) * ((D/2) + hs) \geq D</math>, OK; temos que B'f = D                      Se <math>raiz(2) * ((D/2) + hs) &lt; D</math>, NOK; então B'f deverá ser calculado geometricamente; B'f</p> <p>VA2: Verificação 2 da normal japonesa                      Se <math>Bf/2ts \leq 237/raiz(\sigma y1)</math> OK, senão NOK                      Sendo <math>237/raiz(\sigma y1) = 12,079</math></p> <p>VA3: Verificação 3 da normal japonesa                      Se <math>15 \leq D/t \leq 55</math> OK, senão NOK</p> <p>VC1: Verificação 1 do CIDECT                      Se <math>14 \leq D/t \leq 36</math> OK, senão NOK</p> <p>VC2: Verificação 2 do CIDECT                      Se <math>0,05 \leq hs/D \leq 0,14</math> OK, senão NOK</p> <p>VC3: Verificação 3 de CIDECT                      Se <math>0,75 \leq ts/t \leq 2,0</math> OK, senão NOK</p>																								

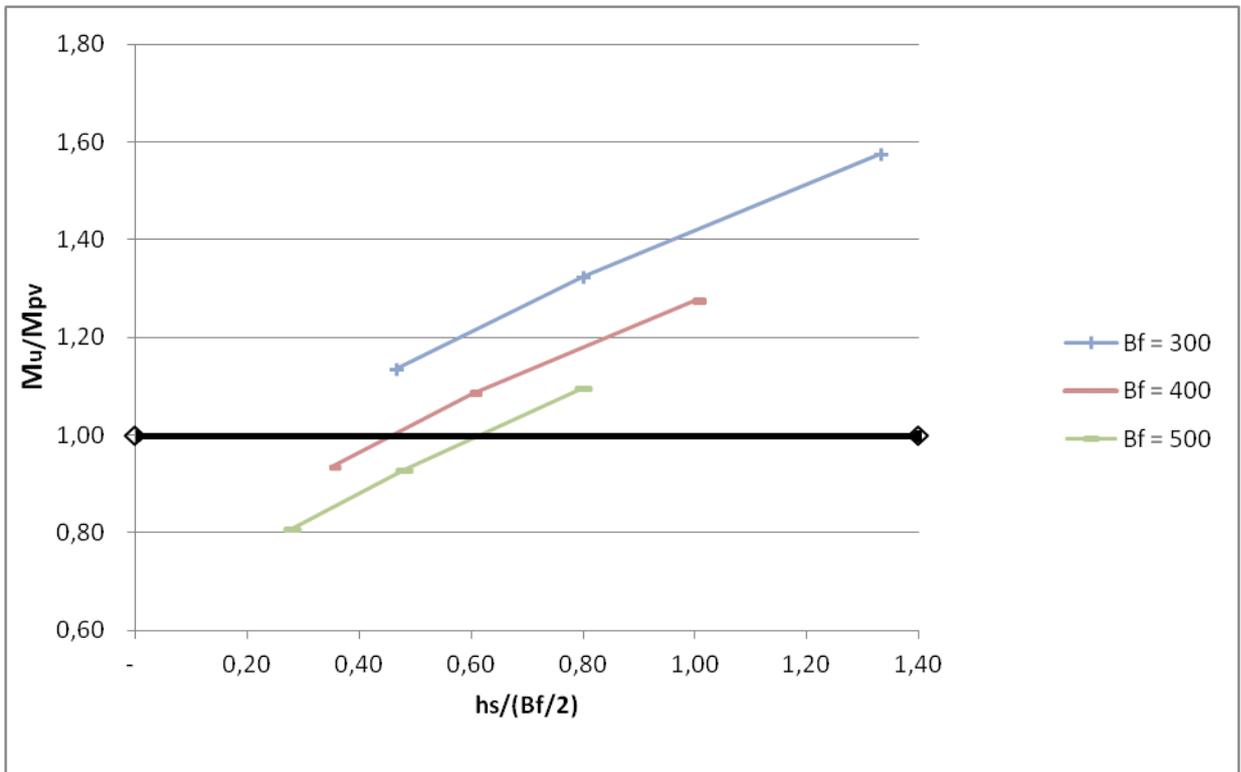


Figura 6 – Relação entre o momento resistente numérico e o momento de plastificação analítico da viga

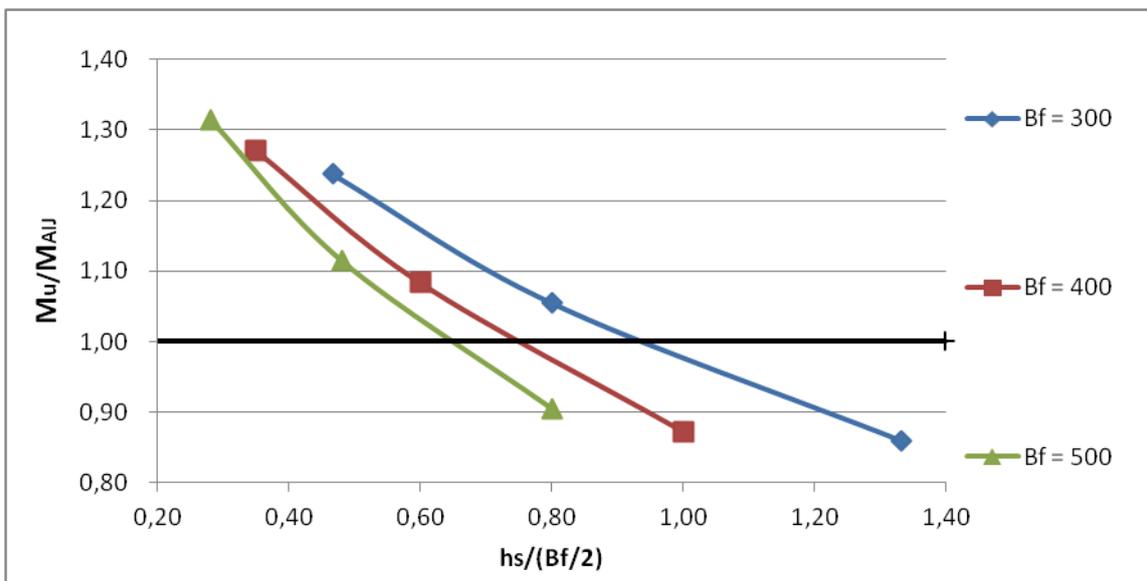


Figura 7 – Relação entre o momento resistente numérico e o momento resistente calculado segundo a norma japonesa

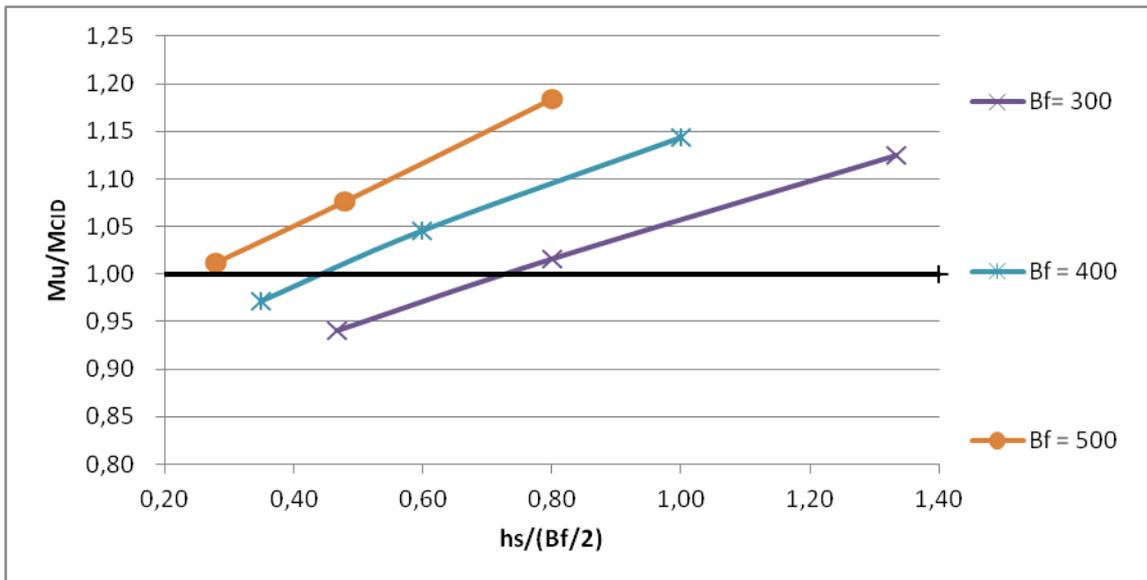


Figura 8 – Relação entre o momento resistente numérico e o momento resistente calculado segundo o CIDECT

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Tabela 1 mostra que algumas propriedades geométricas da viga ou do pilar utilizadas nas ligações estão fora dos limites estabelecidos pelos métodos de cálculo do AIJ e do CIDECT. Provavelmente devido à utilização de elementos estruturais *offshore*, não comum a construção civil e não contemplados na elaboração destas equações. No entanto, para Kamba e Kanatani [7], os intervalos de validade apresentados pelo AIJ não são de restrição, mas seu desvio deverá ser analisado. A mesma consideração será aplicada aos limites estabelecidos pelo CIDECT. Sendo assim, pode-se perceber na Tabela 1 que, para a norma japonesa, alguns valores em VA2 ficaram próximos ao limite estabelecido, podendo dar continuidade à análise conforme Kamba e Kanatani [7]. Quanto ao CIDECT, na mesma tabela, pôde-se verificar que apenas alguns valores de VC2 ficaram fora dos limites.

A Figura 6 mostra o ganho de resistência da ligação conforme aumento da relação entre a largura do diafragma e a largura da mesa da viga. Quanto maior for a relação entre  $h_s$  e a metade da mesa da viga, maior será a resistência ao momento fletor. Quando analisado percentualmente, é possível verificar um ganho de resistência próximo a 35%. Isso considerando apenas o ganho percentual da situação com diafragma externo, variando apenas a sua largura.

Para aplicação das equações de resistência na parede do pilar utilizando diafragma externo, primeiramente é necessário verificar a consistência das equações existentes. Para isso, as Figuras 7 e 8 apresentam a relação entre os resultados obtidos de forma numérica e analítica.

A primeira análise será feita segundo o AIJ. No gráfico da Figura 7, para valores da relação entre  $h_s$  e  $B_f/2$  pequenos, há uma distância considerável da resistência para os resultados numéricos, aceitáveis por serem a favor da segurança. Já o contrário ocorre para essa relação próxima a 1,0, em que os resultados, apesar de serem convergentes, são maiores que os



numéricos, sendo contrários à segurança. Desfavorecendo o seu uso, pois ao aumentar a largura do diafragma com o objetivo de aumentar a resistência, os valores encontrados superestimam a resistência real da ligação.

Na Figura 8, que utiliza a equação fornecida pelo CIDECT, é possível notar que acontece o oposto aos resultados da norma japonesa, pois a resistência ao momento é maior conforme a largura do diafragma externo e conseqüentemente terá um maior coeficiente de segurança no cálculo da resistência da ligação, favorecendo o seu uso.

## 5. CONCLUSÃO

É possível concluir que ao utilizar o diafragma externo na ligação entre viga de seção I e pilar tubular de seção circular ocorre um aumento considerável da resistência ao momento. Além disso, os valores apresentados pelas equações existentes são próximos aos obtidos do modelo numérico, validando assim a sua aplicação. Sendo recomendada a adoção das equações apresentadas pelo CIDECT, que demonstraram maior confiabilidade em seus resultados.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao apoio recebido pelo PPGE/UFES – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo.

## REFERÊNCIAS

- 1 American National Standards Institute, American Institute Of Steel Construction, Specification for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-10. Chicago.(2010)
- 2 Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro.(2013)
- 3 Carvalho, P. H.. Avaliação numérica do comportamento estrutural de ligação entre pilar de seção tubular circular e viga de seção "I". Dissertação (Mestrado) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto (2005).
- 4 Dessouki A. K.; Yousef A. H.; Fawzy M. M.. Stiffener Configurations in Moment Connections Between Steel I-Beams and Concrete-Filled Steel Tube Columns. World Applied Sciences Journal 30 (2),p. 120-132. (2014).
- 5 European Committee For Standardization. Design of steel structures: Part 1-8 - Design of Joints. Eurocode 3 Part 1-8, EN 1993-1-8:2005, Brussels.(2005)
- 6 Freitas, P. C. B.. Análise numérica de ligações metálicas viga-coluna com coluna tubular circular. 188 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.(2009).



7 Kamba, T.; Kanatani, H.. Design formulae for CHS column-to-beam connections with exterior diaphragms. Proceedings of the V International Symposium on Tubular Structures, Nottingham, p. 249-256.(1993).

8 Kurobane, Y. et al.. CIDECT design guide 9: Design guide for structural hollow section column connections. Köln: CIDECT and Verlag TÜV Rheinland. 213 p. (2004)

9 Masioli, C. Z.. Análise teórica e experimental de ligações em aço entre pilar tubular de seção circular e viga de seção I. 137 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos (2011).

10 Pereira, D. H. F.. Análise do comportamento estrutural de ligações em aço entre viga de seção I e pilar de seção tubular circular. 200 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.(2013).

11 Rink H.D., Winkel G.D., Wardenier J., Puthli R.S, Tubular Structures, 4º International Symposium, p. 461-470, Delft (1991).

12 Sabbagh, A.B., CHAN, T.M., MOTTRAM J.T.. Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions, Journal of Constructional Steel Research, p. 31-33(2013).

13 Sui W., Yamanari M., Evaluation of the characteristics of external diaphragm connections with steel CHS columns and wide-flange steel beams, Pacific Structural Steel Conference, Wairakei (2007).

14 Wakabayashi M., Sasaki R., Kishima Y.. An Experimental Study on Centrifugally-Cast Steel Pipe to H-Beam Connections Annuals(Abstract), Disaster Prevention Research Institute. Kyoto University, No. 14, April, 1971, pp. 343-369 (in Japanese ).



Tema: Ligações – Projeto e Elementos de fixação

## DIMENSIONAMENTO AUTOMATIZADO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante<sup>1</sup>

José Denis Gomes Lima da Silva<sup>2</sup>

Luciano Barbosa dos Santos<sup>3</sup>

### Resumo

As ligações são imprescindíveis para o bom funcionamento da estrutura, pois transmitem os esforços entre elementos estruturais. Com isso, geralmente seu estudo é mais complexo e demorado, sendo útil o uso de ferramentas computacionais para propiciar celeridade no dimensionamento de seus componentes. Desta forma, caso a ligação não seja executada ou projetada de forma adequada, os esforços transmitidos não serão compatíveis com o modelo estrutural, causando problemas estruturais. Propõem-se, neste trabalho, a elaboração de roteiros de cálculo, a partir de critérios adotados pela norma NBR 8800:2008 – Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas Aço-Concreto e equações estudadas pela Mecânica dos Sólidos - para alguns tipos de ligações bastante utilizadas em projetos estruturais de aço. Dentre elas, existem as ligações viga-pilar flexíveis e rígidas. Por fim, serão criados roteiros e planilhas de cálculo, contendo o memorial de cálculo e verificações necessárias para o dimensionamento adequado das ligações. O trabalho utilizará o Método dos Estados Limites, o qual agrega a filosofia vigente em dimensionamento de estruturas.

**Palavras-chave:** Ligações metálicas; Ligação viga-pilar; Placas de base; Estruturas metálicas.

## AUTOMATED DESIGN OF BEAM-COLUMN CONNECTIONS

### Abstract

The connections are essential for the proper functioning of the structure, as they convey efforts between structural elements. So, their study is usually more complex and time consuming it is useful to use computational tools to facilitate the rapid design of its components. Thus, if the connection is not implemented or designed properly, the efforts transmitted will not be compatible with the structural model, causing structural problems. It is proposed in this paper, the roadmapping calculation, based on criteria adopted by NBR 8800:2008 standard - Design of Steel Structures and Steel - Concrete Composite Structures and equations studied by Solid Mechanics - for some types of connections widely used in structural steel projects. Among them, there are links flexible and rigid beam-column. Finally, scripts and spreadsheets will be created, containing the memorial of calculation and verification required for proper sizing of links. The work uses the method of Limit State, which adds the current philosophy in design of structures.

**Keywords:** Steel structures, Structural design, Beam-column; Base plates.

<sup>1</sup> Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Alagoas, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro civil, mestrando pela Universidade Federal de Alagoas, professor titular, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Salgueiro, Pernambuco, Brasil.

<sup>3</sup> Engenheiro civil, doutor pela Universidade Federal de São Carlos, professor titular, Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia, Maceió, Alagoas, Brasil.



## 1 INTRODUÇÃO

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 (CBCA, 2003). As transmissões dos esforços entre peças estruturais devem-se às ligações entre elas, desta forma, elas têm fundamental importância no comportamento global da estrutura. Devido à variedade de elementos de aço existem diversos tipos de ligações que podem ser adotadas pelo calculista.

Essa variedade faz com que a NBR 8800:2008 não apresente fórmulas diretas para o dimensionamento de ligações viga-pilar, sendo necessário o estudo individualizado para cada tipo de ligação a partir de diversos conceitos da mecânica dos sólidos e dos conhecimentos específicos das estruturas de aço.

Desse modo, o uso de programas computacionais de dimensionamento, verificação e otimização de sistemas estruturais é uma alternativa utilizada por engenheiros projetistas para calcular suas estruturas em tempo hábil, deixando-os com a função de gerenciar e interpretar os dados gerados.

Os *softwares* podem gerar erros que estão condicionados ao conhecimento técnico, experiência e atenção dos projetistas. Em alguns casos, a falta de revisão dos conceitos, teorias e considerações impostas pelo programa dão origem a falhas na elaboração do projeto.

Dentro de tal contexto, a criação de roteiros e planilhas de cálculo referentes às ligações mais usuais seguindo as orientações da NBR 8800:2008 proporciona celeridade aos dimensionamentos de estruturas metálicas e entendimento dos fenômenos utilizados.

### 1.1 Objetivos

Este trabalho apresenta como objetivo geral detalhar procedimentos de dimensionamento e verificar as ligações mais correntes entre vigas e pilares. Dessa forma, restringindo a situações ideais de transmissões totais e nulas de momento fletor ao elemento de sustentação. A partir dos resultados encontrados, foram criadas planilhas de cálculo, fornecendo recomendações construtivas descritas nas normas vigentes. Pretende-se apresentar, ao fim da exposição, aplicações, comparando-as com exemplos de ligações dimensionadas por literaturas técnicas tradicionais.

### 1.2 Revisão da literatura

Souza (2010) relata que registros históricos demonstram que a tecnologia da construção metálica é anterior à tecnologia da construção em concreto, mas, no Brasil, sua implantação foi tardia e lenta, por motivos técnicos, econômicos, sociais e políticos.

As construções em aço são empregadas mais usualmente em edificações leves e com grandes vãos livres, devido à elevada resistência mecânica e a otimização das propriedades geométricas do aço que são adaptadas aos esforços mais comuns, além de gerar obras mais ágeis que os sistemas tradicionais.



De acordo com Souza (2013), as ligações são identificadas como:

- Elementos de ligação;
- Dispositivos de ligação.

Os elementos de ligação são constituídos por chapas de ligação, placas de base, enrijecedores e cantoneiras de apoio. São responsáveis pela transmissão dos esforços entre os conectores.

Os dispositivos de ligação são constituídos por parafusos e soldas. São responsáveis pela união entre os elementos de ligação.

Para Queiroz (1993), as ligações podem ser flexíveis (quando uma rotação relativa entre as partes ligadas não provoca momento na ligação), rígidas (quando, para qualquer momento na ligação, não há rotação relativa entre as partes ligadas) e semirrígidas (quando há uma correspondência entre as partes ligadas).

Os critérios de análise e dimensionamento das ligações supracitadas são detalhados nas literaturas clássicas, como, por exemplo, a Mecânica dos Sólidos e Estruturas de aço. Algumas referências são: Hibbeler (2000), Gere (2003), Pfeil e Pfeil (2000), Queiroz (1993), Souza (2010), Souza (2013) e Andrade (1994).

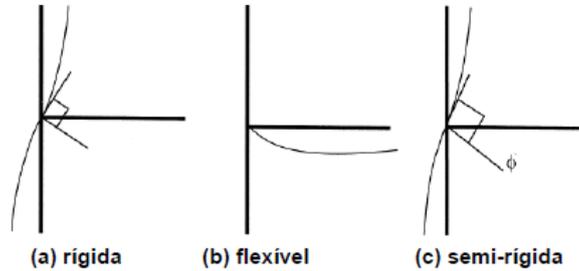
O projeto de estruturas deve considerar as condições de segurança (estado limite último) e condições de desempenho e uso (estado limite de serviço) para o dimensionamento e execução da estrutura. A NBR 8800:2008 fornece estas informações, mas em casos de ligações específicas que não sejam abrangidas por ela, a EUROCODE 3 pode ser consultada.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

As ligações entre vigas e pilares têm grande influência no comportamento global de estruturas de edifícios, seja com relação à rigidez ou à resistência. De modo geral, o comportamento destas ligações é idealizado para facilitar a análise e o dimensionamento estrutural (Souza 2013).

Define-se o ponto de ligação como nó e este pode ser rígido, onde não há rotações relativas significativas entre os elementos e há transferência total de momentos fletores das vigas para os pilares, flexível, onde as rotações relativas são livres entre os elementos e não ocorre transferência de momentos fletores, por último, semirrígido, onde as rotações relativas entre os elementos e a transferência de momentos fletores são parciais.

**Figura 1** – Classificação das ligações quanto à rigidez



Fonte: Rodrigues (2007)

Considera-se que uma ligação é tratada como semi-rígida quando a rotação entre os membros é restringida entre 20% e 80%, quando comparada à rotação que ocorreria no caso de uma ligação perfeitamente rígida (Trindade 2011).

Para Queiroz (1993), as respostas de uma estrutura são muito afetadas pela rigidez das ligações, por esta razão, no modelo para análise estrutural deve-se indicar corretamente o grau de rigidez de cada ligação.

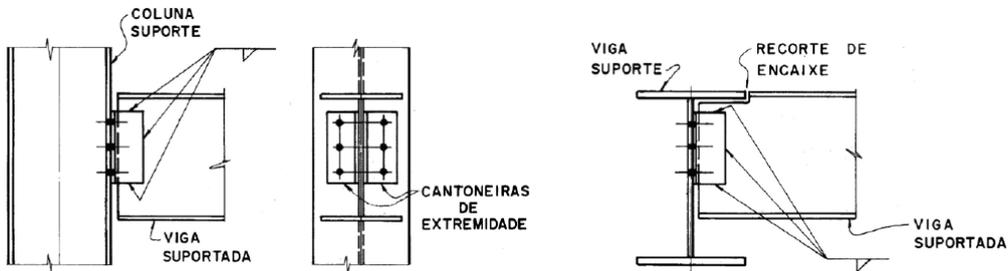
As constantes atualizações na engenharia já possibilitam a execução de ligações cujo comportamento se aproxime suficientemente das situações idealizadas, mas caso não sejam bem analisadas ou executadas conforme os projetos podem induzir ao comportamento semirrígido.

### 2.1 Ligações viga-pilar flexíveis

As ligações viga-pilar flexíveis possuem a característica de transmissão de esforços cortantes entre a viga e o pilar, desprezando a transferência de momentos fletores entre os elementos. Essas ligações são bastante usais em estruturas de aço e as mais comuns estão indicadas nas figuras 2 e 3.

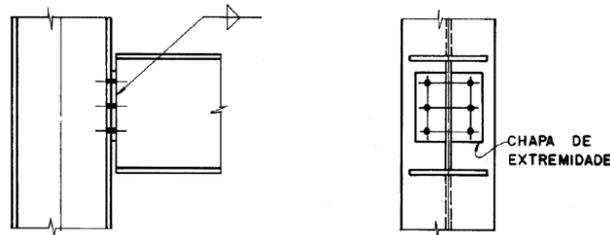
- a) Ligação flexível com duas cantoneiras de extremidade soldadas na alma viga e parafusadas na mesa do pilar ou na alma da viga;
- b) Ligação flexível com chapa soldada na extremidade da viga suportada e parafusada na mesa do pilar.

Figura 2 – Ligações flexíveis com cantoneiras de extremidade



Fonte: CBCA (2011)

Figura 3 – Ligações flexíveis com chapas de extremidade



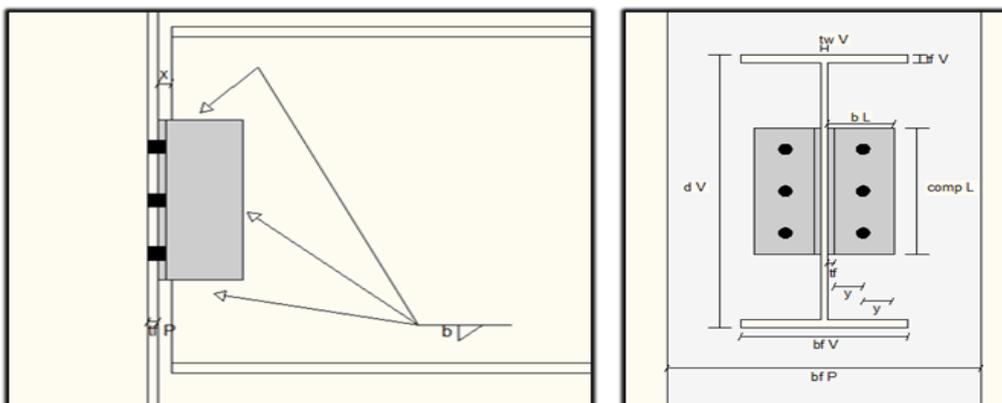
Fonte: CBCA (2011)

Neste capítulo serão abordadas ligações com cantoneiras de extremidade sem recorte de encaixe e parafusadas a mesa do pilar.

### 2.1.1 Propriedades geométricas

A ligação estudada tem a geometria definida na figura 4, empregada em situações usuais de projeto.

Figura 4 – Ligação flexível com cantoneiras de extremidade



Os cálculos das propriedades geométricas serão divididos em:

- Propriedades geométricas da solda da ligação entre as cantoneiras e a alma da viga;
- Propriedades geométricas dos parafusos da ligação entre as cantoneiras e a mesa do pilar.

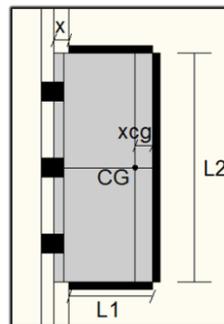
### 2.1.1.1 Propriedades geométricas da solda

A partir do tamanho da perna da solda ( $b$ ), calcula-se a garganta efetiva ( $a$ ):

$$a = 0,707 \times b \quad (1)$$

As propriedades geométricas são definidas a partir do centroide do cordão de solda:

Figura 5 – Centroide do cordão de solda



O parâmetro geométrico ( $L_1$ ) e o centroide ( $X_{cg}$ ) são determinados a seguir.

$$L_1 = b L - X \quad (2)$$

$$X_{cg} = \frac{L_1 \times L_2}{2 \times L_1 + L_2} \quad (3)$$

Os momentos de inércia nos eixos  $x$  ( $I_x$ ) e  $y$  ( $I_y$ ) são calculados juntamente com o momento polar de inércia ( $I_p$ ) e a área da solda ( $A_w$ ), como se verifica abaixo.

$$I_x = a \times \left[ \frac{L_2^3}{12} + 2 \times L_1 \times \left( \frac{L_2}{2} \right)^2 \right] \quad (4)$$

$$I_y = a \times \left\{ L_2 \times X_{cg}^2 + 2 \times \left[ \frac{L_1^3}{12} + \left( L_1 \times \left( \frac{L_1}{2} - X_{cg} \right)^2 \right) \right] \right\} \quad (5)$$

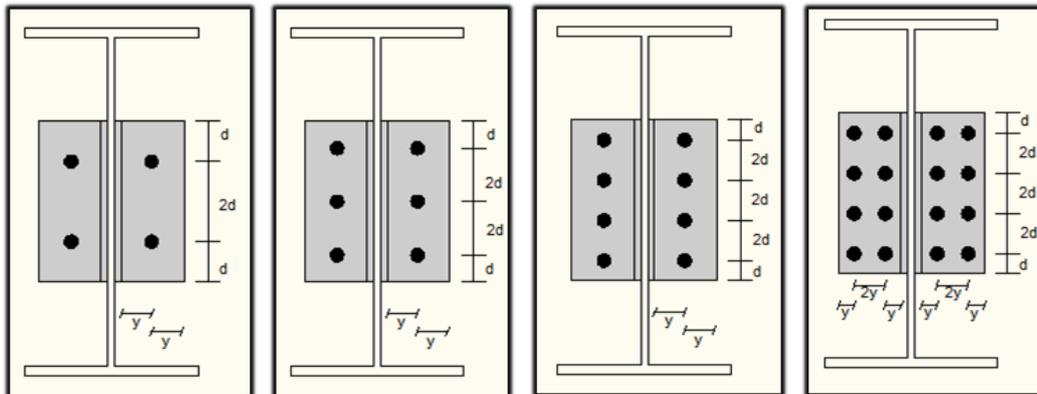
$$I_p = I_x + I_y \quad (6)$$

$$A_w = 2 \times (L_1 \times a) + (L_2 \times a) \quad (7)$$

### 2.1.1.2 Propriedades geométricas dos parafusos

O número de parafusos ( $n_p$ ) utilizados na ligação podem adquirir as geometrias indicadas na figura 6, podendo ser alterado de acordo com a necessidade do projetista.

Figura 6 – Disposição dos parafusos estudados



Desta forma, calculam-se os parâmetros geométricos  $y$  e  $d$ :

$$y = \frac{(b L - t f)}{2} \quad (8)$$

$$d = \frac{comp L}{2 \times n_p} \quad (9)$$

### 2.1.2 Análise das tensões

Com a geometria e as propriedades geométricas das ligações definidas, calculam-se as tensões geradas pelos momentos fletores oriundos da força cortante na viga.

Os cálculos das tensões serão divididos em:

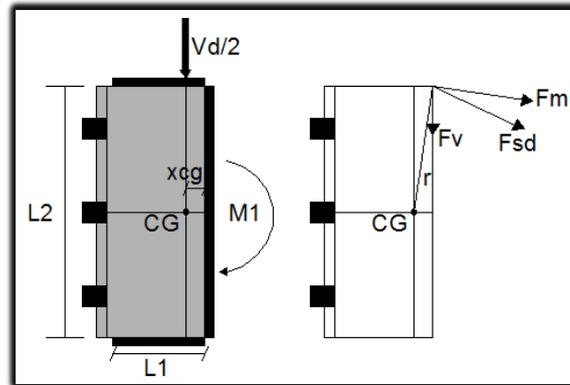
- Tensões na solda da ligação entre as cantoneiras e a alma da viga;
- Tensões nos parafusos da ligação entre as cantoneiras e a mesa do pilar.

O estudo despreza as tensões geradas nos perfis conectados.

#### 2.1.2.1 Análise das tensões na solda

A junta de solda está submetida a esforços de cisalhamento excêntrico conforme a figura 7, considerando ( $V_d$ ) a força gerada pela viga nas cantoneiras.

Figura 7 – Esforços na solda



As tensões devido ao esforço cortante ( $F_v$ ) no ponto indicado na figura anterior são determinadas a seguir:

$$F_v = \frac{V_d}{2 \times A_w} \quad (10)$$

O cálculo das tensões ( $F_m$ ) devido ao momento fletor  $M_1$  é:

$$r = \sqrt{X_{cg}^2 + \left(\frac{L_2}{2}\right)^2} \quad (11)$$

$$F_m = \frac{M_1 \times r}{I_p} \quad (12)$$

Decompõe-se a tensão  $F_m$ :

$$\theta = \arctg\left(\frac{2 \times X_{cg}}{L_2}\right) \quad (13)$$

$$F_{m,x} = F_m \times \cos\theta \quad (14)$$

$$F_{m,y} = F_m \times \sen\theta \quad (15)$$

As tensões resultantes na garganta efetiva ( $F_{w,sd}$ ) e no metal base ( $F_{mb,sd}$ ) são calculadas na equações 16 e 17.

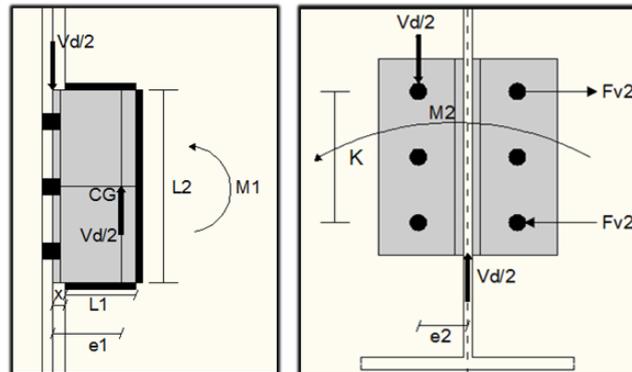
$$F_{w,sd} = \sqrt{(F_v + F_{m,y})^2 + F_{m,x}^2} \quad (16)$$

$$F_{mb,sd} = \sqrt{(F_v + F_{m,y})^2 + F_{m,x}^2} \quad (17)$$

### 2.1.2.2 Análise das tensões nos parafusos

A figura 8 ilustra as excentricidades geradas pelos momentos fletores procedente da força cortante vinda da viga. A força está concentrada no centroide da solda e é transmitida a ligação da cantoneira com a mesa do pilar, causando as excentricidades nos dois eixos.

Figura 8 – Estudo das excentricidades



Sendo,

$$K = \text{comp } L - 2 \times d \quad (18)$$

As excentricidades  $e_1$  e  $e_2$  calculadas na sequência, definem os momentos fletores  $M_1$  e  $M_2$ .

$$e_1 = X + L1 - X_{cg} \quad (19)$$

$$e_2 = \frac{t_w V}{2} + t f + y \quad (20)$$

$$M_1 = \frac{V_d}{2 \times e_1} \quad (21)$$

$$M_2 = \frac{V_d}{2 \times e_2} \quad (22)$$

O esforço de cisalhamento no parafuso mais solicitado ( $F_v$ ) é dimensionado:

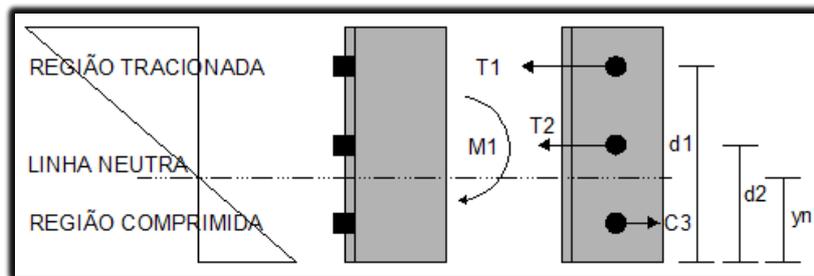
$$F_{v1} = \frac{V_d}{n_p} \quad (23)$$

$$F_{v2} = \frac{M_2}{K} \quad (24)$$

$$F_v = \sqrt{F_{v1}^2 + F_{v2}^2} \quad (25)$$

Para o estudo da força de tração no parafuso mais solicitado ( $T_1$ ), adotamos posições iniciais para a linha neutra conforme está descrito na figura 9.

Figura 9 – Estudo da linha neutra



Define-se a posição da linha neutra ( $y_n$ ):

$$y_n^2 \times \frac{b L}{2} = \Sigma A_b \times (d_i - y_n) \quad (26)$$

Onde:

- $d_i$  - são as distâncias dos centros dos parafusos à base da cantoneira, sendo utilizados apenas os que estiverem dentro da zona de compressão adotado no início do cálculo.

O momento de inércia dos parafusos ( $I$ ) e a força de tração ( $T_1$ ) são encontrados em seguida.

$$I = b L \times \frac{y_n^2}{3} \times [\Sigma A_b \times (d_i - y_n)^2] \quad (27)$$

$$T_1 = \frac{M_1 \times (d_1 - y_n) \times A_b}{I} \quad (28)$$

### 2.1.3 Verificações das resistências

As verificações de solicitação e resistência de cálculo devem ser feitas para os esforços nas soldas, nos parafusos e nas cantoneiras.

#### 2.1.3.1 Verificações nas soldas

As verificações serão feitas a partir das tensões resistentes nos cordões de solda descritas nas equações abaixo.

$$F_{w,Sd} \leq \sigma_{wRd} \quad (29)$$



$$F_{mb,Sd} \leq \sigma_{MB,Rd} \quad (30)$$

Sendo, as tensões de resistência do cordão de solda calculadas abaixo.

$$F_{wRd} = \frac{0,6 \times A_w \times f_w}{\gamma_{w2}} \quad (31)$$

$$F_{MB,Rd} = \frac{A_{MB} \times f_y}{1,1} \quad (32)$$

Onde:

- $f_w$  - é a resistência do metal da solda;
- $f_y$  - é a resistência ao escoamento do metal base;
- $A_{MB}$  - é a área efetiva do metal base dado pelo produto entre o comprimento do cordão de solda e a menor espessura das chapas de ligação;
- $A_w$  - a área efetiva do filete dado pelo produto entre o comprimento e a garganta efetiva do cordão de solda;
- $\gamma_{w2}$  - é um coeficiente que varia entre 1,35 para combinações normais e 1,55 para combinações excepcionais;

Caso a solda não resista aos esforços solicitantes, deve-se aumentar a espessura da solda, utilizar materiais mais resistentes ou utilizar cantoneiras com comprimentos maiores, aumentando o tamanho do cordão de solda.

### 2.1.3.2 Verificações nos parafusos

A partir da resistência à tração ( $F_{t,Rd}$ ) calculada na NBR 8800:2008 (6.3.3.1), verifica-se o parafuso mais solicitado. De forma análoga, verifica-se a resistência ao cisalhamento ( $F_{v,Rd}$ ) calculada na seção (6.3.3.2) da mesma, através do esforço cortante solicitante de cálculo.

$$T_1 \leq F_{t,Rd} \quad (33)$$

$$F_v \leq F_{v,Rd} \quad (34)$$

A verificação dos esforços combinados pode ser considerada satisfeita em:

$$T_1 \leq \frac{f_{ub} \times A_b}{\gamma_{a2}} - c_1 \times F_v \quad (35)$$

O termo ( $c_1$ ) é determinado pelo tipo de parafuso utilizado na ligação, sendo descrito na tabela 2.3.

Caso as verificações não sejam atendidas, aumenta-se a quantidade de parafusos ou utilizam-se parafusos mais resistentes.

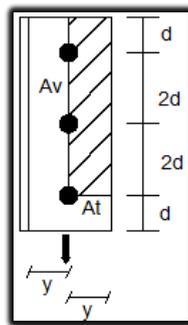
### 2.1.3.3 Verificações das chapas de ligação

A verificação de pressão de contato em furos é realizada com as expressões definidas pela NBR 8800:2008 (6.3.3.3), comparando a força de cisalhamento aplicada aos parafusos, de acordo com a equação 36.

$$F_v \leq F_{c,Rd} \quad (36)$$

A verificação do rasgamento em bloco segue conforme a figura 10.

Figura 10 – Rasgamento em bloco



Para esta ligação, temos os valores necessários para a definição da força resistente de cálculo ao colapso por rasgamento expressa na NBR 8800:2008 (6.5.6).

$$C_{ts} = 1 \quad (37)$$

$$A_{nv} \leq (comp L - d - 2,5 \times d_f) \times t \quad (38)$$

$$A_{gv} \leq (comp L - d) \times t \quad (39)$$

$$A_{nt} \leq (y - 0,5 \times d_f) \times t \quad (40)$$

Logo, a resistência da chapa deve ser superior a solitação.

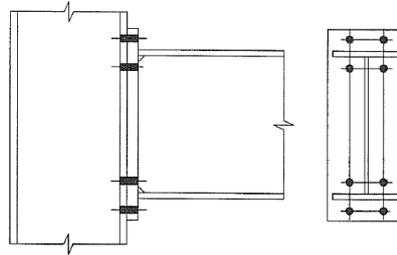
$$F_v \leq F_{r,Rd} \quad (41)$$

Caso as verificações não sejam atendidas, deve-se aumentar as dimensões das cantoneiras.

## 2.2 Ligações viga-pilar rígidas

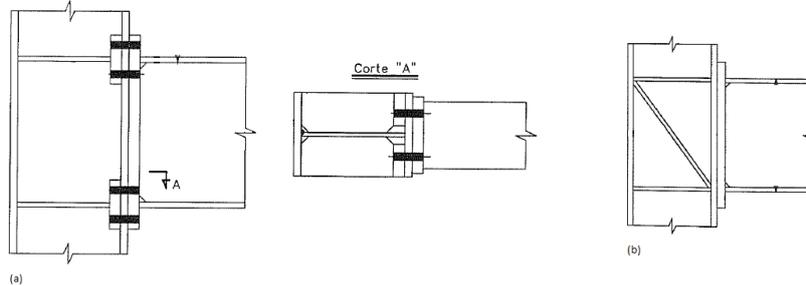
As ligações rígidas entre vigas e pilares transmitem os esforços normais e os momentos fletores das vigas aos pilares, sendo necessário em alguns casos a utilização de enrijecedores nos pilares para resistir a esses esforços.

**Figura 11** – Ligação rígida entre viga e pilar com chapa de topo



Fonte: Andrade (1994)

**Figura 12** – Ligação rígida entre viga e pilar com chapa de topo, enrijecedores e chapas de reforço (a) e com chapa de topo e enrijecedores de cisalhamento (b)



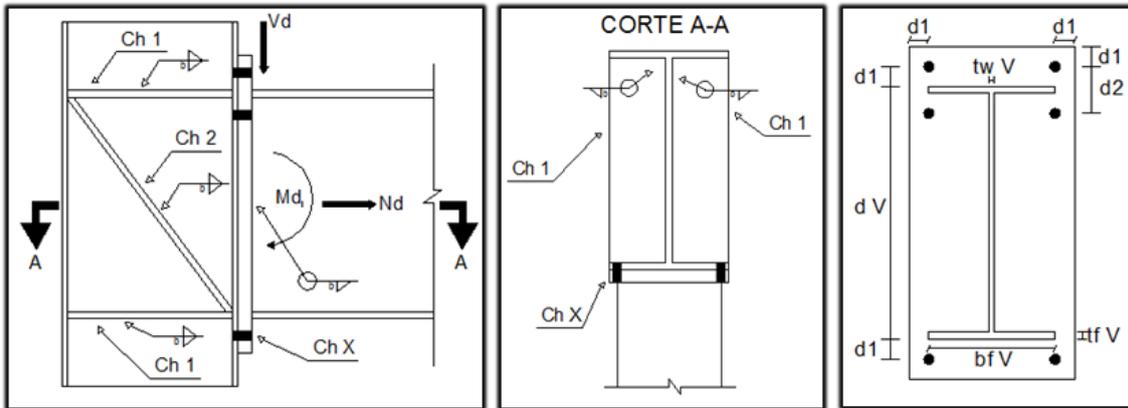
Fonte: Andrade (1994)

As figuras 11 e 12 indicam ligações rígidas usuais entre vigas e pilares metálicos. Logo, será estudada a ligação com chapa de topo e enrijecedores, sem chapas de reforço.

### 2.2.1 Propriedades geométricas

A ligação estudada tem a geometria definida na figura 13, considerando  $M_d$  o momento fletor gerado pela viga.

Figura 13 – Ligação rígida estudada

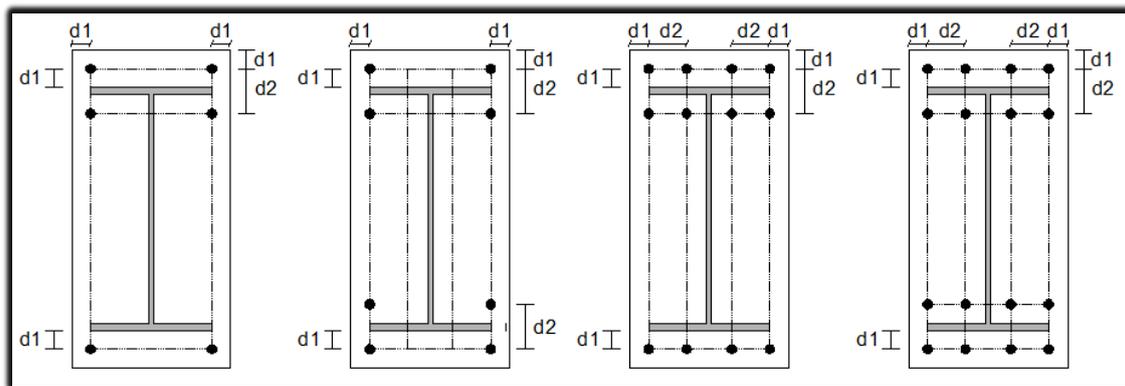


A divisão das propriedades é feito semelhante ao caso anterior.

### 2.2.1.1 Propriedades geométricas dos parafusos

Os parafusos estudados seguiram as geometrias da figura 14.

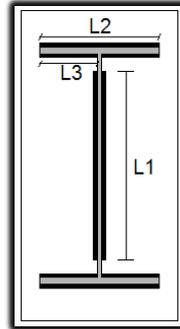
Figura 14 – Geometria dos parafusos



### 2.2.1.2 Propriedades geométricas da solda

Os parâmetros geométricos dos cordões de solda seguem as dimensões indicadas na figura 15.

Figura 15 – Geometria dos cordões de solda



Os valores recomendados para os comprimentos dos cordões de solda  $L1$ ,  $L2$  e  $L3$  são:

$$L1 = 0,85 \times (d V - 2 \times tf V) \quad (42)$$

$$L2 = bf V \quad (43)$$

$$L3 = \frac{L2}{2} - tw V \quad (44)$$

A área total da junta soldada ( $A_{w,t}$ ) e a área total da junta soldada na alma da viga ( $A_w$ ) serão aproveitados no cálculo do momento de inércia da junta soldada ( $I_w$ ).

$$A_{w,t} = 2 \times a \times (L2 + L1 + 2 \times L3) \quad (45)$$

$$A_w = 2 \times a \times L1 \quad (46)$$

$$I_w = a \times \left\{ \left( \frac{2 \times L1^3}{12} \right) + \left[ 2 \times L2 \times \left( \frac{d V + a}{2} \right)^2 \right] + (L2 - tw V) \times \frac{(d V - tf V - a)^2}{2} \right\} \quad (47)$$

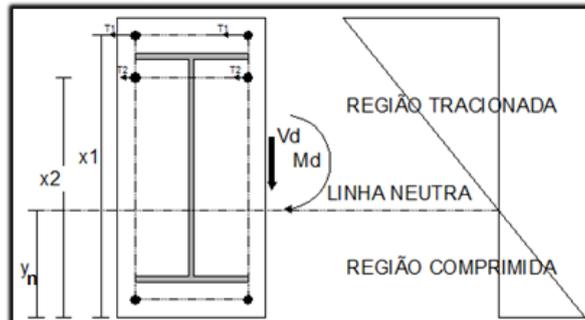
## 2.2.2 Análise das tensões

As tensões serão divididas da mesma forma que nas ligações viga-pilar flexível, sendo acrescentado o efeito alavanca nos parafusos, caso ocorra.

### 2.2.2.1 Análise das tensões nos parafusos

O estudo dos esforços nos parafusos será feito a partir da figura 16.

Figura 16 – Indicação da linha neutra



Define-se a posição da linha neutra (\$y\_n\$) e o momento de inércia dos parafusos (\$I\$):

$$y_n^2 \times \frac{bfP}{2} = \Sigma A_b \times (x_i - y_n) \quad (48)$$

$$I = \Sigma A_b \times (x_i - y_n)^2 \quad (49)$$

A força de tração \$T\_1\$ é determinada para os parafusos mais distantes da linha neutra, desconsiderando a compressão nos parafusos, visto que não são solicitações críticas para os parafusos isoladamente.

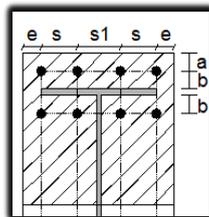
$$T_1 = N_d + \frac{M_d \times (x_1 - y_n) \times A_b}{I} \quad (50)$$

A força de cisalhamento aplicada nos parafusos (\$F\_v\$) é:

$$F_v = \frac{V_d}{n_p} \quad (51)$$

A espessura definirá se o efeito alavanca deverá ser considerado no dimensionamento, a figura 17 mostra os parâmetros geométricos envolvidos nos cálculos.

Figura 17 – Parâmetros geométricos do efeito alavanca



Alguns parâmetros são definidos a partir dos citados pela NBR 8800:2008 (6.3.5) e enfatizados em seguida.

$$b' = b - \frac{d_b}{2} \quad (52)$$



$$L = \frac{s}{2} + b + \frac{d_b}{2} \leq e + b + \frac{d_b}{2} \quad (53)$$

Então, verifica-se a espessura mínima da chapa de topo ( $t_{ch,mín}$ ) para que não ocorra esse efeito. Caso a espessura  $t_{ch}$  adotada seja menor, determina-se o acréscimo de tração devido ao efeito alavanca ( $Q$ ).

$$t_{ch,mín} = \sqrt{\frac{4,4 \times T_1 \times b'}{L \times f_y}} \quad (54)$$

$$Q = \frac{T_1 \times b' - \left( \frac{L \times t_{ch}^2 \times f_y}{4,44} \right)}{a + \frac{d_b}{2}} \quad (55)$$

É recomendado que a espessura mínima adotada para chapa de topo ( $t_{ch,mín \text{ adotada}}$ ) seja maior que a definida na expressão 3.54.

$$t_{ch,mín \text{ adotada}} = \sqrt{\frac{4,44 \times T_1 \times b'}{L \times f_y \times \left[ 1 + \left( L - \frac{d_b}{L} \right) \right]}} \quad (56)$$

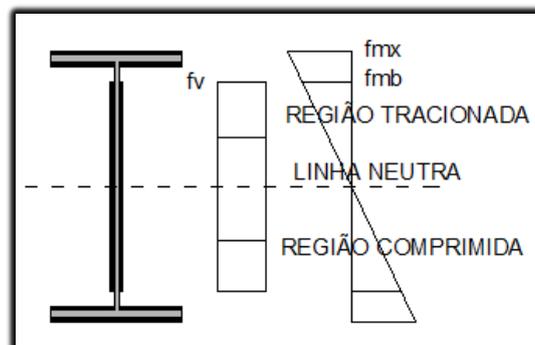
Por fim, a solicitação de tração no parafuso mais solicitado ( $F_{t,sd}$ ) é:

$$F_{t,sd} = T_1 + Q \quad (57)$$

### 2.2.2.2 Análise das tensões na solda

A solda está submetida aos esforços de cisalhamento (Figura 18).

Figura 18 – Esforços nos cordões de solda



Determinam-se as tensões de cisalhamento na alma ( $f_v$ ), a tensão normal máxima na mesa ( $f_{mx}$ ) e na alma ( $f_{ma}$ ):



$$f_v = \frac{V_d}{A_w} \quad (58)$$

$$f_{mx} = \frac{N_d}{A_w} + \frac{M_d \times (d V + a)}{2 \times I_w} \quad (59)$$

$$f_{ma} = \frac{N_d}{A_w} + \frac{M_d \times L1}{2 \times I_w} \quad (60)$$

Logo, as tensões resultantes máximas na alma ( $f_{wa}$ ) e na mesa ( $f_{wx}$ ) irão determinar qual é a tensão crítica na solda ( $f_w$ ) e no metal base ( $f_{mb}$ ):

$$f_{wa} = f_{ma} \quad (61)$$

$$f_{wx} = \left( \frac{f_{mb}^2 + f_v^2}{2} \right)^2 \quad (62)$$

$$f_w = f_{wa} \geq f_{wx} \quad (62)$$

$$f_{mb} = a \times f_w \quad (63)$$

## 2.2.3 Verificação das resistências

### 2.2.3.1 Verificação nos parafusos

As verificações são feitas de acordo com as descritas nas equações 33 à 35, considerando a sollicitação de tração acrescida do efeito alavanca, caso ocorra.

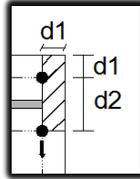
### 2.2.3.2 Verificação na solda

É utilizado o mesmo padrão definido para ligações flexíveis. Considerando as tensões resultantes máximas na alma ( $f_{wa}$ ) e na mesa ( $f_{wx}$ ) e comparando-as com as expressões 31 e 32.

### 2.2.3.3 Verificação na chapa de topo

Quanto à verificação da pressão de contato na chapa, utilizam-se as equações de pressão de contato em furos da NBR 8800:2008 (6.3.3.3) e analisa-se o equacionamento 36. O rasgamento em bloco deverá utilizar as áreas definidas na figura 19.

Figura 19 – Rasgamento em bloco de ligações rígidas entre vigas e pilares



Com os valores previamente definidos, determinam-se as áreas brutas e líquidas de tração e cisalhamento:

$$A_{nv} \leq (d_1 + d_2 - 1,5 \times d_f) \times t \quad (64)$$

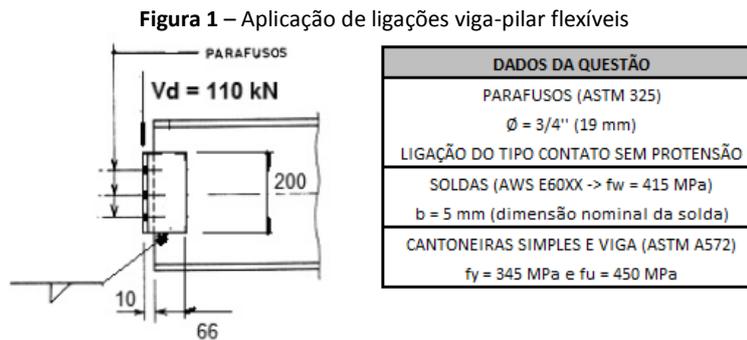
$$A_{gv} \leq (d_1 + d_2) \times t \quad (65)$$

$$A_{nt} \leq (d_1 - d_f) \times t \quad (66)$$

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para a aplicação foi adotado um exemplo didático de ligação viga-pilar flexível contido no Manual de Construção em Aço, Ligações em Estruturas Metálicas – Volume 2 (CBCA 2011), página 58.

O exemplo em questão é representado na figura 21.



Fonte: CBCA (2011)

O número total de parafusos adotados é de 6 (seis) e não foram definidos os perfis metálicos da ligação. Como a planilha necessita de todos os dados para fazer uma verificação completa, foram adicionados perfis que estejam de acordo com as dimensões das cantoneiras. A fim de que não ocorram problemas com disposições construtivas ou rupturas na viga e no pilar.

Vale ressaltar que o esforço cortante admitido na questão é o esforço em cada cantoneira, ou seja, o esforço cortante total é o dobro do submetido na questão. Os resultados são apresentados na figura 22.

Figura 22 – Resultados da aplicação em questão

RESULTADOS					
TENSÕES NA SOLDA	CBCA 2011	PLANILHA	RESISTÊNCIAS NA SOLDA	CBCA 2011	PLANILHA
GARGANTA EFETIVA (kN/cm <sup>2</sup> )	17,02	14,04	GARGANTA EFETIVA (kN/cm <sup>2</sup> )	17,02	18,44
METAL BASE (kN/cm <sup>2</sup> )	12	9,83	METAL BASE (kN/cm <sup>2</sup> )	18,82	18,82
TENSÕES NOS PARAFUSOS	CBCA 2011	PLANILHA	RESISTÊNCIAS NOS PARAFUSOS	CBCA 2011	PLANILHA
TRAÇÃO (kN)	36	35,21	TRAÇÃO (kN)	130,6	129,95
CISALHAMENTO (kN)	56,6	51,77	CISALHAMENTO (kN)	69,7	69,31
ESFORÇOS COMBINADOS (kN)	36	35,21	ESFORÇOS COMBINADOS (kN)	66,6	74,9

As diferenças nos resultados são maiores nas tensões na solda devido à falta do detalhamento da ligação no enunciado do exemplo, além de aproximações ao longo da resolução da questão. Os dados de entrada foram adicionados à planilha e as verificações foram satisfeitas como mostra a figura 23.

Figura 2 - Dados de entrada e resultados da planilha de ligação flexível

	DADOS DA CANTONEIRA		DADOS DOS PARAFUSOS		ESCOLHA DOS PARAFUSOS		
	comp L	200 mm	db	19 mm	TIPO	PLANO DE CORTE NA ROSCA	PLANO DE CORTE FORA DA ROSCA
	b L	76 mm	fub	82,5 kN/cm <sup>2</sup>	ASTM A307		
	tf	6,3 mm	n° de parafusos	6	ASTM A325	X	
	X	10 mm	n° de linhas de para.	1	ASTM A490		
	fy	345 kN/cm <sup>2</sup>	DADOS DA VIGA		OUTROS		
	fu	45 kN/cm <sup>2</sup>	bfV	170 mm	TIPO DE CORTE DE BORDA		
	DADOS DA SOLDA		twV	6,3 mm	CORTADA COM SERRA OU TESOURA		
	b	5 mm	dV	325 mm	LAMINADA OU CORTADA COM MAÇARICO		X
	fw	41,5 kN/cm <sup>2</sup>	tfV	12,5 mm	ESFORÇO CORTANTE		
DADOS DO PILAR		bfP	200 mm	Vd	220 kN		
tfP	6,3 mm	DIÂMETRO DOS FUROS		20,5 mm	VERIFICAÇÕES		
bfP	200 mm	FURO PADRÃO	FURO ALARGADO	FURO POUCO ALONGADO	FURO MUITO ALONGADO	DISP. CONS. PARAFUSOS	OK
						SOLDA	OK

Os campos amarelos assinalam as condições de verificações, as quais foram todas atendidas. Desse modo, os resultados são apresentados de forma simples e de fácil entendimento. Ademais, proporcionam um memorial de cálculo bastante detalhado com figuras ilustrativas. Estas auxiliam o entendimento dos parâmetros calculados.

#### 4 CONCLUSÃO

Foi abordado o estudo e o dimensionamento de ligações mais comuns entre vigas e pilares. Por serem elementos essenciais em projetos estruturais, o seu dimensionamento é fundamental. Assim sendo, o estudo das tensões e das resistências dos elementos que constituem a ligação como um todo deve estar bem fixado para a execução de um projeto seguro e econômico.

Ressalte-se que com as atualizações de programas computacionais voltados ao cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas, o grau de incerteza dos projetistas quanto às ligações tende a ser ampliado com as novas considerações impostas. Aumentando, dessa maneira, o número de esforços que antes eram ignorados pelas simplificações normativas.



O desenvolvimento de um estudo mais completo sobre ligações metálicas em diversas situações de solicitação fará referência ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, destacando sua capacidade de desenvolver projetos voltados ao ensino/aprendizagem e ao exercício profissional.

## REFERÊNCIAS

- 1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 8800 (2008). **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 2008. Rio de Janeiro, Brasil.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6118 (2007). **Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. 2003. Rio de Janeiro, Brasil.
- 3 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “**Design of steel structures**” (part 8). Eurocode 3 – ENV 1993-1-8 Brussels. 2005.
- 4 ANDRADE, P. B. Curso básico de estruturas de aço. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Engenharia aplicada editora; 1994.
- 5 CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA. **Ligações em estruturas metálicas 2**. 4ed. Rio de Janeiro, Brasil. Instituto Aço Brasil; 2011.
- 6 GERE, J. M. Mecânica dos materiais. São Paulo, Brasil. Thomson editora; 2003.
- 7 HIBBELER, R. C. Resistência dos materiais. 3ed. Rio de Janeiro. Brasil. Livros técnicos e científicos editora; 2000.
- 8 QUEIROZ, G. Elementos das estruturas de aço. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Imprensa universitária editora; 1993.
- 9 SANTOS, L. B. Contribuições ao estudo das cúpulas metálicas. Tese (Doutorado). São Carlos, São Paulo, Brasil. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – EESC/USP; 2005.
- 10 SOUZA, A. S. C. Dimensionamento de elementos estruturais de aço segundo a NBR 8800-2008. São Carlos, São Paulo, Brasil. EDUFSCAR editora; 2012.
- 11 SOUZA, A. S. C. Ligações em estruturas de aço. São Carlos, São Paulo, Brasil. EDUFSCAR editora; 2013.

## Dimensionamento ótimo de ligações semirrígidas de pórticos de aço – modelo “Pórtico Auxiliar”

Gines Arturo Santos Falcón <sup>1</sup>

Pascual Martí Monrull <sup>2</sup>

### Resumo

Apresenta-se uma metodologia para dimensionamento ótimo de ligações semirrígidas de pórticos de aço utilizando-se o modelo que chamamos de "Pórtico Auxiliar" que considera a rotação dos pilares no cálculo da Faixa de Rigidez Viável da ligação (FRV). A partir do conceito clássico de "Linha da Viga" o "Pórtico Auxiliar" define limites mínimos e máximos admissíveis para a rigidez rotacional das ligações, em função das propriedades mecânicas das vigas e colunas e dos Estados Limites Últimos e de Utilização da estrutura. No dimensionamento de pórticos de aço o "Pórtico Auxiliar" possibilita o uso de técnicas de otimização multinível ou de programação paralela. Na otimização multinível, a otimização a nível local utilizando o "Pórtico Auxiliar" permite a otimização da ligação de forma isolada do resto da estrutura, aqui são definidos os perfis estruturais ótimos de acordo com o momento solicitante e a FRV definidos previamente. Enquanto que, no nível de otimização global da estrutura são utilizados soluções obtidas na otimização local. Assim, o projeto estrutural resulta computacionalmente mais eficiente, uma vez que os tamanhos dos problemas de otimização global e local são reduzidos. Foram utilizados os programas: *Rango\_Kini\_RC* para cálculo da Faixa de Rigidezes Viável considerando a rotação dos pilares; o programa *CalcUS\_MC* para cálculo do momento fletor resistente e da rigidez inicial da ligação pelo Método dos Componentes do Eurocode 3; e, o programa *DO\_ENR* para automatizar o processo de projeto ótimo. Os resultados iniciais obtidos mostram o grande potencial desta metodologia.

**Palavras-chave:** Projeto de pórticos de aço; Ligações semirrígidas; Otimização estrutural; Ligações viga-coluna.

<sup>1</sup> Prof. Gines Arturo Santos Falcón, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, RJ, Brasil

<sup>2</sup> Prof. Pascual Martí Monrull, Grupo de Optimización Estructural (GOE/UPCT), Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, España.



## 1 INTRODUÇÃO

A análise convencional de pórticos de aço considera duas situações ideais opostas para modelagem das ligações viga-coluna de acordo com a capacidade de transferir momento e de rigidez rotacional ou giro relativo entre as barras. O modelo com ligações rígidas tem continuidade rotacional perfeita, ou seja, o ângulo relativo entre os elementos estruturais permanece o mesmo após o carregamento da estrutura, havendo transferência total de momento entre as barras. No modelo com ligações rotuladas não há continuidade rotacional, conseqüentemente não há transferência de momentos. No entanto, as ligações reais sempre tem certo grau de rigidez rotacional e de resistência à flexão que geram um comportamento intermédio entre os dois extremos teóricos citados.

A escolha do modelo das ligações para a análise estrutural influencia significativamente o comportamento da estrutura principalmente em relação à distribuição de esforços internos na estrutura.

No dimensionamento ótimo de pórticos de aço - usualmente baseadas na minimização do peso estrutural - as ligações representam apenas uma pequena parcela do peso da estrutura e desta forma é considerada apenas de forma aproximada. No entanto, observa-se que as ligações tem um alto custo de fabricação devido aos detalhes de fabricação necessários. O custo das ligações depende diretamente do seu grau de rigidez rotacional.

O *Método dos Componentes* publicado pelo *Eurocode 3 – EN-1993 parte 1-8: Projeto de Estruturas de Aço - Projeto de Ligações* (EN 1993-1-8:2005) [1] é fruto de diversos trabalhos pioneiros tais como: Yee e Melchers [3], Jaspert [4], Faella et al. [5], Goverdhan [6], entre outros. O método consiste em identificar na ligação viga-coluna os diferentes elementos mecânicos que o compõem e calcular a rigidez rotacional e o momento resistente de cada um desses componentes e, por fim, calcular a rigidez rotacional ( $k_{j,ini}$ ) e o momento resistente da ligação ( $M_{j,Rd}$ ).

No Brasil, a norma brasileira para construção em aço, a NBR8800:2008 [2] publicada em outubro de 2008, não tem normativa específica para dimensionamento de ligações semirrígidas e sugere que, em ausência de norma brasileira aplicável, normas estrangeiras sejam utilizadas.

Para dimensionamento de ligações viga-coluna de pórticos contraventados, *Faella et al.* [5] propõem uma metodologia que relaciona propriedades mecânicas importantes como rigidez rotacional e resistência a flexão da ligação e desenvolveram uma metodologia que define limites de rigidez e resistência admissíveis. O estudo explora a relação entre rigidez rotacional e momentos fletores das ligações. São apresentados formulações e gráficos dos momentos fletores positivos e momentos fletores negativos que atuam na ligação e na viga. No entanto,



este estudo não considera o efeito da rotação dos pilares de apoio, ou seja, considera ligações com apoios infinitamente rígidos.

No presente estudo, a partir do Capítulo 8 do livro de *Faella et al.* [5] e do modelo clássico da “Linha de Viga” se propõe o modelo que chamamos de “Pórtico Auxiliar” (PA) que calcula a Faixa de Rigidezes Viável (FRV) considerando a rotação dos pilares no cálculo do estado limite último (ELU) e do estado limite de serviço (ELS). Neste artigo, mostra-se a viabilidade prática deste modelo, inicialmente para o caso das vigas biapoiadas, em seguida para pórticos de um vão e um pavimento e, finalmente, para o caso de pórticos planos de um vão e de vários pavimentos.

No dimensionamento ótimo de pórticos de aço o PA possibilita o uso de técnicas de otimização multinível ou de programação paralela. Na otimização multinível, a otimização a nível local utilizando o PA permite a otimização da ligação de forma isolada do resto da estrutura, neste nível são definidos os perfis estruturais ótimos de acordo com o momento fletor e a faixa de rigidezes admissíveis na ligação. Enquanto que, no nível de otimização global da estrutura são utilizados as soluções obtidas na otimização local. Assim, o projeto estrutural resulta computacionalmente mais eficiente, uma vez que os tamanhos dos problemas de otimização global e local são reduzidos.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo iniciou-se com uma ampla revisão bibliográfica relativa ao dimensionamento ótimo de ligações semirrígidas. Dado o grande número de publicações encontradas, com particular ênfase foram revisados a norma Eurocode [1] e as publicações de Guardiola [7], Díaz [8], Faella et al. [5] e [9] e Díaz et al. [10].

Neste artigo, mostra-se a importância da consideração da *Faixa de Rigidezes Viável* no projeto ótimo de ligações semirrígidas. Assim, propõe-se o modelo “Pórtico Auxiliar” que possibilita o cálculo da FRV da ligação através da avaliação do estado limite último (ELU) e do estado limite de serviço da estrutura (ELS).

Parte significativa de esta pesquisa foi dedicada ao desenvolvimento e atualização de programas computacionais no ambiente computacional MATLAB: *Rango\_Kini\_RC* para cálculo da FRV da ligação com a consideração da rotação dos pilares; *CalcUS\_MC* para cálculo do momento fletor resistente ( $M_{j,Rd}$ ) e da rigidez inicial de ligações semirrígidas ( $K_{j,ini}$ ). A FRV é calculada utilizando os dois programas aqui citados.

Foi definido um esquema computacional para acesso automático ao banco de dados de perfis estruturais da ARCELOR MITTAL. Para sua validação os programas foram extensivamente testados utilizando-se diferentes combinações de perfis estruturais e os resultados foram comparados com resultados obtidos em softwares comerciais como *ROBOT*, *CoP* e *Power Connect* - programas comerciais que seguem o Método dos Componentes do Eurocode 3 -.



A ligação viga-pilar parafusada com chapa de topo estendida sem enrijecedores foi adotada para implementação das aplicações dos programas aqui desenvolvidos. Este tipo de ligação é muito utilizado principalmente nas pesquisas teóricas e experimentais disponíveis na literatura - apresenta diversos comportamentos rotacionais em função dos perfis viga-coluna, espessura da chapa de topo e diâmetro e posicionamento dos parafusos -.

Na Tabela (1) apresentam-se os dados gerais a serem utilizados em todas as aplicações apresentadas neste trabalho. Visando comparação de resultados os dados são os mesmos de *Faella et al.* [5].

**Tabela 1. Dados das aplicações**

Cargas permanentes	$q_g = 28,5$	[kN/m]
Cargas vivas (sobrecargas)	$q_k = 19,5$	[kN/m]
Carga total ELS	$q_{t\_ELS} = 1,00 q_g + 1,00 q_k$	[kN/m]
Carga total ELU	$q_{t\_ELU} = 1,35 q_g + 1,50 q_k$	[kN/m]
Coefficiente parcial de resistência	$g_{M0} = 1,0$	[-]
Comprimento da viga	$L_b = 7.000$	[mm]
Flecha máxima admissível para cargas vivas (Eurocode 3)	$f_l = L_b/350$	[-]
Flecha máxima admissível para carga total (Eurocode 3)	$f_t = L_b/250$	[-]
Material	aço S235	
Tensão de fluência do material	$f_y = 235$	[N/mm <sup>2</sup> ]
Módulo de Elasticidade	$E = 210 \text{ e}+3$	[N/mm <sup>2</sup> ]

Outra etapa importante do estudo se refere ao desenvolvimento de um novo modelo para análise local de pórticos planos de aço chamado "*Pórtico Auxiliar*" (em adiante *PA*). O modelo consiste numa estrutura auxiliar simples, formada por uma viga e seus pilares de apoio. Em função das condições de contorno aplicadas, este representa um setor qualquer do pórtico. O comprimento dos pilares é definido considerando a posição do *PA* no pórtico global. O modelo possibilita uma melhor compreensão do comportamento mecânico da estrutura, facilitando a avaliação do estado limite último e do estado limite de utilização da estrutura. Em particular, este modelo foi utilizado para avaliação da influencia da rotação dos pilares no cálculo das características mecânicas da ligação semirrígida e, também, para verificação dos estados limites do pórtico. Foi estudada a viabilidade prática de este modelo, inicialmente para pórticos de um vão e um pavimento e, posteriormente, para o caso geral de pórticos planos de vários vãos e de vários pavimentos. Os resultados obtidos mostram a boa precisão e grande potencial deste modelo.

Para desenvolvimento dos códigos computacionais visando o dimensionamento ótimo da ligação semirrígida foram utilizados os programas *CalcUS\_MC* [11] e *DO\_ENR* [12] para análise



e projeto, respectivamente. Os resultados obtidos para o caso de ligações parafusadas com chapa de topo mostram o grande potencial desta metodologia.

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados da presente pesquisa são apresentados em duas etapas: inicialmente o modelo clássico da “Linha da Viga” que não considera a rotação dos pilares e em seguida o novo modelo que se propõe com a consideração do giro dos pilares. Os modelos são aplicados a uma viga bi apoiada e ao pórtico de um vão e vários pavimentos.

#### 3.1 Comportamento de uma viga com ligações semirrígidas

Na Figura (2) tem-se uma viga bi apoiada de um vão, com carga vertical uniformemente distribuída e ligações semirrígidas. Um modelo frequentemente utilizado para análise deste problema baseia-se no conceito de “Linha da Viga”, *Faella et al.* [5].

A “Linha da Viga” representa a relação entre giro da seção e momento fletor atuante em função da rigidez rotacional da ligação. Na Figura (3) mostra-se a “Linha da Viga” com os momentos na seção de apoio e na seção no meio do vão em função da rotação da ligação.

A “Linha da Viga” inicia com momento no apoio de  $M_{\text{apoiado}} = \bar{M}$ , com  $\bar{M} = qL^2/12$ , para o caso de apoio engastado e rotação nula. À medida que a rigidez do apoio é relaxada o momento diminui até atingir o valor nulo, que teoricamente ocorre quando a rotação no apoio é máxima,  $\theta = \theta_R$ , com  $\theta_R = \frac{qL^3}{24} E I_b$ . A Equação (1) expressa a variação do momento no apoio em função da rotacional da ligação.

$$M_{\text{apoiado}} = \frac{qL^2}{12} - \frac{2EI_b}{L} \theta, \quad (1)$$

$M_{\text{apoiado}}$  é o momento no apoio da viga;  $q$  é a carga vertical uniformemente distribuída;  $\bar{M}$  é o momento de engaste;  $I_b$  é o momento de inércia da viga;  $L_b$  é o comprimento do vão;  $\theta$  é a rotação da seção da viga;  $\theta_R$  é a rotação da viga para o caso de apoio articulado.

Por outro lado, o momento no meio do vão da viga,  $M_{\text{vao}}$ , para o caso do apoio engastado é  $M_{\text{vao}} = qL^2/24$ . A partir desse valor  $M_{\text{vao}}$  aumenta de acordo com a relaxação da rigidez da ligação até atingir seu valor máximo que ocorre para o caso de ligação articulada,  $M_{\text{vao}} = M_R$ . A Equação (2) expressa a variação do momento fletor em função da rigidez rotacional da ligação.

$$M_{\text{vao}} = \frac{qL^2}{24} + \frac{2EI_b}{L} \theta \quad (2)$$

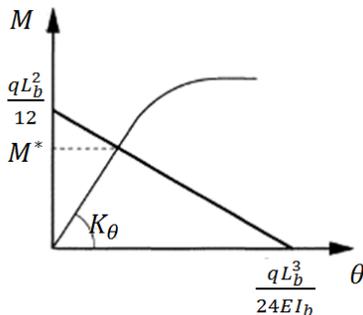
Na Figura (1) mostra-se a curva não linear *Momento-Rotação* de uma ligação semirrígida e a “Linha da Viga” que indica os momentos que atuam no apoio da viga. Observa-se que  $M^*$  é o



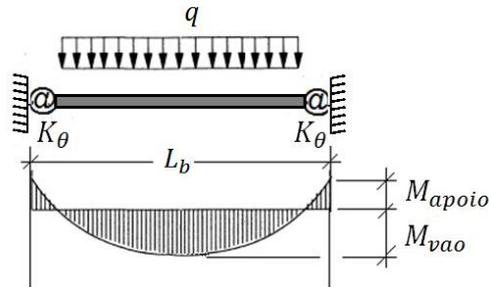
momento que equilibra os esforços internos no apoio da viga e na ligação, portanto,  $M^*$  é o momento com que a ligação trabalha.

O momento máximo no meio do vão da viga é a diferença entre o momento máximo para o caso de viga articulada,  $M_R = qL^2/8$ , menos o momento que atua no apoio ou ligação,  $M^*$ :

$$M_{vao,max} = M_R - M^* \quad (3)$$

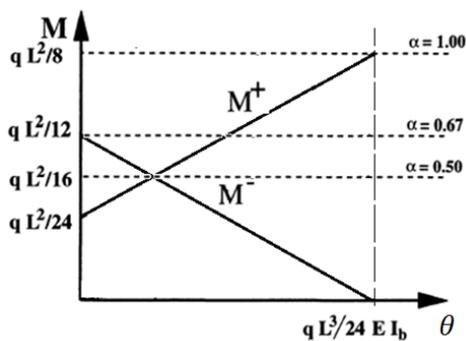


**Figura 1.** Curva Momento-rotação da ligação e linha da viga

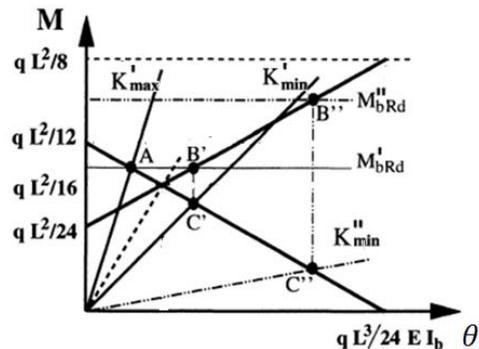


**Figura 2.** Viga com ligações semirrígidas

Na Figura (3) a reta descendente representa o momento que atua no apoio ou ligação; enquanto que, a reta ascendente é o momento no meio do vão da viga. As linhas horizontais representam valores constantes da relação  $\alpha$ , sendo  $\alpha = M_{b,Rd}/M_R$  (relação entre momento resistente da viga candidato perfil candidato a solução e o momento solicitante máximo para o caso de ligação rotulada).



**Figura 3.** "Linha da Viga" - Momentos no apoio  $M^-$  e no vão central  $M^+$



**Figura 4.** Faixa de Rigidezes da Ligação

Observa-se que ligações de vigas com  $\alpha < 0,5$  não tem resistência suficiente no apoio e não servem para o projeto. Viga com  $\alpha = 0,5$  é a menor viga que pode ser utilizada no projeto com ligação semirrígida; neste caso o momento fletor no apoio e no meio do vão são iguais e a distribuição de momentos entre a viga e os apoios é ótima, porém a FRV é nula. Perfis com



$0,5 < \alpha < 2/3$  podem ser utilizados levando em conta os limites de rigidez rotacional mínimo e máximo (*FRV*). E, perfis com  $\alpha > 2/3$  apenas precisam do limite inferior, o limite superior corresponde ao caso de engaste perfeito, que é o caso em que a ligação trabalha com sua rigidez máxima.

Na Figura (4), a maneira de exemplo, representam-se duas possibilidades de solução para o projeto da ligação semirrígida. A viga com resistência  $M'_{b,Rd}$  na faixa  $0,5 < \alpha < 2/3$  e *FRV* igual a  $[K'_{ini,min} - K'_{ini,max}]$ , e viga com resistência  $M''_{b,Rd}$ ,  $\alpha > 2/3$ , e *FRV* igual a  $[K''_{ini,min} - K''_{ini,max}]$ . A escolha entre estas soluções, em geral, depende de critérios econômicos. Observa-se que no caso de pórticos as vigas se apoiam nos pilares e conseqüentemente podem ter algum grau de rotação. Destaca-se, também, que o conhecimento antecipado da *FRV* seria de grande utilidade para o projeto de ligações semirrígidas.

Na análise de pórticos, segundo o Eurocode 3, para  $M_{j,Ed} > 2/3 M_{j,Rd}$  deve-se utilizar a rigidez secante da ligação ( $K_{sec}$ ). No caso contrário, a rigidez inicial da ligação ( $K_{ini}$ ) deve ser utilizada. Em geral, o primeiro caso citado corresponde ao ELU, enquanto que o segundo caso corresponde ao *ELS*. A relação mais frequentemente utilizada entre ambas as rigidezes é  $K_{ini}/K_{sec} = 3$ . Lembrando que a rigidez inicial da ligação é proporcional a inclinação do trecho elástico da curva *Momento-Rotação* da ligação.

Normalizando em relação à rigidez da viga por unidade de comprimento se tem:

$$\bar{K}_{ini} = K_{ini} L_b / E I_b \quad (6)$$

$L_b$  é o comprimento da viga;  $I_b$  é o momento de inércia da viga;  $E$  é o módulo de elasticidade do material.

De acordo com *Faella et al.* [5], a *Faixa de Rigidezes Viável de uma Ligação Semirrígida* pode ser definida em função de quatro condições mecânicas que a ligação e a viga devem respeitar:

**1) Condição de resistência da viga no vão - ELU: ( $M_{vao,max} < M_{b,Rd}$ )**

$$\frac{qL^2 \bar{K}_{sec} + 6}{24 \bar{K}_{sec} + 2} \leq M_{b,Rd} \quad (7)$$

$$\text{Em função de } \alpha: \bar{K}_{sec} \geq \frac{6(1-\alpha)}{3\alpha-1} \quad (8)$$

**2) Condição de resistência da viga no apoio - ELU: ( $M_{apoio,max} < M_{b,Rd}$ )**

$$\frac{qL^2 \bar{K}_{sec}}{12 \bar{K}_{sec} + 2} \leq M_{b,Rd} \quad (9)$$

$$\text{Em função de } \alpha: \bar{K}_{sec} \leq \frac{6\alpha}{2-3\alpha} \quad (10)$$



**3) Condição de serviço para cargas vivas - ELS: ( $f_l < f_{adm}$ )**

$$\frac{5}{384} \frac{q_k L^4}{EI_b} - \frac{q_k L^2}{12} \frac{\bar{K}}{(K+2)} \frac{L^2}{8EI_b} \leq f_l \quad (10)$$

$$\text{Fazendo: } \beta_l = \frac{5}{4} \frac{96 f_l EI_b}{q_k L^4} \quad (12)$$

$$\bar{K}_{sec} \geq \frac{2}{3} \frac{\beta_l}{1-\beta_l} \quad (12)$$

**4) Condição de serviço para carga total - ELS: ( $f_t < f_{adm}$ )**

$$f_t = \frac{5}{384} \frac{q_t L^4}{EI_b} - \frac{q_t L^2}{12} \frac{\bar{K}}{(K+2)} \frac{L^2}{8EI_b} \leq f_{adm} \quad (13)$$

$$\text{Fazendo: } \beta_t = \frac{5}{4} \frac{96 f_t EI_b}{q_t L^4}$$

$$\bar{K}_{sec} \geq \frac{2}{3} \frac{\beta_t}{1-\beta_t} \quad (14)$$

$f_l$  é a flecha devido as cargas vivas para ELS;  $f_t$  é a flecha devido a carga total de serviço para ELS;  $f_{adm}$  é a flecha admissível obtida na norma.

Observa-se que nas condições (3) e (4) sendo condições de ELS corresponderia utilizar  $\bar{K}_{ini}$  (a rigidez inicial), no entanto foi utilizada  $\bar{K}_{sec}$  (a rigidez secante) apenas com o intuito de uniformizar as magnitudes numéricas nas quatro condições acima.

Observa-se que todas as equações apresentadas anteriormente não consideram a rotação dos pilares.

**3.3 Aplicações do modelo sem considerar a rotação da coluna**

Foi implementado em *MATLAB* [13] o programa “*Rango\_Kini*” para cálculo das Equações (7) a (14) e obtenção da *FRV* da ligação. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela (2). Em seguida, os resultados obtidos foram verificados com o Software comercial *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (em adiante *ROBOT*) [14].

**3.3.1 Viga de um vão com ligações semirrígidas**

Na Tabela (2) apresentam-se as *FRV* obtidas para o problema da Tabela (1) para o catalogo de perfis IPE da ARCELOR MITTAL.

**Tabela 2 – Faixa de Rigidez Secante Admissível da ligação**

Perfil	$\alpha$	FRV	
		$\bar{K}_{sec,min}$	$\bar{K}_{sec,max}$
IPE 360	0,58	3,32	14,08



IPE 400	0,75	1,21	$\infty$
IPE 450	0,98	0,08	$\infty$
IPE 500	1,26	0,0	$\infty$

Os perfis inferiores ao perfil IPE 360 não foram considerados devido a que esses perfis tem  $\alpha < 0,5$  e não satisfazem as condições de ELU ou ELS do EUROCODE 3. Os perfis IPE 400 e IPE450 tem resistência suficiente para trabalharem ate com rigidez máxima correspondente a apoios engastados ou com rigidez rotacional mínima de 1,21 ou 0,08, respectivamente; enquanto que o perfil IPE 500 com  $\alpha > 1,0$  pode funcionar tanto com apoio engastado quanto com apoio rotulado.

Os resultados de  $K_{sec,min}$  e  $K_{sec,max}$  da Tabela 2 foram verificados através de análises estruturais realizados utilizando o programa ROBOT. A maneira de exemplo apresentam-se resultados correspondentes ao perfil IPE 360.

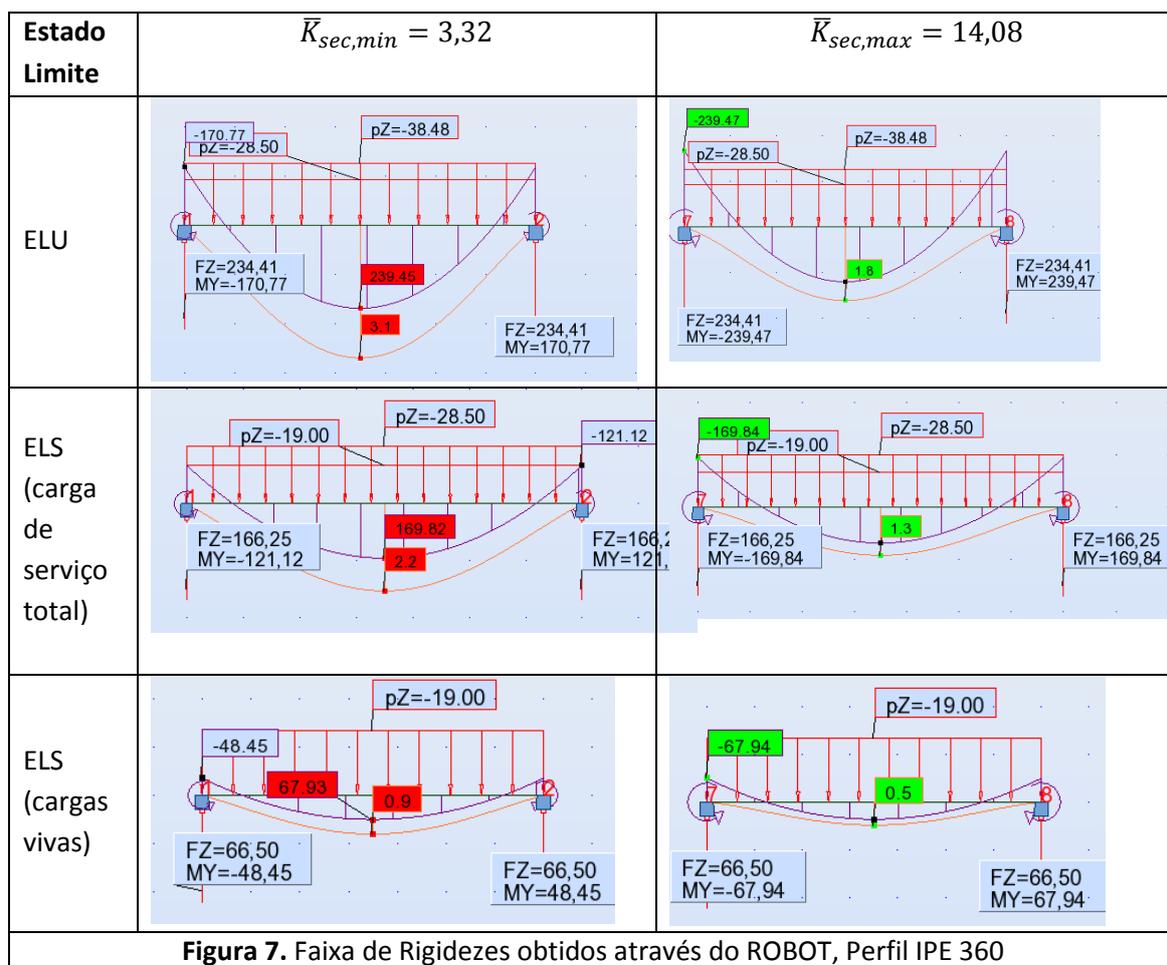


Figura 7. Faixa de Rigidezes obtidos através do ROBOT, Perfil IPE 360

Na Figura (7) observa-se que a FRV satisfaz as condições de ELU e ELS. Observa-se também que o momento  $M_{b,Rd} = 237,5$  kNm é atingido no apoio com rigidez secante mínima,  $\bar{K}_{sec,min} =$



3,32; e, no meio do vão com rigidez máxima,  $\bar{K}_{sec,max} = 14,08$ . Portanto, a rigidez secante mínima e a rigidez secante máxima satisfazem as condições do *ELU*. Em relação ao *ELS*, observa-se que as flechas máximas tanto para o caso de cargas vivas quanto para carga de serviço total se encontram abaixo dos valores limites especificados pelo *Eurocode 3*, satisfazendo estas condições.

Desta forma, conclui-se que a *FRV* calculada pelo modelo de *Faella et al.* [5] satisfaz as condições de resistência e rigidez para os estados limites de utilização e de serviço. No entanto, se observa que, para obter soluções satisfatórias foi necessário considerar apoios com rigidez infinita.

### 3.3.2 Aplicação - Pórtico 1V4P

Para aplicação do modelo “Linha da Viga” num pórtico real foi implementado o pórtico plano 1V4P em *ROBOT*. Este pórtico tem um vão e quatro pavimentos; com perfis IPE 360 para as vigas e perfil HEB 180 para as colunas, todos em aço S235.

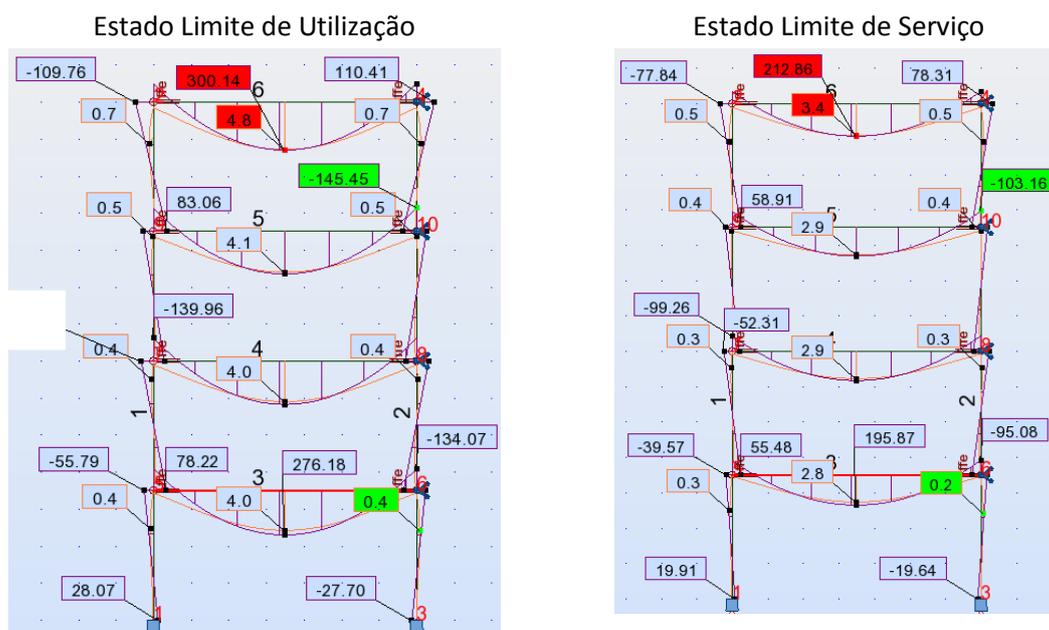


Figura 8. Análise Pórtico 1V4P – Vigas IPE 360 com relaxação  $\bar{K}_{sec,min} = 3,32$

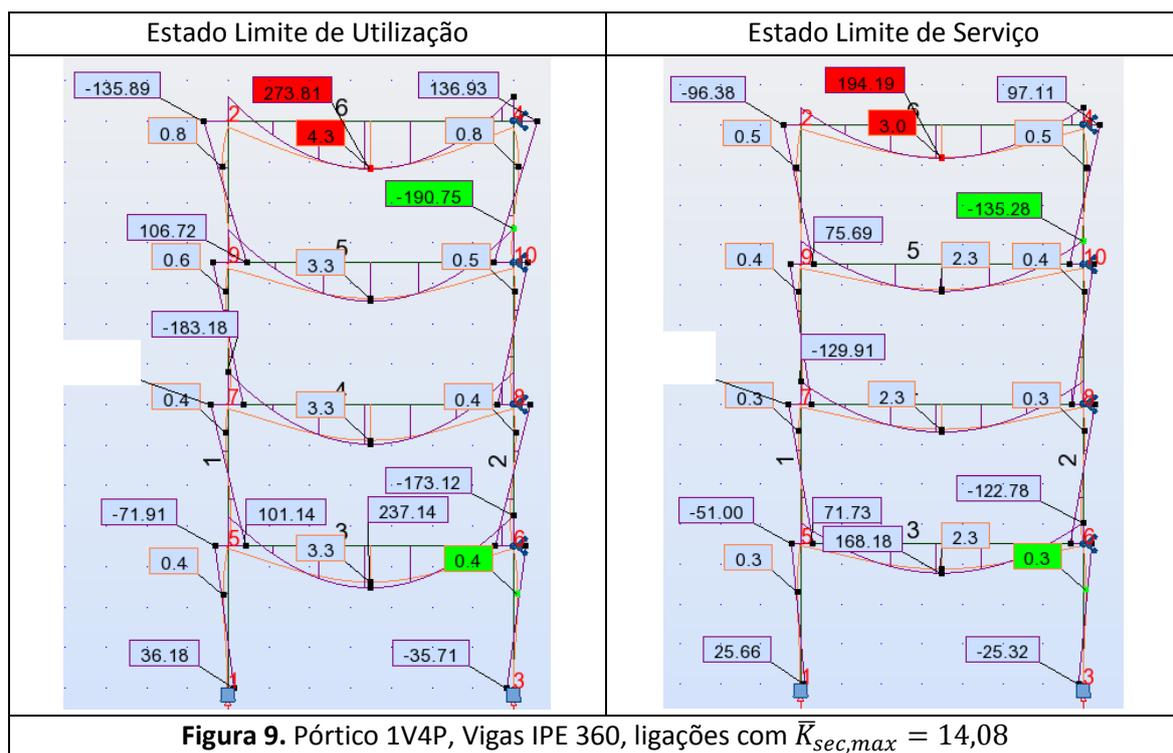
Os valores da *FRV* calculadas anteriormente em *MATLAB* foram aplicados ao pórtico através da opção de relaxação das ligações que o programa *ROBOT* possui. Para verificação dos momentos máximos no vão central as ligações viga-coluna foram relaxadas com valores da rigidez secante mínima de  $\bar{K}_{sec,min} = 3,32$  (16.227 kNm/rad). Na Figura (8) observa-se, claramente, que todos os momentos no vão central superam significativamente o valor de resistência máxima da viga, que é de 239,5 kNm. Também, no *ELS*, as flechas máximas para carga total em todos os pavimentos superam o valor limite admissível de 28 mm.



Para verificação dos momentos máximos no apoio as ligações viga-coluna foram relaxadas com valores de rigidez secante máxima de 68.721 kNm/rad, Figura (9).

Novamente, observa-se que todos os momentos no vão central superam o valor de resistência máxima da viga ( $M_{Rd} = 239,5$  kNm para perfil IPE 360). Também, a flecha máxima para ELS para carga total também supera o valor limite admissível ( $f_{adm} = 28$  mm).

Os resultados obtidos confirmam que o modelo “Linha da Viga” apresentado em *Faella et al.* [5] é válido apenas para o caso de apoios com rigidez infinita. Devido à significativa rotação dos pilares pode-se concluir que os resultados do Capítulo 8 de *Faella et al.* [5] não estão corretos.



### 3.4 Rigidez da ligação considerando a rotação dos pilares

Na Figura (10) representa-se o modelo PA que se propõe neste estudo. Inicialmente o modelo considera ligação semirrígida, cargas verticais uniformemente distribuídas e simetria geométrica da estrutura.



Para o cálculo da rotação dos pilares são considerados os momentos atuantes em duas seções representativas da ligação: na seção  $i$  localizada na interface coluna-ligação e na seção  $i'$  localizada na interface ligação-viga. Desta forma,  $\theta_i$  é a rotação da coluna;  $\theta_{i'}$  é a rotação da ligação; e, o momento  $M_{i'}$  deve-se à carga vertical suportada pela viga.

Do modelo de “Linha da Viga”, Equação (1), tem-se:

$$M_i = \frac{q_t L_b^2}{12} - \frac{2EI_b}{L_b} \theta_T, \text{ ou } M_i = \bar{M} - K_v \theta_T, \quad (15)$$

$\theta_T$  é a rotação total da ligação inclui a rotação do pilar;  $K_v = 2EI_b/L_b$  é a rigidez da viga;  $\bar{M} = q_t L_b^2/12$  é o momento de engaste perfeito.

Considerando-se  $\theta_i$  a rotação da coluna e  $\theta_{i'}$  a rotação da viga, a rotação total da ligação é:

$$\theta_T = \theta_i + \theta_{i'} \quad (16)$$

Os momentos fletores nas seções  $\theta_i$  e  $\theta_{i'}$  são:

$$M_i = K_c \theta_i \text{ e } M_{i'} = K_j \theta_{i'}$$

$K_c$  é a rigidez das colunas que concorrem à ligação;  $K_j$  é a rigidez inicial ou a rigidez secante da ligação (de acordo com o nível de sollicitação atuante).

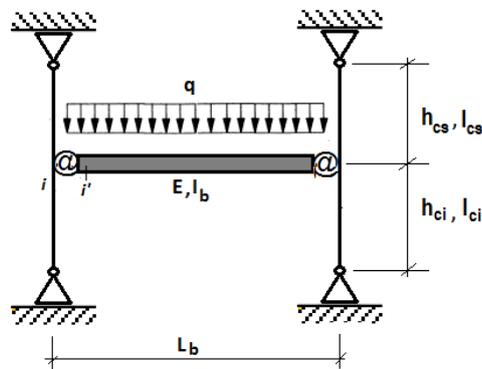


Figura 10. Modelo pórtico auxiliar

Pelo equilíbrio de momentos nas seções  $i$  e  $i'$  tem-se:

$$M_i = M_{i'} \text{ e } K_c \theta_i = K_j \theta_{i'}$$

Desta forma a rotação total da ligação é:

$$\theta_T = \theta_i \left( 1 + \frac{K_c}{K_j} \right) \quad (17)$$

De (15) e (17), fazendo:  $\bar{M} = q_t L^2/12$  e  $K_v = 2EI_b/L_b$  tem-se:



$$M_i = \frac{\bar{M}}{1 + \frac{K_v}{K_c} \left(1 + \frac{K_c}{K_j}\right)} \quad (18)$$

Desta forma a rotação da seção  $i$  da coluna é incluída no cálculo da resposta mecânica da ligação. A Equação (18) possibilita o cálculo do momento que atua na ligação em função das rigidezes da viga e da coluna.

A seguir são apresentadas as condições da “Linha da Viga” propostas em *Faella et al.* [5], de esta vez incluindo a rotação da coluna:

### 1) Condição de resistência da viga no centro do vão – ELU: ( $M_{vano,max} < M_{b,Rd}$ )

Da Equação (2) tem-se que o momento no vão central da viga é:

$$M_{vao} = \frac{q_t L^2}{24} + \frac{K_v}{K_c} (\bar{M}_R - M_{vao}) \left(1 + \frac{K_c}{K_j}\right) \quad (19)$$

No ELU o momento máximo no vão da viga deve satisfazer a condição  $M_{vano,max} \leq M_{b,Rd}$  com  $K_j = K_{j,min}$ , obtém-se:

$$K_{sec,j,min} = \frac{K_v (\bar{M}_R - M_{b,Rd})}{M_{b,Rd} - 2 \frac{K_v}{b K_c} (\bar{M}_R - M_{b,Rd}) - \frac{\bar{M}}{2}} \quad (20)$$

Normalizando  $K_{sec,j,min}$  em relação a  $\frac{K_v}{2} = \frac{EI_b}{L_b}$  tem-se:

$$\bar{K}_{sec,j,min} = \frac{(\bar{M}_R - M_{b,Rd})}{2M_{b,Rd} - \frac{K_v}{K_c} (\bar{M}_R - M_{b,Rd}) - \bar{M}} \quad (21)$$

### 2) Condição de resistência da viga no apoio – ELU: ( $M_{apoyo} < M_{b,Rd}$ )

Da Equação (18), considerando o ELU o momento máximo no apoio da viga deve satisfazer a condição  $M_i = M_{i'} = M_{b,Rd}$  com  $K_j = K_{j,max}$  obtém-se:

$$K_{sec,j,max} = \frac{K_v M_{b,Rd}}{\bar{M} - M_{b,Rd} \left(1 + \frac{K_v}{K_c}\right)} \quad (23)$$

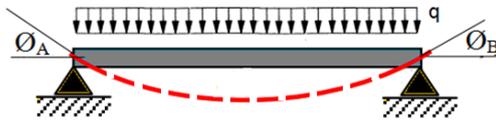
Normalizando em relação a  $\frac{K_v}{2} = \frac{EI_b}{L_b}$

$$\bar{K}_{sec,j,max} = \frac{0,5 M_{b,Rd}}{\bar{M} - M_{b,Rd} \left(1 + \frac{K_v}{K_c}\right)} \quad (24)$$

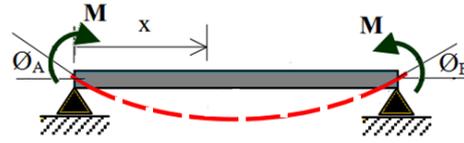
No ELS, para cálculo das flechas considerando a rotação dos pilares e utilizando a técnica de superposição de efeitos. Considera-se que a flecha total da viga é resultado de dois efeitos: uma parcela devido à carga vertical distribuída com apoios articulados, Figura (11a), e uma



outra parcela de flecha devido aos momentos externos  $M_A$  e  $M_B$  aplicado nos apoios da viga, Figura (11b).



**Figura 11a.** Viga articulada com carga distribuída



**Figura 11b.** Viga articulada com momentos concentrados nos apoios

$$f_T = f_R + f_M \quad (25)$$

$f_R = 5 q_t L^4 / 384 E I_b$  é a flecha da viga com apoios articulados devido à carga vertical distribuída;  $f_M$  é a flecha devido a os momentos externos  $M_A$  e  $M_B$  aplicados nos apoios.

A equação geral para cálculo da flecha da viga articulada com momentos concentrados aplicados nas extremidades é:

$$f_{M,x} = \frac{M_A \cdot x}{6EI_b} (L_b - x) \left[ 1 + \frac{L_b - x}{L_b} + \frac{M_A}{M_B} \left( 1 + \frac{x}{L_b} \right) \right] \quad (26)$$

Para:  $M_A = M_B$  e  $x = L_b/2$ ,  $f_{M,x} = f_{M,max}$  tem-se:

$$f_{M,max} = \left( \frac{L_b^2}{8EI_b} \right) \frac{\frac{q_t L^2}{12}}{1 + \frac{2EI_b}{L} \frac{1}{K_c} \left( 1 + \frac{K_c}{K_j} \right)} = \left( \frac{L_b^2}{8EI_b} \right) \frac{\bar{M}}{1 + \frac{K_v}{K_c} \left( 1 + \frac{K_c}{K_j} \right)} \quad (27)$$

A flecha total máxima no centro do vão é:

$$f_T = \frac{5 q_t L^4}{384 E I_b} - \left( \frac{L_b^2}{8EI_b} \right) \frac{\bar{M}}{1 + \frac{K_v}{K_c} \left( 1 + \frac{K_c}{K_j} \right)} \quad (28)$$

### 3) Condição de serviço para cargas vivas – ELS: ( $f_l < f_{adm}$ )

A rigidez mínima considerando ELS, para cargas vivas,  $q_l$  é:

$$K_{ini,j,min} = \frac{K_v}{\frac{\bar{M}_{ql} L_b^2}{8EI_b (f_l - f_R)} - \frac{K_v}{K_c} - 1} \quad (30)$$

### 4) Condição de serviço para carga total - ELS: ( $f_t < f_{adm}$ )

A rigidez mínima considerando ELS para carga total,  $q_t$

$$K_{ini,j,min} = \frac{1}{\frac{\bar{M}_{qt} L_b^2}{8EI_b (f_t - f_R)} - \frac{K_v}{K_c} - 1} \quad (31)$$



No ELS  $\bar{M}_{qt}$  é o momento de engaste para cargas vivas e  $\bar{M}_{qt}$  é o momento de engaste para carga total.

### 3.4.2 Aplicações considerando a rotação dos pilares

Na Figura (10) foi definido o modelo do PA representativo de um setor qualquer de um pórtico de vários vãos e varias plantas. As alturas das colunas do PA são definidas em função dos pontos de inflexão dos momentos fletores das colunas do pórtico global. Os dados do PA estão na Tabela (1).

Para o pórtico auxiliar de um pavimento intermédio se considera:  $h_{cs} = h_{ci} = H_c/2 = 3.500$  mm. De forma análoga para representação do Pavimento Superior as alturas contribuintes das colunas são:  $h_{ci} = H_c/2$ , enquanto que no caso do Pavimento Inferior são:  $h_{cs} = H_c/2$  e  $h_{ci} = 2/3 H_c$ .

No caso do pórtico auxiliar, a rigidez total das colunas se calcula considerando a contribuição de todas as barras da ligação, Equação (32).

$$K_c = \sum_{k=1}^{nc} \frac{3EI_{c,k}}{h_{c,k}} \quad (32)$$

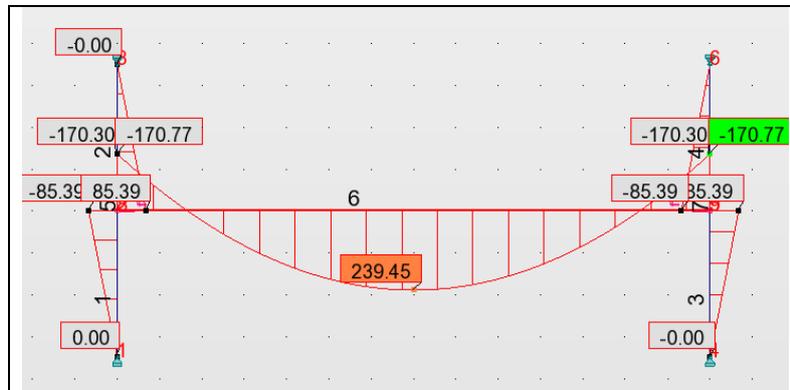
$nc$  é o número de barras que concorrem à ligação;  $h_c$  é a altura contribuinte da coluna.

Foi implementado o programa *Rango\_Kini\_RC* em *MATLAB* para cálculo da *Faixa de Rigidezes* de ligações semirrígidas considerando a rotação das colunas. Foram realizadas diversas verificações para validação do modelo e dos códigos computacionais desenvolvidos. Os resultados do PA intermédio formado pela coluna de perfil HE 180 B e viga IPE 360, de aço S325, são apresentados na Tabela (3).

**Tabela 3.** Resultados PA intermédio – Coluna:HE 180 B Viga:IPE 360

Momento resistente da viga	$M_{b,Rd} = 239,47$	[kNm]
Rigidez da Coluna	$K_c = 27.583,20$	[kNm/rad]
Rigidez da viga	$K_{viga} = 9.762,00$	[kNm/rad]
Rigidez mínima da ligação	$K_j = 39.415,10$	[kNm/rad]

Para validação dos resultados da Tabela (3) foi realizado análise estrutural com relaxamento das ligações semirrígidas no *ROBOT*. Os resultados obtidos estão mostrados na Figura (14).



**Figura 14.** Pórtico para Planta Intermedia: viga IPE 360 e coluna HE 180 B

Na Figura (14) se observa que os resultados da análise estrutural coincidem com os resultados da Tabela (3) obtidos pelo programa *Rango\_Kini\_RC*. Para a rigidez mínima da ligação,  $K_{sec,min} = 9.762,00$  kNm/rad, como esperado foi obtido o momento resistente da viga,  $M_{b,Rd} = 239,46$  kNm.

**Tabela 4a.** Cálculo da rigidez da ligação e giro da coluna em MATLAB

$K_{viga}$	$K_{coluna}$	$K_j (Union)$	$Rot_{col}$	$Rot_{viga}$	$Rot_{tot}$
9762,00	27583,20	39415,10	0,006191	0,004332	0,010523

Foram calculados em *MATLAB* a rotação da coluna e da ligação semirrígida e em seguida verificados em *ROBOT*. Os resultados estão na Tabela (4a) e Tabela (4b), respectivamente.

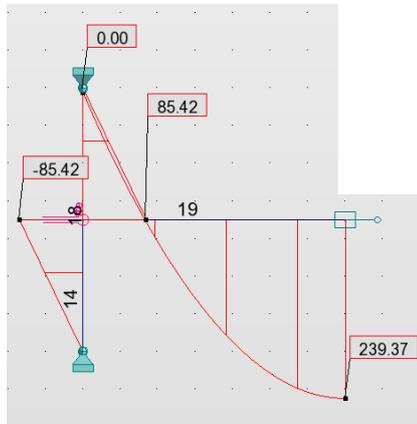
Na Tabela (4b) confirma-se através da análise em *ROBOT* o resultado obtido em *MATLAB* para a rotação da coluna igual a  $\theta_i = 0,0062$  rads.

**Tabela 4b.** Verificação do cálculo da rotação da coluna em *ROBOT*

Nudo/Caso	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003097
2/ 3 (C)	-0,000000	-0,014960	0,006194
3/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003097
4/ 3 (C)	0,0	0,0	0,003097
5/ 3 (C)	-0,000000	-0,014960	-0,006194
6/ 3 (C)	0,0	0,0	0,003097
8/ 3 (C)	-0,000000	-0,016200	0,006204
9/ 3 (C)	-0,000000	-0,016200	-0,006204

Na Tabela (5) mostram-se os resultados obtidos em *ROBOT* em relação ao elemento 18 e os nós 20 e 25 que pertencem à mesma ligação. Os resultados em *ROBOT* confirmam os resultados mostrados na Tabela 4a.

Tabela 5. Verificação da rotação da coluna



Nudo/Caso	UX (mm)	UZ (mm)	RY (Rad)
18/ 3 (C)	0,000	-10,734	0,0
19/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003097
20/ 3 (C)	0,000	-0,150	0,006194
21/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003097
23/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003103
24/ 3 (C)	0,000	-0,150	0,006205
25/ 3 (C)	0,000	-0,162	0,010526
26/ 3 (C)	0,000	-30,804	0,0
27/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,003103

a) Verificação da rigidez mínima da ligação -  $K_{sec,min} = 39.415 \text{ kNm/rad}$

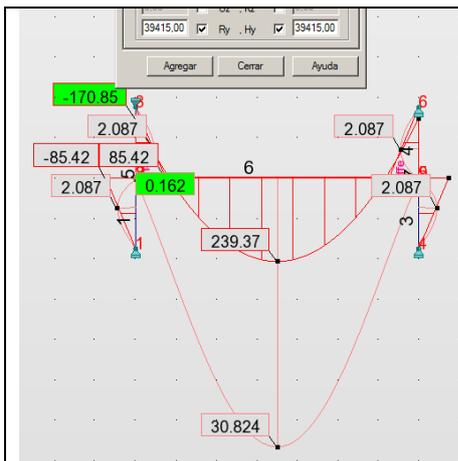


Figura 15. Verificação da rigidez mínima da ligação semirrígida,  $K_{sec,min}$  - ELU

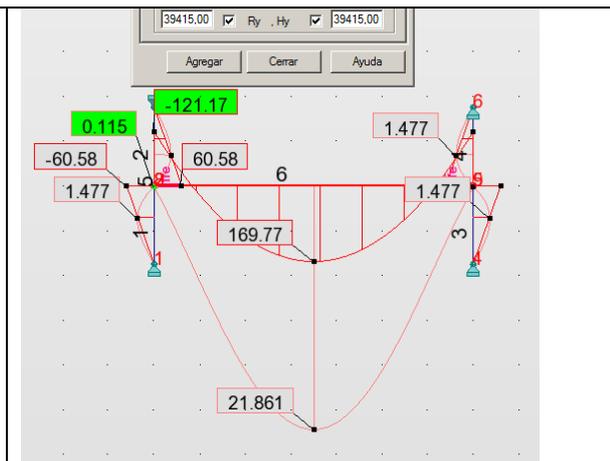
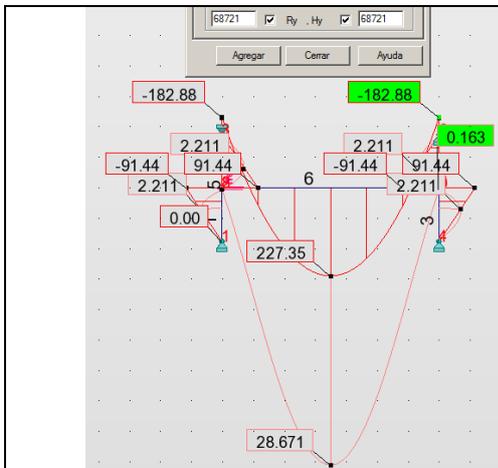


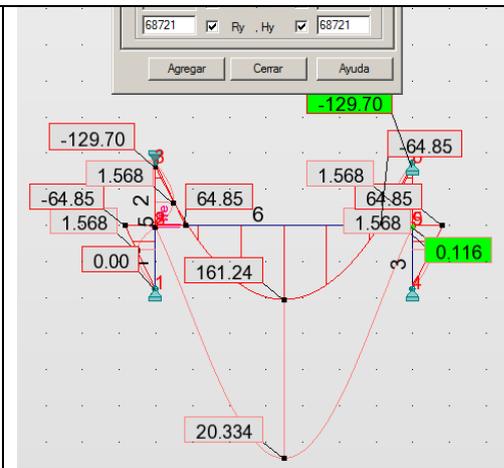
Figura 16. Verificação da rigidez mínima da ligação semirrígida,  $K_{sec,min}$  - ELS

b) Verificação da rigidez máxima da ligação semirrígida com  $K_{sec,max} = 68,721 \text{ kNm/rad}$

Nas Figuras (15) e (16) são mostrados os resultados obtidos para avaliação da rigidez mínima,  $K_{sec,min} = 39.415 \text{ kNm/rad}$  da ligação semirrígida. Observa-se que no ELU a viga atinge o valor do momento máximo resistente no centro do vão,  $M_{Ed} = 239,37 \text{ kNm}$ , e que o valor da flecha máxima de 21,9 se encontra abaixo do valor admissível,  $f_{adm} = 28 \text{ mm}$ .



**Figura 17.** Verificação da rigidez máxima da ligação semirrígida,  $K_{sec,max}$  - ELU



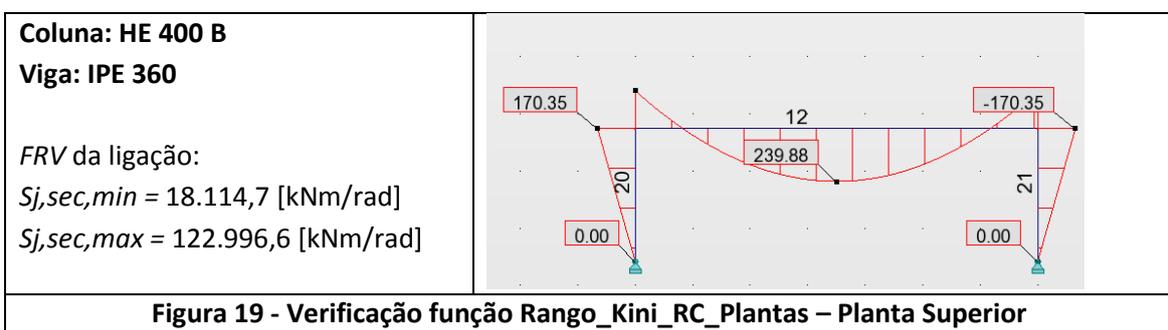
**Figura 18.** Verificação da rigidez máxima da ligação semirrígida,  $K_{sec,max}$  - ELS

Nas Figuras (17) e (18) mostram-se os resultados para avaliação da rigidez máxima da ligação se observa que no ELU a viga não consegue atingir o valor do momento máximo resistente no apoio,  $M_{Ed} = -182,9$  kNm. No entanto, no ELS a flecha máxima de 20,3 no vão central esta abaixo dos limites admissíveis.

### 3.4.2 Pórtico 1V4P - solução considerando a FRV e rotação da coluna

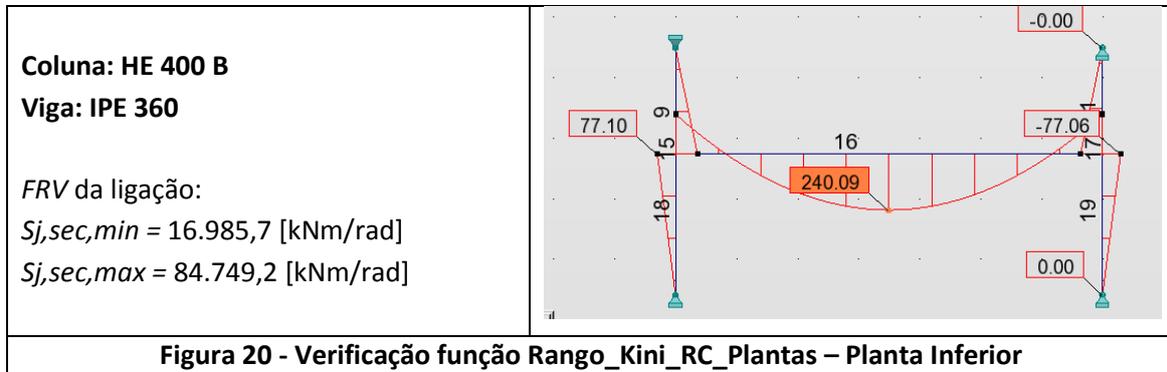
Os resultados obtidos para o Pórtico 1V4P, considerando a FRV com rotação da coluna, confirmam que a melhor solução possível é utilizando Colunas HE 400 B e Vigas IPE 360. A seguir são mostrados os resultados do PA para os três níveis do pórtico: Pavimento superior, intermédio e inferior.

#### a) Verificação função Rango\_Kini\_RC\_Plantas – Planta Superior

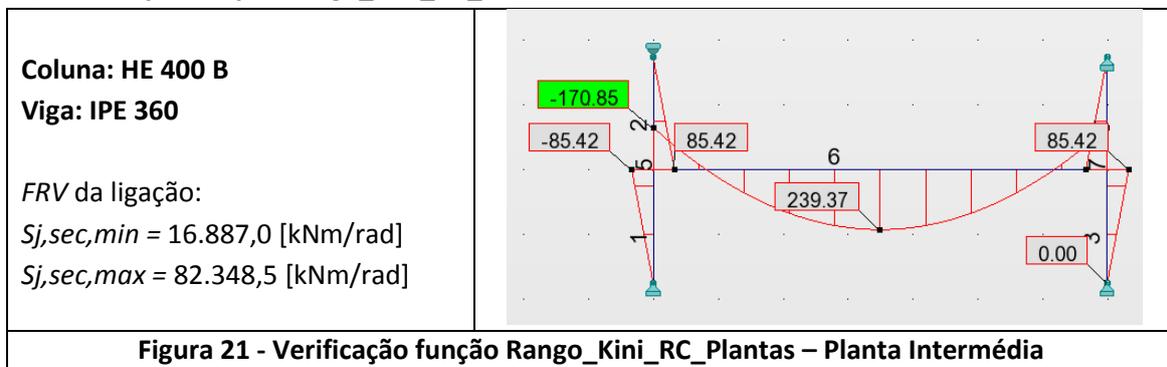




**b) Verificação função Rango\_Kini\_RC\_Plantas – Planta Inferior**



**c) Verificação função Rango\_Kini\_RC\_Plantas – Planta Intermédia**



Nas Figuras (19), (20) e (21) observa-se que para a rigidez mínima se obteve a máxima solicitação no vão central. Para a viga IPE 360 este valor é de 239,5 kNm. Os resultados são coerentes com os resultados obtidos em *MATLAB*; desta forma, validando o modelo de cálculo da *Faixa de Rigidezes Viável* considerando a rotação das colunas.

**3.5 Dimensionamento ótimo de ligações semirrígidas**

O *GOE/UPCT* desenvolveu os programas: *Calc\_US\_MC* para cálculo do momento fletor resistente e da rigidez rotacional de ligações semirrígidas e o programa *DO\_ENR* para otimização de pórticos planos de aço e o programa.

A função *Rango\_Kini* (cálculo da *FRV*) e o Programa *CalcUS\_MC* (cálculo da resistência e rigidez das ligações semirrígidas) foram incorporadas ao Programa de Otimização *DO\_ENR* para otimização da ligação semirrígida.

Na Figura (22) são apresentados os resultados obtidos para configuração ótima da ligação semirrígida para o pórtico 1V4P com colunas HE 200 B e vigas IPE 400 para um momento externo de 151 kNm. São mostrados os valores ótimos das principais dimensões da ligação, o momento fletor resistente e a rigidez inicial da ligação.

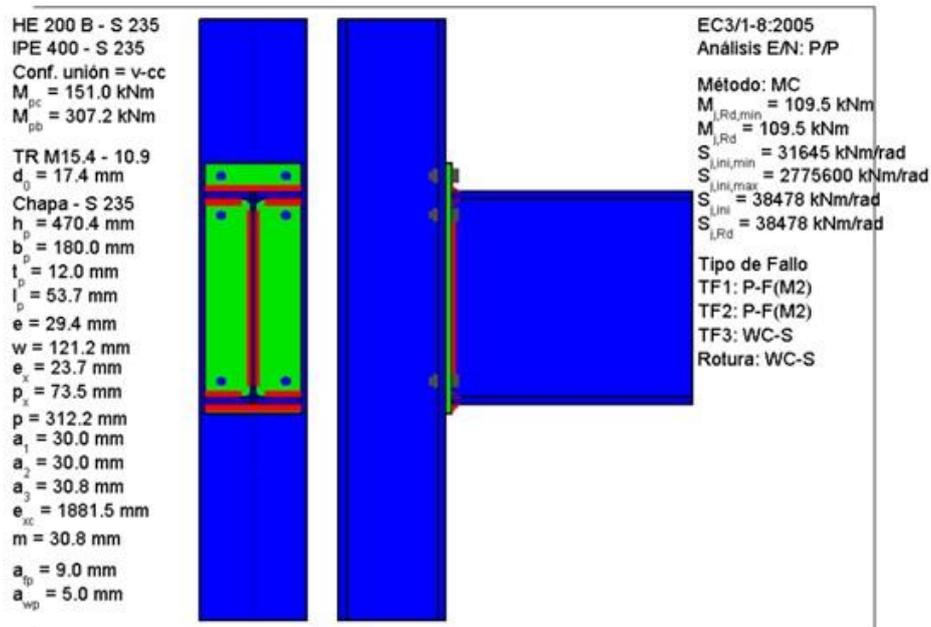


Figura 22. Resultado obtido com os Programas *DO\_ENR* e *CalcUS\_MC*  
Viga IPE400 e Coluna HEB200

#### 4 CONCLUSÕES

Verifica-se que o modelo clássico de “Linha da Viga” não considera a rotação dos pilares e propõe-se o modelo “Pórtico Auxiliar” que considera a rotação dos pilares e permite a definição da Faixa de Rigidezes Viável de ligações. O modelo proposto relaciona propriedades importantes como resistência à flexão e rigidez inicial da ligação. São calculados valores mínimos e máximos para rigidez inicial da ligação em função das propriedades mecânicas dos perfis de viga e coluna utilizados. São definidas quatro condições mecânicas que a ligação deve obedecer considerando o ELU e ELS.

São definidos três tipos de pórticos auxiliares de acordo com a sua localização e as condições de contorno: Pavimento Superior, Pavimento intermédia e Pavimento Inferior.

A partir de um análise cuidadosa dos resultados obtidos conclui-se que a inclusão da rotação da coluna é fundamental para o dimensionamento da ligação semirrígida. Claramente se percebe que os resultados obtidos tem maior precisão que os que não consideram a rotação dos pilares.

Os resultados obtidos mostram que o modelo proposto é válido para pórticos de vários vãos e vários pavimentos. Observa-se que este é um modelo que atualmente considera apenas cargas verticais e simetria da estrutura.



Apresenta-se uma aplicação para dimensionamento ótimo de pórticos de aço com ligações semirrígidas.

### Agradecimentos

Ao Dpto. de Estructuras y Construcción de la Universidad Politecnica de Cartagena - Espanha pelo meios disponibilizados para realização desta pesquisa.

Ao CNPq pelo apoio financeiro concedido – Processo PDE No. 245934/2012-0.

### REFERÊNCIAS

- [1] EN-1993-1-8: *Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-8: Design of joints*. CEN, 2005. EN 1993-1-8:2005.
- [2] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008). *Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios: NBR 8800*. Rio de Janeiro.
- [3] Yee, K. L., Melchers, R.E. *Moment-rotation curves for bolted connections*, Journal of Structural Engineering, 112, 615-635, 1986.
- [4] Jaspart J.P., *Integration of the joint actual behavior into the frame analysis and design process*. In: Iványi M, Baniotopoulos CC, editors. *Semi-rigid connections in structural steelwork*. Udine: SpringerWien NewYork; 2000. p. 103–66.
- [5] Faella, C; Piluso, V e Rizzano, G., *Structural Steel Semi-Rigid Connections: Theory, Design and Software*. CRC Publishers, 2000. Boca Raton, Florida (EEUU).
- [6] Goverdhan, A. V. A, *Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and valuation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections*, Master Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN, 1983.
- [7] Guardiola, A. *Comportamiento dos Nudos Semirrígidos en Estructuras Metálicas de Edificación*, Tesis Universidad Politécnica de Valencia, 2006.
- [8] Díaz C, Martí P., Victoria M., Querin M., *Review on the modeling of joint behavior in steel frames*. J Constructional Steel Research, 67:741–58, 2011.
- [9] Faella, E., Piluso, V. y Rizzano, G. *Proposals to Improve Eurocode 3 Approach for Predicting the Rotational Stiffness of Extended End Plate Connections*, Report no. 70, Department of Civil Engineering, University of Salerno, 1995



- [10] Concepción Díaz, Mariano Victoria, Osvaldo M. Querin, Pascual Martí. *Optimum design of semi-rigid connections using metamodels*. Journal of Constructional Steel Research, Volume 78, November 2012, Pages 97-106. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.06.013>.
- [11] CalcUS\_MC, *Programa em MATLAB para cálculo de resistência e rigidez de ligações semirrígidas pelo método dos componentes*, GOE/ UPCT, 2010 (Atualizada em 2014 pelo autores).
- [12] DO\_ENR, *Programa em MATLAB para otimização de ligações semirrígidas*, GOE/ UPCT, 2010.
- [13] MATLAB (R2012b), *The language of technical computing*, 2012.
- [14] ROBOT 2014, *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, 2013.



Tema: Ligações – Conceção, Projeto e Elementos de fixação

### **RIGIDEZ DE LIGAÇÕES FLEXÍVEIS VIGA-COLUNA DO TIPO DUPLA CANTONEIRA**

Daniel Borges de Freitas<sup>1</sup>

Fabio Goedel<sup>2</sup>

Zacarias Martin Chamberlain Pravia<sup>3</sup>

#### **Resumo**

Neste trabalho apresenta-se a avaliação da rigidez proporcionada pela ligação flexível com dupla cantoneira nas extremidades de uma viga biapoiada submetida à flexão simples. Através de estudos numéricos com objetivo de comparar dois tipos de ligação flexível, uma totalmente livre (ligação com pino) e outra que apresenta um comportamento de ligações semirrígidas, buscou-se verificar qual a influência da rigidez no dimensionamento de estruturas, pois normalmente por simplificação ou pela dificuldade de determinar a rigidez real, nos modelos estruturais são consideradas ligações com comportamento rígido ou flexível. No entanto, estudos experimentais já realizados sugerem que nenhuma ligação apresenta comportamento semelhante aos modelos idealizados. Os estudos numéricos realizados através do método dos elementos finitos (MEF) têm objetivo de verificar o comportamento da ligação (momento-rotação), bem como comparar os resultados obtidos numericamente com as equações e estudos experimentais, desta maneira validando o modelo de elementos finitos para caracterização da rigidez de ligações.

**Palavras-chave:** Rigidez, Ligação flexível, Viga biapoiada.

### **STIFFNESS OF FLEXIBLE CONNECTIONS USING DOUBLE ANGLES**

#### **Abstract**

This paper presents the evaluation of the stiffness provided by the flexible double angle connection with simple bending. Through numerical analysis to compare two kinds of flexible connection: pinned totally free (with pin connection) and pinned with double angles. It has been found the behavior of double angle connection and influences of stiffness connection in the design of structures. Usually by simplifying or due the difficulty of determining the real stiffness in structural models are considered links with rigid or flexible behavior. However, experimental studies conducted suggest that any idealized links exhibits completely rigid or flexible behavior. The numerical studies carried out by the finite element method (FEM) have aimed to verify the behavior of the connection (moment-rotation) and compare the results obtained numerically with equations and experimental studies, thus validating the finite element model for characterization of the stiffness of connections.

**Keywords:** Stiffness, flexible connection, Simply Supported Beam.

<sup>1</sup> Acadêmico, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

<sup>2</sup> Professor M. Sc. Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

<sup>3</sup> Professor D.Sc., Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Meio Ambiente, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Devido ao grande desenvolvimento e demanda de construções no Brasil nos últimos anos, houve um aumento nos investimentos em infraestrutura com estruturas de aço, pois as mesmas são muito versáteis, de rápida execução e rápida montagem, exigindo cada vez mais estudos nesta área. Para isso é importante que ocorra constante inovação, trabalhando com as normas vigentes e buscando economia.

Segundo EUROCODE 3 (2003), as construções de aço são constituídas por diferentes tipos de elementos e cada um destes elementos deve estar convenientemente unido às peças vizinhas, de modo que possa cumprir o objetivo primário da concepção geral de uma estrutura com segurança e com funcionalidade. Para isto implica-se a utilização de distintos tipos de ligações. As propriedades mecânicas das ligações influenciam decisivamente no modelo global. Com isso avaliam-se importantes características, como a resistência da ligação, a estabilidade e a rigidez rotacional, que serão abordadas neste trabalho.

O termo rigidez rotacional pode ser definido como capacidade de restrição ao giro imposto pela ligação. Estudos experimentais realizados desde o início do século seguem que nenhuma ligação apresenta comportamento semelhante aos modelos idealizados, que são realizados com ligações totalmente flexíveis e totalmente rígidas, e sim apresentam um comportamento intermediário, apresentando uma rigidez que pode ser aproveitada e deve ser utilizada no modelo estrutural, uma vez que pode possibilitar a redução consumo de material na obra. A descrição do comportamento das ligações é feita através de curvas de momento rotação ( $M-\varphi$ ).

Partindo dos pressupostos supracitados, existe a necessidade de estudos para avaliar a influência da rigidez nas ligações para conduzir os resultados da análise estrutural sejam mais próximos ao que ocorrer na estrutura real.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para estudar a rigidez de uma ligação com dupla cantoneira e uma ligação com pino, foi utilizada a análise numérica pelo método de elementos finitos, sendo que as etapas a seguir descrevem os procedimentos utilizados para a modelagem numérica do problema.

### 2.1 Modelagem Numérica

A simulação numérica teve início no modelamento das ligações num *software* de desenho 3D de elementos sólidos, para posteriormente importar a geometria para o *software* de elementos finitos ANSYS. Na etapa de pré-processamento, foram aplicadas as restrições, contatos, cargas, bem como a geração da malha de elementos finitos e refinamento nos locais de interesse, sendo cada etapa descrita a seguir com maiores detalhes.

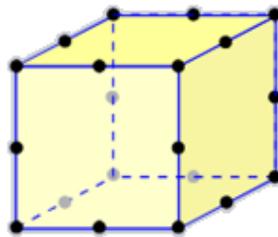
A análise estrutural realizada é uma análise estática não linear, considerando os efeitos de não linearidade geométrica e física. A Figura 1 (a) mostra as medidas para o modelamento numérico e experimental de uma ligação com dupla cantoneira e a Figura 1 (b) mostra as medidas de uma ligação com livre giro (flexível).



**Figura 1.** Medidas dos modelos numéricos e experimentais

### 2.1.1 Geração da Malha de Elementos Finitos

O elemento finito utilizado para a geração da malha foi elemento sólido chamado de hexaédrico de 20 nós, o qual apresenta o comportamento quadrático nos deslocamento. Cada nó possui 3 graus de liberdade translacionais nas direções x, y e z, como mostra a Figura 2.



**Figura 2.** Tipo de elemento

Para o refinamento da malha utilizou-se o critério de que as partes de maior relevância como a cantoneira, chapas de ligação com o pino, pino e parafusos, foram discretizados

segundo-se algumas premissas, as quais estão descritas a seguir, conforme o trabalho de Green:

- As cantoneiras, chapas de ligação com o pino, o pino e parafusos, foram discretizadas com tamanho do elemento de 3mm, de modo que tem 5 elementos na direção da espessura, e nos furos se tem pelo menos 20 elementos para descrever a circunferência, como mostram as Figuras 3 a 4.

- Os parafusos foram refinados com tamanho de elemento de 3mm, sendo que o número de elementos utilizados por parafusos foi de 1697, como mostra a Figura 5.

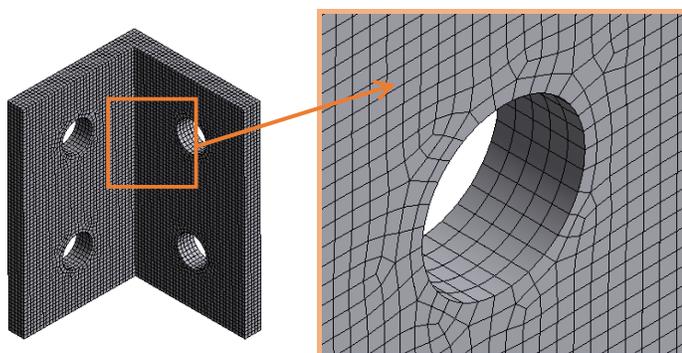


Figura 3. Malha gerada nas cantoneiras.

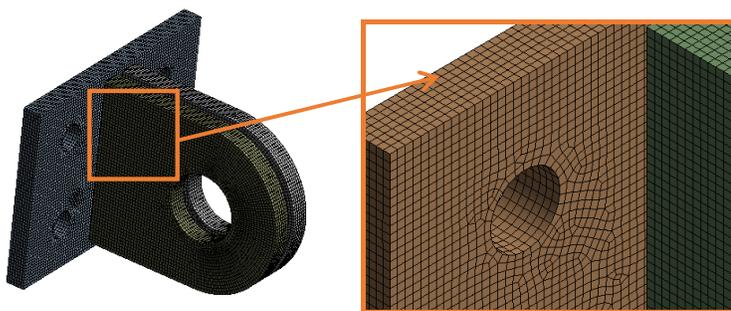


Figura 4. Malha nas chapas do pino.

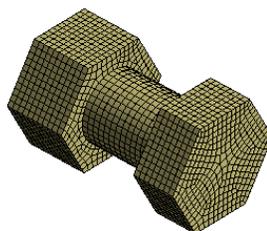


Figura 5. Refinamento de malha dos parafusos.

- As peças 1, 2, 3 e 4 da Figura 6, foram discretizadas com tamanho de elemento de 30mm, lembrando que para o outro lado da viga foi utilizado o mesmo critério. Nestas peças utilizou-se uma malha mais grosseira para diminuir o número de elemento resultantes na estrutura, a fim de reduzir o tempo de processamento da análise, pois se verificou que este procedimento não influenciou nos resultados.

- As peças 5, 6, 7, e 8 da Figura 6, foram refinadas com tamanho de elemento de 2mm, lembrando que para o outro lado da viga foi utilizado o mesmo critério.

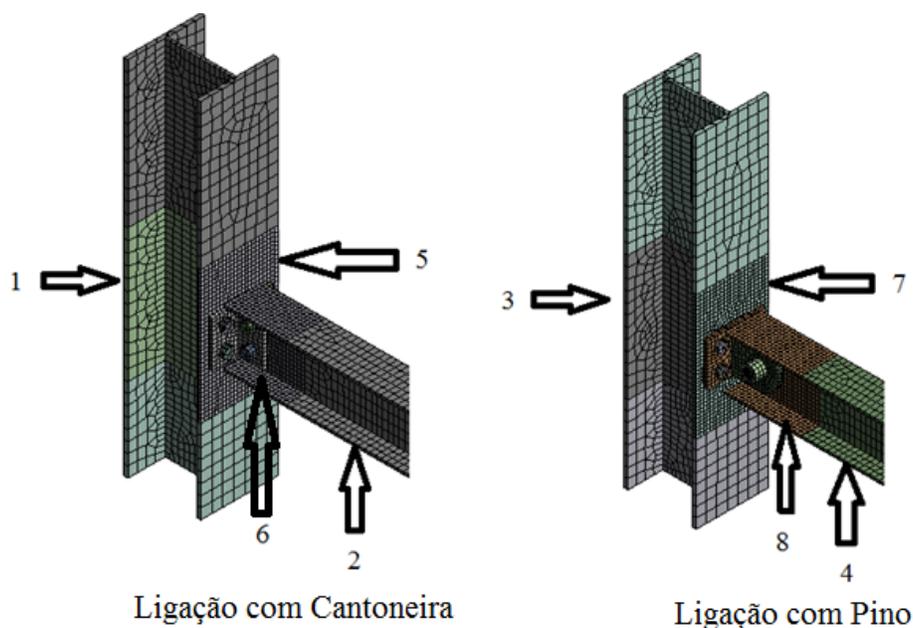


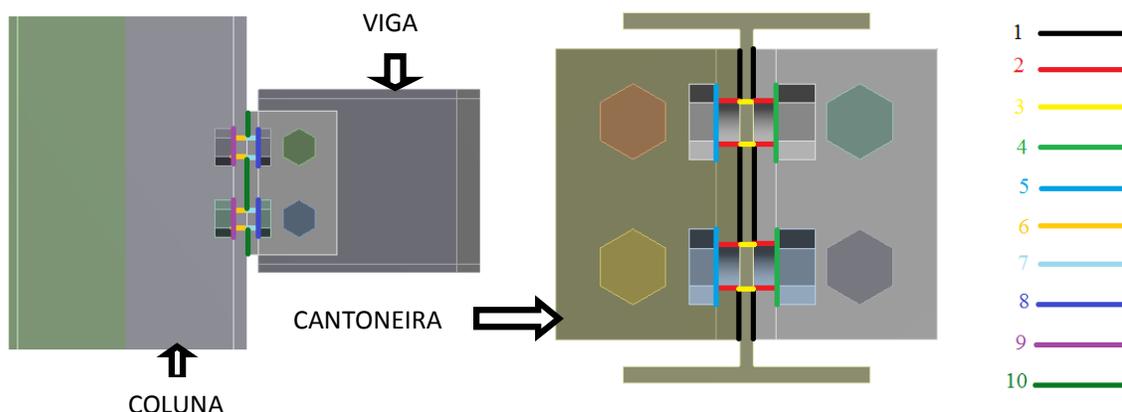
Figura 6. Malha global da viga e coluna.

### 2.1.2 Contatos

Os contatos utilizados para a ligação com dupla cantoneira foram do tipo frictional com um coeficiente de atrito de 0,20, como mostra a Figura 7, sendo representados da seguinte forma:

- 1 - Contato com atrito em a face da cantoneira e a face da alma da viga;
- 2 - Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da cantoneira;
- 3 - Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da viga;
- 4 - Contato com atrito entre a porca do parafuso e a face da cantoneira lado viga;
- 5 - Contato com atrito entre a cabeça do parafuso e face da cantoneira lado viga;
- 6 - Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da coluna;
- 7 - Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da cantoneira lado coluna;
- 8 - Contato com atrito entre a cabeça do parafuso e face da cantoneira lado coluna;
- 9 - Contato sem atrito entre a porca do parafuso e a face interna da mesa da coluna;

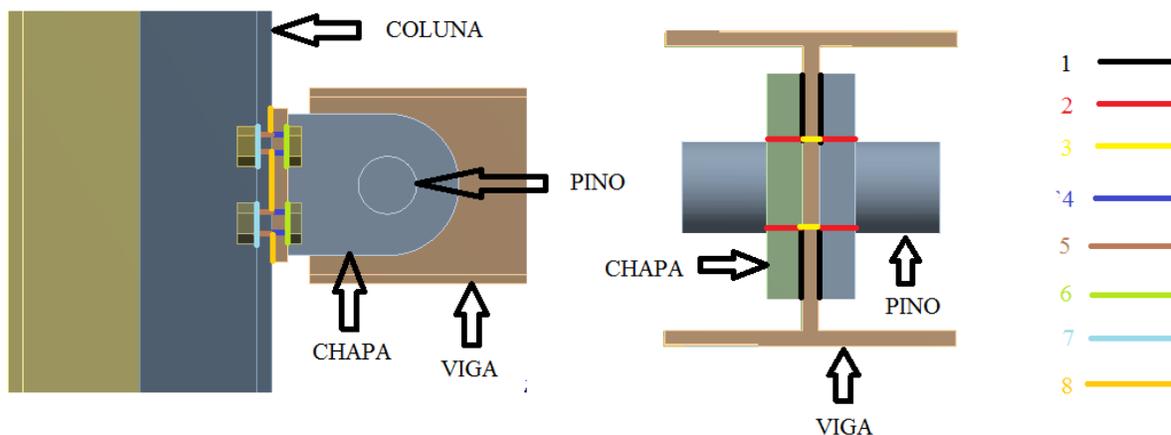
10 - Contato sem atrito entre a cantoneira e a face externa da mesa da coluna.



**Figura 7.** Contatos na ligação com cantoneira.

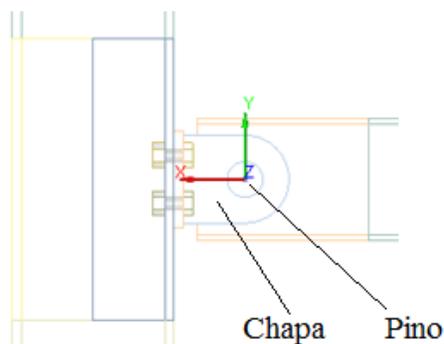
Os contatos utilizados para a ligação com pino foram do tipo atrito com um coeficiente de 0,20, como mostra a Figura 8, e estão representados da seguinte forma:

- 1- Contato com atrito entre a chapa do pino e alma da viga;
- 2- Contato com atrito entre o pino e a face do furo da chapa do pino;
- 3- Contato com atrito entre o pino e a face do furo da alma da viga;
- 4- Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da chapa de topo;
- 5- Contato com atrito entre o fuste do parafuso e a parede do furo da coluna;
- 6- Contato com atrito entre a cabeça do parafuso e face da chapa de topo;
- 7- Contato com atrito entre a porca do parafuso e a face interna da mesa da coluna;
- 8- Contato com atrito entre a chapa de topo e a face externa da mesa da coluna.



**Figura 8.** Contatos da ligação com pino.

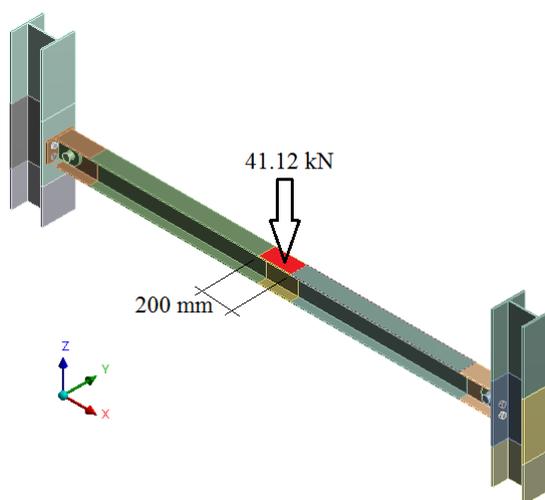
Para simular a rotação em torno do pino em relação a chapa, foi utilizado um contato de rotação livre em Z, restringindo-se os movimentos de translação em x, y e z, como mostra a Figura 9. Esse contato é chamado no Ansys de *General Joint*, através do qual pode-se descrever a relação existente entre duas peças, colocando-se restrições entre as faces selecionadas.



**Figura 9.** Contatos do pino com a chapa de suporte.

### 2.1.3 Cargas

A carga aplicada no modelo foi de 41.12 kN, distribuída no centro da viga em uma área com comprimento 200mm pela largura da mesa da viga, como mostra a Figura 10.



**Figura 10.** Aplicação de carga na viga com dupla cantoneira.

Além da carga no centro da viga, foram aplicadas as cargas de protensão nos parafusos conforme a norma ABNT NBR8800:2008, a qual prevê uma protensão de 85 kN. Neste modelo



foi utilizada 100% de protensão definida pela norma. Também foi levado em conta o peso próprio do conjunto.

#### 2.1.4 Materiais

Os materiais utilizados no projeto do conjunto são materiais disponíveis no mercado brasileiro, sendo que para o perfil W laminado usou-se o material ASTM A572 GR50, para as chapas ASTM A36 e para os parafusos ASTM A325, sendo apresentadas na Tabela 3 as propriedades mecânicas desses materiais. Na Tabela 1 são apresentados os materiais utilizados na ligação com cantoneira, e na Tabela 2 se mostra os materiais utilizados na ligação com pino.

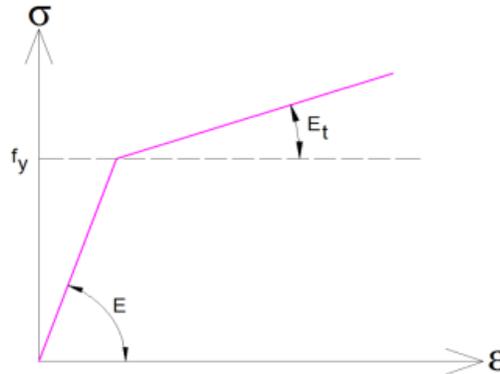
**Tabela 1.** Materiais usados para a ligação com pino.

<b>Perfil</b>	<b>Descrição</b>	<b>Material</b>
W150X18.0	Viga	A572GR50
W250X46.1	Coluna	A572GR50
Aço Redondo 1.3/4"	Pino	A36
PF. 5/8"X2"	Parafuso	A325
Chapa 12.5mm	Chapa	A572GR50

**Tabela 2.** Materiais usados ligação com dupla cantoneira.

<b>Perfil</b>	<b>Descrição</b>	<b>Material</b>
W150X18.0	Viga	A572GR50
W250X46.1	Coluna	A572GR50
L3x3/8"	Cantoneira	A36
PF.5/8"X2"	Parafuso	A325
PF.5/8"X2.1/4"	Parafuso	A325

Neste trabalho para simular o comportamento não linear dos aços acima descritos, utilizou-se uma relação constitutiva elasto-plástica bi-linear, conforme se pode observar na Figura 11.



**Figura 11.** Diagrama tensão deformação bi-linear.

Na Figura 11, a reta que possui inclinação  $E$  representa o comportamento elástico do material enquanto a reta de inclinação  $E_t$  representa o comportamento na zona de plastificação. Assim como o trabalho de Maggi, o módulo de tangente ( $E_t$ ) utilizado nesse trabalho será de 10% do módulo de elasticidade longitudinal ( $E$ ).

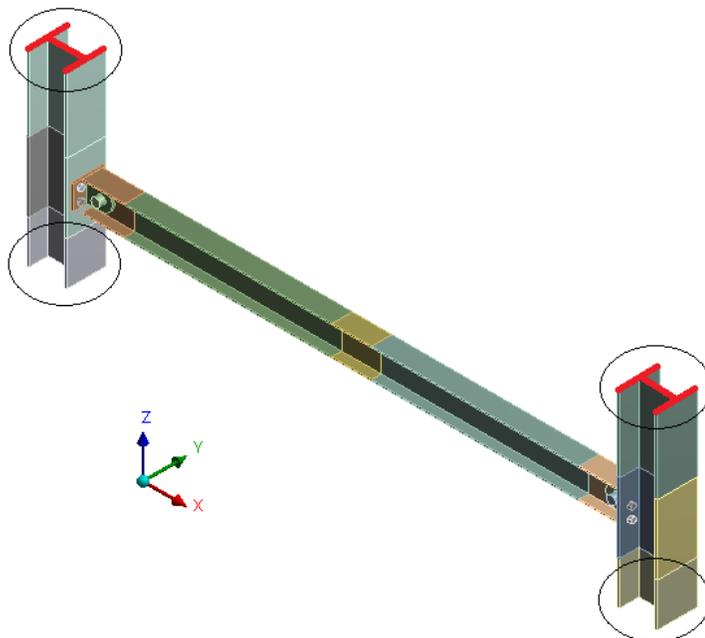
Desta forma a Tabela 3 apresenta os valores utilizados na definição dos materiais no ANSYS.

**Tabela 3.** Propriedades mecânicas.

Especificação	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$E$ (GPa)	$E_t$ (GPa)
ASTM A572 GR50	345	450	200	20
ASTM A36	250	400		
ASTM A325	635	825		

### 2.1.5 Restrições

As restrições no modelo de elementos finitos foram aplicadas nas 4 faces destacadas conforme pode ser visto na Figura 12. Os nós relacionados com estas faces foram restringidos nos graus de liberdade de translação nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ .



**Figura 12.** Faces restringidas no modelo.

## 2.2 Ensaio

No ensaio realizado foi medida a carga aplicada no centro da viga com o auxílio de uma célula de carga, a rotação da ligação, tensões na mesa inferior da viga utilizando extensômetro elétricos (*strain gages*) e o deslocamento no centro da viga. O objetivo deste ensaio é validar o modelo numérico e possibilitar comparações entre os resultados obtidos.

### 2.2.1 Equipamentos

Os equipamentos utilizados para o ensaio estão descritos abaixo bem como na Figura 13 mostra-se a disposição dos mesmos.

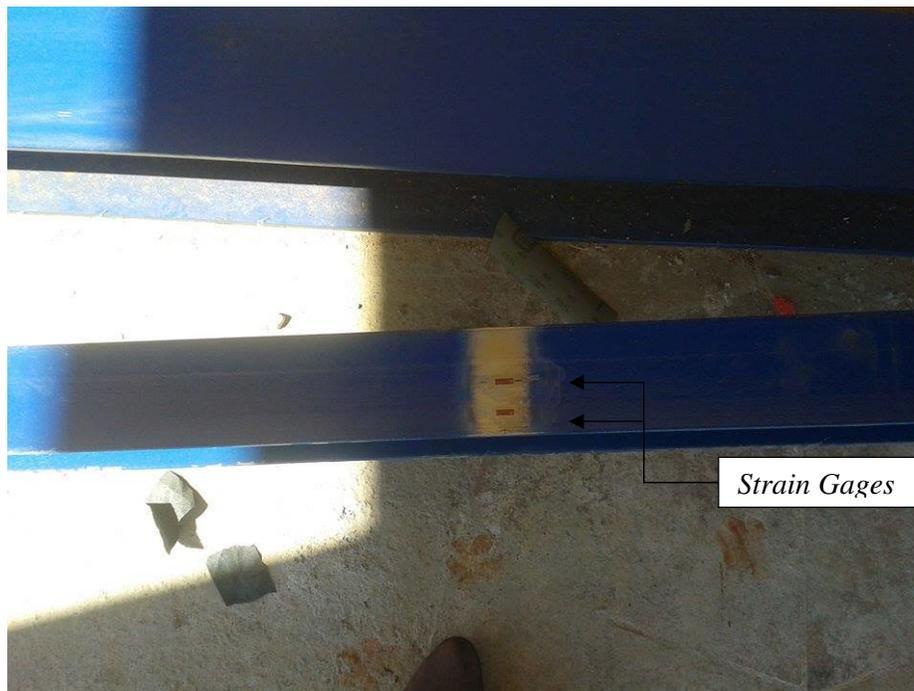
- Célula de carga
- Macaco hidráulico



**Figura 13** – Disposição dos equipamentos Macaco hidráulico e célula de carga.

- Extensômetro elétrico (*strain Gages*);

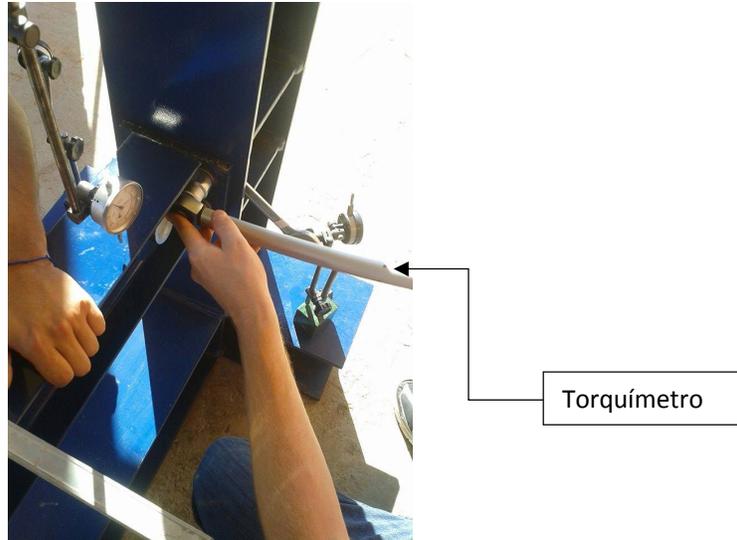
Os extensômetros elétricos (*strain Gages*) foram colados no centro das vigas ensaiadas como mostra a Figura 14.



**Figura 14** – Disposição dos extensômetros elétricos colados.

- Torquímetro

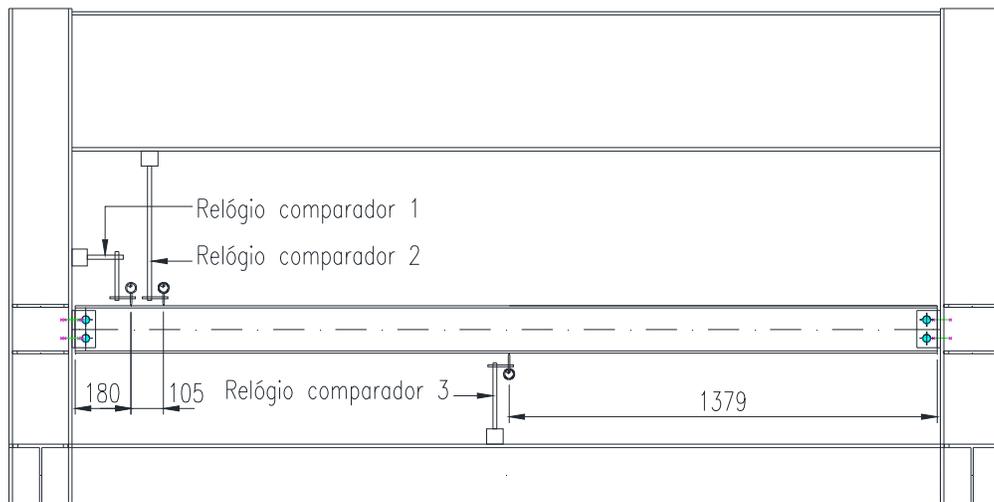
Em todos os parafusos ensaiados foram aplicados a protensão com o uso do torquímetro como mostra Figura 15.



**Figura 15** – Aplicação de protensão com o torquímetro

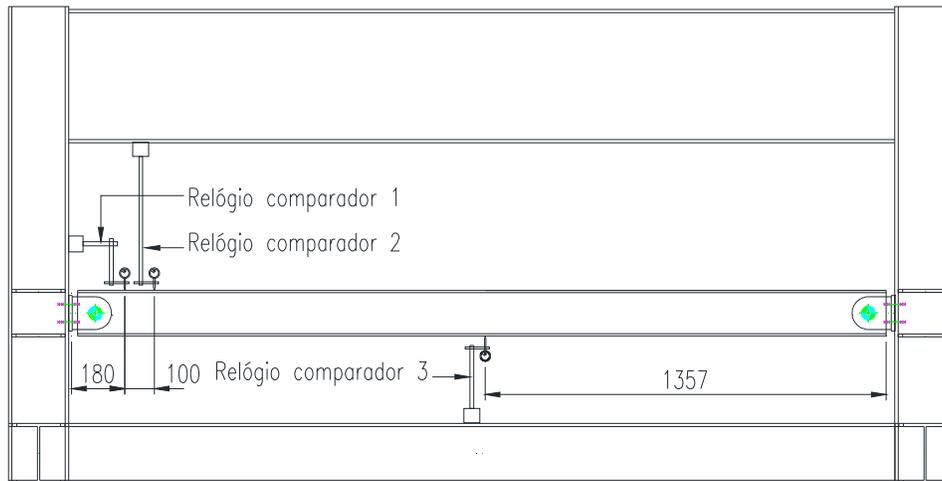
### 2.2.2 Disposição dos relógios comparadores

Na Figura 16 mostra-se a disposição dos relógios comparadores com a ligação dupla cantoneira.



**Figura 16** – Localização dos relógios comparadores na ligação com dupla cantoneira.

Na figura 17 mostra-se a disposição dos relógios comparadores com a ligação rotulada.



**Figura 17** – Localização dos relógios comparadores na ligação Rotulada.

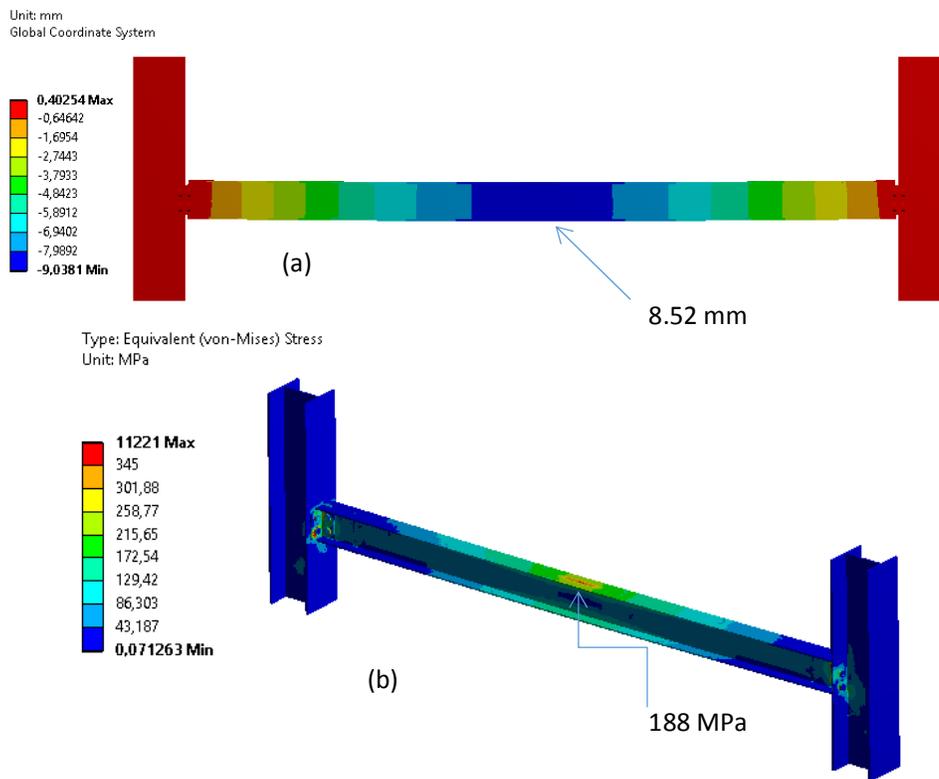
### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados das simulações numéricas realizadas no *software* computacional ANSYS são apresentados nessa seção. Nas Figuras 18 e 19 pode se visualizar os deslocamentos e as tensões atuantes nas estruturas com ligações com dupla cantoneira e com pino (rotulada). Como pode ser visto comparando-se os resultados dos deslocamentos para os dois modelos, nota-se que existe certa rigidez na ligação de dupla cantoneira, a qual pode ser utilizada nos modelos estruturais podendo reduzir os esforços de momento fletor na viga, resultando em um menor consumo de matéria prima e conseqüentemente tornando a estrutura mais econômica e competitiva.

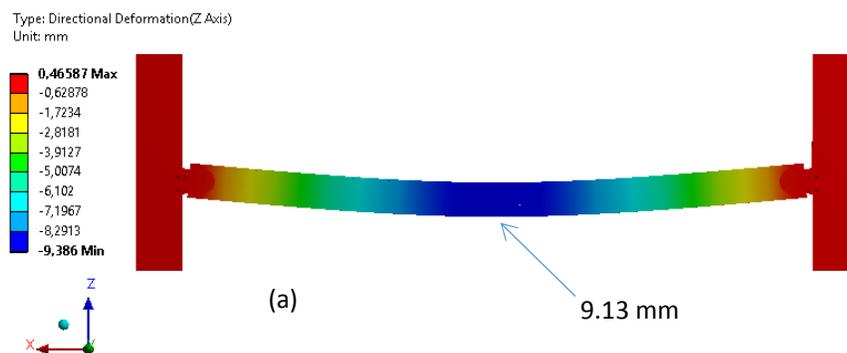
Na Tabela 4 apresenta-se uma comparação dos deslocamentos obtidos em cada modelo.

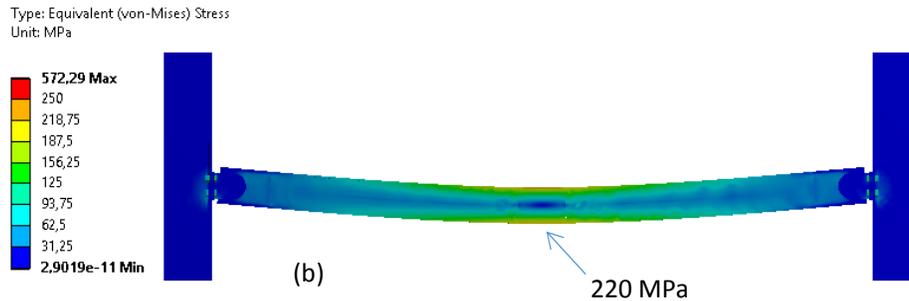
**Tabela 4.** Deslocamentos máximos.

Modelo	Deslocamento Máximo (mm)	Diferença Percentual (%)
Dupla Cantoneira	8.52	6,7
Rotulada	9.13	



**Figura 18.** Deslocamentos obtidos no modelo com cantoneira sendo (a) os deslocamentos e (b) as tensões atuantes na estrutura.



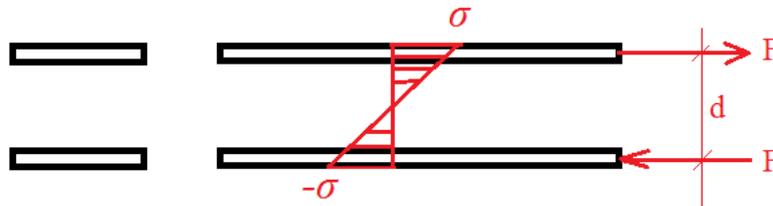


**Figura 19.** Resultados para o modelo rotulado sendo (a) os deslocamentos e (b) as tensões atuantes na estrutura.

A fim de quantificar a rigidez existente na ligação semirrígida com dupla cantoneira, adotou-se o método de cálculo no qual a partir da tensão máxima na mesa inferior da viga, conforme representado na Figura 19b, determina-se o momento fletor máximo pela Equação 1:

$$M = \sigma A d \quad (1)$$

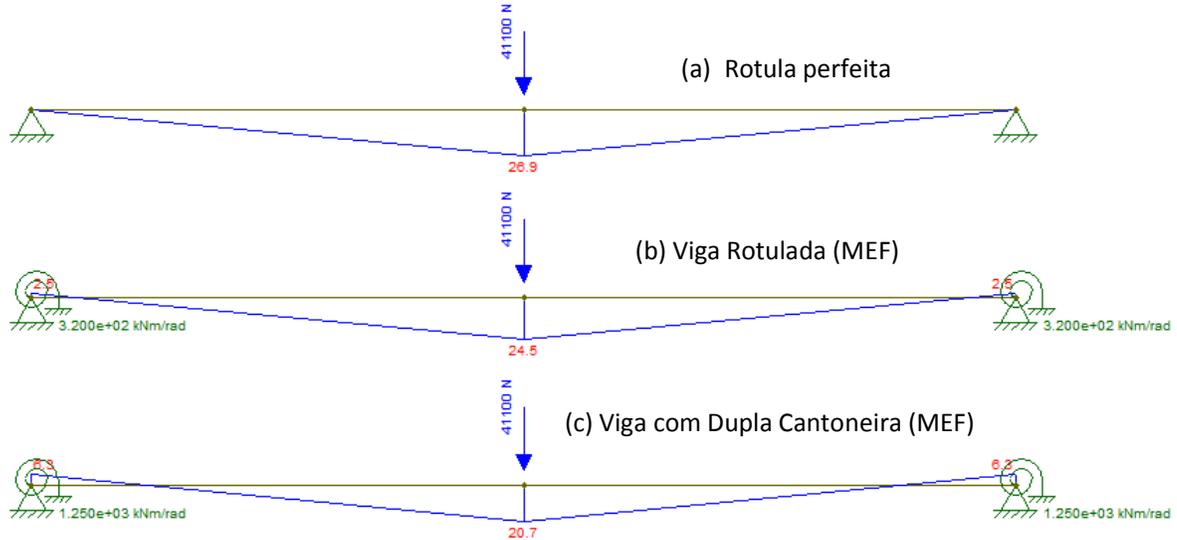
onde  $M$  é o momento fletor máximo no centro da viga,  $\sigma$  é a tensão máxima na mesa da viga calculada pelo método dos elementos finitos (220 MPa),  $A$  é a área da mesa do perfil (724.2 mm<sup>2</sup>) e  $d$  é a distância entre as mesas do perfil I (153 mm). O momento máximo obtido foi de 24,4 kNm.



**Figura 20.** Esquema utilizado para determinação do momento fletor.

Com o momento máximo solicitante calculado pela Equação 1, através de um modelo simples de viga biapoiada com rigidez na rotação considerada por molas rotacionais, conforme pode ser visto na Figura 20, determinar a rigidez necessária para que o momento fletor máximo seja igual ao momento fletor determinado por MEF com auxílio da Equação 1. Na Figura 21, o modelo mostra em (a) representa a condição perfeita de apoio na qual nenhum rigidez a rotação pode ser considerada no modelo, (b) representa a condição rotulada analisada com MEF, sendo que neste caso existe uma pequena rigidez rotacional e (c) representa a rigidez obtida por MEF quando se utiliza dupla cantoneira na união. Portanto, verifica-se que existe uma rigidez a ser considerada. A rigidez na ligação cantoneira que leva a redução do momento fletor máximo da viga é uma rigidez de 1250 kNm/rad. Neste trabalho

utilizou-se um modelo de viga para determinação da rigidez, porém em trabalhos futuros será desenvolvido um equacionamento para determinar esta rigidez analiticamente.



**Figura 21.** Momento fletor obtido para as diferentes condições de apoio.

Na Figura 21 (b) e (c) verifica-se que o momento fletor para a viga rotulada por MEF é de 24.5 kNm, e para a viga com dupla cantoneira é de 20.7 kNm, o que representa uma diferença percentual de aproximadamente 15%. Comparando o modelo de dupla cantoneira (c) com o rotulado perfeito (a), o qual normalmente é utilizado nos modelos estruturais, verifica-se uma diferença percentual de 23%.

Na Tabela 5, comparam-se os resultados numéricos com os experimentais, a diferença de tensões na dupla cantoneira é de 9%, e na rotulada em 3.2%, e comparam-se os deslocamentos máximos na dupla cantoneira é de 10.6%, e na rotulada em 9.2%.

Desta maneira numericamente com validação experimental comprova-se de maneira quantitativa que existe uma rigidez na ligação de dupla cantoneira, a qual poderá ser utilizada no modelo estrutural no dimensionamento de estruturas, tornando o modelo de cálculo mais representativo e conseqüentemente, podendo resultar em uma estrutura mais econômica.

**Tabela 5 - Comparação dos resultados.**

Modelo	Tensão (MPa)	Diferença Percentual (%)	Deslocamento (mm)	Diferença Percentual (%)
Dupla Cantoneira (numérica)	188	9	8.52	10.6
Dupla Cantoneira (experimental)	205		7.7	
Rotulada (numérica)	220	3.2	9.13	9.2
Rotulada (experimental)	213		8.36	



#### **4 CONCLUSÃO**

O comportamento das ligações o projeto de estruturas de aço, na maioria das vezes é tratado somente de maneira simplificada, seja como ligação totalmente flexível ou ligação totalmente rígida. Pela dificuldade de encontrar a rigidez em função de vários fatores, por exemplo, tal como aquela estudada neste trabalho. A rigidez da ligação influi na resistência e na estabilidade da estrutura.

A ligação analítica flexível (chapa de topo com pino) conforme demonstrada no trabalho é representada como o modelo simplificado, mas na prática utiliza-se por facilidade de fabricação e montagem a ligação flexível com dupla cantoneira, mesmo sendo consideradas flexíveis as duas ligações apresentam um comportamento diferente, sendo assim leva-se a concluir que este comportamento tem influência na análise global do modelo de cálculo, sendo assim de grande importância conhecer a rigidez rotacional da ligação.

A avaliação das variações encontradas na distribuição dos esforços da ligação flexível com dupla cantoneira notou-se uma diminuição de praticamente 25% do momento fletor na região central da viga, devemos ressaltar que esta pesquisa está ainda na sua primeira fase, a qual terá continuidade com maior número de ensaios para poder qualificar os resultados aqui obtidos.

Portanto, a partir destas análises aqui expostas é possível concluir, de maneira parcial, que nos resultados obtidos deve-se enfatizar que a metodologia de cálculo de ligações flexível normalmente utilizada para cálculo de ligações com dupla cantoneira não representa o modelo real de maneira adequada. Este trabalho continuará com mais ensaios experimentais para validar totalmente os resultados numéricos e ajustar modelos simples para modelar a rigidez rotacional desse tipo de ligação, que pode vir a ser importante na economia de projetos em estrutura de aço de prédios industriais ou habitacionais.

#### **Agradecimentos**

A Empresa Metasa S.A. , pelo apoio financeiro na realização dos ensaios, material e fabricação.

#### **REFERÊNCIAS**

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800 Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas e concreto de edifícios, (2008). Rio de Janeiro.

Alves, A. F. Elementos finitos: a base da tecnologia CAE, (2000) São Paulo: Érica.

European Cimmittee For Standardization. Eurocode, 3, Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, (2003), Brussels, December.



Green, P., Sputo, T., Higgins A. Design of all-bolted extended double angle, single angle, and tee shear connections. (2005), Gainesville, Florida: Department of civil e coastal engineering University of Florida.

Maggi, Y. I., Análise teórica via M.E.F. do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo. (2000) São Paulo: 195p.Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Instituto brasileiro de siderurgia, Ligações em estruturas metálicas, manual de construção em aço, (2004),Rio de Janeiro, 3° ed.