

Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I

Táise Corrêa Nunes¹, Arlene Maria Sarmanho Freitas^{2*}, Geraldo Donizetti de Paula³ e Marcílio S. R. Freitas⁴

¹Mestre, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, taisecn@yahoo.com.br

²Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, arlene@em.ufop.br

³Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, geraldo@em.ufop.br

⁴Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil - PROPEC- DECIV/EM/UFOP, marcilio@em.ufop.br

Analysis of steel welded connections between rectangular hollow section and i beam

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo de ligações soldadas formadas por pilar tubular com costura de seção transversal quadrada e viga em aço de seção transversal I. Foi realizada inicialmente uma análise teórica baseada em prescrições normativas e trabalhos de pesquisa e, em seguida, uma análise numérica das ligações propostas. A análise numérica considerou modelos em T (uma viga acoplada a pilar e um único plano de flexão) e modelos cruciformes (duas vigas acopladas a pilar e dois planos de flexão). A partir dos resultados numéricos foram obtidos os momentos resistentes das ligações.

Palavras-chave: estruturas metálicas, seções tubulares, ligações.

Abstract

This work presents a study of welded connections between structural rectangular hollow section columns and "I" section beams. A theoretical analysis was carried out from code prescriptions and researches works and then a numerical parametric analysis of the proposed connections was done. Numerical analysis represents em T models (one beam connected to the column and a single plane bending) and cruciforme models (two beams connected to the column and bending in two planes). From the numerical results the connections resistance moments were obtained.

Keywords: steel structures, hollow sections, connections.

1 Introdução

Apesar do crescimento e disseminação do uso das estruturas tubulares no Brasil, ainda há uma carência em pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento desses elementos estruturais. A Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008 não traz claras referências sobre as ligações entre pilares tubulares e as vigas I, sendo necessário recorrer às normas internacionais. Este fato leva a uma grande necessidade de pesquisas para futuras inclusões em normas nacionais. Destaca-se que está em análise o Projeto de Norma Brasileira PN 02 125.03-004/Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares/2011.

Este trabalho teve por objetivo avaliar teórica e numericamente o comportamento de ligações soldadas entre pilares em perfil tubular de seção transversal quadrada (RHS - Rectangular Hollow Sections) com espessuras próximas de 6 mm e vigas em perfil I laminado. Foram analisados arranjos com pilar de extremidade primeiramente ligada a uma única viga (ligações em T - flexão em um único plano) e posteriormente ligada a duas vigas (ligações cruciformes - flexão em dois planos). Estudo anterior envolvendo pilares de perfis de seção circular e vigas de perfis I foi apresentado em Reis et al (2012).

As análises simularam diversas variações das dimensões do pilar e da viga, sendo possível quantificar a interferência de cada parâmetro na resistência a flexão da ligação após a aplicação dos carregamentos (Nunes (2012)).

2 Formulação Teórica

Os modos de falha previstos para ligações entre pilar RHS e viga I são apresentados na Figura 1. Para as ligações em estudo, Lu (1997) desenvolveu estudos que são similares aos trabalhos de Winkel (1998) que estudou ligações entre pilar CHS e viga I. As formulações segundo o guia CIDECT (Comitê Internacional para o Desenvolvimento e Estudo de Construções Tubulares) descritos em Wardenier et al (2010), Lu (1997) e ABNT (PN 02 125.03-004/Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares,2011) serão descritas a seguir para o

modo de falha de plastificação da face frontal do pilar, objeto deste trabalho. Na Figura 2 estão relacionados os parâmetros geométricos envolvidos nas análises.

<i>MODOS DE FALHA</i>	<i>CARACTERIZAÇÃO</i>
Plastificação da face frontal do pilar	
Puncionamento da face frontal do pilar	
Plastificação local da face lateral do pilar	
Cisalhamento do pilar	

Figura 1: Modos de falha da ligação entre pilar tubular de seção quadrada e viga I

<i>MODELO</i>	<i>PARÂMETROS GEOMÉTRICOS</i>
	$\beta = \frac{b_1}{b_0}$ $b_0 = \text{largura da coluna}$
	$2\gamma = \frac{b_0}{t_0}$ $t_0 = \text{espessura da coluna}$
	$\tau = \frac{t_1}{t_0}$ $b_1 = \text{largura da mesa}$
	$\eta = \frac{h_1}{b_0}$ $t_1 = \text{espessura da mesa}$
	$h_1 = \text{altura da viga}$

Figura 2: Ligação entre pilar quadrada e viga I - Parâmetros geométricos

As equações do momento resistente de cálculo de ligações soldadas entre viga I e pilar RHS sem o efeito da carga axial são apresentadas a seguir. A equação (1) é prevista pelo CIDECT (Wardenier et al, 2010) e a equação (2) refere-se à proposição de Lu (1997). O modo de falha considerado é a plastificação da face frontal do pilar, sendo este modo de falha não previsto na PN 02 125.03-004.

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 \left(\frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right) (h_1 - t_1) \quad (1)$$

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 (h_1 - t_1) (0,5 + 0,7\beta) \frac{4}{\sqrt{1-0,9\beta}} \quad (2)$$

onde:

$M_{1,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo

f_{y0} é a resistência ao escoamento do aço do pilar

Para pilares com carregamento axial, não prevista no CIDECT, segundo Lu (1997) o momento resistente da ligação é obtido ao se multiplicar o momento resistente sem a consideração do carregamento axial no pilar pelo fator de redução $f(n)$ dado pelas equações 3 e 4.

para carga axial de compressão:

$$f(n) = 1 + 0,016(2\gamma)^{0,9}n - 0,37(2\gamma)^{(0,26\beta-0,31\beta^2)} n^2 \leq 1 \quad (3)$$

para carga axial de tração:

$$f(n) = 1 \quad (4)$$

$$n = \frac{N_0}{N_{0,pl}} \quad (5)$$

$$N_{0,pl} = A_0 f_{y0} \quad (6)$$

$$N_0 = N_{0p} + 2f \quad (7)$$

Para as ligações com carregamentos iguais entre as vigas, o momento resistente para as ligações em T é aproximadamente igual ao momento resistente de ligações cruciformes de acordo com os trabalhos de Lu (1997).

Considerando carregamentos diferentes entre as vigas num modelo cruciforme, o momento resistente resultante deve ser multiplicado pela função $f(J)$ que relaciona os valores dos carregamentos nas vigas.

$$f(J) = 1 + J(\beta - 0,66\beta^2) \quad \text{para} \quad J < 0 \quad (8)$$

$$f(J) = 1 \quad \text{para} \quad J \geq 0 \quad (9)$$

$$J = \frac{F_2}{F_1} \quad (10)$$

onde

F_1 é o carregamento vertical em T aplicado à viga

F_2 é o carregamento vertical cruciforme aplicado à viga

3 Descrição dos modelos numéricos

O estudo numérico foi executado segundo uma sequência de operações básicas, comum a todos os modelos. Contou-se com o auxílio de arquivos de comandos parametrizados, o que garante maior produtividade ao se alterar as variáveis envolvidas. As principais etapas necessárias à construção e análise dos modelos numéricos consistem em:

- Definição da geometria: Escolha dos perfis, modelos em T e cruciforme;
- Escolha dos elementos finitos utilizados: Shell 281 (pilar, viga e solda);
- Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos: aço A 572, grau 50;
- Preparação da malha de elementos finitos;
- Definição das condições de contorno;
- Aplicação dos carregamentos no pilar e na viga.

A representação dos modelos constitutivos foi feita por meio de diagramas bi-lineares da relação tensão x deformação, utilizando material inelástico. Foram utilizadas as seguintes propriedades dos materiais:

- Módulo de elasticidade do aço, $E = 200$ GPa;
- Resistência ao escoamento do aço, $f_y = 345$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- Resistência última do aço, $f_u = 450$ MPa.

O comprimento utilizado para as vigas e para os pilares foi de 1000 mm e as dimensões dos perfis utilizados estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Dimensões dos perfis que compõem os modelos estudados

Pilar	Viga	Modelos em Tes e cruciformes sem e com carga axial no pilar								
		Dimensões (mm)						Parâmetros adimensionais		
		b_0	t_0	b_1	h_1	t_1	t_w	β	2γ	η
120x120	W200x15,0	120	6,3	100	200	5,2	4,3	0,83	19,05	2,53
	W250x17,9	120	6,3	101	251	5,3	4,8	0,83	19,05	2,09
	W310x21,0	120	6,3	101	303	5,7	5,1	0,83	19,05	1,67
130x130	W200x15,0	130	6,3	100	200	5,2	4,3	0,77	20,63	2,33
	W250x17,9	130	6,3	101	251	5,3	4,8	0,77	20,63	1,93
	W310x21,0	130	6,3	101	303	5,7	5,1	0,77	20,63	1,54
140x140	W200x15,0	140	6,3	100	200	5,2	4,3	0,71	22,22	2,16
	W250x17,9	140	6,3	101	251	5,3	4,8	0,71	22,22	1,79
	W310x21,0	140	6,3	101	303	5,7	5,1	0,71	22,22	1,43
160x160	W200x15,0	160	6,3	100	200	5,2	4,3	0,63	25,40	1,89
	W250x17,9	160	6,3	101	251	5,3	4,8	0,63	25,40	1,57
	W310x21,0	160	6,3	101	303	5,7	5,1	0,63	25,40	1,25
175x175	W200x15,0	175	6,3	100	200	5,2	4,3	0,57	27,78	1,73
	W250x17,9	175	6,3	101	251	5,3	4,8	0,57	27,78	1,43
	W310x21,0	175	6,3	101	303	5,7	5,1	0,57	27,78	1,14

Para os modelos sem carregamento axial de compressão no pilar, foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados nas seções inferior e superior da extremidade do pilar, impedindo assim os deslocamentos e as rotações nas direções dos eixos x, y e z. Já nos modelos com carregamento axial no pilar foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados na seção inferior e os nós da seção superior foram liberados para deslocar em relação ao eixo vertical y.

A aplicação do carregamento foi realizada em duas etapas. Na primeira foi aplicada uma carga axial no pilar. A solicitação adotada neste trabalho é proporcional à capacidade resistente do pilar à compressão, correspondendo a 50% do valor da resistência ao escoamento do material da mesma. Na segunda etapa foi aplicado o

carregamento da viga em pequenos passos de carga até que fossem atingidos os estados limites últimos da ligação sobre flexão.

4 Apresentação e Discussão dos Resultados

O deslocamento limite (Δ) dos modelos foi determinada e a rotação referente a esta (Φ) é obtida conforme a equação (11), considerando que o deslocamento na mesa superior e na mesa inferior da viga são iguais

$$\Phi = \Delta / \frac{h_m}{2}$$

(11)

onde Φ , Δ e $h_m/2$ estão representados na Figura 3 (a) e (b).

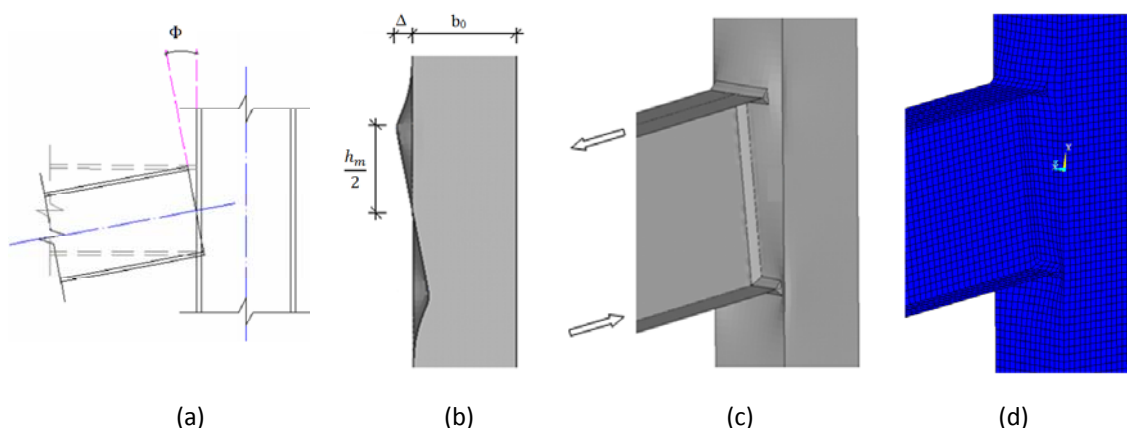


Figura 3: Movimentação da face do pilar: (a) Deslocamento limite; (b) Corte longitudinal ao pilar; (c) Modelo deformado; (d) Malha de elementos deformada

De acordo com os estudos de Lu (1997), a resistência das ligações deve ser tomada quando o deslocamento atingir 3% da largura do pilar (b_0). Este deslocamento limite ocorre na interseção da mesa inferior da viga com o pilar (efeito de compressão na face do pilar).

A seguinte consideração também deve ser observada para a definição do momento resistente numérico das ligações (Lu et al., 1994):

- Quando a relação entre o momento resistente numérico correspondente ao deslocamento de $3\%b_0$ e o momento resistente numérico correspondente ao

deslocamento de $1\%b_0$ for menor que 1,5, o momento resistente da ligação deverá ser o correspondente ao deslocamento de $3\%b_0$ que é considerado o estado limite último da ligação e em caso contrário tem-se o momento resistente a $1\%b_0$.

A Figura a seguir apresenta a distribuição das tensões de von Mises após a aplicação dos carregamentos. O modo de falha ocorrido foi a plastificação da face frontal do pilar (parede onde é soldada a viga), pois o momento de plastificação da viga e os momentos para os demais modos de falha do pilar não foram alcançados por nenhum dos modelos analisados.

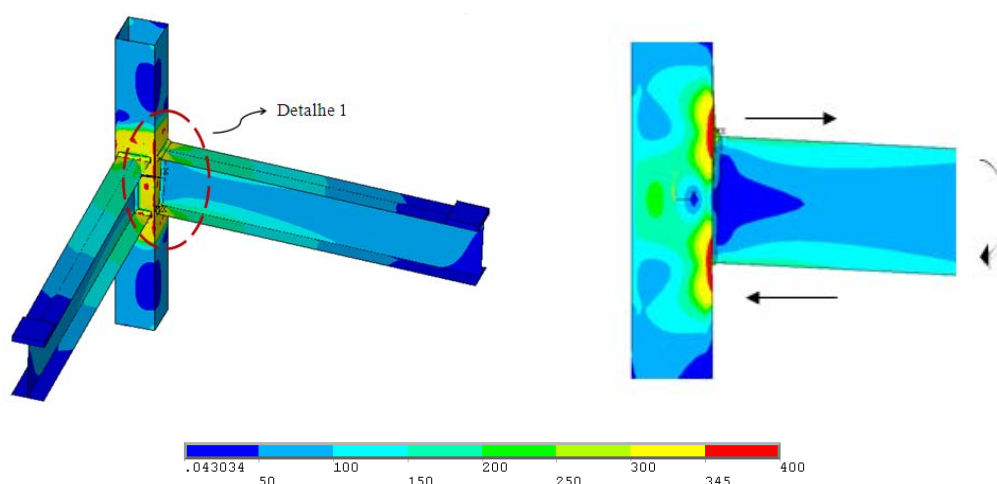


Figura 4: Plastificação do pilar (em MPa)

Os valores dos momentos resistentes obtidos da análise numérica, da prescrição do Projeto da Norma Brasileira (PN 02 125.03-004), do CIDECT e estudos realizados (Lu (1997)), considerando ligações em T sem carregamento axial do pilar, são apresentados na Tabela 2. Destaca-se que o Projeto da Norma Brasileira (PN 02 125.03-004) não prevê o modo de falha de plastificação da face frontal do pilar.

Observa-se que quanto maior o valor do parâmetro β , maior é o momento resistente da ligação. Este fato pode ser explicado pelo aumento da proximidade entre as paredes do tubo fazendo que a contribuição das paredes laterais na resistência do pilar seja mais significativa. Na medida em que a largura aumenta a contribuição das

paredes laterais vai diminuindo, havendo assim maior concentração de tensões na parede frontal.

Inversamente ao comportamento de β , quanto maior o parâmetro 2γ , menor é o momento resistente da ligação. Os pilares de maior largura geram maiores valores de 2γ , formando ligações menos resistentes.

Tabela 2 – Momento resistente: Modelos em T sem carga axial no pilar

Pilar	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{A}{B}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	23,1	26,1	35,8	27,6	1,3	29,3	1,5	1,4
	W250x17,9	29,8	33,8	45,9	34,3	1,3	37,4	1,5	1,4
	W310x21,0	36,0	40,9	57,0	44,5	1,3	45,5	1,6	1,4
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	19,9	22,2	27,9	22,0	1,3	27,3	1,4	1,3
	W250x17,9	25,6	28,5	35,5	27,5	1,3	34,8	1,4	1,2
	W310x21,0	31,0	34,5	44,0	34,0	1,3	42,4	1,4	1,3
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	17,9	20,0	22,5	18,5	1,2	25,5	1,3	1,1
	W250x17,9	22,8	25,5	29,0	23,0	1,3	32,5	1,3	1,1
	W310x21,0	27,6	30,9	35,6	28,3	1,3	39,7	1,3	1,2
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	15,1	17,4	17,0	14,2	1,2	22,6	1,1	1,0
	W250x17,9	19,3	22,2	22,0	16,5	1,3	28,9	1,1	1,0
	W310x21,0	23,3	26,8	27,0	22,2	1,2	35,3	1,2	1,0
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	13,8	16,3	14,8	12,2	1,2	20,9	1,1	0,9
	W250x17,9	17,6	20,7	19,2	15,5	1,2	26,7	1,1	0,9
	W310x21,0	21,2	25,0	23,6	17,0	1,4	32,6	1,1	0,9

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico resistente para $\Delta=1\%b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico resistente para $\Delta=3\%b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Na Figura 5 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** tem-se a comparação entre os resultados numéricos para os momentos resistentes apresentados na Tabela 2 (sendo também representado a linha de tendência (LT)) que consideraram que o deslocamento limite seja de $3\%b_0$ e o modo de falha de plastificação da face do pilar versus as prescrições apresentadas anteriormente. Como a PN 02 125.03-004 não prevê o modo de falha citado, os resultados obtidos de suas formulações foram apresentados nas tabelas, porém estes não foram comparados graficamente com os resultados de Lu (1997) e do CIDECT.

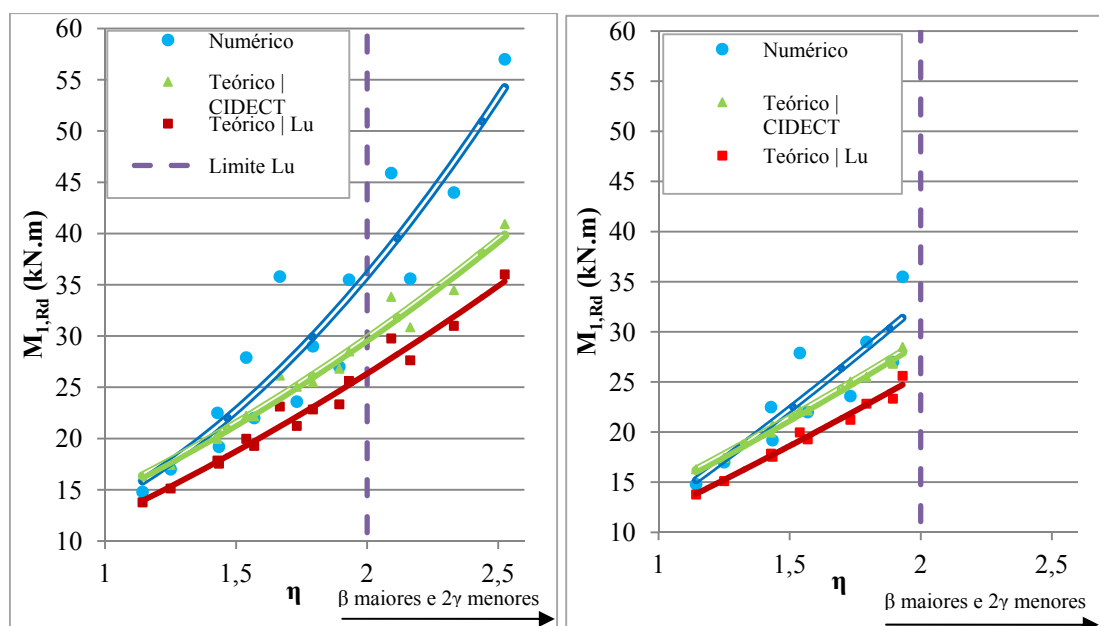


Figura 5 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados teóricos para o modo de falha de plastificação da face do pilar

Observa-se que as formulações são conservadoras diante dos resultados numéricos, sendo observada maior dispersão dos resultados dos modelos com maiores valores de β e menores valores de 2γ (pilares de 130 e 120 mm de largura). Deve-se portanto manter os limites pré-estabelecidos por Lu (1997): $0,2 \leq \beta \leq 0,8$; $0,3 \leq \eta \leq 2,0$; $15 \leq 2\gamma \leq 37,5$.

Foram comparadas as duas geometrias propostas, modelos em Tes (apenas uma viga soldada ao pilar) e cruciformes (duas vigas soldadas ao pilar formando um ângulo de 90°) e foi observado que a alteração da geometria não influencia significativamente o comportamento, sendo que os modelos cruciformes alcançaram valores ligeiramente maiores para o momento resistente em relação aos modelos em Tes. Destaca-se que as análises são para modelos simétricos quanto a geometria e carregamento.

Foi observado que houve a redução do momento resistente à medida em que foi incrementada a sollicitação axial no pilar, como observado na Tabela 3. Essa influência está associada à plastificação iniciada na parede do tubo, e ainda, ao desenvolvimento de deformações localizadas.

Tabela 3 - Momento resistente: Modelos em Tes com carga axial no pilar

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{A}{B}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	18,4	32,5	25,8	1,3	19,1	1,8
	W250x17,9	23,6	45,0	33,9	1,3	24,3	1,9
	W310x21,0	28,6	56,0	40,0	1,4	29,6	2,0
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	15,6	26,0	20,5	1,3	17,7	1,7
	W250x17,9	20,0	35,0	27,0	1,3	22,6	1,8
	W310x21,0	24,2	43,0	32,5	1,3	27,5	1,8
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	13,7	21,2	17,0	1,2	16,6	1,5
	W250x17,9	17,6	28,4	22,5	1,3	21,1	1,6
	W310x21,0	21,2	34,5	26,6	1,3	25,8	1,6
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	11,3	16,1	13,0	1,2	14,7	1,4
	W250x17,9	14,4	21,3	16,7	1,3	18,8	1,5
	W310x21,0	17,4	26,2	20,0	1,3	22,9	1,5
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	10,1	13,9	11,0	1,3	13,6	1,4
	W250x17,9	12,9	18,3	14,0	1,3	17,4	1,4
	W310x21,0	15,6	23,0	16,9	1,4	21,2	1,5

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=1\%b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=3\%b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Os valores dos momentos resistentes dos modelos com maiores valores de β que consideraram o carregamento axial se mostraram conservadores em relação aos resultados dos modelos com menores valores de β .

Os modelos cruciformes com a consideração do carregamento axial se comportaram de maneira similar aos modelos em T com carregamento axial, sendo que os valores dos momentos resistentes dos modelos com maiores valores de β que consideraram o carregamento axial se mostraram conservadores em relação aos resultados dos modelos com menores valores de β .

Para sintetizar o comportamento das ligações, na Figura 6 são apresentadas as distribuições das tensões para os modelos que utilizaram o pilar 140x140x6,3 mm e a viga W200x15 com pilar sem e com carregamento axial, e considerando a alteração da geometria (modelos em T e modelos cruciformes).

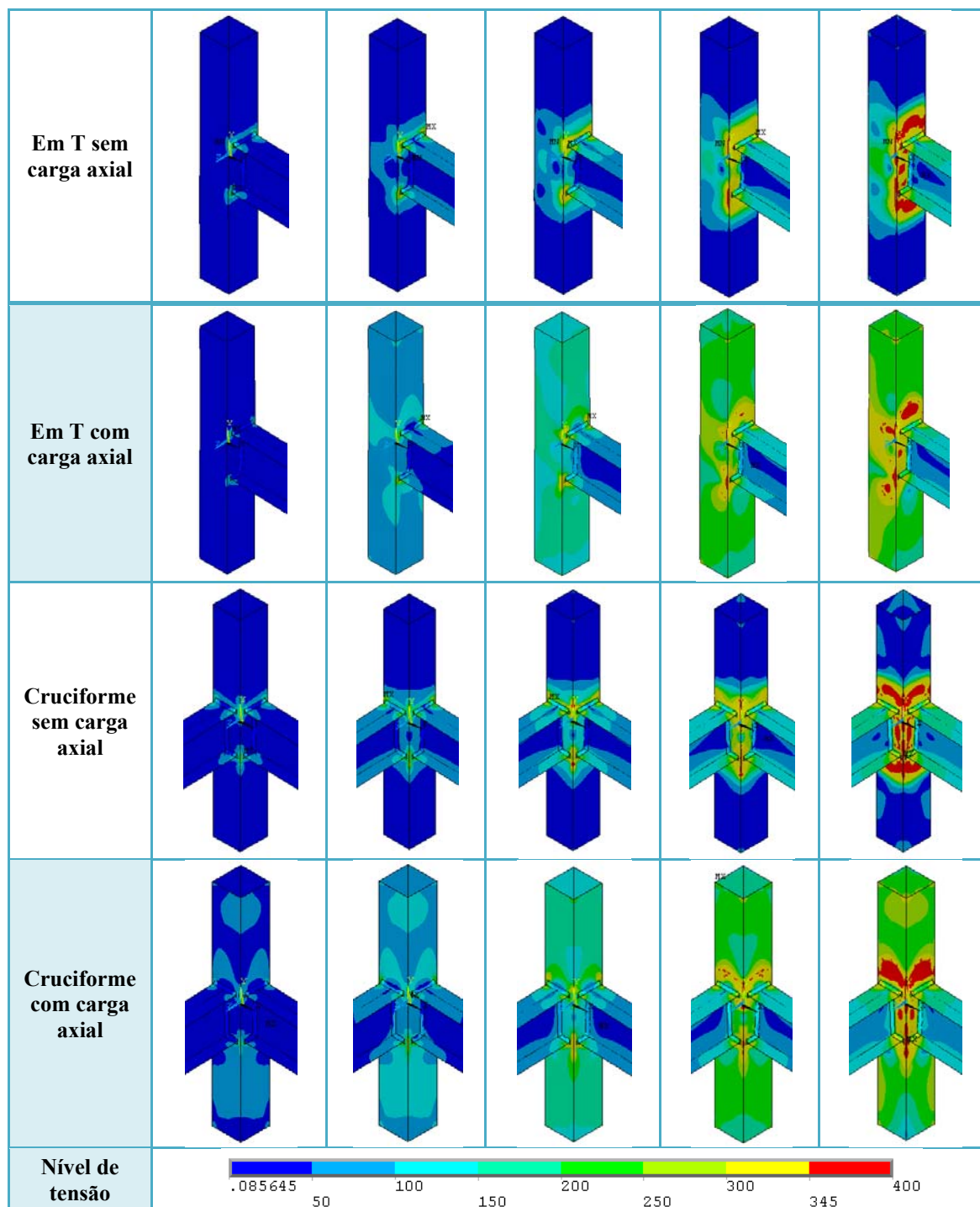


Figura 6: Distribuição das tensões de von Mises (MPa)

Pode ser observada a concentração de tensões nas áreas próximas do encontro entre a viga e o pilar, sendo esta a região mais solicitada durante a transmissão dos esforços. A mesa superior traciona a face do pilar enquanto a mesa inferior comprime a face do pilar, sendo nestas interseções onde ocorre a plastificação dos modelos.

5 Considerações Finais

Após as análises numéricas realizadas foi possível verificar que os resultados obtidos apresentaram boa correlação com os resultados teóricos. O modo de falha que ocorreu em todos os modelos numéricos e através da verificação teórica foi a plastificação da face frontal do pilar, sendo que o deslocamento último controlou a resistência da ligação. Os modelos com maiores valores de β se mostraram conservadores quando comparados com modelos com menores valores, devendo ser validados com modelos experimentais.

Observou-se que o momento resistente da ligação aumentou com o acréscimo da altura da seção transversal da viga ao se utilizar um mesmo pilar; já aumentando a largura do pilar houve a redução ao se utilizar uma mesma viga. Esta redução pode ser explicada pela maior flexibilidade da parede do tubo frente às solicitações transversais.

Os modelos de geometria cruciforme apresentaram rigidez e resistência ligeiramente superiores aos modelos de geometria em T, podendo-se considerar que foram aproximadamente iguais.

As ligações em T e cruciformes que simularam o efeito da carga axial nos pilares tiveram redução do momento resistente. Este efeito foi mais expressivo nas ligações que utilizaram a viga de menor inércia, considerando um mesmo pilar e nas ligações que utilizaram o pilar de menor largura, considerando uma mesma viga.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem a FAPEMIG (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de Minas Gerais), CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa), CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

7 Referências bibliográficas

ABNT NBR:8800. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Segunda edição. Rio de Janeiro, 2008.

LU, L. H. The static strength of I-beam to rectangular hollow section column connections, PhD Thesis, Delft University, Netherlands, 1997.

LU, L. H., WINKEL, G. D., YU, Y., WARDENIER, J. Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints. of Technology, Delft, Netherlands, 1994.

NUNES, T. C. Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, 2012.

PN 02 125.03-004. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares, Rio de Janeiro, 2011.

REIS, S. L. F., FREITAS, A. M. S., de Paula, G. D. e FREITAS, M. S. R. Análise Teórico-Experimental de Ligações Soldadas entre Pilares de Perfis de Seção Circular e Vigas de Perfis I. Revista da Estrutura de Aço. vol 1, no. 2, 2012.

WARDENIER, J., PARKER, J. A., ZHAO, X. L., van der VEGTE, G. J. Hollow Sections in Structural Applications. CIDECT. Geneva, Switzerland, 2010.

WINKEL, G. D. The static strength of I-beam to circular hollow section column connections. PhD. Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1998.