# AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE LIGAÇÕES TUBULARES SOLDADAS ENTRE PERFIS CIRCULARES E VIGAS I

Sylvia L. F. Reis<sup>1</sup>, Arlene M. S. Freitas<sup>1</sup>, Geraldo D. de Paula<sup>1</sup> Luciano R. O. de Lima<sup>2</sup>

1: Departamento de Engenharia Civil - UFOP - Ouro Preto - Brasil Campus Universitário, Morro do Cruzeiro, Minas Gerais e-mail: sylvialetizia@ig.com.br, arlene.freitas@gmail.com, geraldo@em.ufop.br

2: Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ - Rio de Janeiro - Brasil Rua São Francisco Xavier, 524, sala 5016A, Maracanã, RJ e-mail: luciano@eng.uerj.br

Palavras-chave: Ligações Tubulares, Modelagem Numérica, Análise Não-Linear

**Resumo**. Os perfis tubulares sem costura são largamente utilizados em diversos países. Porém, no Brasil, o uso desses perfis na construção civil era bastante limitado, restringindose praticamente a coberturas espaciais. Considerando uma nova realidade com o incremento do uso de perfis tubulares, este trabalho apresenta uma análise de ligações tipo "T" com perfis tubulares circulares para a coluna e perfis "I" para a viga. A rigidez da ligação foi avaliada através de um modelo em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys. Foi feito um estudo considerando-se as relações entre diâmetro e espessura do tubo e o comprimento do flange da viga de perfil "I" que influenciam na transmissão do momento, portanto na rigidez da ligação. Após a validação da metodologia empregada para modelagem das ligações, são apresentados os resultados obtidos numericamente e analiticamente. É analisado o comportamento momento versus rotação das ligações, portanto sua semi-rigidez. As não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos, a fim de se mobilizar totalmente a capacidade resistente dessa ligação. A não-linearidade do material foi considerada através do critério de plastificação de von Mises através de uma lei constitutiva tensão versus deformação bi-linear de forma a exibir um comportamento elastoplástico com um encruamento. Os resultados numéricos são comparados com resultados teóricos para a ligação em estudo e são avaliados os modos de falha e as cargas limites obtidas.

## 1. INTRODUÇÃO

No Brasil tem-se intensificado o uso de elementos estruturais metálicos associados a diversos fatores como, por exemplo, a rapidez de execução. Dentre estes elementos estruturais, a sua forma, sua tipologia e seção estão associadas ao tipo de aplicação, estética, condições de uso, etc. Dentre as várias tipologias que envolvem a fabricação e forma das seções transversais dos perfis estruturais, encontram-se os perfis tubulares, que são largamente utilizados em diversos países.

Os perfis tubulares geralmente são aplicados em elementos estruturais, como colunas, treliças planas, espaciais, etc. No Brasil, são muitos os exemplos em estruturas tubulares em aço, conforme apresentado na Figura 1.



 a) Estádio João Havelange "Engenhão", Rio de Janeiro.
 Fonte: Disponível em < http://diariodorio.com/fotos-doengenhao-a-noite >. Acesso em: 20 abr. 2010.



b) Prédio da Escola de Farmácia, UFOP. Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 1. Exemplos de estruturas com perfis tubulares em aço no Brasil.

Os tubos de aço podem ser classificados em função de seu processo de fabricação, sendo que os tubos sem costura são produzidos por processo de laminação a quente, a partir de um bloco maciço de seção circular de aço que é laminado e perfurado, obtendo-se, dessa maneira, suas dimensões finais. Estes são resfriados em leito de resfriamento até temperatura ambiente e, por possuírem distribuição de massa uniforme em torno de seu centro, mantém temperatura praticamente constante ao longo de todo o seu comprimento e em qualquer ponto de sua seção transversal. Isso os distingue de tubos de aço com costura, produzidos a partir de chapas de aço calandradas e "costuradas", soldadas no encontro das mesmas. A região afetada termicamente pelo processo de soldagem possui nível de tensões residuais diferente das demais regiões da seção transversal do tubo, também tensionadas devido ao processo de calandragem e expansão. Assim, nos tubos sem costura, a distribuição de tensões residuais é mais uniforme, conduzindo a um melhor desempenho do aço em seu emprego estrutural [1].

Os perfis tubulares podem ser utilizados em estruturas mistas (tubos preenchidos com concreto), ganhando resistência adicional aos esforços de compressão e melhor proteção contra o fogo; possuem menor área se comparados aos perfis de seções abertas, o que conduz a menores custos de pintura, proteção ao fogo etc., facilitando assim, os serviços de manutenção e minimizando seus custos [2].

Apesar da disseminação e do crescimento do uso de estruturas tubulares em aço no Brasil,

ainda existe uma carência de pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento real desses elementos estruturais, apesar dos conhecimentos teóricos com normas técnicas internacionalmente reconhecidas que norteiam as concepções de projeto, os cálculos estruturais e os processos de fabricação e montagem de estruturas tubulares em aço.

O CIDECT (Comité International pour le Dévoloppement et l'Etude de La Construction Tubulaire) é responsável pela compilação e síntese de grande parte dos estudos em estruturas tubulares desde a década de sessenta servindo como base para os procedimentos e formulações publicadas pelo Eurocode 3 [4].

Com relação às ligações entre coluna tubular de seção circular (CHS) e viga de seção transversal tipo I que são objeto de estudo desse trabalho, existem poucas contribuições em pesquisas, principalmente no Brasil (Figura 2). Sendo assim, neste trabalho é feita uma avaliação numérica, através de um modelo em elementos finitos desenvolvido pelo *software* Ansys [4] de ligação soldada utilizando uma coluna de perfil tubular circular de aço e uma viga em perfil I onde as não-linearidades físicas e geométricas foram incorporadas aos modelos. Foi feito um estudo entre as relações entre diâmetro e espessura do tubo, e o comprimento da mesa da viga de perfil I que influenciam diretamente tanto na transmissibilidade do momento e na rigidez da ligação. Faz-se também uma análise do comportamento momento *versus* rotação (M- $\phi$ ) das ligações e a avaliação das prescrições existentes nas normas de dimensionamento que serão abordadas em seções posteriores deste artigo.



Fonte: Arquivo pessoal.



 b) Pavilhão de aulas, UFOP (detalhe da ligação). Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 2. Exemplos de estruturas com perfis tubulares em aço no Brasil.

## 2 RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES

Os estudos e observações realizados atualmente, com base no comportamento estrutural de ligações entre elementos de estruturas metálicas, vêm comprovar a necessidade de se considerar a resposta não-linear das estruturas e das ligações na análise estrutural.

O comportamento semi-rígido das ligações é considerado pelas especificações mais recentes, uma vez que para o aperfeiçoamento dos métodos mais tradicionais eram considerados apenas comportamentos idealizados da ligação, como no caso das ligações flexíveis e rígidas.

Os estudos sobre o comportamento das ligações procuram considerar as características que

possam classificá-las em termos de rigidez, resistência e ductilidade. Estes sistemas de classificação são concebidos de forma a permitir a inclusão e a consideração de novos tipos de comportamentos de ligações, idealizados ou não.

O conhecimento do comportamento estrutural da ligação vem pela determinação da relação momento-rotação (M-φ), que fornece os parâmetros necessários para sua classificação assim como a análise da estrutura na qual a ligação está inserida, considerando-se seu comportamento não-linear.

De forma geral, o diagrama M- $\phi$  pode ser determinado de várias maneiras tais como simulações numéricas, modelos teóricos, modelos semi-empíricos ou ensaios experimentais. O Eurocode 3 [3] estabelece os limites de rigidez que classificam a ligação a partir do diagrama M- $\phi$  e tais limites são mostrados na Figura 3.



Figura 3. Limites para classificação da rigidez de ligação viga-coluna conforme o Eurocódigo 3 (EM 1993 – 1 – 8).

# **3** ANÁLISES TEÓRICAS

As primeiras pesquisas de ligações não-enrijecidas entre chapas ou vigas tipo I e perfis CHS ocorreram no Japão. Alguns trabalhos foram publicados em artigos japoneses e analisados por Kurobane [5] e posteriormente por Wardenier [6], apud Makino [7], Kamba e Taclendo [8] e finalmente, por Aryioshi e Makino [9].

Na década de noventa, um extensivo programa foi realizado por Winkel (1998) [10] para investigar o comportamento de ligações não-enrijecidas multiplanar e uniplanar entre vigas de seção transversal I ou H e colunas CHS.

As formulações de dimensionamento são definidas baseando-se em como a estrutura irá comportar-se e quais serão os estados limites últimos que poderão ocasionar a ruptura da ligação.

O comportamento de cada ligação durante o colapso é função da distribuição de tensão na região da ligação, o que é dependente das características geométricas dos elementos ligados.

Para o dimensionamento dessas ligações, diversos estados limites últimos devem ser observados, a saber:

- ruína plástica da face da coluna, Figura 4(a);
- flambagem local da parede da coluna, Figura 4(b);
- ruína da mesa da viga, Figura 4(c);
- ruína da solda, Figura 4(d);
- ruína por punção da parede da coluna, Figura 4(e);
- ruína por cisalhamento da coluna, Figura 4(f).



a) plastificação da face da coluna



c) ruína da mesa da viga



e) ruína por punção da parede da coluna



b) flambagem local da parede da coluna





f) rupstura por cisalhamento na coluna

Figura 4. Modos de ruína para ligações soldadas entre viga tipo I e coluna CHS. Fonte: [11] adaptado.

Conforme Winkel [11], a resistência da ligação soldada com viga I ou chapa é baseada no modelo do anel, com as resistências de cálculo dadas na Tabela 1. Entretanto, o efeito da alma da viga para o carregamento de flexão no plano da ligação não é considerado.

Tipo de ligação T			Estado Limite de Projeto				
A N.				Plastificação da face da coluna			
$\begin{array}{c c} & & & & & & \\ & & & & & \\ \hline & & & & \\ \hline & & & &$			$N_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 (2, 2+15\beta^2) (1+0, 4\eta) \gamma^{0,2} Q_f(1)$				
			$M_{_{ip,1,Rd}}=rac{h_{\!_1}N_{_{1,Rd}}}{ig(1+0,\!4\etaig)}$			(2)	
			$M_{op,1,Rd} = 0,5b_1N_{1,Rd}$			(3)	
	Fu	nção	$Q_f$				
$Q_f = (1 -  n )^{C_1} com$	$Q_f = \left(1 -  n \right)^{C_1} com n = \frac{N_{0Ed}}{N_{pl,o,Rd}} + \frac{M_{0,Ed}}{M_{pl,Rd}} na face conectada $ (4)						
Carga axial n	o elemento conectado, n	nomer	nto n	io plano e r	nomento fo	ra do plano	
Coluna sob compre	essão (n< 0): $C_1 = 0,25$	(5)	Coluna sob tração ( $n \ge 0$ ): C <sub>1</sub> = 0,20 (6)				
	Faixa	de va	lidad	de			
Geral	$0,\!2\!\leq\beta_1\!/d_0\!\!\leq 1$	$\theta_1 = 9$	90°	$f_{y1} \leq f_{y0}$	$f_y \! \leq \! 0,\! 8 ~ f_u$	$f_y\!\le\!460~N\!/mm^2$	
Viga seção I	Compressão		Classe 1 ou 2				
	Tração				_		
N <sub>1, Rd</sub> = força normal resistente de cálculo; N <sub>0, Ed</sub> = força normal de projeto da coluna; N <sub>pl,0, Rd</sub> = força normal resistente de plastificação; $M_{ip,1 Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo no plano da ligação; $M_{op,1 Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo fora do plano da ligação;							
$M_{0, Ed} = momento$	$M_{0, Ed}$ = momento fletor de projeto;						
$M_{pl, Rd}$ = momento de plastificação resistente de calculo; $\Omega_{f}$ = tensão axial solicitante na coluna:							
n = relação entre tensão na coluna pela tensão de escoamento da mesma;							
$C_1 = constante de tensão da coluna;$							
$f_{y0}$ = tensão de escoamento do aço da coluna;							
$I_{y1}$ = tensão de escoamento do aço da viga; f = tensão de ruptura:							
$\beta = b_1/d_0$ :							
$\eta = h_1/d_0;$							
$\gamma$ = relação entre o	$\gamma$ = relação entre o diâmetro da coluna pelo dobro de sua espessura.						
Tabela 1 - Equações de resistência de cálculo para ligação soldada entre viga I e coluna CHS [11].							

As recomendações normativas do CIDECT [12] foram baseadas em estudos feitos por

Kurobane [5], Wardenier [6] e posteriormente por *apud* Makino *et al* [9], que foram adotadas pelo Eurocode 3 (Tabela 2).

Tipo de ligação T	Estado Limite de Projeto					
<b>≜N</b> 1.Rd	Plastificação da face da coluna					
	$N_{1,Rd} = f_{y0}t_0^2 (4 + 20\beta^2)(1+0,25\eta)f(n')$	(7)				
	$M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$	(8)				
	$M_{op,1,Rd} = 0.5b_1 f_{y0} t_o^2 \frac{5}{1 - 0.81\beta} (1 + 0.25\eta) f$	$\left(n^{'}\right)\left(9 ight)$				
Fator redutor do efeito de compressão na coluna						
$f(n') = 1 + 0.3n' - 0.3(n')^2$ para n' $\le 1.0$ quando a coluna estiver comprimida; (10)						
f(n') = 1 para n'> 1,0 quando a coluna estiver tracionada; (11)						
$n' = \frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{y0}}$		(12)				
Fa	aixa de validade					
$\theta_1 = 90^{\circ}$ d	$t_0/t_0 \le 40$ vigas: classe 2					
Onde:						
$N_{1, Rd}$ = força normal resistente de cálculo;						
$M_{ip,1 Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo no plano da ligação;						
$M_{op,1 Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo fora do plano da ligação;						
$\sigma_{p, Ed}$ = tensão axial solicitante na coluna;						
$f_{y0}$ = tensão de escoamento do aço da coluna;						
$\beta = b_1/d_0;$						
$\eta = h_1/d_0;$						
Tabela 2 – Equações de resistência de cálculo de ligação soldada entre viga tipo I e coluna CHS (CIDECT E						

EUROCODE 3).

A plastificação da ligação soldada entre viga I e coluna CHS não é determinada só pela ligação entre as mesas da viga, mas também pela espessura da coluna. Deve-se ressaltar que o efeito da alma não é considerado para a resistência da ligação nas equações apresentadas anteriormente.

Segundo o CIDECT Design Guide Nº 9 [12] apud [9] as recomendações para a rigidez axial da ligação são dadas de forma simplificada pela Equação (13) que considera a ligação T através de uma chapa:

$$K = 1.9Et_c \beta^{1.3} (2\gamma)^{-0.7}$$
(13)

onde

K = rigidez axial da mesa.

E = módulo de elasticidade do aço;

 $t_0 = espessura da coluna tubular circular;$ 

 $\beta$  = relação entre a largura da mesa da viga ligada à coluna e o diâmetro da coluna tubular circular;

 $\gamma$  = relação entre o diâmetro do tubo e o dobro da sua espessura.

Para o comportamento momento-rotação as seguintes equações são aplicadas:

$$M_{ip} = N_p(h_1 - t_{b,f}) = C_{b,ip}\phi = C_{b,ip}\frac{2\delta}{(h_1 - t_{b,f})}$$
(14)

$$C_{b,ip} = 0.5K(h_1 - t_{b,f})^2$$
(15)

onde,

$$\begin{split} M_{ip} &= \text{momento fletor no plano da ligação;} \\ N_p &= \text{carregamento axial de uma chapa;} \\ N &= \text{carregamento axial;} \\ h_1 &= \text{altura da viga;} \\ t_{b,f} &= \text{espessura da mesa da viga;} \\ C_{b,ip} &= \text{rigidez da ligação;} \\ \varphi &= \text{rotação da ligação;} \\ \delta &= \text{deslocamento da viga.} \end{split}$$

Multiplicando-se a rigidez axial K da mesa da viga conectada por  $0.5(h_1-t_{b,f})^2$  tem-se uma aproximação da rigidez dada pela Equação (15), para as ligações capazes de transmitir momento fletor. Entretanto, ressalta-se que a contribuição da alma da viga conectada é desprezada.

#### 4 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico utilizado neste trabalho para caracterização de ligações tubulares soldadas entre colunas CHS e viga de perfil tipo I foi desenvolvido no programa de elementos finitos Ansys [3] utilizando elementos de casca com oito nós, SHELL281, existente na biblioteca de elementos do referido programa. Este elemento possui seis graus de liberdade em cada nó, translação nas direções X, Y e Z e rotações em X, Y e Z. Para a análise numérica foi utilizado o diagrama bi-linear com material não-linear e inelástico considerando-se uma tensão de escoamento para a coluna conforme o ensaio de caracterização do material fornecido pelo fabricante. Na Tabela 3 tem-se os valores das dimensões dos perfis CHS componentes das ligações e as características mecânicas do material considerado.. Este elemento considera esforços de flexão, corte e efeito de membrana. A malha adotada apresentada na Figura. 4 encontra-se mais refinada na região da solda onde concentrações de tensões são esperadas e o mais regular quanto possível com proporções adequadas entre

elementos de forma a evitar problemas numéricos.

A solda foi considerada com elementos de casca como um material linear elástico conforme apresentado na Figura. 4 (b). Esta solução já foi testada anteriormente para outros tipos de ligações tubulares com boa correlação de resultado [13], [14] e [15].



Figura 4 – Modelo numérico avaliado.

Com o objetivo de se obter o comportamento global destas ligações em termos de rigidez, resistência e capacidade de deformação, efetuou-se uma análise não-linear geométrica e de material.

Perfis		Tensão de Escoamento	Tensão de Ruptura	Alongamento	
$d_0$ (mm)	$t_0 (mm)$	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)	(%)	
219,1	8,2	385	582	33	
219,1	9,5	374	571	34	
219,1	15,1	384	598	41	

Tabela 3 - Propriedades mecânicas do aço dos perfis das colunas dos protótipos.

Para os perfis CHS de espessura 12,7 mm, os valores considerados de tensão de escoamento e ruptura foram 374 MPa e 571 Mpa, respectivamente, e para as vigas dos modelos numéricos foram considerados os valores nominais de catálogo do fabricante, Gerdau Açominas, em que a tensão de escoamento é igual a 345 MPa e a tensão de ruptura igual a 485 MPa.

## 6 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica desenvolvida neste trabalho compreendeu a análise de oito modelos diferentes buscando uma maior abrangência de acordo com a gama de perfis tubulares disponíveis comercialmente no Brasil através da Vallourec & Mannesmann e para as vigas foram utilizados os perfis laminados da Gerdau Açominas. Conforme a Tabela 4 a seguir, foram adotados quatro perfis CHS, com diâmetros iguais e diferentes espessuras e foram utilizados dois perfis I para as vigas.



Tabela 4 - Dimensões nominais dos perfis utilizados nas modelagens numéricas.

Considerou-se a altura da coluna CHS igual a 1,5 m e a viga teve o comprimento de 1,0 m. Em termos de carregamento, de forma a gerar um momento fletor atuante na ligação, optou-se pela aplicação de um deslocamento na extremidade livre da viga de forma a evitar problemas de convergência. Relativamente às condições de contorno, ambas as extremidades da coluna foram consideradas engastadas, ou seja, todas as translações e rotações dos nós pertencentes a estas seções, foram restringidas. Não foi considerada a compressão axial da coluna. Para a

solução do sistema de equações no modelo numérico, foi utilizado o método iterativo de *Newton-Raphson*, onde a matriz de rigidez é atualizada em cada iteração, adontando-se também o critério de plastificação de von Mises. A não-linearidade geométrica foi considerada através da formulação de Langrange Atualizado.

A seguir, apresenta-se a avaliação da ligação envolvendo uma coluna CHS e uma viga de seção tipo I considerando-se uma investigação através do conhecimento do comportamento momento-rotação (M- $\phi$ ) e da determinação dos parâmetros que o caracterizam (rigidez, resistência e ductilidade da ligação). Conforme mencionado anteriormente, o estudo foi feito por meio de modelagem numérica, via Método dos Elementos Finitos utilizando o software Ansys [4].

#### 7 RESULTADOS

A exposição dos resultados é feita de modo a se estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos e analíticos obtidos a partir do CIDECT [12], uma vez que, a partir deste, pode-se obter a rigidez e a estimativa do momento resistente da ligação.

Para as ligações capazes de transferir momento fletor, são apresentados os comportamentos através de curvas momento *versus* rotação, M- $\phi$ . A partir deste diagrama são extraídas as grandezas que caracterizam tal comportamento, relativas à resistência, rigidez e ductilidade.

Como visto anteriormente, são consideradas quatro espessuras de perfis CHS para as colunas e dois tipos de perfis para as vigas. Para cada espessura foram combinados dois perfis procurando-se avaliar o comportamento da ligação frente a diferentes relações de rigidez da coluna e da viga. O carregamento foi aplicado de forma incremental até que atingisse o colapso da ligação através da transmissão de esforços da viga para a coluna conectada.

As Figuras 5 e 6 apresentam as curvas M- $\phi$  das ligações utilizando as vigas de perfil W 250 x 28,4 e W 310 x 38,7 respectivamente, considerando a análise numérica dos modelos e obedecendo-se o mesmo carregamento para as seções transversais indicadas na Tabela 4. Nos gráficos tem-se também a representação do momento de plastificação da viga considerada  $(M_{Pl})$ .

Pode-se observar que o colapso das ligações com a coluna de espessura de 8,2 e 9,5 e viga W 250 x 28,4 ocorreu antes da plastificação da viga ocasionando o modo de falha de plastificação da face da coluna. Para as ligações com a viga W 310 x 38,7 e coluna com espessuras de 8,2 e 9,5 mm, o colapso da ligação deu-se pela plastificação da face da coluna e para as espessuras de 12,7 e 15,1 houve o colapso da ligação pela plastificação da viga. Observa-se também que o aumento da inércia da viga ocasiona um decréscimo da rotação da ligação. A influência da espessura da coluna é considerável para a resistência da ligação, uma vez que o aumento da espessura ocasiona o aumento da rigidez da ligação como pode-se observar nas Tabelas 5 e 6 que mostram os parâmetros obtidos nas análises numéricas, os quais informam características inerentes ao comportamento M-  $\phi$  da ligação. Além destes, são confrontados os momentos resistentes calculados pelas equações (2) e (8) e o numérico, assim como a rigidez teórica da ligação calculada pela equação (15) e a rigidez numérica, para cada um dos modelos propostos.



Figura 5 - Gráfico momento versus rotação dos modelos numéricos CHS ligados à viga de perfil W 250 x 28,4.



Figura 6 - Gráfico momento versus rotação dos modelos numéricos CHS ligados à viga de perfil W 310 x 38,7.

Viga W 250 x 28,4							
Coluna	M <sub>ip,Rd</sub> (kNm) (Eq.(2))	N <sub>1,Rd</sub> (kN) (Eq.(7))	M <sub>ip,Rd</sub> (kNm) (Eq.(8))	M <sub>num</sub> (kNm)	C <sub>b,ip</sub> (kNm/rad) (Eq.(15))	S <sub>j,ini</sub> (numérico) (kNm/rad)	$\frac{C_{\text{b,ip}}}{S_{\text{j,ini}}}$
219,1 x 8,2	70,8	215,8	57,0	96,0	2336,0	7613,4	0,3
219,1 x 9,5	89,6	281,3	73,1	102,8	3000,0	7794,2	0,4
219,1 x 12,7	151,1	502,8	130,7	132,6	4914,3	10234,5	0,5
219,1 x 15,1	211,9	729,7	189,7	138,0	6595,7	11828,3	0,6

Tabela 5 - Resultados teóricos e numéricos dos modelos ligados a viga W 250 x 28,4.

Viga W 310 x 38,7							
Coluna	M <sub>ip,Rd</sub> (kNm) (Eq.(2))	N <sub>1,Rd</sub> (kN) (Eq.(7))	M <sub>ip,Rd</sub> (kNm) (Eq.(8))	M <sub>num</sub> (kNm)	C <sub>b,ip</sub> (kNm/rad) (Eq.(15))	S <sub>j,ini</sub> (numérico) (kNm/rad)	$\frac{C_{\text{b,ip}}}{S_{\text{j,ini}}}$
219,1 x 8,2	165,8	397,2	123,1	161,0	6298,8	13756,0	0,5
219,1 x 9,5	209,9	517,9	160,5	178,0	8089,2	15596,3	0,5
219,1 x 12,7	353,9	925,5	286,9	202,0	13250,8	18290,3	0,7
219,1 x 15,1	496,2	1343,3	416,4	204,0	17784,3	20684,7	0,8

Tabela 6 - Resultados teóricos e numéricos dos modelos ligados a viga W 310 x 38,7.

Percebe-se que à medida que se aumenta a inércia da viga, aumenta-se também a resistência e a rigidez inicial da ligação. Esta razão também é refletida nos resultados analíticos.

Para se ter entendimento do comportamento da ligação, é importante que se faça a análise do desenvolvimento das tensões na face da coluna CHS. Assim, pode-se identificar os pontos de plastificação, bem como a evolução desta à medida que o carregamento é aplicado. As Figuras 7 a 10 a seguir mostram o desenvolvimento das tensões de von Mises para as ligações dos modelos com as vigas W 250 x 28,4 e W 310 x 38,7, respectivamente.



Figura 7 - Distribuição das tensões de Von Mises (em MPa) para os modelos ligados a viga W 250 x 28,4 (I).



Figura 8 - Distribuição das tensões de Von Mises (em MPa) para os modelos ligados a viga W 250 x 28,4 (II).

Pode-se observar na Figura 7 que na região comprimida da coluna, devido à força de compressão transmitida pela mesa inferior, houve uma maior plastificação da mesma. Houve também a plastificação na região lateral inferior da coluna, adjacente à mesa comprimida, visto que ocorre um ponto localizado de flexão devido à força de compressão exercida pela mesa. Na região tracionada ocorre uma pequena região de plastificação comparada à parte inferior comprimida. Na Figura 7 são mostradas as tensões de escoamento do material da coluna e na Figura 8, são mostradas a tensão de escoamento do material da viga, já que o colapso da ligação foi devido à plastificação da viga.

Observa-se na Figura 9 a influência da espessura da coluna CHS na distribuição de tensões. Houve também a plastificação na região lateral inferior da coluna, adjacente à mesa comprimida, visto que ocorre um ponto localizado de flexão devido à força de compressão exercida pela mesa. Na região tracionada ocorre uma pequena plastificação comparada à parte inferior. Já na Figura 10, observa-se o colapso da ligação devido à plastificação da viga.



a) Coluna diâmetro 219,1 mm e espessura 8,2 mm.





#### 8. CONCLUSÕES

Em colunas tubulares circulares, à medida que se aumenta a esbeltez da sua seção transversal (relação  $\gamma = d_0/t_0$ , onde  $d_0$  é o diâmetro da coluna e  $t_0$  a espessura da parede) os efeitos locais na face do tubo manifestam-se de forma mais significativa, devido à menor resistência da parede da coluna à flexão oriunda da viga conectada.

Ao se aumentar a altura da seção transversal da viga, é perceptível o aumento da rigidez da ligação e, consequentemente, a diminuição da sua capacidade de rotação.

A rigidez da ligação está associada à esbeltez da seção transversal do tubo circular da coluna, e a capacidade de rotação da viga conectada. Quanto menor a esbeltez do tubo, considerando uma mesma viga, a ligação tende para uma ligação rígida e no caso contrário, semi-rígida. Com relação à rigidez inicial teórica e numérica, verificou-se que os resultados teóricos foram conservativos, com uma menor dispersão para valores maiores de espessura da coluna tubular circular.



c) Coluna diâmetro 219,1 mm e espessura 12,7 mm.



d) Coluna diâmetro 219,1 mm e espessura 15,1 mm.

Figura 10 - Distribuição das tensões de von Mises (em MPa) para os modelos ligados a viga W 310 x 38,7 (II).

# REFERÊNCIAS

[1] Araújo, A. H. M., Requena, J. A. V., Minchillo, D. G. V., Thomaz, S. A. M., 2001. Projeto, fabricação e montagem de estruturas com perfis tubulares. I CICOM, IV. Seminário Internacional do Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil. São Paulo, Brasil.

- [2] Technical Information No. 1: Structural hollow sections (MSH) circular, square, rectangular. Vallourec & Mannesmann (http://www.vmtubes.de/content/vmtubes/ vmtubes000522/S\_MSH1\_p.pdf), 2002.
- [3] Eurocode 3, ENV 1993-1-8, 2005: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [4] Ansys, Inc. theory reference (version 11.0), 2007.
- [5] Eurocode 3, ENV 1993-1-8, 2005: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- [6] Kurobane, Y., 1981: New developments and practices in tubular joint design (+ addendum) International Institute of Welding Commission XV, IIW Doc. XV-488-81.
- [7] Wardenier, J., 1982: Hollow section connections. Delft University Press, Delft Netherlands.
- [8] Makino, Y., 1984: Experimental study on ultimate capacity and deformation for tubular joints. Ph.D. Thesis, Osaka University, Osaka, Japan. (in Japanese).
- [9] Kamba, T and Taclendo, C., 1998: CHS column connections without stiffner. Proc. 8<sup>th</sup> Int. Symposium on Tubular Structures, Singapore, pp. 567-576.
- [10] Aryioshi, M and Makino, Y., 2000: Load-deformation for gusset-plate to CHS tube joints under compression loads. Int. Journal of Offshore and Polar Engineering, Vol. 10, N° 4, pp 292-300.
- [11] Winkel, G. D. de, 1998: The static strength of I-beam to circular hollow section column connections. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- [12] Wardenier, J., Packer, J.A, Zhao, X.-L and Vegte, G. J. van der, 2010: Hollow Sections in Structural Applications. 2<sup>nd</sup> Edition, CIDECT, Geneva, Switzerland. ISBN 978-90-73830-86-9.
- [13] Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J., & Yeomans, N., 2004: Design guide for structural hollow section column connections. CIDECT Series "Construction with hollow steel sections" No. 9, TÜV-Verlag, Köln, Germany, ISBN 3-8249-0802-6.
- [14] M.M.K. Lee, "Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements", Journal of Constructional Steel Research, vol. 51, pp 265-286, 1999.
- [15] Mendanha, F. O., 2006. Análise de ligações de perfis tubulares em aço do tipo K e KT. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Brasil.
- [16] Mayor, I. M. S. 2010. Análise Teórica-Experimental de Ligações Tipo "K" e "KT" Compostas por Perfis Tubulares de Seção Retangular e Circular. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.