



Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

ANÁLISE DE LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE COLUNAS DE SEÇÕES TUBULARES CIRCULARES (CHS) DE PAREDES ESBELTAS E VIGAS DE SEÇÃO I, FORMADAS PELA ASSOCIAÇÃO DE PERFIS FORMADOS A FRIO (PFF)

Ladir Antônio da Silva Júnior¹
Matheus Miranda de Oliveira²
Vinícius Nicchio Alves³
Arlene Maria Cunha Sarmanho⁴

Resumo

Este estudo investiga o comportamento de ligações soldadas tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) de paredes esbeltas e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U formados a frio. A pesquisa foi motivada pela escassez de normativas nacionais e internacionais que abordem ligações com perfis de seções esbeltas, comuns no Brasil devido a condições ambientais menos severas. Modelos numéricos foram desenvolvidos no software ANSYS 18.2 utilizando o método dos elementos finitos, validados por meio de ensaios experimentais disponíveis na literatura. Um estudo paramétrico envolvendo 18 modelos avaliou a influência da esbeltez da seção tubular (2γ), da relação entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna (β), e da relação entre a altura da viga e o diâmetro da coluna (η). As vigas, compostas por perfis U simples formados a frio, foram analisadas quanto ao momento resistente e à rigidez rotacional inicial. Os resultados revelaram que as formulações existentes subestimam significativamente o comportamento dessas ligações. Para capacidade de carga, as equações disponíveis apresentaram desvios de até 150,9%, enquanto as formulações para rigidez rotacional inicial subestimaram os valores em até 81,3%. Os resultados indicam que os métodos atuais não são adequados para prever o comportamento de ligações com colunas de paredes esbeltas. O estudo destaca a necessidade de pesquisas adicionais sobre ligações entre colunas de paredes esbeltas e vigas de seção I, visando o desenvolvimento de diretrizes específicas para este tipo de conexão.

Palavras-chave: Rigidez rotacional Inicial; Elementos finitos; Análise paramétrica; Ligações soldadas.

ANALYSIS OF WELDED CONNECTIONS BETWEEN THIN-WALLED CIRCULAR HOLLOW SECTION (CHS) COLUMNS AND I-SECTION BEAMS FORMED BY COLD-FORMED STEEL (CFS) PROFILES

Abstract

This study investigates the behavior of welded T-joints between thin-walled circular hollow section (CHS) columns and I-section beams composed of cold-formed steel (CFS) U-profiles. The research addresses the absence of national and international standards specific to slender section profiles, which are normally used in Brazil due to milder environmental conditions. Numerical models were developed using the finite element method in ANSYS 18.2 and validated against experimental results from the literature. A parametric study of 18 models investigated the influence of three key parameters: tubular section slenderness (2γ), the ratio of beam flange width to column diameter (β), and the ratio of beam height to column diameter (η). All beams consisted of cold-formed U-profiles, with evaluations focusing on moment capacity and initial rotational stiffness. The results demonstrate significant limitations in existing design formulations. Current equations underestimated connection capacity by up to 150.9% and initial rotational stiffness by up to 81.3%. These substantial discrepancies reveal that conventional methods are inadequate for predicting the behavior of connections with thin-walled CHS columns. These findings highlight the necessity for further investigations into welded T-joints involving thin-walled CHS columns and I-section beams and the development of specific design guidelines for these configurations.

Keywords: Initial Rotational Stiffness; Finite Elements; Parametric Analysis; Welded Connections.

¹ Engenheiro Civil, Doutorando, Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

² Engenheiro Civil, Pós-doutorando, Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

³ Engenheiro de Controle, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

⁴ Engenheira Civil, Doutora, Professora de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção metálica tem se consolidado como uma alternativa eficiente e versátil na construção civil brasileira, especialmente nas últimas décadas. Essa preferência deve-se a vantagens como maior resistência mecânica do aço, rapidez na execução, redução de custos logísticos e flexibilidade arquitetônica [1, 2]. A industrialização dos processos também permite maior controle de qualidade e menor geração de resíduos, aspectos cada vez mais valorizados no setor.

Internacionalmente, o avanço tecnológico e dos métodos de dimensionamento tem viabilizado estruturas metálicas com geometrias arrojadadas, exigindo sistemas estruturais capazes de resistir a esforços como torção e flexão biaxial [3, 4]. Nesse cenário, os perfis tubulares circulares (CHS) destacam-se por suas excelentes propriedades mecânicas.

Com distribuição simétrica de massa, os CHS oferecem elevada resistência à compressão, torção e flexão [5, 6]. Além disso, sua aerodinâmica reduz cargas de vento e permite soluções arquitetônicas atrativas. Podem ainda ser preenchidos com concreto para aumentar a resistência ao fogo ou utilizados para passagem de instalações prediais [7, 8].

Assim, uma abordagem eficaz é o emprego de colunas com perfis tubulares e vigas com perfis abertos de seção I. Essa configuração aproveita as vantagens de ambos os tipos de seções em termos de comportamento mecânico estrutural, considerando a alta capacidade à compressão e flexão dos perfis tubulares e seção I, respectivamente [9]. O desempenho global dessas estruturas, no entanto, depende criticamente das ligações, que influenciam resistência, rigidez e viabilidade econômica [3, 8].

No Brasil, o uso de perfis tubulares cresceu com demandas por estruturas leves e rápidas, como nas obras da Copa de 2014 e das Olimpíadas de 2016. Contudo, as normas técnicas ainda não contemplam adequadamente perfis de paredes esbeltas, comuns no país devido às menores exigências de sobrecarga. Embora existam formulações para ligações entre colunas CHS e vigas laminadas, são escassos os estudos envolvendo vigas compostas por perfis formados a frio (PFF), amplamente utilizadas em galpões e edificações de médio porte. Essa lacuna motivou esta pesquisa, que investiga o comportamento de ligações soldadas tipo T entre colunas CHS de paredes esbeltas (classes 3 e 4) e vigas I compostas por PFF tipo U.

O estudo foi realizado por meio de modelagem numérica no ANSYS 18.2 [10], validada por dados experimentais da literatura, seguida de estudo paramétrico para avaliação de formulações existentes para determinação da capacidade resistente da ligação, como também sua rigidez rotacional inicial.

1.1 Dimensionamento de ligações entre colunas CHS e viga de seção I

As normas e os guias EN 1993-1-8 [11, 12], NBR 16239 [13], CIDECT - Design Guide 1 [14] e ISO 14346 [15] tratam da resistência de ligações soldadas entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I, considerando o modo de falha por plastificação da face da coluna. Essas normas utilizam modelos baseados no comportamento de placas transversais e dados experimentais, com variações nos critérios de resistência (pico ou deformação), fatores de correção e expressões empíricas. Na Tabela 1 são apresentadas as formulações para determinação da capacidade resistente para estas normas, considerando ligações tipo T e tipo X.

Tabela 1 - Formulações para falha de plastificação da face ou da seção da coluna

	EN 1993-1-8 [11] NBR 16239 [13]	ISO 14346 [15] CIDECT-1 [14]	EN 1993-1-8 [12]
$M_{1,Rk}$:	$Q_{ub} k_p f_{y0} t_0^2 h_1$	$Q_{ub} Q_f f_{y0} t_0^2 h_1$	$Q_{ub} Q_f C_f f_{y0} t_0^2 (h_1 - t_1)$
Q_{ub}	$\frac{Q_u}{(1 + 0,25\eta)}$	$\frac{Q_u}{(1 + 0,4\eta)}$	$\frac{Q_u}{(1 + 0,4\eta)}$
$Q_{u,T}$:	$4,0(1+5,0\beta^2)(1+0,25\eta)$	$2,2(1+6,8\beta^2)(1+0,4\eta)\gamma^{0,2}$	$2,3(1 + 3\beta^2)(1 + 0,4\eta)\gamma^{0,35}$

Para garantir a segurança e a funcionalidade das ligações, é essencial respeitar as condições de validade estabelecidas pelas normas de dimensionamento, que consideram relações geométricas e propriedades dos materiais. Este trabalho analisa as condições aplicáveis às ligações entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I. A Tabela 2 resume os limites definidos pelas normas EN 1993-1-8 [11, 12], NBR 16239 [13], CIDECT - Design Guide 1 [14] e ISO 14346 [15], destacando restrições como: seções compactas (classes 1 ou 2), espessura mínima dos perfis, proporções geométricas (β e η), limites para o parâmetro 2γ e tensão de escoamento máxima dos materiais. As normas não contemplam perfis de seções esbeltas (classes 3 ou 4), evidenciando a relevância desta pesquisa para aprofundar o entendimento sobre o comportamento dessas ligações fora dos limites convencionais.

Tabela 2 – Condições de validade para capacidade resistente da ligação.

	EN 1993-1-8 [11] NBR 16239 [13]	ISO 14346 [15] CIDECT-1 [14]	EN 1993-1-8 [12]
Espessuras mínima dos perfis tubulares	2,5 mm	1,5 mm	1,5 mm
$\beta (b_1/d_0)$	$0,4 \leq \beta \leq 1,0$	$0,4 \leq \beta \leq 1,0$	$0,25 \leq \beta \leq 1,0$
$\eta (h_1/d_0)$	$\eta \leq 4$	$1 \leq \eta \leq 4$	$0,6 \leq \eta \leq 2,5$
Coluna	Tração	$2\gamma \leq 50$ (tipo T)	$2\gamma \leq 50$ (tipo T)
	Compressão	$2\gamma \leq 50$ (tipo T)*	$2\gamma \leq 50$ (tipo T)*
Viga	Tração	-	-
	Compressão	-	Classe 1 ou 2
Tensão de escoamento perfis tubulares	$f_y \leq 450$ MPa	$f_{y1} \leq f_{y0}$ $f_y \leq 0,8 f_u$	$f_{y1} \leq f_{y0}$ $f_y \leq 0,8 f_u$

* Colunas CHS classe 1 ou classe 2.

1.2 Determinação da rigidez rotacional inicial

Embora as normas e guias internacionais apresentem formulações para determinação da capacidade resistente de ligações soldadas entre colunas CHS e vigas de seção I em elementos de paredes não

esbeltas, essas diretrizes não fornecem métodos para estimativa da rigidez rotacional inicial da ligação. Essa lacuna tem motivado pesquisas contínuas sobre o tema.

Dentre os estudos relevantes, destacam-se os trabalhos de Kurobane et al. [16] e Di Benedetto et al. [17], que propuseram equações para estimativa da rigidez em ligações soldadas tipo T entre colunas CHS e vigas I, conforme apresentado nas Equações 1 e 2, respectivamente.

$$S_{i,Kurobane} = \frac{1.9 E t_0 (2\gamma)^{-0.7} (\beta)^{1.3} (h_1 - t_f)^2}{2} \quad (1)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do aço, 2γ é a relação diâmetro-espessura da coluna (d_o/t_o), β é a relação entre a largura da viga e o diâmetro da coluna (b_1/d_o), h_1 é a altura da viga e t_f é a espessura da mesa da viga.

$$S_{i,Benedetto} = \frac{E t_0 (h_b - t_{bf})^2}{\frac{4(1+\nu)}{\pi} \beta_v \eta + \frac{\gamma \xi_f}{a}} \quad (2)$$

Onde h_b é a altura da viga, t_{bf} é a espessura da mesa da viga, ν é o coeficiente de Poisson, β_v é um fator de redução que considera o efeito benéfico do cisalhamento na coluna, η representa a razão entre a altura da viga e o diâmetro da coluna (h_b/d_o), ξ_f denota a razão entre a espessura da coluna e a espessura da mesa da viga (t_o/t_{bf}), e a é um coeficiente calibrado com base em resultados numéricos, adotando o valor de 1,33.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de investigar o comportamento estrutural das ligações entre as colunas CHS e as vigas tipo I-PFF, foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais utilizando o software ANSYS 18.2 [10], por meio da linguagem APDL (*Ansys Parametric Design Language*). Os modelos numéricos inicialmente reproduziram ensaios experimentais disponíveis na literatura, especificamente os realizados por Reis [8], que estudou ligações uniplanares do tipo T entre colunas CHS e vigas I com colunas de seções não esbeltas (classes 1 e 2). A partir dessa base, foram analisados os tipos de elementos finitos, as propriedades mecânicas e geométricas, as condições de contorno e a discretização da malha, com o intuito de calibrar e validar o modelo numérico em relação aos resultados experimentais.

A partir do modelo-base validado, foi realizada a parametrização das variáveis e estudar o comportamento das ligações entre colunas CHS e vigas de seção I formadas pela associação de PFF para colunas de paredes esbeltas (classe 3 e 4). Ressalta-se que não foram encontrados na literatura estudos experimentais que abordem especificamente essas condições, evidenciando a relevância da presente análise numérica para aprofundar o entendimento desse tipo de ligação estrutural.

2.2 Modelo de elementos finitos

A análise numérica foi realizada por meio do método dos elementos finitos, utilizando o software comercial ANSYS 18.2 [10], ferramenta amplamente empregada em investigações e análises estruturais. Para tanto, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional, o qual foi validado mediante a comparação de seus resultados com os obtidos em ensaios experimentais conduzidos por Reis [8] sobre

ligações soldadas do tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I. Reis [8] analisou dois protótipos idênticos, cujas características geométricas e propriedades dos materiais utilizados nos modelos experimentais empregados na validação estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades geométricas e de materiais dos ensaios

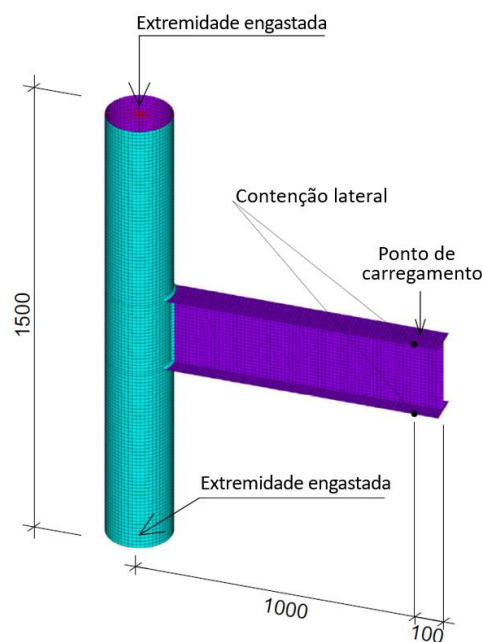
Coluna CHS			Viga de seção I				Solda		Parâmetros não dimensionais			
d_o [mm]	t_o [mm]	f_y [MPa]	h_1 [mm]	b_1 [mm]	t_1 [mm]	t_w [mm]	f_y [MPa]	a [mm]	f_y [MPa]	β (b_1/d_o)	2γ (d_o/t_o)	η (h_1/d_o)
219,1	8,2	385,0	251,0	101,0	5,3	4,8	345,0	7,95	2000	0,46	26,72	1,15

A fim de reproduzir os resultados experimentais reportados por Reis [8], a simulação foi configurada com um comprimento total da coluna de 1500 mm e um comprimento da viga de seção I de 1100 mm. Uma restrição lateral foi aplicada à viga a 1000 mm do eixo da coluna de seção circular (CHS). O ponto de aplicação da carga, correspondente ao deslocamento, foi posicionado a 1000 mm do eixo da coluna. As condições de contorno foram modeladas como apoios fixos nas extremidades da coluna, com todas as conexões rigidamente vinculadas por meio da ferramenta de acoplamento. As características geométricas dos modelos estão representadas na Figura 1.

Figura 1 - Propriedades geométricas dos modelos: (a) análise experimental, Reis [8]; (b) modelo numérico, dimensões em mm.



(a)



(b)

Foi realizada uma análise estrutural não linear estática para considerar tanto a não linearidade geométrica (incluindo grandes deslocamentos e rotações), quanto a não linearidade do material. Para simular o comportamento do material, foi adotado um modelo elasto-plástico com encruamento linear, conforme

a norma EN 1993-1-5 [18]. As principais propriedades dos materiais foram definidas: o módulo de elasticidade (E) foi fixado em 200.000 MPa, o módulo tangente (E_t) foi considerado como $E/100$ [18], e o coeficiente de Poisson foi estabelecido em 0,3. A espessura da solda, determinada com base em dados experimentais, foi assumida como constante, igual a 7,95 mm. Para assegurar que a falha da ligação ocorresse ligação viga/coluna e não na solda, a resistência do material da solda foi artificialmente elevada a 2000 MPa.

A análise utilizou elementos SHELL181 para as colunas e vigas, cada um composto por quatro nós com seis graus de liberdade por nó [10]. A solda na interface entre a coluna e a viga foi modelada com elementos SOLID185, definidos por oito nós com três graus de liberdade translacional (nas direções x , y e z) [10]. Foi aplicada uma malha uniforme com tamanho de 10 mm, e a carga foi simulada por deslocamentos impostos a uma taxa constante de 0,33 mm por *substep*. A resolução das equações não lineares foi realizada por meio do método iterativo de Newton-Raphson. A análise seguiu o critério de limite de deformação proposto por Lu et al. [19], sendo finalizada quando a deformação da face da coluna ultrapassou 3% do diâmetro da coluna (d_0), caracterizando o estado limite último.

2.3 Validação

O momento resistente da ligação foi avaliado segundo o critério proposto por Lu et al. [19]. Para os modelos em que a resistência máxima na curva momento-rotação ocorre antes de uma deformação de $3\% \cdot d_0$, o momento resistente é definido como o momento de pico. Por outro lado, para os modelos em que a resistência máxima ocorre após a deformação de $3\% \cdot d_0$, o momento resistente é definido como o menor valor entre o momento correspondente a uma deformação de $3\% \cdot d_0$ e 1,5 vezes o momento associado a uma deformação de $1\% \cdot d_0$.

A rigidez rotacional inicial pode ser determinada utilizando o método da secante aplicado ao trecho linear da curva momento-rotação [16, 17, 20]. Enquanto Serrano-López et al. [21] propõem o cálculo da rigidez secante para uma rotação correspondente a até $1/3$ de $1\% \cdot d_0$, Barros et al. [22] e Oliveira [23] recomendam a adoção de um valor de referência de $1/5$ de $1\% \cdot d_0$. Nesta pesquisa, foi adotado o valor de referência de $1/5$ de $1\% \cdot d_0$. Para esse fim, foram excluídas as rotações elásticas da viga e da coluna, conforme a Equação (1):

$$\varphi_p = \varphi_t - \frac{FL_b^2}{3EI_b} - \frac{ML_c}{16EI_c} \quad (3)$$

onde: φ_p representa a rotação plástica da ligação; φ_t é a rotação total, calculada como a razão entre o deslocamento vertical na extremidade da viga (atuador) e o comprimento da viga entre o eixo da coluna e o atuador; F é a força aplicada pelo atuador na extremidade da viga; L_b é o comprimento da viga entre o eixo da coluna e o atuador; E é o módulo de elasticidade do aço; I_b e I_c são os momentos de inércia da viga I e da coluna CHS, respectivamente; M representa o momento fletor gerado pela força do atuador em relação ao eixo da coluna; L_c é o comprimento total da coluna.

Na Figura 2 e

Tabela 4, é apresentada uma comparação (validação) dos modelos numéricos com os ensaios experimentais.

Figura 2 – Resultados experimentais versus resultados do modelo numérico.

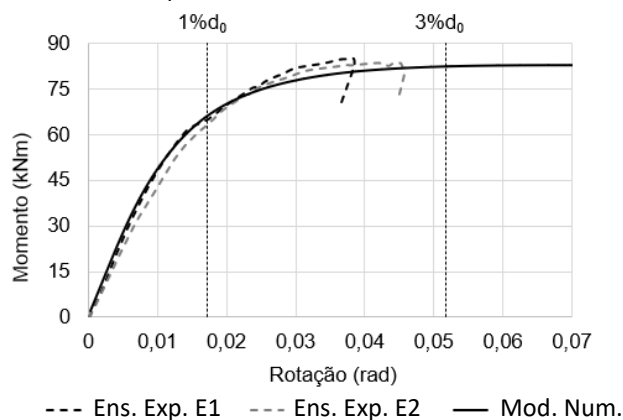


Tabela 4 – Resultados experimentais versus resultados do modelo numérico.

Protótipo	Momento de serviço			Momento último			Rigidez rotacional inicial (φ_t)		
	Ensaio Exp. [kN.m]	Ensaio Num. [kN.m]	Erro [%]	Ensaio Exp. [kN.m]	Ensaio Num. [kN.m]	Erro [%]	Ensaio Exp. [kN.m/rad]	Ensaio Num. [kN.m/rad]	Erro (%)
E1	65,06	66,53	2,26	84,97	82,56	2,84	5105,08	5274,54	3,32
E2	63,99	66,53	3,97	83,62	82,56	1,27	4798,93	5274,54	9,91

A partir da Figura 2 e da Tabela 4, nota-se que o modelo numérico representou o comportamento dos ensaios experimentais de Reis [8]. Com uma rotação de referência de 1% do diâmetro da coluna (d_0), observou-se uma diferença máxima de 3,97% entre o momento solicitante do modelo numérico e o ensaio experimental. Quanto ao momento máximo resistente, a diferença foi de 2,84% para o ensaio E1 e de 1,27% para o ensaio E2. Em ambos os experimentos, considerou-se como referência o momento máximo de pico, já que os ensaios foram interrompidos antes de atingir a rotação de referência de 3% do diâmetro da coluna (d_0). Em relação a rigidez rotacional inicial, o erro máximo foi de 9,91% para o ensaio E2 e de 3,32% para o ensaio E1.

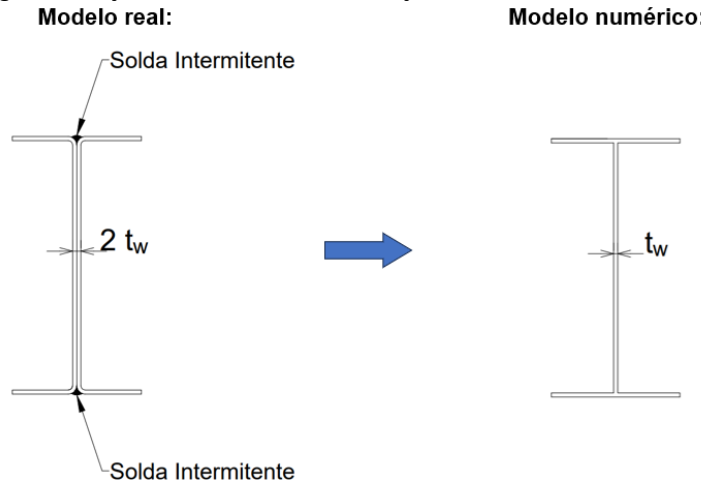
Ao avaliar os resultados experimentais com base no critério proposto por Lu et al. [19], conclui-se que o Estado Limite Último governa a capacidade resistente da ligação. Os resultados demonstram que o modelo numérico proposto representa com precisão o comportamento observado nos ensaios experimentais.

2.4 Análise paramétrica

A partir do modelo numérico validado pelo ensaio experimental de Reis [8], um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo de avaliar o comportamento da ligação viga-coluna considerando a utilização de colunas CHS de paredes esbeltas (classe 3 e classe 4) e vigas de seção transversal I formadas por PFF por meio da união de perfis tipo U simples. Este estudo paramétrico levou em consideração variações da esbeltez da seção transversal tubular (2γ), da relação entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna (β) e da relação entre a altura da viga e o diâmetro da coluna (η).

As vigas metálicas de seção transversal tipo I, formadas por PFF pela união de perfis tipo U simples, são produzidas por soldas longitudinais intermitentes localizadas apenas nas bordas externas das almas das vigas (Figura 3). De acordo com a NBR 14762 [24], esse tipo de solda não é capaz de solidarizar as duas almas em um único elemento, sendo este perfil dimensionado considerando o comportamento isolado de cada alma. Portanto, no modelo numérico foi considerada somente uma espessura de alma (Figura 3).

Figura 3 – Seção transversal real versus seção transversal do modelo numérico



Foram investigadas colunas CHS com diâmetros externos (d_o) de 200 mm. Analisaram-se duas espessuras de coluna (t_o), 3,00 mm e 3,75 mm, podendo classificar as seções analisadas como esbeltas (classe 3 ou 4), e com o parâmetro geométrico 2γ fora do limite estabelecido pela norma EN 1993-1-8 [12]. As alturas das vigas (h_1) variaram de 200 mm a 400 mm, em incrementos de 100 mm, resultando em três alturas distintas. As larguras das mesas (b_1) variaram de 100 mm a 170 mm, com incrementos de 35 mm, totalizando três diferentes larguras. Para todas as vigas, foi considerada uma espessura constante de 4,75 mm, classificando a mesa e a alma como elementos não esbeltas (classe 1 ou 2).

Ao todo, foram desenvolvidos 18 modelos numéricos, abrangendo valores de β entre 0,50 e 0,85; η entre 1,0 e 2,0; e 2γ entre 53,33 e 66,67. Para as colunas, foi adotado um aço Classe C, conforme a NBR 8261 [25], com uma tensão de escoamento (f_y) de 317 MPa. Para as vigas, foi utilizado um aço do tipo CIV 300, com uma tensão de escoamento de 300 MPa. As soldas foram atribuídas com espessura constante igual a 1,5 vezes a espessura da coluna (t_o), em conformidade com a NBR 16239 [13]. As demais propriedades geométricas e dos materiais foram mantidas conforme o modelo validado com base em Reis [8].

Na Tabela 5 é apresentado um resumo das características geométricas dos 18 modelos numéricos. Foi adotada a nomenclatura $d_o_t_o_b_1_h_1$, em que d_o representa o diâmetro da coluna, t_o é a espessura da coluna, b_1 é a largura da mesa da viga e h_1 a altura da viga.

Tabela 5 – Propriedades geométricas dos modelos numéricos

Nomenclatura	Coluna (CHS)			Viga de seção I ^a			Parâmetros adimensionais		
	d ₀ [mm]	t ₀ [mm]	h ₁ [mm]	b ₁ [mm]	t ₁ [mm]	t _w ^b [mm]	β (b ₁ /d ₀)	2g (d ₀ /t ₀)	η (h ₁ /d ₀)
200_3,75_100_200			200						1,0
200_3,75_100_300	200,0	3,75	300	100	4,75	4,75	0,50	53,33	1,5
200_3,75_100_400			400						2,0
200_3,75_135_200			200						1,0
200_3,75_135_300	200,0	3,75	300	135	4,75	4,75	0,68	53,33	1,5
200_3,75_135_400			400						2,0
200_3,75_170_200			200						1,0
200_3,75_170_300	200,0	3,75	300	170	4,75	4,75	0,85	53,33	1,5
200_3,75_170_400			400						2,0
200_3,00_100_200			200						1,0
200_3,00_100_300	200,0	3,00	300	100	4,75	4,75	0,50	66,67	1,5
200_3,00_100_400			400						2,0
200_3,00_135_200			200						1,0
200_3,00_135_300	200,0	3,00	300	135	4,75	4,75	0,68	66,67	1,5
200_3,00_135_400			400						2,0
200_3,00_170_200			200						1,0
200_3,00_170_300	200,0	3,00	300	170	4,75	4,75	0,85	66,67	1,5
200_3,00_170_400			400						2,0

^a Perfil I composto pela associação de dois perfis do tipo U

^b Para todos os perfis I foi considerada a alma formada por apenas uma das duas chapas associadas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos momentos fletores resistentes, obtidos a partir dos modelos numéricos desenvolvidos no estudo paramétrico foram comparados com as formulações teóricas previstas pelas normas NBR 16239 [13], ISO 14346 [15] e EN 1993-1-8 [12]. Essa comparação teve como objetivo avaliar a aderência entre os valores numéricos simulados e as previsões analíticas das referidas normativas quanto à resistência das ligações estudadas. A título de comparação, para todas as normas foram considerados valores de cálculo.

Além disso, os valores de rigidez rotacional inicial obtidos nos modelos numéricos também foram confrontados com as expressões propostas por Kurobane et al. [16] e Di Benedetto et al. [17], visando validar o comportamento da rigidez da ligação frente a diferentes metodologias analíticas disponíveis na literatura. Nas Tabelas 6 e 7 são apresentados estes resultados, respectivamente.

Tabela 6 - Resumo dos resultados do estudo paramétrico – Momentos fletores (kN.m)

Protótipo (d ₀ _to_b ₁ _h ₁)	Numérico			NBR 16239		ISO 14346		EN 1993-1-8	
	M _{1%do}	M _{3%do}	M _{r,num}	M _{1rd}	$\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$	M _{1rd}	$\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$	M _{1rd}	$\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$
200_3,75_100_200	16,16	15,68	16,22*	8,02	0,49	10,21	0,63	11,06	0,68
200_3,75_100_300	22,15	23,1	23,47*	12,04	0,51	15,32	0,65	16,72	0,71
200_3,75_100_400	27,41	31,14	31,57*	16,05	0,51	20,42	0,65	22,38	0,71
200_3,75_135_200	23,98	24,16	24,38*	11,69	0,48	15,68	0,64	15,08	0,62
200_3,75_135_300	32,48	34,79	35,06*	17,54	0,50	23,51	0,67	22,80	0,65
200_3,75_135_400	39,95	45,36	45,72*	23,38	0,51	31,35	0,69	30,53	0,67
200_3,75_170_200	35,23	37,34	37,34	16,45	0,44	22,37	0,60	20,01	0,54
200_3,75_170_300	48,25	53,69	53,80*	24,67	0,46	33,55	0,62	30,26	0,56
200_3,75_170_400	59,02	68,51	68,82*	32,9	0,48	44,73	0,65	40,51	0,59
200_3,00_100_200	10,98	10,9	11,25*	5,14	0,46	6,83	0,61	7,65	0,68
200_3,00_100_300	15,17	15,78	16,22*	7,7	0,47	10,25	0,63	11,57	0,71
200_3,00_100_400	18,92	21,08	21,63*	10,27	0,47	13,67	0,63	15,49	0,72
200_3,00_135_200	16,67	17,07	17,39*	7,48	0,43	10,37	0,60	10,35	0,60
200_3,00_135_300	22,7	24,32	24,73*	11,22	0,45	15,56	0,63	15,65	0,63
200_3,00_135_400	28,18	31,52	32,03*	14,96	0,47	20,75	0,65	20,95	0,65
200_3,00_170_200	25,46	26,89	27,00*	10,53	0,39	14,97	0,55	13,85	0,51
200_3,00_170_300	34,88	38,39	38,69*	15,79	0,41	22,45	0,58	20,94	0,54
200_3,00_170_400	43,03	48,72	49,23*	21,06	0,43	29,93	0,61	28,03	0,57
Média					0,471		0,631		0,642
Coefficiente de Variação (CoV - %)					7,314		4,962		10,184

* Momento resistente último determinado pelo momento de pico.

A partir da Tabela 6, observa-se que os momentos resistentes obtidos pelos modelos numéricos foram superiores aos valores calculados com base nas formulações de dimensionamento propostas pelos guias de projeto e normas analisadas. A menor diferença foi registrada para o modelo 200_3,00_100_400, cujo momento resistente no modelo numérico foi de 21,63 kNm, enquanto o valor calculado pela norma EN 1993-1-8 [12] foi de 15,49 kNm, uma diferença de 39,7%. Por outro lado, a maior discrepância ocorreu no modelo 200_3,00_170_200, em que o valor numérico foi de 27,00 kNm, comparado a 10,53 kNm segundo a NBR 16239 [13], representando uma diferença de 156,4%.

Observa-se, em todos os casos analisados, uma tendência em que menores valores do parâmetro η (isto é, menores valores de h_1) estão associados a maiores discrepâncias entre os resultados numéricos e os previstos pelas formulações. Além disso, à medida que o parâmetro 2γ aumentou (indicando menores espessuras), a dispersão entre os resultados também se intensificou.

Ao analisar a relação entre os resultados de momento fletor resistente obtidos pelo modelo numérico e os obtidos pelas formulações prescritas pela NBR 16239 [13], percebe-se que os valores numéricos foram, em média, 112,4% superiores, com um coeficiente de variação de 7,31%, para os modelos com vigas compostas por perfis do tipo U simples (I-PFF). Além disso, observou-se que, à medida que o parâmetro β aumentou, a diferença entre os resultados também aumentava. No entanto, para o parâmetro η , esse efeito foi inverso, diminuindo a diferença.

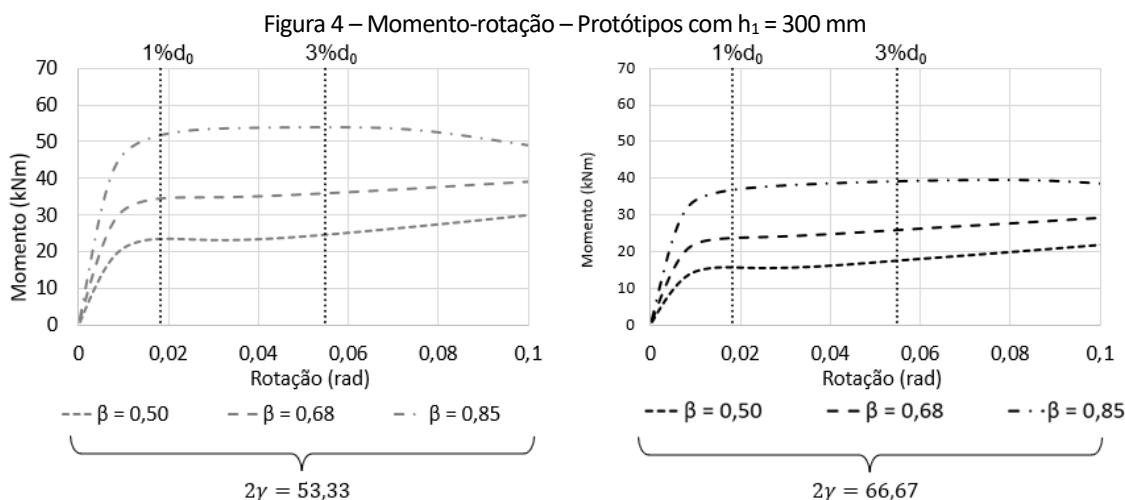
Em relação à ISO 14346 [15], a comparação entre os momentos fletores obtidos pelo ensaio numérico e pela formulação da norma mostrou que, em média, os valores do ensaio numérico foram 59,9%

superiores, com um coeficiente de variação de 4,96%. A variação dos parâmetros adimensionais mostrou a mesma tendência observada para a NBR 16239 [13].

Quando se analisam os resultados numéricos em comparação com os obtidos pela formulação proposta pelo EN 1993-1-8 [12], observa-se a mesma tendência de comportamento com a variação dos parâmetros adimensionais (2γ , β e η). Os valores do ensaio numérico foram 60,5% superiores, com um coeficiente de variação de 10,18%.

Desta forma, pode-se concluir que a formulação proposta pela ISO 14346 [15] foi a que apresentou resultados mais próximos aos dos ensaios numéricos realizados, embora ainda houvesse uma diferença mínima de 45,8% em relação aos resultados numéricos. No entanto, nenhuma das equações disponíveis na literatura foi capaz de estimar de forma realista o momento resistente da ligação entre colunas CHS de parede esbelta e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U simples. Esse resultado era esperado, considerando que o intervalo de validação dessas formulações se aplica a colunas CHS de paredes não esbeltas.

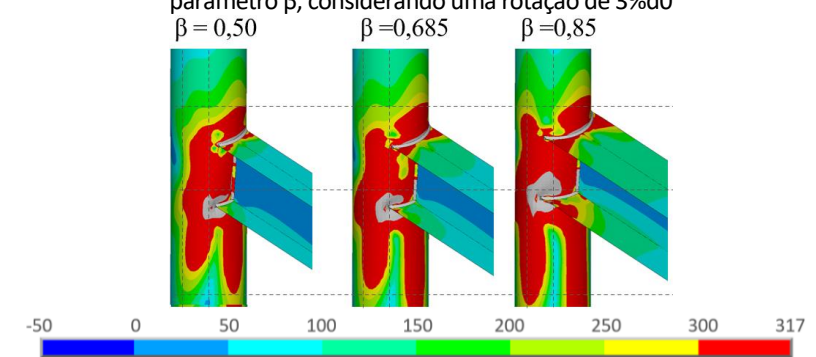
Com relação ao critério de falha, pode-se observar que, para a maioria dos modelos numéricos, excluindo o protótipo 200_3,75_170_200, o momento resistente foi determinado pelo momento de pico. Ou seja, a ligação atinge um valor máximo de resistência e posteriormente sua capacidade resistente decai. Para uma análise mais criteriosa deste comportamento, na Figura 4 são apresentados os gráficos de momento-rotação para todos os protótipos com a altura da viga (h_1) igual a 300 mm.



Conforme ilustrado na Figura 4, observa-se que, em todos os modelos com β igual a 0,50 e 0,68, houve um aumento na rigidez da ligação após o início da fase plástica. No entanto, para os modelos com β de 0,85, esse incremento de rigidez é menos pronunciado ou inexistente. Esse fenômeno pode ser explicado pelo efeito membrana, que se manifesta após a formação das rótulas plásticas na zona de escoamento, sendo mais predominante em ligações com valores menores de β , onde a concentração das tensões solicitantes se localiza na face frontal da ligação. Os estudos de Kato e Nishiyama [26] e Kim e Lee [27] corroboram esses achados, demonstrando que o ganho de rigidez devido ao efeito membrana é mais evidente em relações de β menores. Além disso, de acordo com Bittencourt et al. [28], em ligações com perfis tubulares de parede fina, a rigidez rotacional inicial da ligação não se esgota com o início do escoamento, podendo alcançar valores elevados devido aos efeitos de membrana.

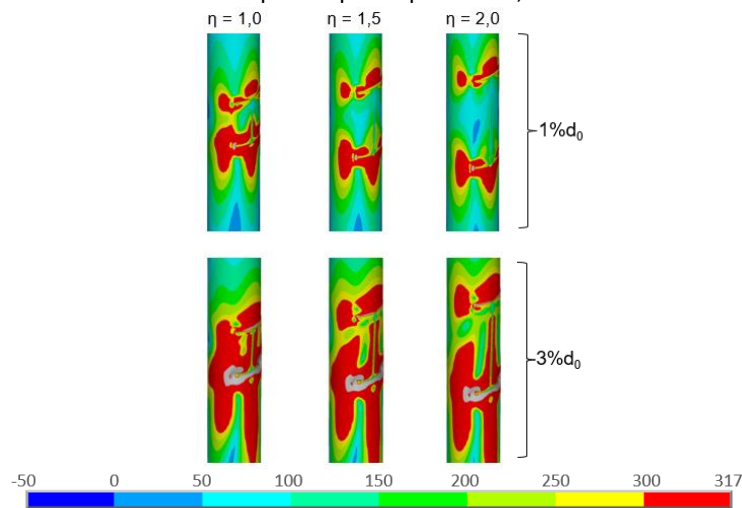
A análise da Tabela 6 e a Figura 4 indica que a capacidade resistente da ligação viga/coluna aumenta com a elevação do parâmetro β . Esse comportamento é atribuído à maior distribuição das tensões solicitantes ao longo da face da coluna, resultando em uma elevação da capacidade de carga da ligação. A Figura 5 complementa essa observação ao ilustrar a influência de diferentes valores de β na distribuição das tensões. Essa tendência está em conformidade com o comportamento previsto pelas equações de dimensionamento estabelecidas nas normas técnicas e guias de projeto analisados.

Figura 5 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos com $d_0=200$ mm, $t_0=3,75$ mm, $h_1=200$ mm e variação do parâmetro β , considerando uma rotação de $3\%d_0$



Na Figura 6, são apresentadas as tensões de Von Mises para todos os protótipos com diâmetro da coluna (d_0) igual a 200,0 mm, espessura da coluna (t_0) igual a 3,75 mm e largura da mesa (b_1) igual a 135 mm, considerando uma rotação de $1\%d_0$ e $3\%d_0$.

Figura 6 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos MOD2, considerando uma rotação de $1\% d_0$ e $3\%d_0$



Ao se analisar a influência do parâmetro η , observa-se que, para valores reduzidos ($\eta = 1,0$), há tendência de sobreposição das tensões geradas pela mesa comprimida com aquelas oriundas da mesa tracionada na face da coluna. Esse comportamento justifica os limites mínimos de η estabelecidos por normas e guias

de projeto. Por outro lado, para valores elevados de η , o aumento desse parâmetro não resultou em ampliação significativa da área solicitada na face da coluna.

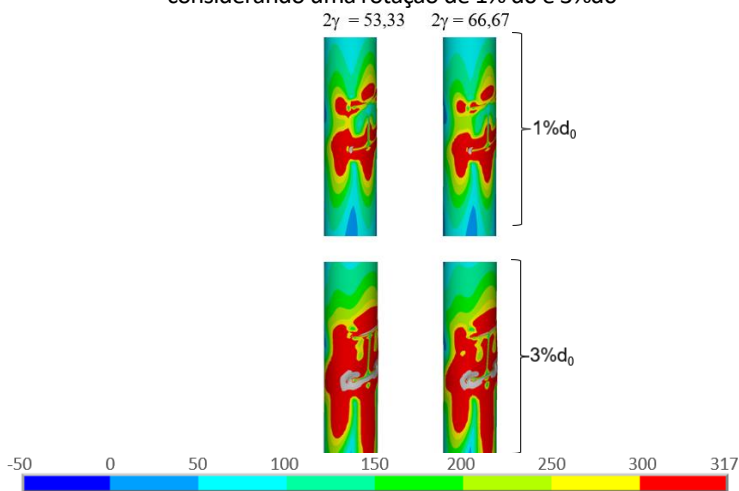
Dessa forma, conclui-se que o aumento da capacidade resistente da ligação, verificado na Tabela 6 com o incremento de η , está diretamente associado ao aumento do braço de alavanca entre as mesas da viga (h_1), e não à ampliação da área efetiva de transferência de esforços. Essa interpretação é coerente com as equações de dimensionamento do momento resistente propostas por normas e guias internacionais, como a ISO 14346 [15], a NBR 16239 [13], o EN 1993-1-8 [12] e o CIDECT Design Guide nº 1 [14], nas quais o momento resistente depende do braço de alavanca (h_1), sem dependência direta do valor de η .

Ainda com base na Figura 6, observa-se que, para maiores valores de η , a distribuição de tensões permanece concentrada na região de contato entre a mesa da viga e a face da coluna — local de transmissão dos maiores momentos fletores. Isso indica que a alma da viga tem influência limitada na capacidade resistente da ligação.

Em relação ao parâmetro 2γ , seu aumento resultou em uma redução do momento resistente da ligação. Esse resultado era esperado, dado que as espessuras das vigas utilizadas nos modelos numéricos eram maiores que as espessuras das colunas CHS. Portanto, era previsto que a falha da ligação ocorreria na coluna, como confirmado pelos resultados obtidos. Assim, à medida que o parâmetro 2γ aumentou, a esbeltez da seção da coluna aumentou correspondentemente. Além disso, considerando que o diâmetro da coluna (d_0) foi constante de 200 mm, o aumento do parâmetro 2γ significa na diminuição da espessura da coluna. Ou seja, diminuição do material resistente, levando a uma resistência diminuída. Essa observação é respaldada pela análise das equações de dimensionamento das normas e guias de projeto estudadas, onde a espessura da coluna (t_0) influencia diretamente na capacidade resistente da ligação viga/coluna.

A Figura 7 mostra as tensões de von Mises para protótipos com uma largura de mesa de 135 mm e uma altura de viga de 300 mm, com a variação do parâmetro 2γ , considerando uma deformação de referência de $1\%d_0$ e $3\%d_0$. À medida que 2γ aumenta, a distribuição de tensões diminui. Esse fato pode ser explicado por uma possível tendência à plastificação localizada, com amassamento localizado e redução da capacidade resistente da ligação.

Figura 7 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos com $b_1 = 200$ mm, $h_1 = 300$ mm e variação do parâmetro 2γ , considerando uma rotação de $1\% d_0$ e $3\% d_0$



Analisando os gráficos da Figura 4, observa-se que o ganho de capacidade resistente após a deformação de referência de $1\%d_0$ é mínimo. Considerando também as tensões de von Mises correspondentes a essa deformação, apresentadas nas Figuras 6 e 7, conclui-se que há escoamento localizado na região de contato entre as mesas da viga e a face da coluna. Dessa forma, infere-se que ocorre uma falha localizada, caracterizada por escoamento e amassamento da coluna. Esse comportamento é compatível com as propriedades dos perfis de seção esbelta (classes 3 e 4), nos quais a falha localizada tende a ocorrer antes do escoamento global da seção. Assim justificando a discrepância entre os resultados obtidos pelos modelos numéricos em relação às formulações normativas estudadas, uma vez que elas foram elaboradas para elementos de seções não esbeltas (classe 1 e 2).

Por fim, conduziu-se uma análise relacionada à rigidez rotacional inicial dos modelos numéricos. Dado que as normas e guias de projetos estudados não sugerem formulações para estimar a rigidez da ligação, os valores obtidos através dos modelos numéricos foram comparados com as equações propostas por Kurobane *et. Al.* [16] e Di Benedetto *et al.* [17]. A determinação da rigidez rotacional inicial dos modelos numéricos foi realizada utilizando o método da secante, conforme proposto no EM 1993-1-8 [12]. Na Tabela 7 é apresentado um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 7 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico – Rigidez rotacional inicial.

Protótipo (d_0 _to_ b_1 _h $_1$)	$k_{num.}$ (kN.m/rad)	$k_{Benedetto}$ (kN.m/rad)	$K_{Kurobane}$ (kN.m/rad)	$K_{Ben.}/k_{num.}$	$K_{Kur.}/k_{num.}$
200_3,75_100_200	1485,24	1658,96	681,91	1,12	0,46
200_3,75_100_300	2481,74	3675,31	1559,29	1,48	0,63
200_3,75_100_400	3702,93	6426,3	2794,41	1,74	0,75
200_3,75_135_200	2233,99	1658,96	1017,02	0,74	0,46
200_3,75_135_300	3653,82	3675,31	2325,56	1,01	0,64
200_3,75_135_400	5380,82	6426,3	4167,65	1,19	0,77
200_3,75_170_200	3302,55	1659,48	1359,29	0,50	0,41
200_3,75_170_300	5355,49	3676,34	3108,21	0,69	0,58
200_3,75_170_400	7827,79	6427,9	5570,24	0,82	0,71
200_3,00_100_200	1050,9	1327,58	466,64	1,26	0,44
200_3,00_100_300	1747,9	2941,07	1067,04	1,68	0,61
200_3,00_100_400	2608,08	5142,32	1912,24	1,97	0,73
200_3,00_135_200	1637,35	1327,58	689,31	0,81	0,42
200_3,00_135_300	2662,9	2941,07	1576,21	1,10	0,59
200_3,00_135_400	3909,86	5142,32	2824,73	1,32	0,72
200_3,00_170_200	2539,45	1327,58	930,18	0,52	0,37
200_3,00_170_300	4071,83	2941,07	2126,98	0,72	0,52
200_3,00_170_400	5909,94	5142,32	3811,77	0,87	0,64
Média				1,06	0,60
Coefficiente de Variação (CoV - %)				39,22	21,18

Como era de se esperar, a rigidez rotacional inicial da ligação viga-coluna nos modelos numéricos estudados seguiu o comportamento da capacidade resistente. Observou-se que o aumento do

parâmetro β resultou em um aumento da rigidez. Por outro lado, o aumento do parâmetro 2γ levou a uma diminuição na rigidez dos modelos analisados.

Ao comparar os resultados de rigidez rotacional inicial calculados pela equação proposta por Di Benedetto *et al.* [17] com os valores obtidos nos modelos numéricos, observa-se que a razão entre a rigidez rotacional determinada pela referida equação e a rigidez rotacional numérica apresentou valor médio de 1,06, com um coeficiente de variação de 39,22%. Isso indica que, embora os valores médios sejam próximos, houve uma grande dispersão nos resultados.

A análise dos parâmetros revelou que a variação nos resultados está diretamente relacionada às características geométricas avaliadas. O aumento do parâmetro η (associado a maiores valores de h_1) resultou em uma tendência de aumento na razão entre a rigidez rotacional calculada pela equação e a obtida numericamente. Em contrapartida, o parâmetro β apresentou comportamento oposto: seu aumento (maiores valores de b_1) levou a uma redução sistemática dessa razão. Com relação ao parâmetro 2γ , observou-se que valores maiores (correspondentes a menores espessuras) também resultaram em uma tendência de aumento dessa razão.

Conclui-se, portanto, que a equação proposta por Di Benedetto *et al.* [17] não reproduz com fidelidade a rigidez rotacional inicial dos modelos investigados. Essa discrepância pode ser atribuída, em parte, à ausência de consideração explícita do parâmetro β na formulação original, como evidenciado tanto pela análise dos resultados (Tabela 7) quanto pela estrutura da equação apresentadas pelos autores (Equação 2).

Analisando mais detalhadamente as equações propostas por Di Benedetto *et al.* [17], percebe-se que os modelos numéricos analisados por eles, para a proposição da equação de rigidez, tiveram uma variação do parâmetro β de 0,48 a 0,73. Nos modelos com β de 0,73, a relação entre a rigidez calculada pela equação proposta e a rigidez do modelo numérico foi de 0,67. Já para o parâmetro β de 0,48, essa relação foi de 1,21. Para valores intermediários de β , essa relação situou-se entre esses dois extremos. Ou seja, a variável “a”, que foi utilizada com um valor constante de 1,33, deveria variar em função de β ou da largura da mesa da viga. Assim, verifica-se que o parâmetro β influencia no comportamento da rigidez rotacional inicial da ligação viga/coluna e que sua não consideração afeta a precisão dos resultados.

Outro ponto a considerar é que as equações propostas por Di Benedetto *et al.* [17] foram desenvolvidas levando em conta resultados de colunas CHS e vigas laminadas de seção I, com seções não esbeltas (classe 1 e 2). Assim, o fato de os protótipos numéricos serem modelados com características de elementos de parede fina (classe 3 e 4) pode influenciar os resultados. Uma vez que, elementos de parede fina tendem a sofrer instabilidade localizada antes da plastificação total do material, o que pode afetar a rigidez rotacional inicial da ligação.

Ainda de acordo com a Tabela 7, a equação proposta por Kurobane *et al.* [16] não representou adequadamente os valores de rigidez rotacional inicial obtidos na análise numérica. Verificou-se uma diferença média de 39,88% entre a razão dos resultados estimados pela equação e os numéricos, com um coeficiente de variação de 21,18%. Quanto aos parâmetros geométricos, observou-se que o aumento do parâmetro η (associado a maiores valores de h_1) resultou em uma tendência de aumento na razão entre a rigidez calculada teoricamente e a numérica. Em contrapartida, o parâmetro β apresentou comportamento inverso: seu aumento (maiores valores de b_1) levou a uma tendência de redução dessa razão. No caso do parâmetro 2γ , valores maiores (relacionados a menores espessuras) também resultaram uma redução sistemática da razão entre os resultados.

Estes resultados permitem concluir que a equação desenvolvida por Kurobane *et al.* [16] não conseguiu representar de maneira satisfatória o comportamento real da ligação nos modelos analisados. As expressivas diferenças observadas, particularmente sensíveis às variações dos parâmetros geométricos, sugerem limitações fundamentais na capacidade preditiva da formulação teórica para as configurações geométricas estudadas.

A partir da análise dos resultados obtidos neste estudo paramétrico, observa-se a necessidade de adequar as formulações propostas na literatura para determinar a capacidade resistente e estimar a rigidez rotacional inicial das ligações viga-coluna, considerando elementos com paredes esbeltas. Além disso, recomenda-se a realização de ensaios experimentais com esse tipo de ligação, uma vez que os estudos disponíveis na literatura não abrangem o uso de colunas tubulares circulares (CHS) de parede esbelta nem vigas formadas por perfis U formados a frio (PFF).

4 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo principal investigar o comportamento estrutural de ligações soldadas tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) com paredes esbeltas (classes 3 e 4) e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U formados a frio (PFF). Com base na escassez de normativas específicas para esse tipo de ligação, especialmente quando envolve perfis de seções esbeltas, foi desenvolvida uma análise numérica utilizando o método dos elementos finitos com validação experimental prévia. A partir do modelo numérico validado, foi conduzido um estudo paramétrico com 18 configurações diferentes, variando os parâmetros geométricos de esbeltez da seção da coluna (2γ), razão entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna (β), e razão entre altura da viga e diâmetro da coluna (η).

Os resultados revelaram que as formulações existentes em normas internacionais, como: NBR 16239 [13], ISO 14346 [15], EN 1993-1-8 [12] e CIDECT Design Guide 1 [14], subestimam significativamente a capacidade resistente dessas ligações, com desvios médios superiores a 59% e, em alguns casos, chegando a 156,4%. Isso demonstra que as equações atualmente disponíveis não são adequadas para prever com precisão o comportamento estrutural de ligações envolvendo colunas CHS de paredes esbeltas conectadas a vigas formadas por PFF.

Quanto à rigidez rotacional inicial, os resultados também evidenciaram discrepâncias substanciais entre os valores obtidos numericamente e aqueles estimados pelas formulações propostas por Kurobane *et al.* [16] e Di Benedetto *et al.* [17], com médias de erro de 81,2% e 6%, respectivamente, mas com coeficientes de variação elevados, indicando baixa consistência nas previsões. Essas diferenças podem estar associadas à ausência de consideração do parâmetro β nas equações e ao uso de modelos baseados em perfis de seções não esbeltas (classes 1 e 2), enquanto os modelos analisados neste trabalho tratavam de perfis de seções esbeltas (classes 3 e 4), mais suscetíveis à instabilidade localizada.

Além disso, observou-se que o aumento do parâmetro β favorece tanto a capacidade resistente quanto a rigidez rotacional da ligação, devido à melhor distribuição das tensões na face da coluna. Por outro lado, o aumento da esbeltez da coluna (2γ) resultou em redução na capacidade resistente e na rigidez da conexão, evidenciando a influência negativa da redução de espessura nos perfis de paredes esbeltas. O parâmetro η mostrou-se indiretamente relacionado à capacidade resistente, sendo seu efeito atribuído

principalmente ao aumento do braço de alavanca entre as mesas da viga, sem reflexo significativo na área efetiva de transferência de esforços.

Portanto, este estudo reforça a necessidade urgente de pesquisas adicionais para o desenvolvimento de diretrizes de projeto específicas para ligações entre colunas tubulares de paredes esbeltas (CHS) e vigas de seção I formadas por PFF. Considerando os desvios encontrados entre os resultados numéricos e as previsões das normas atuais, recomenda-se a elaboração de novas expressões de dimensionamento que contemplem as características particulares dessas ligações, garantindo maior segurança, otimização estrutural e aplicabilidade prática no contexto da construção metálica brasileira.

Agradecimentos

Os autores agradecem, o apoio da FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, da CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, do CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e da UFOP – Universidade Federal de Ouro Preto, incluindo o PROPEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS

- [1] R. H. Fakury, A. L. R. C. Silva, e R. B. Caldas, Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, 1 ed. São Paulo: Pearson, 2016.
- [2] M. J. L. Guerra, “Estudo de ligações tipo ‘T’ com perfis tubulares de seção composta de paredes esbeltas”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto - MG, 2017. [Online]. Disponível em: www.sisbin.ufop.br
- [3] A. H. M. de Araújo, A. M. Sarmanho, E. de M. Batista, J. A. V. Requena, R. H. Fakury, e R. J. Pimenta, Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de Aço, vol. 1. Belo Horizonte: Rona Editora LTDA, 2016.
- [4] J. Wardenier, J. A. Packer, X.-L. Zhao, e G. J. van der VEGTE, “Hollow sections in structural applications.”, 2010, Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire - CIDECT, 2a ed.
- [5] A. Kanyilmaz, “The problematic nature of steel hollow section joint fabrication, and a remedy using laser cutting technology: A review of research, applications, opportunities”, Eng Struct, vol. 183, p. 1027–1048, mar. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.080.
- [6] J. Wardenier, “Hollow sections in structural applications.”, 2001, Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire - CIDECT, 1a ed.
- [7] J. Wardenier, “Hollow sections joints.”, 1982, Delft University Press.
- [8] S. L. F. Reis, “Análise teórico-experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal ‘I’”, Universidade de Ouro Preto, Dissertação de Mestrado, Ouro Preto, 2011.
- [9] M. A. Serrano-López, C. López-Colina, Y. C. Wang, M. Lozano, I. García, e F. L. Gayarre, “An experimental study of I beam-RHS column demountable joints with welded studs”, J Constr Steel Res, vol. 182, jul. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106651.
- [10] ANSYS Inc., “ANSYS”, 2017, EUA: Swanson Analysis System: 18.2.

- [11] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2005.
- [12] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2021.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. 2013.
- [14] J. Wardenier, Y. Kurobane, J. A. Packer, G. J. Van Der Vegte, e X.-L. Zhao, Design Guide 1: Design guide for Circular Hollow Section (CHS) joints under predominantly static loading. CIDECT - Construction With Hollow Steel Sections, Genebra, 2008.
- [15] ISO 14346, Static design procedure for welded hollow-section joints - Recommendations. INTERNATIONAL STANDARD, 2013, p. 52.
- [16] Y. Kurobane, J. A. Packer, J. Wardenier, e N. Yeomans, Design Guide 9: For structural hollow section column connections. CIDECT - Construction With Hollow Steel Sections, TÜV-Verlag, 2004, p. 211.
- [17] S. Di Benedetto, M. Latour, e G. Rizzano, "Stiffness prediction of connections between CHS tubes and externally welded I-beams: Fe analyses and analytical study", Materials, vol. 13, no 13, jul. 2020, doi: 10.3390/ma13133030.
- [18] EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2006.
- [19] L. H. Lu, G. D. de Winkel, Y. Yu, e J. Wardenier, "Deformation limit for the strength of hollow section joints", Tubular Structures VI, p. 341–347, 1994.
- [20] H. Guo, J. Xiao, H. Zhang, C. Liu, X. Sheng, e Y. Chen, "Component method and numerical investigation on the initial rotational stiffness of fillet welded rectangular hollow sections (RHS) T-joints", Structures, vol. 62, abr. 2024, doi: 10.1016/j.istruc.2024.106340.
- [21] M. A. Serrano-López, C. López-Colina, Y. C. Wang, M. Lozano, e F. L. Gayarre, "Comparative behaviour of 'I beam- RHS column' joints with and without web weld", J Constr Steel Res, vol. 159, p. 330–340, ago. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.05.002.
- [22] H. T. G. de Barros, M. M. de Oliveira, A. M. C. Sarmanho, e V. N. Alves, "Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections", Eng Struct, vol. 267, set. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114661.
- [23] M. M. Oliveira, "Análise de ligações entre vigas de perfis i e colunas em perfis tubulares retangulares", Universidade Federal de Ouro Preto, Tese de Doutorado, Ouro Preto, 2024.
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. 2010.
- [25] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 8261: Tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais — Requisitos. 2019.
- [26] B. Kato e I. Nishiyama, "T-joints Made of Rectangular Tubes", 5th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, p. 1–19, 1980, [Online]. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/isccss/5icccfs/5icccfs-session10/3>
- [27] S. H. Kim e C. H. Lee, "Investigation of high-strength steel CHS X-joints loaded in compression including effect of chord stresses", Eng Struct, vol. 205, fev. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110052.
- [28] M. C. Bittencourt et al., "A Numerical Analysis of Tubular Joints under Static Loading.", 2007, APCOM'07 in conjunction with EPMESC XI, Kyoto, Japan.