

Revista da Estrutura de Aço REA

Volume 10 | Número 3

Dezembro de 2021



Centro Brasileiro da Construção em Aço

ARTIGOS

Estudo do comportamento de perfis de aço formados a frio em seção "I" constituída por duplo "U enrijecido" submetidos à compressão

Leonardo Lucas Rosseto e Wanderson Fernando Maia

270

A comparative analysis of the behavior of connections by adherence with other linear steel connectors

Kildenberg K. F. Nunes, Hidelbrando J. F. Diógenes, Lays R. A. Costa
e Josyverton G. Ferreira

290

Estabilidade de estruturas tubulares em situação de içamento

Luiz Fernando C. R. Braz e Mauro Schulz

312

Análise numérica da influência das dimensões e posição das perfurações na resistência à instabilidade distorcional de perfis formados a frio do tipo rack comprimidos

Ramon Albis Rodrigues Pinto, Arlene Maria Cunha Sarmanho e Flávio Teixeira de Souza

333

Modelo de estimativa e monitoração da produtividade para pré-fabricação de componentes de estruturas metálicas

Miguel Luiz Ribeiro Ferreira e Ana Carolina Cavalcanti Ribeiro Gonçalves

351

Avaliação numérica da eficiência dos materiais de proteção térmica para estruturas de aço em situação de incêndio

Natan Sian das Neves, Rodrigo Silveira Camargo e Macksuel Soares de Azevedo

371

Estudo do comportamento de perfis de aço formados a frio em seção “I” constituída por duplo “U enrijecido” submetidos à compressão

Leonardo Lucas Rosseto^{1*} e Wanderson Fernando Maia²

¹ Graduando, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, Rodovia Washington Luís (SP-310), Km 235, CEP 13565-905, São Carlos, SP, Brasil, e-mail: leonardolrosseto@hotmail.com

² Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, Rodovia Washington Luís (SP-310), Km 235, CEP 13565-905, São Carlos, SP, Brasil, e-mail: wfmaia@ufscar.br

Behavior study of cold-formed steel columns in “I” section consisting of double “lipped channel” submitted to compression

Resumo

O trabalho apresenta um estudo do comportamento de perfis de aço formados a frio em seção “I” constituída por duplo “U enrijecido” submetidos à compressão. Foi realizada análise numérica não-linear via elementos finitos utilizando o programa Ansys, variando-se a espessura da seção, o comprimento das barras e o número de conexões. Esses perfis podem apresentar modos de instabilidades: (i) global de flexão, crítico para barras longas; (ii) local, dominante em barras curtas; e (iii) distorcional, característico de perfis com enrijecedor de borda. O modelo numérico foi validado com resultados de análise experimental realizada por Lau e Ting (2009). Foi realizada análise numérica paramétrica, sendo os resultados comparados com os obtidos de procedimentos normativos. Em geral, os procedimentos resultaram contra a segurança para barras de comprimentos menores e conservadores para os maiores.

Palavras-chave: Estruturas de aço, perfis de aço formados a frio, seção duplo “U enrijecido”, instabilidade, análise numérica.

Abstract

The present work presents an investigation of the behavior of cold formed steel columns in “I” section consisting of double “lipped channel” submitted to compression. A nonlinear numerical analysis is performed via finite element with the aid of the Ansys software, varying the section thickness, the length of the columns and number of connections. This section can lead the member to, present instability problems, such as: (i) global flexural mode, critical for long members; (ii) local mode, dominant in shorter members; and (iii) distortional mode, characteristic of lipped section. The numerical model was validated with the values obtained from experimental analysis of Lau and Ting (2009). A parametric numerical analysis was also carried out, the results being compared with obtained from standard procedures. In general, the procedures have proved unsecure for shorter columns and conservative for longer ones.

Keywords: Steel structures, cold-formed steel, section double “lipped channel”, buckling, numerical analysis.

* autor correspondente

1 Introdução

Os perfis de aço formados a frio se tornaram um tema de notória importância para o âmbito da construção mundial em aço, em especial, por atender aos parâmetros de qualidade, rapidez, sustentabilidade e economia exigidos pelo mercado atual. Para a construção civil, seu uso é eficiente em galpões industriais de pequeno e médio porte, estruturas de coberturas e edifícios residenciais de baixa e média altura, dentre outros.

As seções formadas a frio se caracterizam por fornecer uma elevada relação inércia/peso, apresentando maior esbeltez local (relação largura/espessura) quando comparados aos perfis de aço laminados ou soldados, o que torna os perfis formados a frio bastante eficientes. No entanto, esse fator implica em maior suscetibilidade a sofrer o colapso em razão dos fenômenos de flambagem. Assim, procedimentos mais rigorosos devem ser utilizados na análise de estabilidade dos perfis, principalmente quanto à instabilidade local, onde podem ser utilizados: Método da Largura Efetiva (MLE), Método da Seção Efetiva (MSE) e o Método de Resistência Direta (MRD).

Os perfis mais utilizados são os individuais, isto é, formados por um único elemento estrutural. No entanto, para determinadas situações, apenas esses não são suficientes, necessitando-se assim de seções compostas, que são formadas pela associação de duas ou mais seções. A Figura 1 ilustra um perfil em duplo “U enrijecido” formando uma seção “I”, que é objeto de estudo no presente trabalho.

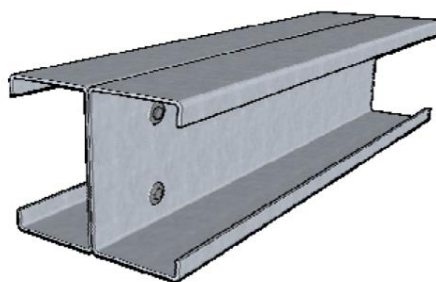


Figura 1 – Seção “I” constituída por duas seções tipo “U enrijecido” (Lau e Ting, 2009)

Ainda que a seção composta (Figura 1) seja bastante utilizada, existem poucos estudos sobre o seu comportamento, principalmente para seções submetidas à compressão. Além disso, as seções compostas em geral, podem apresentar modos de instabilidades distintos dos apresentados pelos perfis com elementos isolados, já que é possível ocorrer a interação entre os diferentes modos de instabilidades. Ademais, para a consideração da flambagem por flexão de barras compostas, a ANSI/AISI S100:2016

apresenta uma equação para cálculo de um índice de esbeltez modificado. No entanto, é baseado em pesquisas realizadas em perfis laminados, o que pode levar a resultados divergentes, em função do comportamento diferente dos perfis formados a frio. Vale ainda ressaltar que o procedimento proposto não considera a flambagem por flexo-torção, comum nestas seções.

Com o intuito de avaliar o procedimento para perfis formados a frio, Stone e LaBoube (2005) investigaram experimentalmente o comportamento de seções “I” em duplo “U enrijecido” conectadas por parafusos. O trabalho mostrou que o procedimento utilizando o índice de esbeltez modificado resultou em estimativas excessivamente conservadoras para comprimentos intermediários. O mesmo comportamento foi observado por Whittle e Ramseyer (2009) que analisaram experimentalmente seções em duplo “U enrijecido” em seção tubular conectadas por soldas. Yuanqui et al (2014) também realizaram estudos experimental e numérico de seções em duplo U enrijecido formando seção “I” e tubular. Vale ainda mencionar os estudos de Zhang e Young (2012) que analisaram experimentalmente e numericamente o comportamento de seção “I”, além de propor uma adequação no Método da Resistência Direta para essas seções. Mais recentemente Lu et al (2017) realizaram uma série de ensaios em perfil duplo “U enrijecido” variando-se as dimensões da seção transversal, a espessura e o comprimento das barras. O procedimento da ANSI/AISI S100:2016 resultou contra a segurança na maioria dos casos. De acordo Lu et al (2017) o fato ocorreu por o procedimento não considerar a interação entre os modos de instabilidade.

Assim sendo, este trabalho tem como objetivo contribuir com um maior domínio sobre o comportamento estrutural das seções compostas em duplo “U enrijecido” formando uma seção “I” (Figura 1), identificando modos de instabilidades críticos e comportamento frente aos procedimentos normativos. Para tal, foi realizada análise numérica não-linear de barras submetidas à compressão, pelo Método dos Elementos Finitos, com o auxílio do programa Ansys. Os resultados obtidos foram comparados aos experimentais apresentados por Lau e Ting (2009), e a procedimentos normativos de dimensionamento (ABNT NBR 14762:2010 e ANSI/AISI S100:2016). Vale ressaltar que, uma vez validado o modelo numérico, foi realizada análise paramétrica.

2 Procedimentos Normativos

2.1 Método da Largura Efetiva (MLE)

De acordo com a ABNT NBR 14762:2010, a força normal resistente de uma barra submetida à compressão centrada é calculada utilizando-se da Equação 1.

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

χ é o fator de redução associado a instabilidade global, calculado pela Equação 2; A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra; f_y é a resistência ao escoamento do aço.

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

λ_0 corresponde ao índice de esbeltez reduzido, calculado pela Equação 3.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} \quad (3)$$

A é a área bruta da seção transversal da barra e N_e é a força normal de flambagem elástica da barra, considerando os modos globais aplicáveis conforme itens 9.7.2.1, 9.7.2.2 ou 9.7.2.3 da ABNT NBR 14762:2010.

A área efetiva da seção transversal (A_{ef}) pode ser determinada calculando-se as larguras efetivas dos elementos pela equação proposta por Winter (1947), apresentada na forma parametrizada, conforme Equações 4 e 5.

$$b_{ef} = b(1 - 0,22/\lambda_p)/\lambda_p \quad (4)$$

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

b_{ef} é a largura do elemento; t é a espessura do elemento; λ_p é o índice de esbeltez reduzido do elemento; k é coeficiente de flambagem local do elemento e σ é a tensão normal no elemento.

2.2 Método da Resistência Direta (MRD)

A força normal resistente para barras sob compressão é o mínimo valor dentre os calculados para os modos global, local e distorcional, de forma respectiva $N_{c,Re}$, $N_{c,RI}$ e $N_{c,Rdist}$, utilizando-se de curvas de resistência atreladas a cada um dos modos citados.

Modo global

Para o modo sob comento, a força normal resistente de uma barra submetida à compressão centrada é calculada de acordo com as Equações 6 e 7.

$$N_{c,Re} = \begin{cases} (0,658^{\lambda_0^2}) Af_y & \text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2}\right) Af_y & \text{Para } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad (6)$$

Em que:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} \quad (7)$$

N_e é o menor valor da força normal de flambagem elástica, considerando os modos globais aplicáveis conforme itens 9.7.2.1, 9.7.2.2 ou 9.7.2.3 da ABNT NBR 14762:2010.

Modo local

A força normal resistente de uma barra submetida à compressão centrada, para o modo de instabilidade local, é calculada de acordo com as Equações 8 e 9.

$$N_{c,RI} = \begin{cases} N_{c,Re} & \text{Para } \lambda_l \leq 0,776 \\ \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \left(\frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}}\right) & \text{Para } \lambda_l > 0,776 \end{cases} \quad (8)$$

Em que:

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_l}} \quad (9)$$

N_l é a força normal crítica de flambagem elástica relativa ao modo local.

Modo Distorcional

Com relação à força normal resistente de uma barra submetida à compressão centrada, para instabilidade por distorção, o cálculo segue as Equações 10 e 11.

$$N_{c,Rdist} = \begin{cases} Af_y & \text{Para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \\ \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \cdot \frac{Af_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} & \text{Para } \lambda_{dist} > 0,561 \end{cases} \quad (10)$$

Em que:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{dist}}} \quad (11)$$

N_{dist} é a força normal crítica de flambagem elástica relativa ao modo distorcional.

Importante perceber que o MRD considera em seu procedimento a interação do modo local com o global, o mesmo não ocorrendo com relação ao modo distorcional.

2.3 Índice de esbeltez modificado

A norma norte americana (ANSI/AISI S100:2016) apresenta uma equação para cálculo da esbeltez modificada de barras compostas constituídas por duas seções em contato, apresentada pela Equação 12.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (12)$$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$ é o índice de esbeltez da barra composta.

a é a distância entre conexões e r_i é o raio de giração mínimo da barra individual.

Além disso, a ANSI/AISI S100:2016 estabelece que o espaçamento entre conexões deverá ser limitado de tal forma que a relação “ a/r_i ” não exceda metade do índice de esbeltez máximo da barra composta. Vale ressaltar que a ABNT NBR 14762:2010 não apresenta equação para o cálculo de índice de esbeltez modificado. No entanto, também estabelece que o índice de esbeltez de cada perfil componente da barra composta deve ser inferior à metade do índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de barras conectadas por presilhas.

3 Resultados de Análise Experimental

Lau e Ting (2009) apresentam resultados de análise experimental realizada sobre onze barras em seção “I” formadas por duplo “U enrijecido”. As seções foram obtidas a partir de chapas com 1,55 mm de espessura em aço estrutural de alta resistência G450 revestidas com zinco, cuja resistência ao escoamento é de 450 MPa. O programa experimental compreendeu três séries de barras (BU750, BU1000 e BU1500). Todas as barras tinham um comprimento padrão de 1600 mm, altura da alma (b_w) de 100 mm, largura da mesa (b_f) de 50 mm, largura do enrijecedor de borda (D) de 20 mm e raio interno de dobra (R) de 2,5 mm. A variável adotada foi o espaçamento entre os parafusos utilizados para conexão das seções ao longo do comprimento das barras, isto é, 750, 1000, 1500 mm, conforme Figura 2. Neste trabalho, a seção será a partir de

agora denominada 2Ue 104x49x20x1,55, sendo estas as dimensões médias obtidas nas barras ensaiadas.

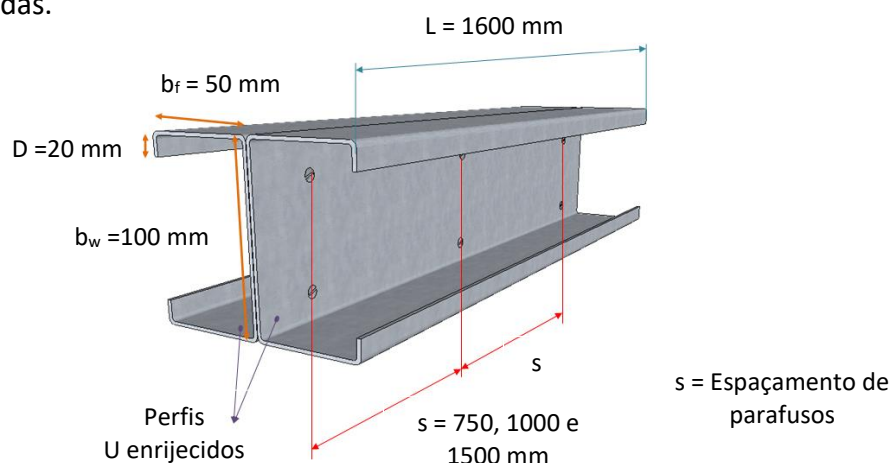


Figura 2 – Configuração das barras ensaiadas (Seção 2Ue 104x49x20x1,55)
(Adaptado de Lau e Ting, 2009)

Vale ressaltar que algumas barras não atendem às recomendações do ANSI/AISI S100:2016 quanto ao índice de esbeltez. Os resultados obtidos na análise experimental foram comparados com obtidos com base no Método da Resistência Direta (MRD) e Método da Largura Efetiva (MLE). Os resultados estão apresentados na Tabela 1 (adaptada de Lau e Ting, 2009). Para o MRD foram obtidos dois valores; sendo as cargas críticas de flambagem elástica calculadas manualmente para o primeiro caso (N_{MRD1}) e utilizando o programa CUFSM para o segundo (N_{MRD2}).

Tabela 1 – Comparação dos resultados obtidos na análise experimental e das previsões normativas

Barra	s (mm)	N_{EXP} (kN)	N_{EXP}/N_{MLE}	N_{EXP}/N_{MRD1}	N_{EXP}/N_{MRD2}
BU 750-1	750	170,0	1,01	1,21	1,08
BU 750-2	750	160,0	0,95	1,14	1,01
BU 1000-1	1000	158,0	1,03	1,21	1,08
BU 1000-2	1000	164,0	1,07	1,25	1,12
BU 1000-3	1000	168,0	1,10	1,28	1,15
BU 1500-1	1500	128,0	1,11	1,21	1,08
BU 1500-2	1500	140,0	1,21	1,32	1,18
BU 1500-3	1500	132,0	1,14	1,24	1,11
BU 1500-4	500	125,0	1,08	1,18	1,06
BU 1500-5	500	140,0	1,21	1,32	1,18
BU 1500-6	750	124,0	1,07	1,17	1,05

s é a distância entre conexões.

N_{EXP} é a força normal resistente obtida no ensaio experimental.

N_{MLE} é a força normal resistente obtida utilizando o Método da Largura Efetiva.

N_{MRD1} e N_{MRD2} são as forças normais resistentes obtidas utilizando o Método da Resistência Direta.

A comparação dos resultados mostra que há uma boa correlação entre os resultados experimentais e os obtidos com base nos procedimentos teóricos normativos, no entanto, o primeiro procedimento em que se aplica o Método da Resistência Direta se mostrou conservador, conforme apresentado na Tabela 1.

4 Análise Numérica

As simulações numéricas foram realizadas utilizando-se do programa Ansys, que se baseia no Método dos Elementos Finitos. Para tanto, todas as simulações de interesse foram efetuadas utilizando-se do elemento finito de casca presente no programa denominado de SHELL 181 para a modelagem da seção “I” constituída por duplo “U enrijecido”, bem como as chapas de extremidade. Seguindo-se orientações dos tópicos de ajuda do Ansys, o elemento sob apreço é ideal para realizar análise não-linear de cascas de pequena espessura submetidas a elevadas deformações e rotações.

Para a resolução do sistema não-linear, foi utilizado o método iterativo e incremental de Newton-Raphson completo, isto é, que realiza atualização do valor da matriz de rigidez tangente a cada iteração realizada. A ação foi introduzida por meio da ferramenta disponível pelo programa Ansys, denominada de “*Automatic Load Stepping*”. Esta ferramenta atualiza o incremento a ser acrescido de modo automático, introduzindo-se limites superiores e inferiores de incrementos.

Utilizou-se do critério de convergência em termos de deslocamentos. Este critério funciona verificando se a solução obtida possui a precisão dita suficiente para o modelo analisado. De acordo com Lourenço (1999), o critério de convergência em termos de deslocamentos é dado pela desigualdade $\|\delta u\| < \beta \|u\|$ onde δu representa a correção iterativa do deslocamento, u expressa o deslocamento total e o termo β indica a tolerância ou erro máximo admitido. Para o trabalho em apreço, o valor de tolerância (β) adotado corresponde ao valor de 0,001. Para uma melhor convergência dos modelos sob análise, utilizou-se da ferramenta “*Line-Search*”, que realiza estimativa de uma solução exterior ao raio de convergência para o método de Newton-Raphson. Com relação ao modelo reológico do material, foi utilizado o modelo aproximado trilinear (Figura 3), uma vez que não dispunha do modelo real. O modelo trilinear apresenta resultados bastante satisfatórios, de acordo com o que foi apresentado por Chodraui (2006) e Maia (2008).

Todos os elementos de divisões foram adotados, aproximadamente, equivalente a quadrados, com dimensões em torno de 1 cm, excetuando-se os cantos que foram dissociados em dois elementos. Todas as seções foram construídas utilizando-se das

dimensões da linha de esqueleto (linha média) e, também, dos cantos arredondados. As duas seções foram construídas com uma distância entre elas de 1 mm, de forma que não houvesse a sobreposição de nós. Nas extremidades foram inseridas chapas com espessura de 20 mm, assim como ocorreu nos ensaios experimentais.

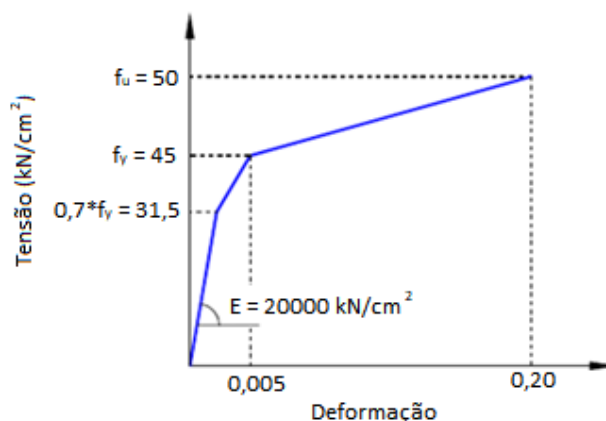


Figura 3 – Modelo reológico adotado na análise numérica

Com o intuito de analisar de forma representativa o modelo numérico com compressão centrada, os dispositivos relativos à extremidade dos modelos foram elaborados de forma que uma linha de nós associados a sua malha passasse pelo centro geométrico da seção transversal da barra, coincidindo portanto, com o eixo y, conforme mostrado na Figura 4. Ademais, possibilitou-se a rotação em relação aos eixos x, y e z nas duas extremidades das barras. Para uma pequena região de 2 cm de comprimento (nós que passam pelo centro geométrico), conforme detalhe da Figura 4, em uma das extremidades da barra, os nós tiveram os deslocamentos impedidos nas direções x, y e z. Na outra extremidade, foram impedidos os deslocamentos em x e y, bem como realizado o acoplamento dos deslocamentos dos nós na direção z, sendo esta, a região de aplicação do deslocamento incremental. Tal configuração foi adotada para simular de forma mais próxima possível uma esfera, assim como ocorreu nos ensaios experimentais.

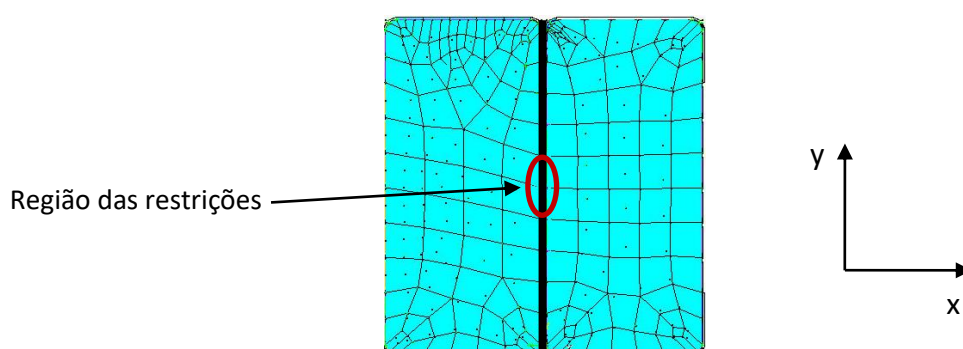


Figura 4 – Posição da linha que passa pelo CG na seção "2Ue 104x49x20x1,55"

Com o intuito de simular as conexões entre os perfis, foram acoplados os deslocamentos (x, y e z) de quatro nós coincidentes entre os dois perfis nas posições de interesse. Para um melhor entendimento, a Figura 5 ilustra a configuração da malha de um perfil e um detalhe das conexões.

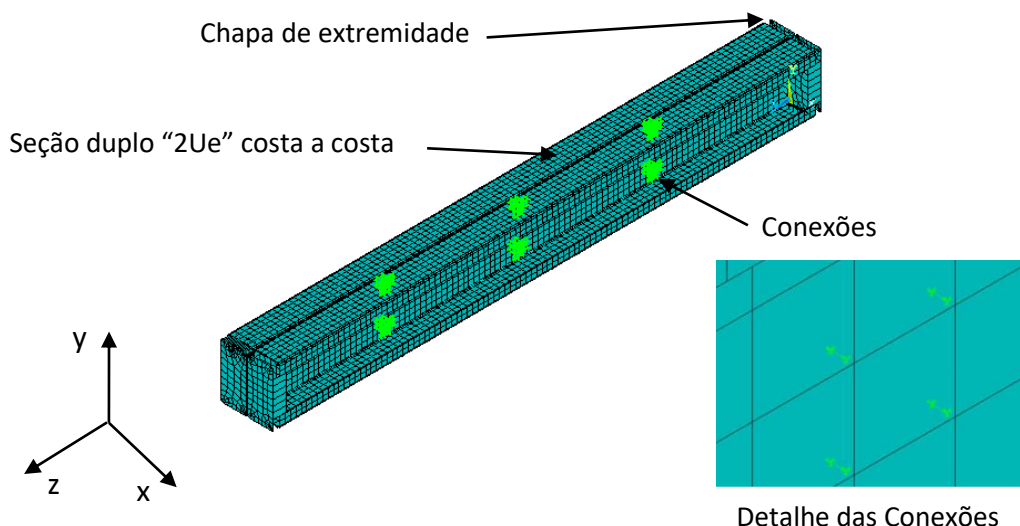


Figura 5 – Ilustração da malha para o perfil 2Ue 104x49x20x1,55 e detalhe das conexões

Sobreleva mencionar, também, que foram utilizadas como referência para a inserção das imperfeições geométricas iniciais no presente trabalho, o mesmo princípio utilizado pelos autores Chodraui (2006), Maia (2008) e Maia et al (2016). Para tanto, de modo inicial, foi realizada uma análise de autovalor através do programa Ansys, que fornece como resposta um autovalor (força crítica) e um autovetor (deformada da barra). Através deste resultado, buscou-se identificar os modos críticos de instabilidade isolados, a saber: local, distorcional e global de flexão para cada modelo.

Adotaram-se, neste trabalho, imperfeições associadas ao modo local e distorcional, de acordo com o que foi apresentado por Schafer e Peköz (1998), e imperfeições relativas ao modo global de flexão, com o valor de $L_{barra}/1500$. Utilizou-se sempre da combinação mais desfavorável para cada situação na sobreposição de efeitos das imperfeições. Importante mencionar, ainda, que também foram realizadas simulações sem a inserção de imperfeições geométricas iniciais.

5 Resultados

5.1 Validação do modelo numérico – Seção 2Ue 104x49x20x1,55

Na Tabela 3 são apresentados os resultados experimentais, publicados por Lau e Ting (2009), e os resultados numéricos obtidos no presente trabalho, com o intuito de

ratificar a validade do modelo, a ser extrapolado para as dimensões de interesse, no tocante ao estudo em apreço.

Buscando-se medir a sensibilidade das imperfeições geométricas iniciais nos perfis em duplo “Ue”, foram analisados três casos de imperfeições, a saber: sem inserção de imperfeições (S. I.); com imperfeições de $0,14*t$, $0,64*t$ e $L_{barra}/1500$ (Imp. 1), correspondentes aos modos local, distorcional e de flexão, respectivamente, e imperfeições com grau maior, isto é, de $0,66*t$, $1,55*t$ e $L_{barra}/1500$ (Imp. 2), respectivamente. As imperfeições foram inseridas simultaneamente nos perfis analisados, para cada caso específico.

Tabela 3 – Comparação dos resultados obtidos nas análises experimental de Lau e Ting (2009) e numérica via Ansys

Barra	N_{EXP} (KN)	N_{EXP}^M (KN)	S. I.		Imp.1		Imp.2		Comparação	
			N_{EF} (KN)	M. F.	N_{EF}^1 (KN)	M. F.	N_{EF}^2 (KN)	M. F.	N_{EXP}/N_{EF}^2	N_{EXP}^M/N_{EF}^2
BU 750-1	170,0	165,0	196,5	L	178,5	L+F	165,2	L+F	1,03	1,00
BU 750-2	160,0								0,97	
BU 1000-1	158,0	163,3	194,8	L	176,7	L+F	163,4	L+F	0,97	1,00
BU 1000-2	164,0								1,00	
BU 1000-3	168,0								1,03	
BU 1500-1	128,0	133,3	185,8	L+F	173,1	L+F	159,3	L+F	0,80	0,84
BU 1500-2	140,0								0,88	
BU 1500-3	132,0								0,83	
BU 1500-4	125,0	132,5	194,7	L	179,3	L+F	166,8	L+F	0,75	0,79
BU 1500-5	140,0								0,84	
BU 1500-6	124,0	124,0	193,1	L	173,2	L+F	161,6	L+F	0,77	0,77

N_{EXP} é a força normal obtida no ensaio experimental.

N_{EXP}^M corresponde ao valor médio das forças normais em cada grupo de análise.

S. I.: Sem imperfeições.

Imp. 1: Representa imperfeições de $0,14*t$ (L), $0,64*t$ (D) e $L_{barra}/1500$ (F).

Imp. 2: Representa imperfeições de $0,66*t$ (L), $1,55*t$ (D) e $L_{barra}/1500$ (F).

N_{EF} é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, sem imperfeições.

N_{EF}^1 é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, com imperfeições de $0,14*t$ (L), $0,64*t$ (D) e $L_{barra}/1500$ (F).

N_{EF}^2 é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, com imperfeições de $0,66*t$ (L), $1,55*t$ (D) e $L_{barra}/1500$ (F).

É mister sublinhar que as diferenças observadas, em alguns casos, entre os experimentos realizados por Lau e Ting (2009) e a análise numérica efetuada no trabalho, utilizando-se do programa Ansys, podem ter ocorrido principalmente em razão da magnitude das imperfeições geométricas iniciais. Observa-se na Tabela 3 que mesmo na análise experimental, para modelos idênticos, houve uma significativa variação entre os resultados, que pode ser em função das imperfeições geométricas presentes nos modelos.

Observando a proximidade dos resultados obtidos nas análises numéricas realizadas através do programa Ansys com os resultados obtidos pelos ensaios experimentais realizados por Lau e Ting (2009), é possível afirmar que as considerações utilizadas nas análises são válidas e os resultados coerentes. De uma forma geral, os resultados da análise numérica que mais se aproximaram dos experimentais foram aqueles com imperfeições de $0,66*t$, $1,55*t$ e $L_{barra}/1500$ (Imp. 2), conforme mostrado na Tabela 3.

5.2 Análise numérica paramétrica

Uma vez validadas as considerações utilizadas para a construção dos cinco perfis ensaiados, foram realizadas análises numéricas paramétricas com as mesmas seções extrapolando os resultados dos perfis analisados para os comprimentos de 500, 1000, 1500 ou 1600, 2000 e 2500 mm, para as espessuras de 1,55 mm e 2,25 mm, bem como as diferentes amplitudes de imperfeições geométricas iniciais. No que tange à utilização das conexões para a realização das análises propostas por este trabalho, estas foram inseridas de modo igualmente espaçadas ao longo do comprimento de cada barra. Assim sendo, os perfis foram configurados com o seguinte raciocínio para a nomenclatura: 2Ue 104x49x20x1,55/1000-2, que correspondem aos perfis duplo “Ue” com 1,55 mm de espessura, comprimento de barra equivalente a 1000 mm e com 2 conexões. Para os demais comprimentos em estudo, nomenclatura segue com raciocínio análogo ao que já foi supracitado.

5.2.1 Seção 2Ue 104x49x20x1,55

Na Tabela 4 são apresentados os resultados numéricos obtidos para a seção 2Ue 104x49x20x1,55, bem como os modos de instabilidade e a comparação com os resultados obtidos pelos cálculos consoante a ABNT NBR 14762:2010, adotando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016. Além disso, apresenta-se também, para cada comprimento, o valor calculado para o índice de esbeltez máximo da barra composta (λ) e, ainda, se a distância entre conexões utilizada atende ou não ao critério $(a/r_i) < 0,5*\lambda$ das normas. Nas Figuras 6 e 7, explicitam-se as comparações realizadas entre os valores obtidos através dos cálculos pela ABNT NBR 14762:2010, utilizando-se do MLE e do MRD, para duas barras de comprimentos representativos, e os resultados dos modelos numéricos obtidos pelo programa Ansys. Para aplicação do MRD foi utilizado o programa CUFSM para realizar a análise de estabilidade elástica.

Tabela 4 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados:
Seção 2Ue 104x49x20x1,55

L _{barra} -N. C. (mm)	S. I.		Imp. 1		Imp. 2		Barra Composta		Comparação	
	N _{EF} (kN)	M. F.	N _{EF} ¹ (kN)	M. F.	N _{EF} ² (kN)	M. F.	N _{C,R} ³ (kN)	N _{C,R} ⁴ (kN)	N _{EF} ² /N _{C,R} ³	N _{EF} ² /N _{C,R} ⁴
500-0/N	210,0	L+D	208,3	L+D	200,7	L+D	211,79	202,75	0,95	0,99
500-1/N	220,4	L	209,6	L	203,2	L+D	214,38	209,34	0,95	0,97
N _{C,R} ¹ =211,96 kN		N _{C,R} ² = 203,53 kN (λ =19,6)								
1000-0/N	199,15	L+D	187,07	L+D	178,22	L+D	182,97	165,81	0,97	1,07
1000-1/N	200,84	L	190,41	L+D	179,64	L+D	206,13	188,69	0,87	0,95
1000-2/S	201,90	L	189,21	L+D	181,41	L+D	208,18	193,24	0,87	0,94
1000-3/S	207,13	L	194,84	L+D	184,19	L+D	208,86	194,85	0,88	0,95
N _{C,R} ¹ = 186,77 kN		N _{C,R} ² = 168,41 kN (λ =39,2)								
1600-0/N	185,65	L+F	172,41	L+F	158,90	L+F	105,01	108,04	1,51	1,47
1600-1/N	187,42	L+F	172,45	L+F	161,20	L+F	166,77	151,69	0,97	1,06
1600-2/S	196,55	L	178,49	L+F	165,16	L+F	176,52	161,36	0,94	1,02
1600-3/S	193,07	L	173,23	L+F	161,60	L+F	181,61	164,87	0,89	0,98
1600-4/S	194,66	L	179,28	L+F	166,78	L+F	184,02	166,53	0,91	1,00
N _{C,R} ¹ = 114,68 kN		N _{C,R} ² = 115,74 kN (λ = 62,7)								
2000-0/N	178,34	L+F	172,36	L+F	162,69	L+F	71,05	72,70	2,29	2,24
2000-1/N	188,12	L+F	175,28	L+F	176,26	L+F	124,83	123,65	1,41	1,43
2000-2/S	193,99	L+D	187,56	L+F	180,30	L+F	141,66	136,36	1,27	1,32
2000-3/S	195,67	L	188,60	L+F	182,63	L+F	148,07	141,08	1,23	1,29
2000-4/S	192,79	L	191,87	L	186,17	L	151,14	143,32	1,23	1,30
N _{C,R} ¹ = 80,21 kN		N _{C,R} ² = 83,44 kN (λ = 78,3)								
2500-0/N	180,09	L+F	162,39	L+F	149,33	FT	46,53	46,53	3,21	3,21
2500-1/N	169,43	L+F	164,23	L+F	155,55	L+F	85,41	89,64	1,82	1,74
2500-2/S	182,67	L+F	178,76	L+F	173,54	L+F	100,67	104,51	1,72	1,66
2500-3/S	190,01	L+F	181,7	L+F	178,44	L+F	107,49	110,03	1,66	1,62
2500-4/S	194,74	L	184,24	L+F	180,58	L+F	110,99	112,83	1,63	1,60
N _{C,R} ¹ = 56,38 kN		N _{C,R} ² = 56,38 kN (λ = 97,9)								

L_{barra} - N. C.: Comprimento da barra - Número de Conexões.
S: Distância entre conexões atende ao critério $(a/r_i) < 0,5*\lambda$ das normas.
N: Distância entre conexões não atende ao critério $(a/r_i) < 0,5*\lambda$ das normas.
S. I: Sem imperfeições.
Imp. 1: Representa imperfeições de 0,14*t (L), 0,64*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
Imp. 2: Representa imperfeições de 0,66*t (L), 1,55*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
N_{EF} é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, sem imperfeições.
N_{EF}¹ é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, com imperfeições de 0,14*t (L), 0,64*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
N_{EF}² é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, com imperfeições de 0,66*t (L), 1,55*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
L é a instabilidade local, D é a instabilidade distorcional, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.
N_{C,R}¹ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MLE, admitindo seção duplo “Ue” isolada.
N_{C,R}² é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MRD, admitindo seção duplo “Ue” isolada.
N_{C,R}³ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MLE, admitindo seção duplo “Ue” composta com o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016.
N_{C,R}⁴ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MRD, admitindo seção duplo “Ue” composta com o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016.

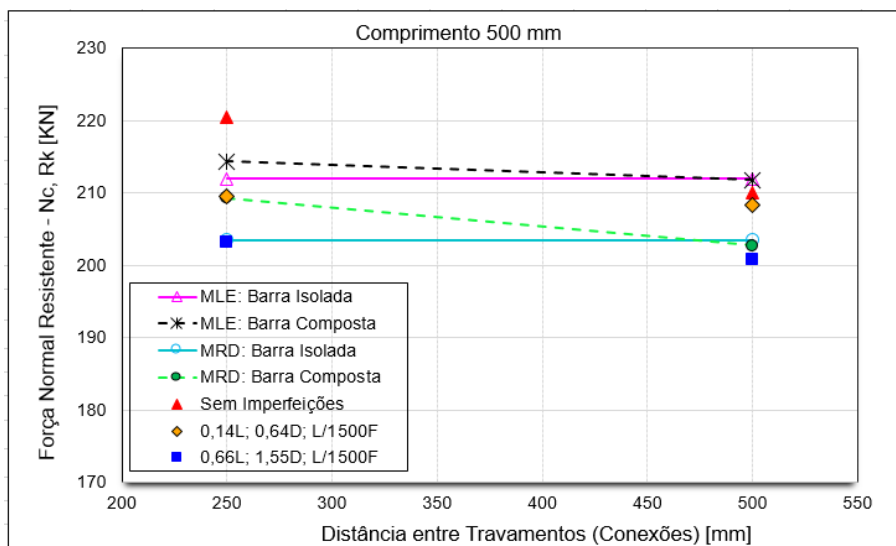


Figura 6 – Resultados das análises numéricas comparados com a ABNT NBR 14762:2010 (Barra 2Ue 104x49x20x1,55/500)

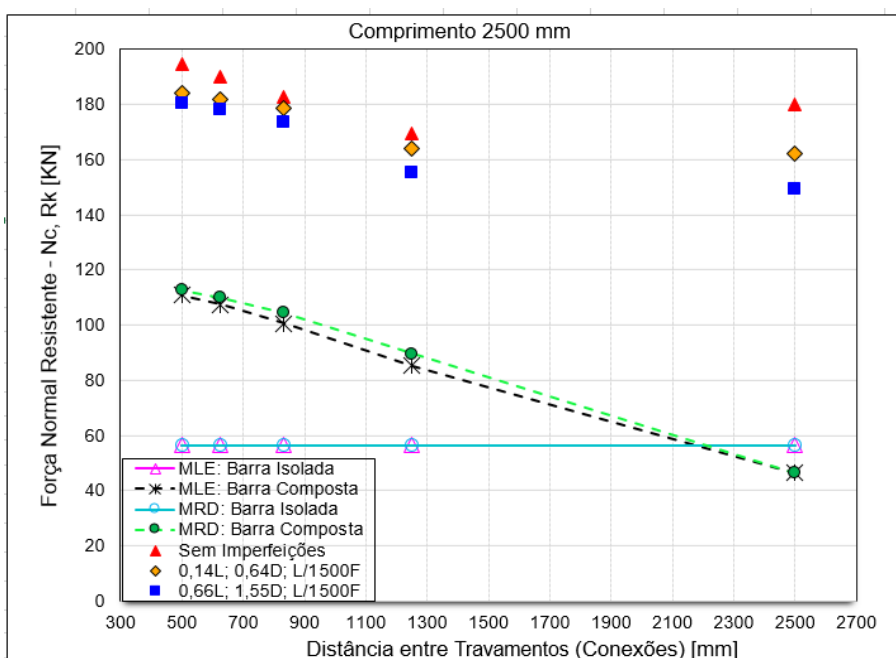


Figura 7 – Resultados das análises numéricas comparados com a ABNT NBR 14762:2010 (Barra 2Ue 104x49x20x1,55/2500)

As imperfeições, local ($0,14 \cdot t$ e $0,66 \cdot t$) e distorcional ($0,64 \cdot t$ e $1,55 \cdot t$), exercem notória influência em perfis menos esbeltos para as séries analisadas, ao passo que a imperfeição global de flexão ($L_{\text{barra}}/1500$) exerce maior influência em perfis mais esbeltos. Já para os resultados da força normal resistente calculada pelas normas ABNT NBR 14762:2010 e ANSI/AISI S100:2016, estes resultaram contra a segurança para o dimensionamento dos perfis com comprimentos de 500 e 1000 mm e conservadores para comprimentos maiores que 1500 mm, com mínimas variações devido o nível de imperfeição inserida no modelo.

Nas Figuras 8 e 9, são apresentados os modos de instabilidade observados na análise numérica de barras constituídas pela seção 2Ue 104x49x20x1,55 e comprimento de 1000 mm, de modo representativo para 0 e 3 conexões, analisadas pelo programa Ansys.

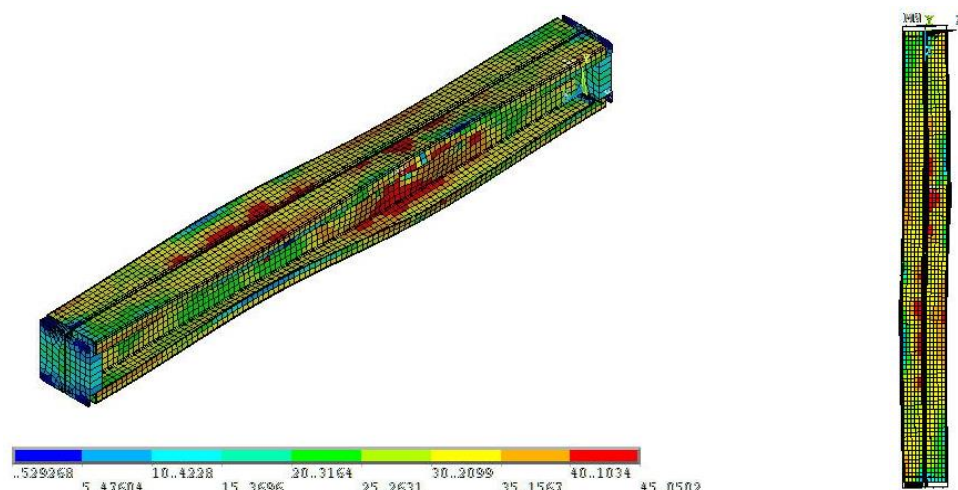


Figura 8 – Instabilidade Local/Distorcional e distribuição de tensões de von Mises (Barra 2Ue 104x49x20x1,55/1000-0) – Com imperfeições $0,14 \cdot t$ (L); $0,64 \cdot t$ (D) e $L_{\text{barra}}/1500$ (F)

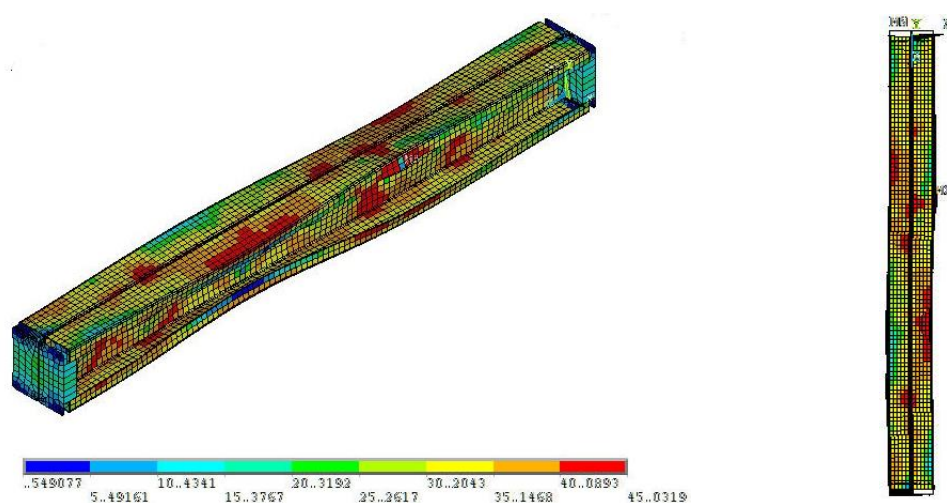


Figura 9 – Instabilidade Local/Distorcional e distribuição de tensões de von Mises (Barra 2Ue 104x49x20x1,55/1000-3) – Com imperfeições $0,14 \cdot t$ (L); $0,64 \cdot t$ (D) e $L_{\text{barra}}/1500$ (F)

5.2.2 Seção 2Ue 104x49x20x2,25

Na Tabela 5, bem como nas Figuras 10 e 11, são mostrados os resultados obtidos para a seção 2Ue 104x49x20x2,25, como também se explicitam as comparações obtidas pelos cálculos consoante a ABNT NBR 14762:2010, adotando o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016, utilizando-se do MLE e do MRD, para duas seções de comprimentos representativos, e os resultados dos modelos numéricos obtidos pelo programa Ansys.

Tabela 5 – Força normal resistente, modo de falha e comparação dos resultados:
Seção 2Ue 104x49x20x2,25

L _{barra} -N. C. (mm)	S. I.		Imp. 1		Barra composta		Comparação	
	N _{EF} (kN)	M. F.	N _{EF} ¹ (kN)	M. F.	N _{C,R} ³ (kN)	N _{C,R} ⁴ (kN)	N _{EF} ¹ /N _{C,R} ³	N _{EF} ¹ /N _{C,R} ⁴
500-0/N	367,22	L+D	333,93	L+D	376,25	372,28	0,89	0,90
500-1/N	372,34	L	354,83	L	393,37	385,36	0,90	0,92
N _{C,R} ¹ = 378,61 kN		N _{C,R} ² = 374,96 kN		(λ = 20,0)				
1000-0/N	362,15	L+D	328,04	L+F	285,05	299,52	1,15	1,10
1000-1/N	354,96	L	329,56	L+F	340,67	344,53	0,97	0,96
1000-2/S	354,69	L	332,51	L	352,09	353,52	0,94	0,94
1000-3/S	370,40	L	334,65	L	356,17	356,71	0,94	0,94
N _{C,R} ¹ = 296,76 kN		N _{C,R} ² = 309,17 kN		(λ = 40,0)				
1500-0/N	328,16	F	298,45	L+F	177,84	177,84	1,68	1,68
1500-1/N	321,53	L+F	303,89	L+F	267,92	282,20	1,13	1,08
1500-2/S	331,6	L+F	321,28	L+F	288,62	302,47	1,11	1,06
1500-3/S	338,27	L+F	326,76	L+F	296,23	308,73	1,10	1,06
1500-4/S	337,87	L+F	326,00	L+F	299,82	311,68	1,09	1,05
N _{C,R} ¹ = 206,05 kN		N _{C,R} ² = 209,27 kN		(λ = 59,9)				
2000-0/N	306,41	F	281,56	FT+L	100,04	100,04	2,81	2,81
2000-1/N	309,92	L	302,66	L+F	190,76	191,84	1,59	1,58
2000-2/S	315,03	L	306,46	L+F	218,14	223,24	1,40	1,37
2000-3/S	318,29	F	310,19	L+F	228,56	235,41	1,36	1,32
2000-4/S	319,41	L+F	311,43	L+F	233,55	241,26	1,33	1,29
N _{C,R} ¹ = 131,56 kN		N _{C,R} ² = 131,56 kN		(λ = 79,9)				
2500-0/N	280,5	F	246,1	FT+L	64,02	64,02	3,84	3,84
2500-1/N	274,64	F	269,38	L+F	123,44	123,44	2,18	2,18
2500-2/S	303,84	F	285,83	L+F	149,05	149,05	1,92	1,92
2500-3/S	306,39	L	295,61	L+F	160,72	160,72	1,84	1,84
2500-4/S	306,28	L	279,04	L	166,77	166,77	1,67	1,67
N _{C,R} ¹ = 93,22 kN		N _{C,R} ² = 93,22 kN		(λ = 99,9)				

L_{barra} - N.C.: Comprimento da barra - Número de Conexões.
S: Distância entre conexões atende ao critério (a/r_i) < 0,5*λ das normas.
N: Distância entre conexões não atende ao critério (a/r_i) < 0,5*λ das normas.
S. I: Sem imperfeições; Imp. 1: Representa imperfeições de 0,14*t (L), 0,64*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
N_{EF} é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, sem imperfeições.
N_{EF}¹ é a força normal de compressão resistente obtida na análise numérica por elementos finitos, com imperfeições de 0,14*t (L), 0,64*t (D) e L_{barra}/1500 (F).
L é a instabilidade local, D é a instabilidade distorcional, F é instabilidade por flexão e FT é instabilidade por flexo-torção.
N_{C,R}¹ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MLE, admitindo seção duplo “Ue” isolada.
N_{C,R}² é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MRD, admitindo seção duplo “Ue” isolada.
N_{C,R}³ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MLE, admitindo seção duplo “Ue” composta com o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016.
N_{C,R}⁴ é a força normal de compressão resistente calculada com base na ABNT NBR 14762:2010, pelo MRD, admitindo seção duplo “Ue” composta com o índice de esbeltez modificado da ANSI/AISI S100:2016.

A comparação entre os resultados obtidos demonstra que os procedimentos normativos se comportaram de modo análogo à análise já realizada para a seção de 1,55 mm, para os parâmetros sem imperfeições, com imperfeições local, distorcional e global de flexão inseridas.

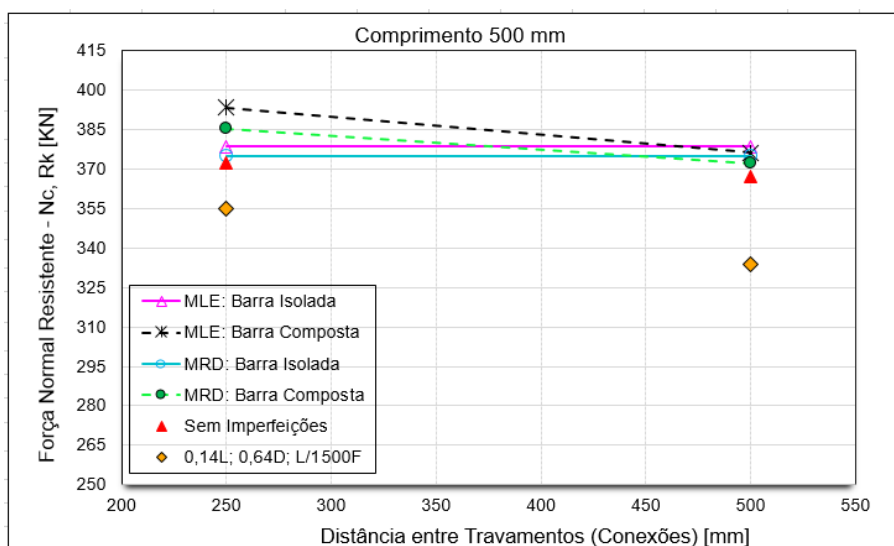


Figura 10 – Resultados das análises numéricas comparados com a ABNT NBR 14762:2010 (Barra 2Ue 104x49x20x2,25/500)

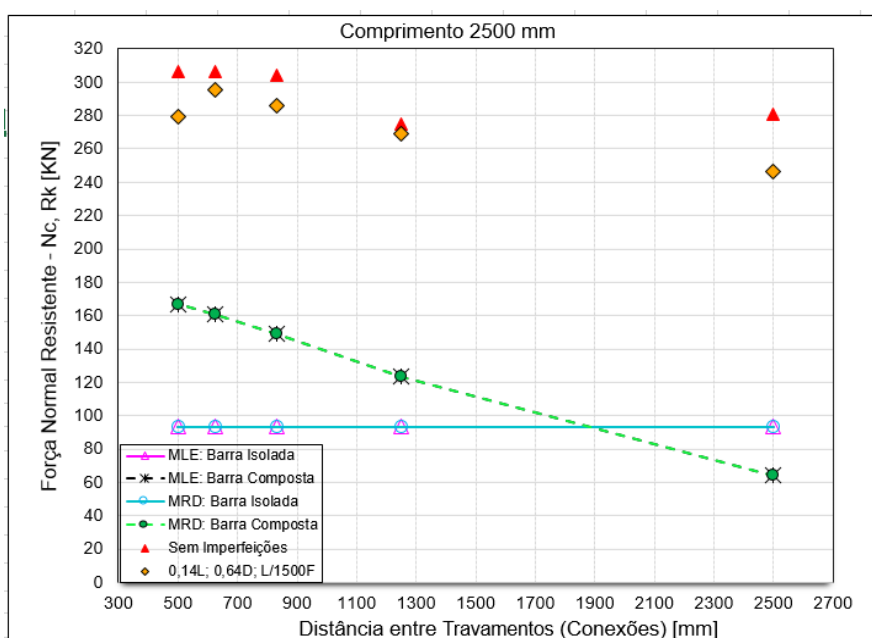


Figura 11 – Resultados das análises numéricas comparados com a ABNT NBR 14762:2010 (Barra 2Ue 104x49x20x2,25/2500)

Ademais, nas Figuras 12 e 13, são apresentados os modos de instabilidade observados na análise numérica das barras constituídas pela seção 2Ue 104x49x20x2,25 e comprimento de 2000 mm, de modo representativo para 0 e 4 conexões, analisadas pelo programa Ansys. As mesmas Figuras ilustram, também, o panorama de tensões de von Mises.

Com relação aos modos de instabilidade, observou-se a predominância da sobreposição dos modos global por flexão e local quando inserida a imperfeição local de $0,14 \cdot t$. Para a maioria dos perfis com o comprimento de 2000 e 2500 mm, houve

predominância dos modos local e global por flexão, independente da espessura e quantidade de conexões, enquanto para os perfis de comprimentos iguais a 500 e 1000 mm, o modo local e distorcional foram vistos com maior frequência.

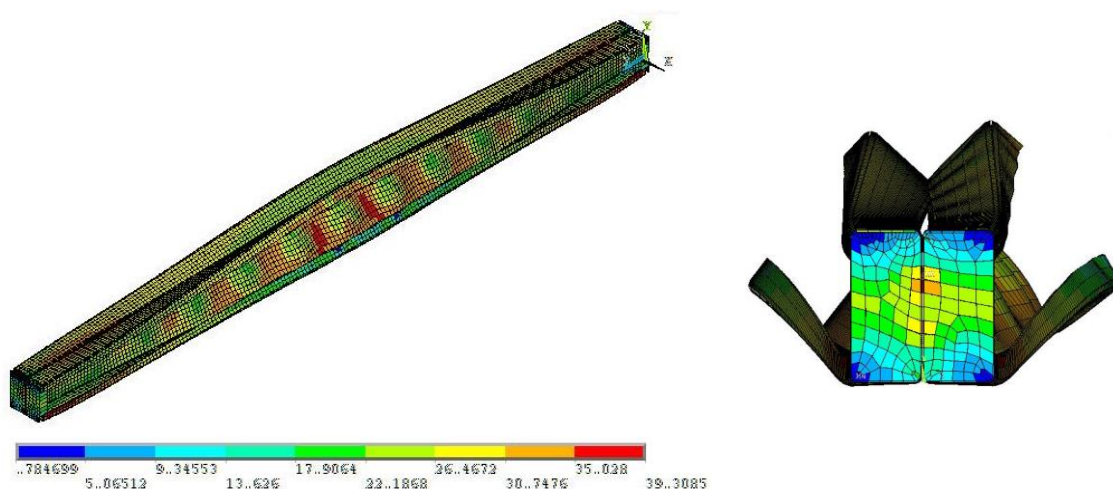


Figura 12 – Instabilidade por Flexo-torção/Local e distribuição de tensões de von Mises (Barra 2Ue 104x49x20x2,25/2000-0) – Com imperfeições $0,14 \cdot t$ (L); $0,64 \cdot t$ (D) e $L_{\text{barra}}/1500F$

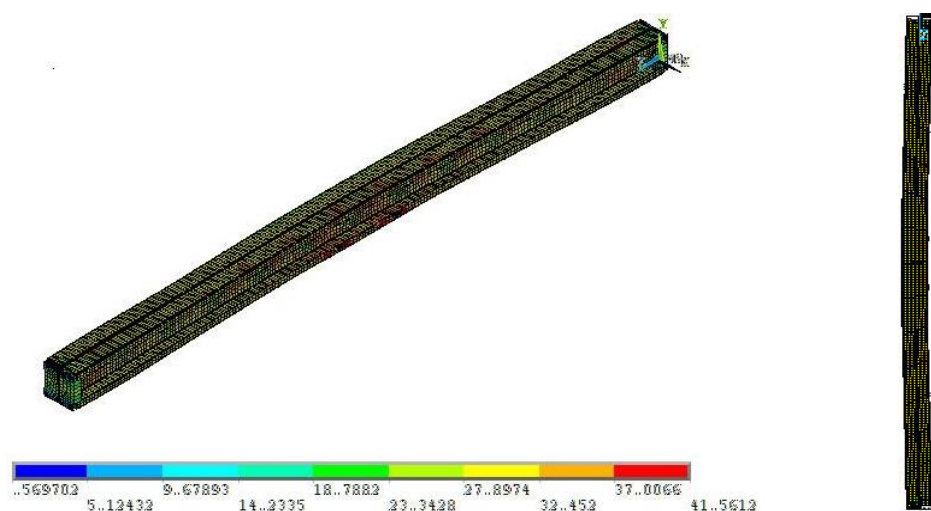


Figura 13 – Instabilidade Local/Flexão e distribuição de tensões de von Mises (Barra 2Ue 104x49x20x2,25/2000-4) – Com imperfeições $0,14 \cdot t$ (L); $0,64 \cdot t$ (D) e $L_{\text{barra}}/1500F$

6 Conclusões

As análises via Método dos Elementos Finitos apresentaram valores relativamente próximos daqueles obtidos com base nos procedimentos experimentais para validação dos modelos. No tocante às imperfeições geométricas iniciais, nota-se que sua consideração está atrelada em resultados mais próximos da realidade.

Foi possível observar maior influência da imperfeição local e distorcional em perfis menos esbeltos globalmente (comprimentos de 500 e 1000 mm), ao passo que a imperfeição global de flexão exerceu maior influência em perfis mais esbeltos (a partir

de 1500 mm). Concluiu-se, ainda, que com o aumento do número de conexões entre os perfis, os modos de instabilidade local e a combinação das instabilidades local e de flexão acabam se tornando mais predominantes como modos de falha.

A comparação dos resultados numéricos deste trabalho com os procedimentos de cálculo da ABNT NBR 14762:2010 e utilizando-se também do índice de esbeltez modificado do ANSI/AISI S100:2016, para os perfis objeto de estudo deste trabalho, evidencia que o procedimento recomendado resulta, em geral para maiores comprimentos, em valores muito conservadores com relação à segurança dos perfis.

Sobre as conexões inseridas nos modelos, estas são importantes no aumento da força normal resistente de compressão até um determinado número, a partir do qual este aumento tende a aproximar-se de zero. Assim, um aumento excessivo de conexões não contribui de modo significativo para elevar a força normal resistente.

Por oportuno, menciona-se também que o aumento da espessura dos perfis de 1,55 para 2,25 mm proporcionou uma redução na incidência da instabilidade distorcional e promoveu maior incidência das instabilidades local e global por flexão. Essa mudança nos modos de instabilidades se deve a um aumento mais significativo na tensão crítica referente ao modo distorcional, fazendo com que este deixe de ser o crítico com o aumento da espessura.

Nota-se, portanto, que o processo realizado neste trabalho demonstra a validade dos resultados obtidos e proporciona um aprofundamento do estudo dos perfis de aço formados a frio em seção duplo “Ue” costa a costa submetidos a compressão, possibilitando abrir novos horizontes de pesquisa voltados ao assunto aqui abordado. Entende-se também a necessidade de mais análises, experimental e numérica, no sentido de complementar os resultados aqui obtidos.

7 Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio da pesquisa.

8 Referências Bibliográficas

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

- ANSYS. **Structural nonlinearities**: user's guide for revision 13.0. Houston. v.1, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- CHAJES, A.; WINTER, G. Torsional-flexural buckling of thin-walled members. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v. 91, 1965.
- CHODRAUI, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. São Carlos. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2006.
- LAU, H. H., TING, T. C. H. **An investigation of the compressive strength of cold formed steel built-up I sections**. Proceedings of Sixth International Conference on Advances in Steel Structures. Edited by S. L. Chan. Hong Kong, China, 2009.
- LOURENÇO, P. B. **Métodos computacionais na mecânica dos sólidos não linear. Relatório 99-DEC/E-1**, Departamento de Engenharia Civil Universidade do Minho, Braga, Portugal, 1999.
- LU, Y.; ZHOU, T.; LI, W.; WU, H. Experimental investigation and a novel direct strength method for cold-formed built-up I-section columns. **Thin-Walled Structures**, v.112, p.125-139, January, 2017.
- MAIA, W. F. **Sobre a estabilidade de cantoneiras de aço formadas a frio submetidas à compressão**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- MAIA, W. F.; VIEIRA JUNIOR, L. C. M.; SCHAFER, B. W. Schafer; MALITE, M. Experimental and numerical investigation of cold-formed steel double angle members under compression. **Journal of Constructional Steel Research**. Fator de Impacto (2015 JCR): 1,7020, v.121, p. 398 - 412, 2016. ISSN: 0143-974X, 2016.
- SCHAFER, B. W.; PEKÖZ, T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 47, p. 193-210, 1998.
- SCHAFER, B. W. **Finite strip analysis of thin-walled members**. In: CUFSM: Cornell University – Finite Strip Method, 2001.
- STONE, T. A.; LABOUBE, R. A. Behavior of cold-formed steel built-up I-sections. **Thin-Walled Structures**, v. 43, n. 12, p. 1805-1817, 2005.
- TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. **Theory of elastic stability**. 2. ed. New York: McGraw-Hill. 541p, 1961.
- WHITTLE, J.; RAMSEYER, C. Buckling capacities of axially loaded cold-formed built-up C-channels. **Thin-Walled Structures**. v. 47, p. 190-201, 2009.
- WINTER, G. **Strength of Thin Steel Compression Flanges**. Transactions ASCE, Vol. 112, Issue 1, p. 527-554, 1947.
- YUANQUI, L.; YINGLEI, L.; WANG, S.; SHEN, Z. Ultimate load-carrying capacity of cold formed thin-walled columns with built-up box and I section under axial compression. **Thin-Walled Structures**. v. 79, p. 202-217, 2014.
- ZHANG, J. H.; YOUNG, B. Compression tests of cold-formed steel I-shaped open sections with edge and web stiffeners. **Thin-Walled Structures**, v. 52, p. 1-11, 2012.

A comparative analysis of the behavior of connections by adherence with other linear steel connectors

*Nunes, Kildenberg K. F. ¹; Diógenes, Hidelbrando J. F. ²; Costa, Lays R. A. ³ Ferreira, Josyverton G. ⁴

¹PPGECAM, Federal University of Paraíba, LABEME – Campus Universitário I, Castelo Branco, João Pessoa, PB, Brazil. e-mail: kildenberg.nunes@academico.ufpb.br *Corresponding author

²PPGECAM, Federal University of Paraíba, LABEME – Campus Universitário I, Castelo Branco, João Pessoa, PB, Brazil. e-mail: hjfd@academico.ufpb.br

³PPGECAM, Federal University of Paraíba, LABEME – Campus Universitário I, Castelo Branco, João Pessoa, PB, Brazil. e-mail: lays.costa@academico.ufpb.br

⁴PPGECAM, Federal University of Paraíba, LABEME – Campus Universitário I, Castelo Branco, João Pessoa, PB, Brazil. e-mail: josyverton.ferreira@ufpb.edu.br

ABSTRACT

Steel-concrete composite structures seem to be a formidable candidate to attend the demand for efficient building systems. A high number of works published with studies about the flexural behavior of steel-concrete structures, some of those works about Adherence connection. The general aim of this research was to evaluate the flexural behavior and functioning of adherence connections in comparison with other linear connectors through a systematic literature review. It was possible to do a qualitative analysis of load and vertical displacement, slip and uplift, fatigue behavior, cracking patterns and failure model and level of interaction of these composite structures with straight steel connectors. After that discussion, it was possible to deduce that connections by adherence show excellent performance in comparison with other types of linear connectors and other commonly used connectors such as stud type, especially in fatigue behavior, but there is still lack in information about continuous beam and long-term behavior.

KEYWORDS: *Steel-Concrete Composite structures, Shear transfer, Flexural action, Connection by adherence.*

RESUMO

Estruturas mistas de aço e concreto parecem ser uma escolha formidável para atender à demanda por sistemas de construção eficientes. Um grande número de trabalhos publicados com estudos sobre o comportamento à flexão de estruturas de aço e concreto, alguns desses trabalhos sobre conexão por aderência. Assim, o escopo desta pesquisa foi avaliar o comportamento das conexões por aderência em comparação com outros conectores retos de aço a partir de uma revisão sistemática. Foi possível fazer uma análise qualitativa da carga e deslocamento vertical, escorregamento e elevação, comportamento à fadiga, padrões de trincas e modelo de falhas e nível de interação dessas estruturas compostas com conectores de aço retos. Após essa discussão, foi possível deduzir que as conexões por aderência apresentam excelente desempenho em comparação com outros tipos de conectores lineares e outros conectores comumente usados, como o tipo *stud*, especialmente no comportamento à fadiga, mas ainda faltam informações sobre vigas contínuas e comportamento a longo prazo.

PALAVRAS-CHAVE: *Estruturas mistas de aço e concreto, Transferência de cisalhamento, Esforço de flexão, Conexão por aderência.*

* autor correspondente

1 CONTEXT AND MOTIVATION

In the last years, it was observed a great process of industrialization of construction and in countries with emerging markets that triggered the search for building systems that could be more efficient. In this context, steel-concrete composite structures seem to be a formidable candidate to attend this demand, once they can provide very competitive solutions when it comes to simple, fast, and economical construction that can accompany the requirements for quality, aesthetics, and cost.

Thus, the objective of this assembly is to combine high tensile strength of the steel and high compressive strength of the concrete. In this way, the resultant composite beam section is stiffer and resistant than a steel girder or the concrete slab alone.

Welded studs connectors are widely used in composite steel-concrete beams (PATHIRANA *et al.*, 2016). However, the stud-type connector concentrates stresses and cause intense cracking in the connection region. So, alternatives to steel beam–concrete slab connections without the use of the usual stud-type connectors have been studied for some time.

For this reason, research has advanced on straight connectors. Connections using straight connectors are characterized by continuity in the distribution of stresses, thus minimizing stress concentration implications in the concrete slab, which justifies the current context. So Leonhardt *et al.* (1987) proposed the first linear connector called Perfobond. The Perfobond consists of a flat steel plate with circular holes, welded onto the top table of the steel beam, idealized from the need to have a connector that does not allow friction between the steel and the concrete, and at the same time, only elastic deformations for service loads.

Considering a disadvantage of the Perfobond connector, which is the difficulty in positioning the lower reinforcement of the slab, Veríssimo *et al.* (2006) propose the Crestbond connector, formed by an indented plate, allowing, then, more efficiently the arrangement of the bars. According to Diógenes *et al.* (2015), this type of connector confers resistance to longitudinal shear and prevents uplift, which is the transverse separation between the metal beam and the concrete slab.

Another alternative is the Connections by adhesion, interlocking, and friction called “Connections by Adherence” by Thomann (2005), initially studied by Thomann and Lebet (2007), Papastergiou and Lebet (2014), and Diógenes *et al.* (2015), by presenting a group of full-scale flexural tests of composite beams. Those connections could be obtained by a straight steel connector with grooves on its surface.

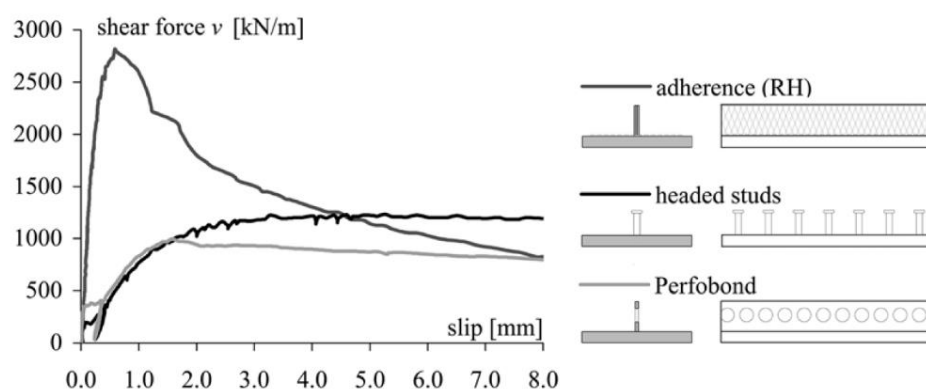


Figure 1 - Comparison of different connection types (THOMANN and LEBET, 2008).

Some of the results of push-out tests performed by Dauner (2002) and Thomann (2005) are illustrated in Figure 1. It can be seen that the Connections by Adherence exhibit very high shear resistance and stiffness compared to Headed Studs and Perfobond.

In that context, a comprehensive and systematic review (SR) of the literature related to the flexural behavior of Connections by Adherence can provide a better understanding of how those connections improve the solutions for composite structures.

2 OBJECTIVES

The general aim of this research is to study and understand the flexural behavior and functioning of adherence connections in comparison with other linear connectors through a systematic literature review, to offer foundations to researchers and engineers of structures. Thus, to achieve the general objective, some specific goals were established:

- Discuss key concepts, findings, and recommendations in previous research;
- Synthesize from the earlier studies, maximum shear strength, cracking panoramas, and connection parameters, such as load-slip (load x slip) behavior and load x vertical displacement;
- Identify the gap about the connections by adherence.

3 METHODOLOGY

After the brief review of the composite action in structures and how this could be achieved for beams, one must see that there is already useful information about connection by adherence, but that information can be synthesized to get new evidence about the use of this connection. So The methodology proposed in this study consists of a systematic review that aims to study the evidence related to the flexural behavior of connections by adherence

In this work, relevant studies were selected through database search criteria, inclusion criteria for the studies to select them, and criteria for evaluating the methodology and results of these, on the topic concerning connections by adherence from straight connectors in steel-concrete composite structures. This review made it possible to judge the flexural behavior of this type of connection through evidence already present in primary studies.

For the SR, the primary source of information was Scopus, officially named SciVerse Scopus, introduced by Elsevier Science in 2004. Web of Science and Scopus are the most comprehensive databases which are frequently used for searching the literature. However, Scopus covers a superior number of journals (CHADEGANI *et al.*, 2013).

3.1 Planning the review

This protocol specifies in advance the process of identifying relevant searches, e.g., how the identified search will be filtered. In this case, the research question was defined, the search strategy, and criteria of exclusion beyond the method of synthesis. According to the main objective and scope of this SR, the proposed research question was: *How is the flexural behavior of connections by adherence?*

This process was initiated by building a comprehensive set of search terms that relate to the level of interaction on composite structures. The Scopus® database was adopted using the strategy presented in Table 1. Thus, the researches were carried out in June of 2019.

Table 1 - Parameters used in the researches

	Research 1	Research 2	Research 3	Research 4
First field	<i>Connection by adherence OR shear connect*</i>	<i>Perfobond connector OR Perfobond rib connector OR Perfobond shear connector</i>	<i>Y-shaped OR T-shaped OR I-shaped OR Y-type OR T-type OR I-type OR "CR connector" OR Crestbond</i>	<i>Interlocking AND Friction AND Adhesion</i>
Operator	<i>AND</i>			
Second field	<i>Steel-concrete OR interaction OR composite beam</i>			

The exclusion criteria, which are directly related to the research aim, were developed to describe the types of study eligible to be an in-depth review. Exclusion criteria are listed in Table 2.

Regarding the exclusion criteria No. 5, it was also accepted works that studied composite slabs with one-way action, i.e., the same behavior of composite beam but with a smaller height. And for the exclusion criteria No. 6, the focus of this work is "how the connections by adherence behave in flexural action", but since the study about this type of connection is relatively new, were studied all continuous linear connectors since they have

similar characteristics and to have more evidence about the differences in the behavior of the connections by adherence.

Table 2 - Exclusion criteria

No.	Criteria	Reason for exclusion
1	Just article and review as document types	Another type may not be relevant
2	<i>Qualis</i> - CAPES higher than or equal to B2 /or have JCR	a. Quality and Validity of research b. To reduce biased data synthesis
3	Full-text articles unavailable electronically	Resources and time isn't available to gather them
4	Non-English language	May not be relevant and widely disseminated academically
5	Do not address experimental flexural behavior from composite beams.	Composite flexural behavior is the focus of the work
6	Do not address continuous linear connectors	The interaction provided by the connectors are the focus of the work

About the exclusion criteria No. 2, the quality of the studies was initially determined according to the parameters and procedures used by CAPES¹ for the stratification of the quality of scientific production, named *Qualis*. Besides, it was used the JCR (Journal Citation Reports), a statistical base from Thomson Reuters. So, to be included in the research, the reference needed to present a *Qualis* higher than or equal to B2 or have a JCR. the *Qualis* edition used for reference was that of the 2013-2016 Quadrennium.

4 RESULTS AND DISCUSSION

Twelve articles, in the end, met the inclusion criteria and were added to the SR, to be analyzed carefully. Figure 2 presents the flow diagram of studies search.

4.1 Study characterization

In selected studies, there are a lot of differences in the type of connection, connector use, the focus of the connection, etc. The selected papers were Kozuch and Lorenc (2019), Alves et al. (2018), Diógenes et al. (2018), Kim et al. (2014), Papastergiou and Lebet (2014), Li et al. (2012), Dudziński et al. (2011), Harnatkiewicz et al. (2011), Papastergiou and Lebet (2011), Jeong et al. (2009), Thomann and Lebet (2008), and Kim and Jeong (2006). The However, it can be seen some similarities in the load-displacement behavior. At first, for all studies, there is a linear behavior that covers almost the whole test. After that, it observed a constant drop in the inclination of the curve. For connections by adherence, Diógenes *et al.* (2018), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014) and Thomann and Lebet (2008), after this drop of inclination, it is observed a sudden loss in the capacity of the

¹Higher Education Personnel Improvement Coordination (CAPES) is a foundation linked to the Ministry of Education (MEC) of Brazil engaged in the expansion and consolidation of graduate studies (masters and doctorate) in all states.

beam, representing the rupture of the connection between the connector and the concrete, and in the last parts of the test, the curves go horizontally representing the plastification of the composite beam.

Table 3 shows an overview of all selected studies in the topics of application, studied behavior, type of cementitious material used, connector type, slab type, interfaces and type of connection.

In relation to the cementitious material used in the prototypes, for almost all studies was only used conventional concrete, but in those with connections by adherence, there was the use of High-Performance Mortar (HPM) in Diógenes *et al.* (2018) and High Strength Cement Grout (HSCG) in Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014), and Thomann and Lebet (2008). The last four cited works were also the only ones with the use of precast slabs, showing that connection by adherence has a good relation with pre-fabrication.

Jeong *et al.* (2009), and Kim and Jeong (2006) study the connection obtained by a perfbond connector with a steel deck profile. And in Kim *et al.*, (2014), It was analyzed the use of a Y-perfobond that is a variation of the Perfobond connector, that instead of being just a flat plate, in this one there is angled parts in the top part of the connector. In that work, it also had experiments with stud type connectors but only for comparison since it was not the focus of the paper.

As a methodological strategy, all other studies presented some variation in the experimental setup, either referring to geometry, load type, connector type, among others. Rationally, those differences are made in other to attend the aims of each work. To better understand the variations in the layout and the primary objective of the paper, in Table 4, there is the main characteristics of methodology.

4.2 Discussion

Even though the studies with composites beam reviewed in this work show considerable differences between each other as materials properties, different spans, the geometry of the structure, type of loading, etc., in this part, it will be discussed some of the principal characteristics of this analyzed works.

4.2.1 Load and vertical displacement

One of the essential characteristics of Structures subjected to flexural action is load-displacement behavior because that can provide a better understanding of how the structure will respond to the load. In the works of Alves *et al.* (2018), Diógenes *et al.* (2018), Jeong *et al.*

(2009), Kim and Jeong (2006), Kim *et al.* (2014), Li *et al.* (2012), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014), and Thomann and Lebet (2008), the load-displacement graph is provided. With so many types of connections, geometry, and proprieties of materials, it is challenging to compare the displacement of the studied specimens directly.

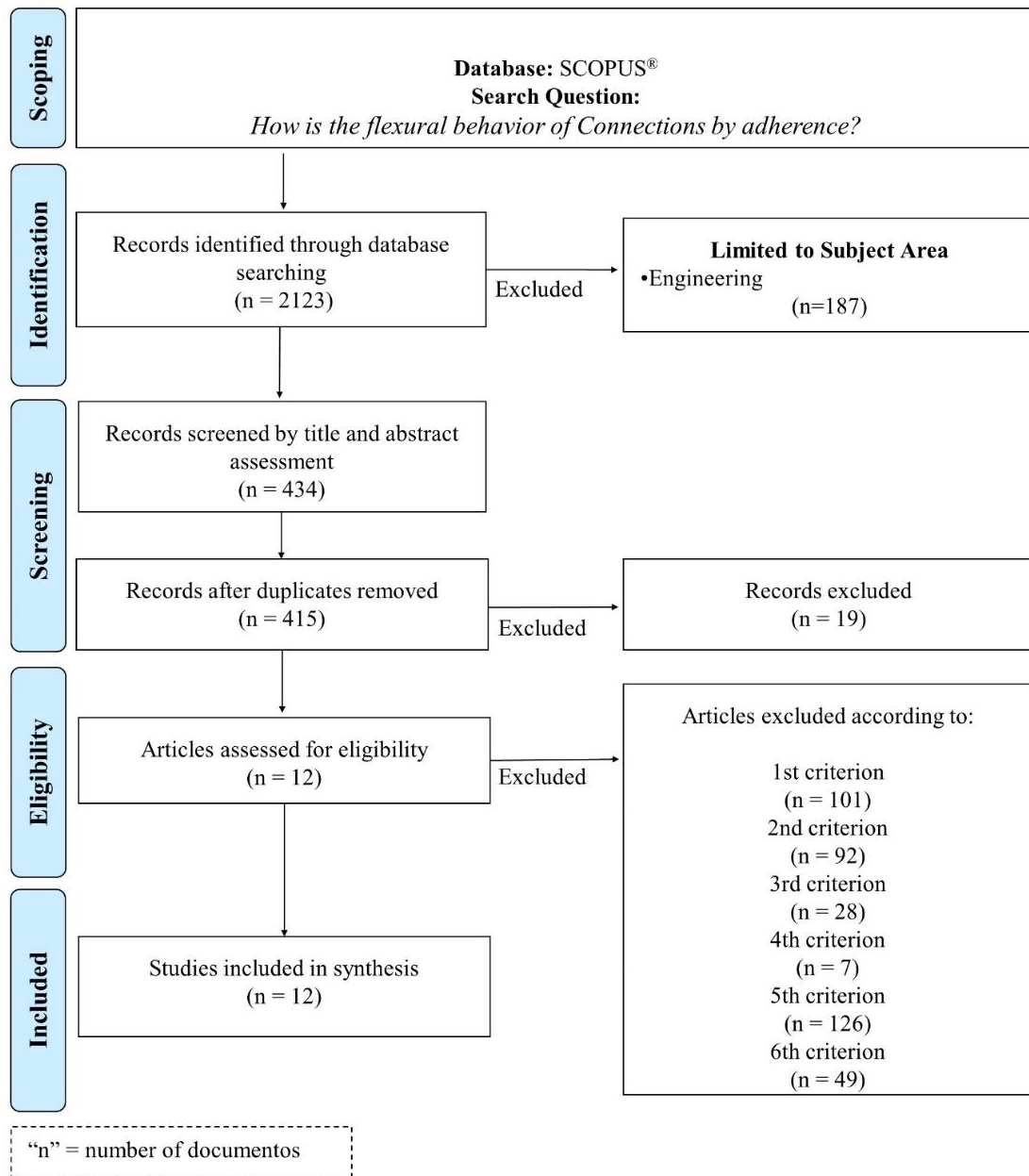


Figure 2 - Flowchart of the systematic review process (PRISMA flow diagram).

However, it can be seen some similarities in the load-displacement behavior. At first, for all studies, there is a linear behavior that covers almost the whole test. After that, it observed a constant drop in the inclination of the curve. For connections by adherence, Diógenes *et al.* (2018), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014) and Thomann and Lebet (2008), after this drop of inclination, it is observed a sudden loss in the capacity of the beam, representing the rupture of the connection between the connector and

the concrete, and in the last parts of the test, the curves go horizontally representing the plastification of the composite beam.

Table 3 - Overview of included studies.

Ref.	Application	Studied behavior	Cementitious material	Connector type	Slab type	Interfaces	Connection
Kożuch and Lorenc (2019)	Bridge	Dynamic and Static	CC	CL	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (a)
Alves <i>et al.</i> (2018)	General	Static	CC	CR	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (b)
Diógenes <i>et al.</i> (2018)	Building	Static	CC and HPM	Adherence	Cast-in-place and precast	1,2,3,4 and 5	Figure 3 (c)
Kim <i>et al.</i> (2014)	General	Static	CC	Y-PBL and stud	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (d)
Papastergiou and Lebet (2014)	Bridge	Dynamic and Static	CC and HSCG	Adherence	Precast	6, 7 and 8	Figure 3 (e)
Li <i>et al.</i> (2012)	General	Static	CC	Trapezoid	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (f)
Dudziński <i>et al.</i> (2011)	Bridge	Dynamic	CC	PZ	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (g)
Harnatkiewicz <i>et al.</i> (2011)	Bridge	Dynamic	CC	PZ	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (h)
Papastergiou and Lebet (2011)	Bridge	Dynamic and Static	CC and HSCG	Adherence	Precast	6, 7 and 8	Figure 3 (e)
Jeong <i>et al.</i> (2009)	Bridge	Static	CC	PBL	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (i)
Thomann and Lebet (2008)	Bridge	Static	CC and HSCG	Adherence	Precast	6, 7 and 8	Figure 3 (j)
Kim and Jeong (2006)	Bridge	Static	CC	PBL	Cast-in-place	1 and 2	Figure 3 (k)
Notes:		Types of interfaces					
CC		Conventional Concrete		1. Connector-Concrete			
CR		Crestbond		2. Steel profile-Concrete			
PZ		Puzzle shape		3. Connector-HPM			
PBL		Perfobond		4. Concrete-HPM			
CL		Clothoidal Shape		5. Steel profile-HPM			
Y-PBL		Y-Perfobond		6. Concrete-HSCG			
HPM		High-performance Mortar		7. HSCG-connector			
HSCG		High strength cement grout		8. Steel Profile-HSCG			

The same behavior, as for connections by adherence, was observed for Crestbond connection (ALVES *et al.*, 2018). For Kim *et al.* (2014), where is used Y-perfobond and stud connector, it is not observed a sudden loss in the capacity of the composite beam, i. e., the

curve initially has a positive inclination and then slowly goes to a horizontal line. The same behavior in Kim *et al.* (2014) is observed in Li *et al.* (2012), where is used a trapezoid connector.

It was used perfobond connectors with or without reinforcements through the holes in Jeong *et al.* (2009) and Kim and Jeong (2006), respectively. The behavior is a little different, the curve goes through a positive inclination to a negative vary fast, unfortunately it is not possible to see if, after this drop in the inclination of the curve, the curve would go horizontally, because it seems the author stopped the test right after this change in the rigidity of the composite structure.

4.2.2 Slip and Uplift

Many authors highlight the importance of studying slip and uplift that arise as shear connectors do not provide a perfect connection, resulting in the relative slip between materials.

Alves *et al.* (2018), Diógenes *et al.* (2018), Jeong *et al.* (2009), Kim and Jeong (2006), Kim *et al.* (2014), Li *et al.* (2012), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014) and Thomann and Lebet (2008) discussed about slip results. However, only Diógenes *et al.* (2018) and Alves *et al.* (2018) presented details about uplift in their results.

Alves *et al.* (2018)(ALVES *et al.*, 2018) showed, in the bending moment test, that the composite beams with CR connector showed minimal slip values, indicating that the connector used has high rigidity and provides a high degree of interaction between the steel and concrete sections. The same is true for uplift values, proving that the CR connector is very effective at preventing the uplift effect.

Kim *et al.* (2014) compared the results from Y-PBL with the Stud connector. Their experimental and numerical results showed that under the same loading conditions the Y-type perfobond had a higher stiffness relative to relative slip when compared to the Stud connector, indicating that the Y-type perfobond connector increased the composite beam interaction and, consequently, the load capacity of the composite beam.

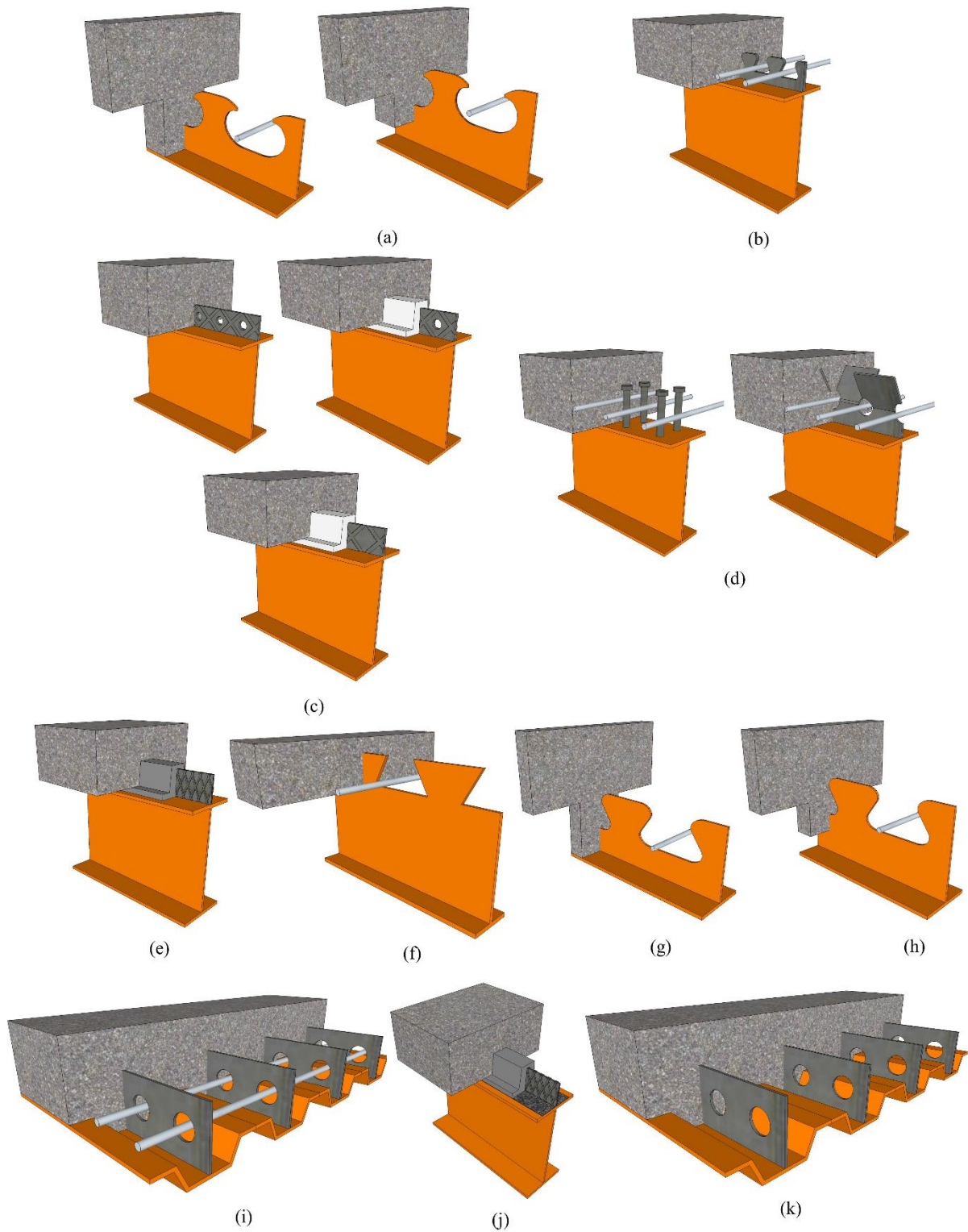


Figure 3 - Studied connections by Kozuch and Lorenc (2019) (a), Alves *et al.* (2018) (b), Diógenes *et al.* (2018) (c), Kim *et al.* (2014) (d), Papastergiou and Lebet (2014) (e), Li *et al.* (2012) (f), Dudziński *et al.* (2011) (g), Harnatkiewicz *et al.* (2011) (h), Papastergiou and Lebet (2011) (e), Jeong *et al.* (2009) (i), Thomann and Lebet (2008) (j) and Kim and Jeong (2006) (k).

Table 4 - Main characteristics of methodology.

Ref.	Nº of models	Setup description	Justification	Loading Type	Concrete Strength (MPa)	Connector f_y (MPa)
Kožuch and Lorenc (2019)	3	Four-point flexural test of composite slabs with a connected by CL shape composite dowel, with a span length of 4.85 m. Connectors in the vicinity of the point in which loads were applied were clad in foamed polystyrene to eliminate local perturbations.	Studies to the evaluation of the elastic resistance of the steel part of a continuous shear connection named CL shape for the application in bridge engineering, with attention was paid to fatigue resistance and therefore also to the need to determine the state of stresses in the connector.	DC and LC	74.20 (a)	443,00 (a)
Alves <i>et al.</i> (2018)	2	Simply supported composite beam with 3 m span, with a CR connector in the top flange of steel beam, analyzed by flexural tests and numerical study.	To complement the knowledge of the CR connector with new experimental tests performed on composite beams.	Monotonic/DC	38.13–39.15 (a)	282,41 (a)
Diógenes <i>et al.</i> (2018)	6	Simply supported composite beam with 3.3 m span, changing the types of connectors by adherence with and without holes, and different types of slab, Cast-in-place, and precast.	To contribute to the study of connections by adherence proposing new types of patterns in the connection and the use of this connection in precast slabs.	Monotonic/DC	37.60 (a) 94.00(e)	329,60 (a)
Kim <i>et al.</i> (2014)	1	A three-point bending test of a composite slab with connector Y-type Perfobond and other with stud connector were conducted, with a span length of 5,0 m.	To provide an analytical model of the proposed Y-type perfobond rib shear connector in a composite girder considering the partial composite behavior is developed to evaluate the structural behaviors of the girder.	LC	31.8–32.0 (a)	NI
Papastergiou and Lebet (2014)	1	Simply supported composite beam connected by adherence to a prefabricated slab with a length span of 9 m, first submitted to a static and fatigue loading. The gap between the elements is filled with high strength cement grout.	To study of design method and the experimental verification of a new type of steel-concrete composite beam with a prefabricated concrete slab under static and fatigue loading.	DC and LC	56.70 (a)	NI
Li <i>et al.</i> (2012)	6	Four-point flexural test of composite slabs with notched web of inverted T-shaped steel section, with a span length of 2,88 m varying the local of application Loads.	To identify the bending behavior of the composite beam with notched web of inverted T-shaped steel section and the factors affecting the bending behavior of the composite beam including the cubic compressive strength of concrete, the height of the composite beam, the size of trapezoid connector and reinforcement rate are considered.	DC	24.4-30.9 (a)	300.00-312.00 (a)

Dudziński <i>et al.</i> (2011)	1	Simply supported Composite beam with 3.6 m span, subjected to a fatigue test, where the concrete is connected to a cut steel beam in PZ shape.	To study the behavior of a composite beam using half of an I profile cut in PZ shape.	Cyclic/LC	NI	NI
--------------------------------	---	--	---	-----------	----	----

Table 4 (Continued)

Harnatkiewicz <i>et al.</i> (2011)	1	A four-point fatigue test of a composite slab with a connector steel dowel was conducted, with a span length of 3.6 m, to study fatigue cracks of the connector in tests cyclic loads.	To study an approach to estimating the fatigue resistance of composite dowels, focusing on a description of stress analysis in steel dowels, and the impact of the manufacturing method on fatigue lifespan.	LC	NI	NI
Papastergiou and Lebet (2011)	1	Simply supported composite beam connected by adherence to a prefabricated slab with a length span of 9 m, first submitted to a cyclic test, then to a static test. The gap between the elements is filled with high strength cement grout.	To simulate the behavior of the new steel-concrete connection with prefabricated concrete slab.	Monotonic and Cyclic/DC and LC	56.70 (a)	NI
Jeong <i>et al.</i> (2009)	16	Simply supported full-scale composite slabs formed by a steel deck connected by a PBL. Having two different span lengths of 3.5 and 2.5 m with four-point flexural test varying the shear span and reinforcement through the connector.	Aim to evaluate the longitudinal shear resistance using the m-k method for a steel-concrete composite bridge.	Monotonic/DC	30.00 (d)	368,00 (a)
Thomann and Lebet (2008)	6	Simple supported steel-concrete composite beams connected by adherence to a prefabricated slab and with the gap between the elements is filled with high strength cement grout, spanning 4–8 m, were tested to study the failure mechanism and the distribution of shear flow in the steel-concrete interface.	To analyze a new steel-concrete shear connection with prefabricated concrete slab, known as connections by adherence, whose resistance is due to friction between various interfaces.	DC	NI	NI
Kim and Jeong (2006)	9	Four-point flexural test of composite slabs formed by a steel deck connected by a PBL, with, span length of 3.5 m varying the type of steel deck used and no reinforcement is used through the connector.	Aim to assess the usability of PBL for composite bridge decks with profiled steel sheeting and application of the proposed deck system for a bridge.	Monotonic/DC	35.10 (a)	368,00 (a)

Notes: (a) Mean value; (b) Steel fiber; (c) Prismatic; (d) Design strength; (e) HPM strength; DC - Displacement control; LC - Load control; NI - Not informed.

The trapezoid connector from Li *et al.* (2012) shows in its behavior that loads between 20% and 40% of the ultimate load (P_u) do not cause any slip. When the load reaches 40% to 60% of P_u , a slight slip is observed. However, there is no appearance of cracks in the sample, which indicates that the sample remains in the elastic state. When reaching loads above 70%, there is an increase of slip and the appearance of longitudinal cracks in the concrete slab.

Diógenes *et al.* (2018) used connectors by adherence, type R and type RP. Their results showed that both connectors presented resistant capacity even after composite beam plasticization. However, it was not possible to detect a significant influence on the slip evolution about the connector variation. The research also used two types of slabs, cast-in-place and precast. Samples with slab cast-in-place showed higher rigidity and, consequently, less slip than precast slabs, indicating a higher interaction between the steel beam and the concrete slab in the first case. Regarding uplift, all models did not present values above 0.5 mm.

According to the same author, this was due to the action of the slab's weight and the direction of load application, which promoted an increase in the stiffness of the composite action in the beams, in comparison with push-out tests.

Also using adherence connectors, Papastergiou and Lebet (2011) and Papastergiou and Lebet (2014) performed a fatigue test and studied the influence of cyclic loading on slip during the test and residual slip after it. Subsequently, a static test was performed to verify the impact of the fatigue test on the final capacity of the composite beam. The results showed that in the fatigue test, the residual slip increases with repeated loading. However, after one million cycles, the increase in residual slip tends to be limited. In the static test, slip at failure developed only at one end of the beam and only after complete section plasticization. Despite the residual slip in fatigue tests, those tests have little influence on the resistant shear capacity of the composite beam.

In the same line as the adherence connectors, Thomann and Lebet (2008) show that during the test a large peak in slip distribution was measured when the bending moment exceeded the resilient elastic moment of the composite beam. The author states that this is due to the emergence of a shear flow peak that must always remain below the shear strength so that no brittle composite beam failure occurs.

Finally, Kim and Jeong (2006) and Jeong *et al.* (2009) presented the perfobond rib shear connector. The flexural tests performed by Jeong *et al.* (2009) showed that, for this connector, the larger the span analyzed, the higher the slip, which for the tested samples presented an end-slip ranging from 0.4 to 1.1 mm. In turn, Kim and Jeong (2006) showed that in the elastic phase, the slip measured in the samples was almost zero.

Their results indicated that the behavior of the composite deck could be defined as ductile.

4.2.3 Fatigue behavior

As seen in However, it can be seen some similarities in the load-displacement behavior. At first, for all studies, there is a linear behavior that covers almost the whole test. After that, it observed a constant drop in the inclination of the curve. For connections by adherence, Diógenes *et al.* (2018), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014) and Thomann and Lebet (2008), after this drop of inclination, it is observed a sudden loss in the capacity of the beam, representing the rupture of the connection between the connector and the concrete, and in the last parts of the test, the curves go horizontally representing the plastification of the composite beam.

Table 3, most of the studies for straight connectors are designed for bridge application, so for this use, the knowledge about the cyclic behavior of this structure is essential since the load applied in the real structure is cyclic as well. However, just in Dudziński *et al.* (2011), Harnatkiewicz *et al.* (2011), Papastergiou and Lebet (2011) and Papastergiou and Lebet (2014), it was presented fatigue test, where the last two cited discuss about the same experiment, and in Kożuch and Lorenc (2019), it was performed tests with cyclic loads but just 25 times that does not make a significant difference in the static tests that were done later.

Regarding the behavior observed in those studies, there was a complete failure due the cyclic load in Dudziński *et al.* (2011) and Harnatkiewicz *et al.* (2011), it was the intention of the authors to go until failure, but one should note that there were considered cracking even in the steel profile. However, in the work of Papastergiou and Lebet (2011), and Papastergiou and Lebet (2014), where the maximum value of the loads applied reached approximately 82% of the ultimate load obtained in the static test.

For the same last two works cited, after five million cycles since the accumulated slip had stabilized, there was only a minor influence for the overall bending performance of the beam with a little change in the elastic neutral axis of the beam. So it can be seen that connections by adherence have an enhanced fatigue resistance since those connections were primarily designed for bridge uses.

It is note-worth that in the works of Dudziński *et al.* (2011) and Harnatkiewicz *et al.* (2011), there is an emphasis on how the profiles are cut since, in those studies, the steel profile is also the connector formed through the cut in the middle resulting in two T beams. Depending on the technique that was used in the cut – plasma, gas, or water – the resistance for fatigue, a difference from the connectors used in adherence connectors that don't show this relation.

4.2.4 Cracking patterns and failure model

To know better the structural behavior of the structures, one must pay attention to the failure modes and cracking patterns that may occur, so it is essential to identify those characteristics from the composite beam using straight connectors. According to Jeong, Kim and Koo (2009), the failure mode is related to the longitudinal shear resistance of the specimen. Thus this information can help us do understand how is the level of interaction between the two elements.

This rupture can be fragile or ductile, and those different behaviors may ask different provisions for preventing failure. Also cracking pattern that usually occurs before the rupture of the structures helps to know how close to the failure is the structure and what will factor will lead to rupture.

According to the review studies, the main failures can be conditioned by concrete crushing, cracking of the concrete or the steel beam, Plastification of the steel beam (Therefore, it is understood that the composite connection from straight connectors has its limit of rupture usually governed by the rupture of concrete slabs and sometimes show fragile behavior when the rupture occurs in the connections. That indicates that connections with straight connectors provide good interaction between two elements, but the interaction also depends on the characteristics of each element separated.

Table 5). So it is interesting to see what causes different types of failures in linear connections. With that said, it is in your interest to make the following points:

- a) Only two studies showed cracks in the steel profile: Dudziński *et al.* (2011) and Harnatkiewicz *et al.* (2011). Besides the cracking in the steel, there was concrete cracking in the lower part. The two studies used the same type of connection, PZ shape. The different behavior in those two studies concerning other studies is because the specimens were submitted to

fatigue tests until failure. Besides in those studies, as mentioned before, has as steel profile a T beam, in other studies which had also fatigue tests had profiles with lower and upper flange and did not show cracking in the beam. Also, with the help of numerical models, it was possible to see cracks in the middle of the concrete a lot before the rupture.

- b) Four studies selected in this work presented as their primary mode of rupture of composite beams the rupture of concrete slabs: Alves *et al.* (2018), Kim. *et al.* (2014), Kozuch and Lorenc (2019) and Thomann and Lebet (2008). That shows that even with the rupture of some parts of the concrete, the connection between the two elements is still working. Also though it was not the event that causes the failure of the composite beam, in the studies of Papastergiou and Lebet (2011) and Papastergiou and Lebet (2014), there was also concrete crushing. Almost 50% of the studies showed this behavior, and half of them are connections by adherence, showing those connections can achieve even higher loads with better quality concretes.
- c) In six studies there was failure due to the intensive cracking of the bottom part of concrete: Diógenes, El Debs and Valente (2018), Dudziński *et al.* (2011), Harnatkiewicz *et al.* (2011), Jeong, Kim and Koo (2009), Kim and Jeong (2006) and Li, Li and Li (2012). That kind of rupture is not just related with just resistance of the connection, because when concrete starts to crack near the interface connector-concrete, the interaction between those elements starts to fail, as well as the shear resistance starts to decrease. The case described is likely what happened in Diógenes, El Debs and Valente (2018) and in part of the experiments in Li, Li and Li (2012), because in other tests in the same work there were differences in the shear span that provoked cracks from more significant shear stress, the same as in Jeong, Kim and Koo (2009) and Kim and Jeong (2006).
- d) In the studies Papastergiou and Lebet (2011) and Papastergiou and Lebet (2014), the authors talk about the same experiment. This experiment had as principal cause of failure the plastification of the steel beam, which shows that the connection by adherence in this study provided an excellent interaction between the two elements, indicating that the concrete had

practically only compression with continuity in the stresses, with steel in tension.

- e) Even though in other studies with different tests (Push-out tests) with connection by adherence indicated that those connections had a fragile rupture (DIÓGENES; EL DEBS; VALENTE, 2015). There were differences in the behavior of those connections in the studied works. In Diógenes, El Debs and Valente (2018), only the cast-in-place slabs showed this behavior and in Thomann and Lebet (2008) the same was observed, but in Papastergiou and Lebet (2011) a ductile behavior was observed. The work that for all specimens presented a fragile behavior other than the one cited before is Alves *et al.* (2018), with the CR connector, the last ones had differences depending on the shear span or different types of steel profiles.

Therefore, it is understood that the composite connection from straight connectors has its limit of rupture usually governed by the rupture of concrete slabs and sometimes show fragile behavior when the rupture occurs in the connections. That indicates that connections with straight connectors provide good interaction between two elements, but the interaction also depends on the characteristics of each element separated.

Table 5 - Main failure mode.

Ref.	Main failure mode
Kożuch and Lorenc (2019)	Brittle fracture of the reinforced concrete slab at the top.
Alves <i>et al.</i> (2018)	Concrete crushing in the upper part of the slab and high vertical deflection.
Diógenes <i>et al.</i> (2018)	Significant cracking in the lower part of concrete with steel beam plastification.
Kim <i>et al.</i> (2014)	Plastification of the steel beam.
Papastergiou and Lebet (2014)	Concrete crushing in the upper part of the slab.
Li <i>et al.</i> (2012)	Concrete shear rupture between the support and the application load point or significant cracking.
Dudziński <i>et al.</i> (2011)	Cracking in the lower part of the concrete and the steel beam.
Harnatkiewicz <i>et al.</i> (2011)	Fatigue cracks in steel beam and concrete.
Papastergiou and Lebet (2011)	Plastification of the steel beam.
Jeong <i>et al.</i> (2009)	Significant cracking.
Thomann and Lebet (2008)	Concrete crushing.
Kim and Jeong (2006)	Significant cracking.

4.2.5 Level of interaction

It is difficult to evaluate the maximum load for different composite structures since different materials and geometry are used, so here the maximum load obtained is normalized by the maximum load that would be obtained if considered full interaction between the concrete and the steel, this ratio will be called level of interaction here.

In Alves *et al.* (2018), the bending strength resulted in a value of 152.0 kN.m which corresponds to a maximum load value of 253.3 kN, with calculations based on European Committee For Standardization (2004) and BS EN 1992-1-1 (2004). But this value was surpassed during the experimental tests, with a maximum load of 284.7 kN, i.e., a level of interaction 112 %, of course the maximum of this ratio should be 100 %, but depending on calculation and variability of materials, could reach higher values. But with this value, one must say that with this connector, it can reach a full shear connection.

For all studies with connections by adherence: Diógenes, El Debs and Valente (2018), Papastergiou and Lebet (2011), Papastergiou and Lebet (2014) and Thomann and Lebet (2008), it was reached full shear connection, with a level of interaction a little bit greater than 100 %. Only in some specimens from Diógenes, El Debs and Valente (2018), it was not possible to reach this full connection in precast slabs, which can be because the rupture occurred in the interface of HPM and concrete so that interface is weaker than the connection with the steel connector. In Kim *et al.* (2014), there is a comparison between the level of interaction that could be obtained with stud or Y-perfobond connectors confronted with results from numerical simulation. The levels of interaction obtained were 80.8% and 82.4% for Stud and Y-PBL connectors, respectively.

For other authors studied in this work, there is not compared values of maximum strength, and some of those, could not be calculated by simple normative calculations due to their different geometries as T shaped steel beam with different cut patterns.

5 CONCLUSIONS

The conclusions can be summarized in the following points:

- The synthesis of the wide range of studies and their respective methodologies allowed a new way of thinking about adherence connection and its flexural behavior.

- For the load-displacement behavior, it is almost equal to all reviewed connections, with a distinct difference, sudden loss of rigidity when the connection is ruptured. So it should be paid attention that those connections should remain in elastic state.
- Regarding the uplift and the slip, the connections by adherence provided small values during almost all tests, showing a high interaction. Only after the ruptures, great slips can be observed.
- As the connections by adherence were primarily developed for bridge uses, the fatigue behavior of those connections is excellent in comparison to other connectors, showing just a small residual slip and displacement in the neutral line axis. However, it did not affect the static results significantly.
- Therefore, it is understood that the composite connection from straight connectors has its limit of rupture usually governed by the rupture of concrete slabs and sometimes show fragile behavior when the rupture occurs in the connections. That indicates that connections with straight connectors provide good interaction between two elements, but the interaction also depends on the characteristics of each element separated.
- Regarding the level of interaction obtained for all connections in this work, it is possible to say that connections by adherence have full shear connection, wherein all studies with those connections it was possible to reach in the tests the expected ultimate load with full interaction, obtained by normative calculation or numerical calculations.
- There is still lack of information about the continuous beam and long-term behavior of connection by adherence.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brazil (CAPES) – Finance code 001.

REFERENCES

- ALVES, A. R. et al. Prospective study on the behaviour of composite beams with an indented shear connector. *Journal of Constructional Steel Research*, cited By 1, v. 148, p. 508–524, 2018.
- BS EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. British Standards Institution, 2004.

CHADEGANI, A. A. et al. A comparison between two main academic literature collections: Web of science and scopus databases. Asian Social Science, cited By 161, v. 9, n. 5, p. 18–26, 2013.

DAUNER, H. G. Techniken zum Bau der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken. Stahlbau, v. 71, n. 8, p. 625–631, 2002.

DIÓGENES, H. J. F.; EL DEBS, A. L. H. C.; VALENTE, I. B. Experimental analysis of new interfaces for connections by adhesion, interlocking and friction. Journal of Constructional Steel Research, v. 110, p. 170–181, 2015.

DIÓGENES, H. J. F.; EL DEBS, A. L. H. C.; VALENTE, I. B. Tests on composite beams using new connections by adherence. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, v. 171, n. 2, p. 149–165, 2018.

DUDZIŃSKI, W. et al. Study on fatigue cracks in steel-concrete shear connection with composite dowels. Archives of Civil and Mechanical Engineering, v. 11, n. 4, p. 839–858, 2011.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. . Brussels: [s.n.], 2004.

HARNATKIEWICZ, P. et al. Research on fatigue cracks in composite dowel shear connection. ENGINEERING FAILURE ANALYSIS, v. 18, n. 5, p. 1279–1294, jul. 2011.

JEONG, Y.-J. Y.-J.; KIM, H.-Y. H.-Y.; KOO, H.-B. H.-B. Longitudinal shear resistance of steel–concrete composite slabs with perfobond shear connectors. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 1, p. 81–88, jan. 2009.

KIM, H.-Y. Y.; JEONG, Y.-J. J. Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs. Journal of Constructional Steel Research, v. 62, n. 5, p. 463–471, 2006.

KIM, S.-H. et al. Behavior of composite girder with Y-type perfobond rib shear connectors. JOURNAL OF CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH, v. 103, p. 275–289, 2014.

KOŻUCH, M.; LORENC, W. Stress concentration factors of shear connection by composite dowels with MCL shape. Archives of Civil and Mechanical Engineering, cited By 0, v. 19, n. 1, p. 32–46, 2019.

LEONHARDT, F. et al. Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau, v. 82, n. 12, p. 325–331, 1987.

LI, G.-Q.; LI, X.; LI, L. Experimental study on the bend and shear behaviors of steel-concrete composite beams with notched web of inverted T-shaped steel section. International Journal of Steel Structures , v. 12, n. 3, p. 391–401, 2012.

PAPASTERGIOU, D.; LEBET, J.-P. Design and experimental verification of an innovative steel-concrete composite beam. JOURNAL OF CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH, v. 93, p. 9–19, 2014.

PAPASTERGIOU, D.; LEBET, J.-P. New steel-concrete connection for prefabricated composite bridges. Stahlbau, v. 80, n. 12, p. 894–903, dez. 2011.

THOMANN, M. connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton. 2005. ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, 2005.

THOMANN, M.; LEBET, J.-P. A mechanical model for connections by adherence for steel-concrete composite beams. ENGINEERING STRUCTURES, v. 30, n. 1, p. 163–173, jan. 2008.

THOMANN, M.; LEBET, J. P. The modelling of an embossed steel-to-cement paste confined interface loaded in shear. Journal of Constructional Steel Research, 2007.

VERÍSSIMO, G. S. et al. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM CONECTOR DE CISALHAMENTO EM CHAPA DE AÇO ENDENTADA PARA ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO. 2006, Campinas, Brasil: [s.n.], 2006.

WIJESIRI PATHIRANA, S. et al. Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. Engineering Structures, v. 114, p. 181–194, 2016.

Estabilidade de estruturas tubulares em situação de içamento

Luiz Fernando C. R. Braz¹ e Mauro Schulz^{2*}

¹ Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Rua Passo da Pátria, 156, Bloco D, 4º and., Niterói, RJ 24210-240, Brasil, luizfernandobraz@id.uff.br

² Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Rua Passo da Pátria, 156, Bloco D, 4º and., Niterói, RJ 24210-240, Brasil, mschulz@id.uff.br

Stability of tubular structures during lifting

Resumo

Esta pesquisa investiga a estabilidade das estruturas durante a montagem e o içamento. O planejamento da fabricação nem sempre inclui os travamentos diretos de banzos comprimidos. A formulação proposta para estruturas tubulares considera a rigidez dos sistemas indiretos de travamento, reduzindo custos de reforços temporários. A análise inclui o comportamento não linear físico e geométrico, as tensões residuais e as imperfeições geométricas. As propriedades inelásticas das seções transversais são calculadas em cada iteração. A derivada da matriz de rigidez é definida explicitamente, evitando erros numéricos. O fator de carga crítica, estimado em cada passo de carga, converge para o fator de carga limite que satisfaz a estabilidade da estrutura. O processo iterativo tem boas características de convergência e os exemplos apresentam boa correlação com resultados da literatura.

Palavras-chave: Estabilidade, Análise não linear, Viga de Timoshenko, Seção tubular

Abstract

This research investigates the stability of structures during assembly and lifting. Construction planning does not always include direct bracing of compression chords. The proposed formulation for tubular structures considers the stiffness of indirect bracing systems, reducing costs of temporary reinforcements. The analysis includes physical and geometric nonlinear behavior, residual stresses and geometric imperfections. The inelastic properties of the cross sections are calculated in each iteration. The derivative of the stiffness matrix is defined explicitly, avoiding numerical errors. The critical load factor, estimated at each loading step, converges to the limit load factor that satisfies the stability of the structure. The iterative process has good convergence characteristics and the examples show a good correlation with results in the literature.

Keywords: Stability, Nonlinear analysis, Timoshenko beam, Hollow section.

* autor correspondente

1 Introdução

A estratégia de fabricação em partes das estruturas *offshore* facilita o acesso, permite a execução em paralelo e reduz a incidência de tarefas que envolvem especialização e risco, tais como as soldas sobre cabeça e os trabalhos em altura.

Em uma plataforma de petróleo *offshore*, *topsides* são estruturas usualmente modulares localizadas acima do nível do mar. Esses módulos podem ser construídos por meio de subestruturas. A fabricação e a montagem das subestruturas e dos módulos são frequentemente realizadas no canteiro. Os módulos são transportados e integrados à estrutura final da plataforma em águas calmas ou mar aberto.

A movimentação dos módulos e das subestruturas é auxiliada por sistemas de içamento durante a construção (Figuras 1 e 2). A manobra pode ser realizada por um único guindaste ou por um conjunto de guindastes.



Fig. 1 - Içamento de um módulo completo Fig. 2 - Içamento de uma subestrutura

O arranjo de içamento depende não só das dimensões e magnitudes das cargas, como também das características e da disponibilidade dos equipamentos.

O guindaste se conecta ao arranjo de içamento por meio do moitão (Figura 3). Este é constituído por um conjunto de polias com um gancho em sua extremidade. É comum o gancho do moitão ter um destorcedor (*swivel*). A estabilidade rotacional do içamento, quando este é feito por um único moitão, pode ser garantida por cabos-guia

que são controlados por colaboradores no solo.

No arranjo por pega direta, os cabos de içamento conectam os moitões diretamente à estrutura. São também utilizados arranjos com dispositivos auxiliares, tais como vigas de içamento (Figura 4). Estes dispositivos possibilitam o agrupamento de cabos e facilitam o alinhamento dos baricentros com os pontos de pega.

Os cabos de aço são fabricados por encomenda nos comprimentos necessários. Eles são utilizados com as suas terminações na forma de laço para que possam ser conectados aos demais acessórios de içamento.

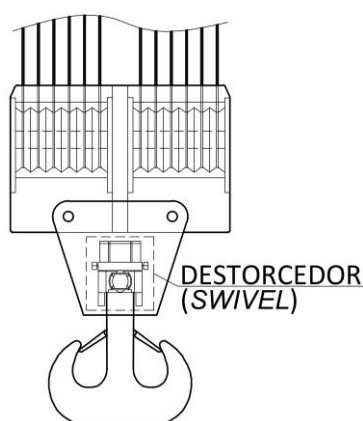


Fig. 3 – Moitão



Fig. 4 – Viga de içamento

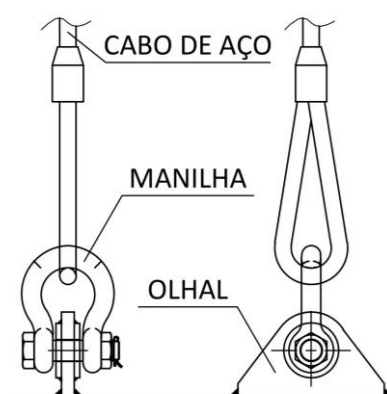


Fig. 5 – Manilha e olhal

As manilhas são elementos do arranjo de içamento que conectam os cabos de aço aos olhais (Figura 5). Os olhais são formados por chapas planas de aço que apresentam um furo circular para a fixação do pino da manilha. É comum a instalação de chapas de reforço sobrepostas ao olhal, que melhoram sua resistência e reduzem as folgas da manilha. As vigas de içamento e os olhais são verificados pelas normas aplicadas às estruturas em içamento, tais como a NBR8800 (ABNT, 2008), a NBR16239 (ABNT, 2013) e a ANSI/AISC-360 (AISC, 2016).

A norma DNVGL-ST-N001 (DNV GL, 2016) estabelece recomendações para os arranjos de içamento. O ângulo do cabo em relação à horizontal deve ser superior a 45°. A manilha é projetada para suportar o carregamento alinhado ao plano de seu arco e perpendicular ao pino, e outras condições de carga devem ser evitadas. Os esforços solicitantes durante o içamento dependem da configuração geométrica do arranjo.

As estruturas em montagem e içamento podem estar submetidas a esforços solicitantes que não ocorrem após a sua integração à plataforma. A norma DNVGL-ST-

N001 (DNV GL, 2016) indica considerações sobre as ações durante o içamento, incluindo efeitos dinâmicos, condições geométricas de inclinação e rotação, incerteza sobre a distribuição das forças nos cabos, incerteza sobre a posição do baricentro e possíveis falhas de elementos localizados.

Os elementos das estruturas parcialmente montadas frequentemente apresentam redução de capacidade de carga pela ausência de travamentos que serão posteriormente integrados. Reforços temporários são comuns, mas causam grande impacto na produtividade e demandam recursos para instalação e remoção.

Entretanto, mesmo quando o planejamento de fabricação não inclui o travamento lateral direto de um banzo comprimido, este pode estar suficientemente restringido por montantes e diagonais. Este sistema de suporte lateral indireto é semelhante ao que ocorre em vigas treliçadas invertidas do tipo *pony truss*.

Esta pesquisa apresenta uma formulação para a verificação da estabilidade de estruturas tubulares que permite considerar os sistemas indiretos de travamento lateral, viabilizando soluções de içamento e reduções significativas de reforços temporários. A metodologia desenvolvida particulariza uma formulação mais geral, eliminando termos que podem ser desprezados neste problema. O comportamento não linear do material, as tensões residuais e as imperfeições geométricas são considerados. As propriedades das seções transversais são integradas numericamente em cada passo de cálculo. O procedimento proposto se caracteriza pela determinação explícita da derivada direcional da matriz de rigidez e pela investigação da possibilidade de instabilidade a cada etapa do carregamento, com base em propriedades não lineares físicas e geométricas atualizadas. O fator de carga crítica estimado converge para o último fator de carga que satisfaz a condição de estabilidade, garantindo a precisão dos resultados.

Algumas hipóteses simplificadoras são adotadas. Os deslocamentos são considerados finitos, mas admite-se que essas estruturas tubulares possam ser tratadas no campo das rotações infinitesimais. Instabilidades locais não são consideradas. Todas as ligações tubulares são consideradas rígidas.

A elastoplasticidade é tratada de forma simplificada. O comportamento não linear é

considerado na direção longitudinal por meio de uma relação constitutiva unidimensional. O carregamento é definido como monotônico e aplicado de forma incremental. Estas considerações permitem satisfazer as equações de equilíbrio, compatibilidade e constitutivas sem a decomposição das deformações em parcelas elásticas e plásticas.

2 Formulação teórica

2.1 Equação de equilíbrio

A Figura 6 apresenta um elemento de barra de Timoshenko com quatro nós. Esta discretização permite considerar a deformação do eixo relativa à corda, entre os nós extremos do elemento. A configuração de referência é definida no sistema de coordenadas X_i , onde $i=1, 2$ ou 3 . Os termos ζ_i e θ_i são os deslocamentos e as rotações da origem da seção transversal, respectivamente. As seções permanecem planas e se mantêm indeformáveis no seu plano. Instabilidades locais não são consideradas.

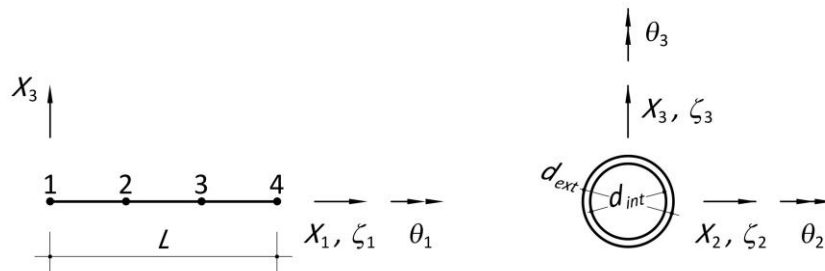


Fig. 6 - Elemento de Timoshenko de quatro nós e seção transversal do perfil tubular

A formulação Lagrangeana total proposta por Schulz e Filippou (2001) é particularizada para as estruturas tubulares discutidas neste trabalho. Admitindo que as rotações θ_i sejam infinitesimais, os vetores das curvaturas κ e das distorções ϕ resultam em

$$\kappa = \begin{bmatrix} \kappa_1 \\ \kappa_2 \\ \kappa_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \theta'_3 \end{bmatrix}, \quad \phi = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \theta_3 & -\theta_2 \\ -\theta_3 & 1 & \theta_1 \\ \theta_2 & -\theta_1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (1+\zeta'_1) \\ \zeta'_2 \\ \zeta'_3 \end{bmatrix} \quad (1)$$

A apóstrofe representa a diferenciação em relação ao eixo X_1 , i.e. $()' = \partial() / \partial X_1$.

Considerando que as deformações axiais ζ'_1 são também infinitesimais e desprezando

os termos quadráticos $\kappa_i \theta_j$, $\kappa_i \zeta'_1$, $\theta_i \zeta'_1$ e $\zeta_1'^2$, encontra-se

$$\phi_2 = -\theta_3 + \zeta'_2, \quad \phi_3 = \theta_2 + \zeta'_3 \quad (2)$$

$$\varepsilon_{11} = \zeta'_1 + (\zeta_2'^2 + \zeta_3'^2)/2 - (\theta'_3 - \theta'_1 \zeta'_3) X_2 + (\theta'_2 - \theta'_1 \zeta'_2) X_3 \quad (3)$$

$$2\varepsilon_{12} = 2\varepsilon_{21} = \phi_2 - X_3 \theta'_1, \quad 2\varepsilon_{13} = 2\varepsilon_{31} = \phi_3 + X_2 \theta'_1 \quad (4)$$

onde ε_{ij} são as componentes do tensor de deformações de Green-Lagrange. Os termos ε_{22} , ε_{33} , ε_{23} e ε_{32} são iguais à zero. Os termos $\theta'_1 \zeta'_3$ e $\theta'_1 \zeta'_2$ não são aqui considerados tendo em vista que os perfis tubulares não estão sujeitos à flambagem por flexo-torção (AISC, 2016).

Aplicando o princípio da energia de deformação mínima, encontra-se

$$\int_V (\delta \varepsilon_{11} \sigma_{11} + 2\delta \varepsilon_{12} \sigma_{12} + 2\delta \varepsilon_{13} \sigma_{13}) dV = \delta \mathbf{U}^T \mathbf{F} \quad (5)$$

onde σ_{ij} são as componentes do segundo tensor de Piola-Kirchhoff e V é o volume do elemento. $\mathbf{F}$ e $\mathbf{U}$ são os vetores de forças e deslocamentos nodais, respectivamente.

O vetor de deformações normais $\boldsymbol{\varepsilon}_n$ e o vetor de posição $\mathbf{p}$ são dados por

$$\mathbf{p}^T = [1 \quad X_2 \quad X_3] \quad (6)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_n = \left[(\zeta'_1 + \zeta_2'^2/2 + \zeta_3'^2/2) \quad (-\theta'_3) \quad \theta'_2 \right]^T \quad (7)$$

Substituindo as eqs. (6) e (7) em (3), obtém-se

$$\varepsilon_{11} = \mathbf{p}^T \boldsymbol{\varepsilon}_n = \boldsymbol{\varepsilon}_n^T \mathbf{p} \quad (8)$$

O vetor de deformações de cisalhamento $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ é definido por

$$\boldsymbol{\varepsilon}_s = [\theta'_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3]^T \quad (9)$$

Os vetores de tensões normais $\boldsymbol{\sigma}_n$ e de cisalhamento $\boldsymbol{\sigma}_s$ são respectivamente

$$\boldsymbol{\sigma}_n = \mathbf{p} \sigma_{11}, \quad \boldsymbol{\sigma}_s = [(X_2 \sigma_{13} - X_3 \sigma_{12}) \quad \sigma_{12} \quad \sigma_{13}] \quad (10)$$

As variações das eqs. (7) e (9) resultam em

$$\delta \mathbf{\epsilon}_n = \left[(\delta \zeta'_1 + \delta \zeta'_2 \zeta'_2 + \delta \zeta'_3 \zeta'_3) \quad (-\delta \theta'_3) \quad \delta \theta'_2 \right]^T, \quad \delta \mathbf{\epsilon}_s = [\delta \theta'_1 \quad \delta \phi_2 \quad \delta \phi_3]^T \quad (11)$$

As eqs. (4), (8), (10) e (11) fornecem

$$\delta \varepsilon_{11} \sigma_{11} = \delta \mathbf{\epsilon}_n^T \boldsymbol{\sigma}_n, \quad 2\delta \varepsilon_{12} \sigma_{12} + 2\delta \varepsilon_{13} \sigma_{13} = \delta \mathbf{\epsilon}_s^T \boldsymbol{\sigma}_s \quad (12)$$

$\mathbf{N}_\xi$ são funções de Lagrange que interpolam uma variável escalar ξ a partir dos deslocamentos nodais $\mathbf{U}$, i.e.

$$\xi = \mathbf{N}_\xi^T \mathbf{U} = \mathbf{U}^T \mathbf{N}_\xi \quad (13)$$

$\mathbf{N}_{\zeta_i}$, $\mathbf{N}_{\theta_i}$, $\mathbf{N}_{\zeta'_i}$ e $\mathbf{N}_{\theta'_i}$ são as funções de interpolação dos deslocamentos ζ_i , das rotações θ_i e de suas derivadas. As eqs. (2) e (13) fornecem as funções de interpolação $\mathbf{N}_{\phi_2}$ e $\mathbf{N}_{\phi_3}$, respectivamente das distorções ϕ_2 e ϕ_3 , dadas por

$$\mathbf{N}_{\phi_2} = -\mathbf{N}_{\theta_3} + \mathbf{N}_{\zeta'_2}, \quad \mathbf{N}_{\phi_3} = \mathbf{N}_{\theta_2} + \mathbf{N}_{\zeta'_3} \quad (14)$$

As matrizes de interpolação $\mathbf{b}_n$ e $\mathbf{b}_s$ são definidas por

$$\delta \mathbf{\epsilon}_n^T = \delta \mathbf{U}^T \mathbf{b}_n, \quad \delta \mathbf{\epsilon}_s^T = \delta \mathbf{U}^T \mathbf{b}_s \quad (15)$$

As seguintes expressões são obtidas a partir das eqs. (11), (13) e (15):

$$\mathbf{b}_n = \left[(\mathbf{N}_{\zeta'_1} + \mathbf{N}_{\zeta'_2} \zeta'_2 + \mathbf{N}_{\zeta'_3} \zeta'_3) \quad (-\mathbf{N}_{\theta'_3}) \quad \mathbf{N}_{\theta'_2} \right], \quad \mathbf{b}_s = [\mathbf{N}_{\phi_2} \quad \mathbf{N}_{\phi_3} \quad \mathbf{N}_{\theta'_1}] \quad (16)$$

A substituição das eqs. (12) e (15) em (5) resulta na equação de equilíbrio

$$\int_L (\mathbf{b}_n \mathbf{S}_n + \mathbf{b}_s \mathbf{S}_s) dX_1 = \mathbf{F} \quad (17)$$

onde L é o comprimento do elemento. $\mathbf{S}_n$ e $\mathbf{S}_s$ são os vetores das solicitações normais e transversais, que correspondem respectivamente a

$$\mathbf{S}_n = \int_A \mathbf{p} \sigma_{11} dA = [N_1 \quad M_2 \quad M_3]^T, \quad \mathbf{S}_s = \int_A \boldsymbol{\sigma}_s dA = [T_1 \quad V_2 \quad V_3] \quad (18)$$

N_1 é o esforço normal, M_2 e M_3 são momentos de flexão, T_1 é o momento de torção, e V_2 e V_3 são esforços cortantes. As tensões normais σ_{11} são obtidas a partir das deformações normais ε_{11} , utilizando uma relação não linear. A área A da seção transversal tubular é discretizada em segmentos. Os esforços normais $\mathbf{S}_n$ são

integrados numericamente. Os esforços de cisalhamento $\mathbf{S}_s$ são obtidos por meio da relação linear

$$\mathbf{S}_s = \mathbf{D}_s \boldsymbol{\epsilon}_s, \quad \mathbf{D}_s = \begin{bmatrix} GJ & 0 & 0 \\ 0 & kGA & 0 \\ 0 & 0 & kGA \end{bmatrix} \quad (19)$$

G é o módulo de elasticidade transversal do aço, J é a inércia à torção e k é o fator de cisalhamento. $\mathbf{D}_s$ é a matriz constitutiva que relaciona as tensões e as deformações generalizadas de cisalhamento.

2.2 Equação incremental

A matriz constitutiva $\mathbf{D}_n$ define a relação entre os acréscimos de tensões e deformações normais, i.e.

$$\Delta \mathbf{S}_n = \mathbf{D}_n \Delta \boldsymbol{\epsilon}_n \quad (20)$$

Considerando $\Delta \sigma_{11} = E \Delta \epsilon_{11}$, onde E é o módulo de elasticidade tangente à curva tensão-deformação, as eqs. (8) e (18) fornecem:

$$\mathbf{D}_n = \int_A \mathbf{p} E \mathbf{p}^T dA \quad (21)$$

A seguinte relação incremental é obtida a partir da eq. (17):

$$\int_L (\Delta \mathbf{b}_n \mathbf{S}_n + \mathbf{b}_n \Delta \mathbf{S}_n + \mathbf{b}_s \Delta \mathbf{S}_s) dX_1 = \Delta \mathbf{F} \quad (22)$$

Utilizando as eqs. (16) e (18), encontra-se

$$\Delta \mathbf{b}_n \mathbf{S}_n = N_1 \left(\mathbf{N}_{\zeta_2'} \Delta \zeta_2' + \mathbf{N}_{\zeta_3'} \Delta \zeta_3' \right) = N_1 \left(\mathbf{N}_{\zeta_2'} \mathbf{N}_{\zeta_2'}^T + \mathbf{N}_{\zeta_3'} \mathbf{N}_{\zeta_3'}^T \right) \Delta \mathbf{U} \quad (23)$$

A substituição das eqs. (15), (19), (20) e (23) em (22) estabelece a equação incremental

$$\mathbf{K} \Delta \mathbf{U} = \Delta \mathbf{F} \quad (24)$$

onde a matriz de rigidez tangente $\mathbf{K}$ é expressa por

$$\mathbf{K} = \int_L \mathbf{b}_n \mathbf{D}_n \mathbf{b}_n^T + \mathbf{b}_s \mathbf{D}_s \mathbf{b}_s^T + N_1 \left(\mathbf{N}_{\zeta_2'} \mathbf{N}_{\zeta_2'}^T + \mathbf{N}_{\zeta_3'} \mathbf{N}_{\zeta_3'}^T \right) dX_1 \quad (25)$$

2.3 Equação de instabilidade

A matriz de rigidez $\mathbf{K}$ varia ao longo do carregamento. A derivação numérica da eq.

(25) pode incluir erros de precisão indesejáveis.

O procedimento proposto se caracteriza pela determinação explícita da derivada direcional da matriz de rigidez $\mathbf{K}$ e pela investigação da possibilidade de instabilidade ao longo de um carregamento incremental, considerando o comportamento não linear físico e geométrico de cada etapa de carga.

O carregamento incremental é definido por $\mathbf{F} = \lambda \bar{\mathbf{F}}$, onde λ é um fator aplicado a um carregamento de referência $\bar{\mathbf{F}}$. As forças atuantes na etapa de carregamento i são $\mathbf{F}_i = \lambda_i \bar{\mathbf{F}}$. O correspondente vetor de deslocamentos $\mathbf{U}_i$ é obtido aplicando o método de Newton-Raphson por meio das eqs. (17), (24) e (25). Este procedimento fornece também a matriz de rigidez tangente $\mathbf{K}_i$, que considera o comportamento não linear físico e geométrico na etapa i .

O problema é linearizado em torno deste estado de tensões e deformações que satisfaz as condições de equilíbrio. Considerando que o vetor de forças $\mathbf{F}_i = (\lambda_i + \Delta\lambda)\bar{\mathbf{F}}$ está associado a um vetor de deslocamentos $\mathbf{U}_i + \Delta\lambda\Delta\bar{\mathbf{U}}$, onde $\Delta\lambda$ é um incremento do fator de carga, a eq. (24) fornece

$$\Delta\bar{\mathbf{U}} = \mathbf{K}_i^{-1} \bar{\mathbf{F}} \quad (26)$$

As seguintes expressões são obtidas a partir da eqs. (13), (15), (16), (20) e (25):

$$\Delta\bar{\mathbf{K}}_i = \int_L \Delta\bar{\mathbf{b}}_n \mathbf{D}_n \mathbf{b}_n^T + \Delta\bar{\mathbf{b}}_n \mathbf{D}_n \Delta\bar{\mathbf{b}}_n^T + \Delta\bar{N}_1 (\mathbf{N}_{\zeta_2'} \mathbf{N}_{\zeta_2'}^T + \mathbf{N}_{\zeta_3'} \mathbf{N}_{\zeta_3'}^T) dX_1 \quad (27)$$

$$\Delta\bar{\mathbf{b}}_n = \begin{bmatrix} ((\mathbf{N}_{\zeta_2'} \mathbf{N}_{\zeta_2'}^T + \mathbf{N}_{\zeta_3'} \mathbf{N}_{\zeta_3'}^T) \Delta\bar{\mathbf{U}}) & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (28)$$

$$\Delta\bar{\mathbf{S}}_n = \mathbf{D}_n \mathbf{b}_n^T \Delta\bar{\mathbf{U}} \quad (29)$$

As eqs. (26) a (29) definem, de forma explícita, a derivada direcional $\Delta\bar{\mathbf{K}}_i$ da matriz de rigidez tangente ao longo do vetor $\bar{\mathbf{F}}$ em λ_i . O esforço normal $\Delta\bar{N}_1$ é o primeiro termo do vetor de tensões generalizadas $\Delta\bar{\mathbf{S}}_n$.

Nas vizinhanças desta situação de equilíbrio, a matriz de rigidez tangente para o fator de carga $\lambda_i + \Delta\lambda$ é estimada por $\mathbf{K}_i + \Delta\lambda \Delta\bar{\mathbf{K}}_i$. A instabilidade da estrutura é caracterizada pelo problema de autovalor

$$(\mathbf{K}_i + \Delta\lambda \Delta\bar{\mathbf{K}}_i)\Phi = \mathbf{0} \quad (30)$$

que expressa a busca por modos de deslocamentos Φ que possam ocorrer sem nenhum acréscimo de carga, no estado de deslocamentos $\mathbf{U}_i + \Delta\lambda \Delta\bar{\mathbf{U}}$.

As matrizes de rigidez são reais e simétricas. Considera-se que a matriz de rigidez inicial da estrutura é positiva definida. Matrizes reais, simétricas e positivas definidas apresentam determinantes positivos e pivôs positivos durante soluções por eliminação ou decomposição. Essas propriedades deixam de ser satisfeitas ao atingir a primeira carga crítica, onde o determinante da matriz de rigidez é zero, conforme a eq. (30).

3 Implementação

3.1 Aspectos gerais

A teoria é implementada por meio de um programa de computador experimental em C++, sem facilidades de interface. O esforço de desenvolvimento focaliza a validação e a verificação da formulação, assim como a sua aplicabilidade.

A integração numérica dos elementos utiliza as fórmulas de quadratura de Gauss. A técnica de integração reduzida (3 pontos) é adotada para evitar o efeito de travamento no cisalhamento (*shear locking*). Os exemplos utilizam o fator de cisalhamento k indicado por Cowper (1966) para seções tubulares de paredes espessas.

3.2 Procedimentos numéricos

Este estudo investiga o primeiro ponto crítico, com ênfase na solução rigorosa do problema de autovalor considerando o comportamento não linear físico e geométrico neste intervalo. Estratégias baseadas em controle de deslocamentos podem ser incorporadas para identificar comportamentos pós-críticos estáveis, mas não discutidas neste trabalho.

O carregamento é aplicado em passos de carga. As forças atuantes na etapa i correspondem a $\mathbf{F}_i = \lambda_i \bar{\mathbf{F}}$. O processo iterativo que satisfaz a condição de equilíbrio (17) é baseado no método de Newton-Raphson. A primeira aproximação é definida pelos deslocamentos $\mathbf{U}_{i-1}$ do passo de carga anterior. Os incrementos são definidos pelas eqs. (24) e (25). O procedimento fornece a matriz de rigidez $\mathbf{K}_i$ e os

deslocamentos $\mathbf{U}_i$ do passo de carga λ_i . O processo iterativo apresenta convergência quadrática, conforme esperado.

As eqs. (26) a (29) permitem calcular a derivada $\Delta\bar{\mathbf{K}}_i$ da matriz de rigidez, na etapa i . Estas expressões evitam derivações numéricas que poderiam introduzir erros de precisão no processo. Como as matrizes $\mathbf{K}_i$ e $\Delta\bar{\mathbf{K}}_i$ são reais e simétricas, e a matriz $\mathbf{K}_i$ é positiva definida, os autovalores de (30) são reais. Em cada etapa i , o fator de carga crítica λ_i^{crit} é estimado por

$$\lambda_i^{\text{crit}} = \lambda_i + \Delta\lambda_{+, \min} \quad (31)$$

O acréscimo de fator de carga $\Delta\lambda_{+, \min}$ é o menor autovalor positivo que satisfaz a eq. (30). Este é aqui determinado aplicando o método de Stodola-Vianello, conforme a expressão $(1/\Delta\lambda)\mathbf{K}_i\Phi = (-\Delta\bar{\mathbf{K}}_i)\Phi$.

As etapas de carregamento são repetidas sucessivamente. O valor estimado λ_n^{crit} converge para o fator de carga λ_n , onde n é a última etapa de carregamento que apresenta matriz de rigidez positiva definida. Esta confirmação garante a precisão e a robustez do procedimento.

3.3 Curva tensão-deformação, tensões residuais e discretização da seção

As tensões normais σ_{11} são determinadas a partir das deformações normais ε_{11} utilizando a relação elastoplástica da Figura 7. E_a é o módulo de elasticidade do aço. A inclinação mínima do patamar de escoamento χE_a visa promover a convergência do processo iterativo. Uma curva do terceiro grau garante a continuidade do módulo de elasticidade tangente E na interseção dos trechos lineares do diagrama. Esta curva é definida no intervalo $\varepsilon_y(1 \pm \gamma)$, onde $\varepsilon_y = f_y/E_a$ e f_y é a tensão de escoamento do aço. Seus coeficientes são obtidos numericamente, a partir das condições de contorno.

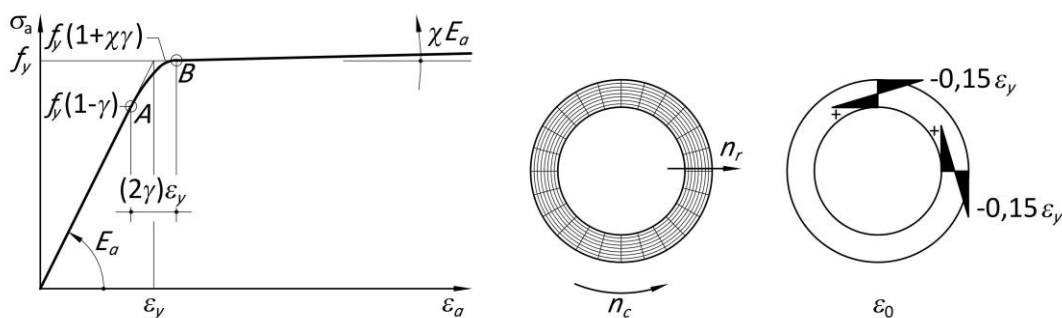


Fig. 7 - Relação tensão-deformação, segmentos de área e deformações residuais

Os exemplos estudados neste trabalho utilizam seções tubulares circulares, $E_a = 200 \text{ GPa}$, $\chi = 1 \times 10^{-4}$ e $\gamma = 0,05$. O módulo de elasticidade transversal G é considerado constante e igual $E_a/2,6$. As tensões $\sigma_{11} = \sigma_a$ são determinadas a partir das deformações $\varepsilon_a = \varepsilon_{11} + \varepsilon_0$, onde ε_0 representa as deformações residuais em um ponto. As integrais nas seções transversais são obtidas pelo somatório dos valores médios nos segmentos de área da Figura 7, com $n_c = 24$ e $n_r = 8$, que respectivamente representam o número de segmentos de área nas direções circunferencial e radial.

Conforme indicado pela ECCS (1976), considera-se que as deformações residuais dos tubos laminados são axissimétricas. Adota-se, na face externa, a deformação residual de compressão $\varepsilon_0 = -0,15\varepsilon_y$. As tensões residuais dos segmentos são interpoladas entre as faces. A tensão residual na face interna é determinada de forma que a integral das tensões residuais de todos os segmentos seja zero.

4 Resultados

A teoria é verificada por meio de exemplos. Os resultados aqui apresentados indicam valores nominais e não incluem coeficientes de ponderação.

O exemplo 1 estuda perfis tubulares com a mesma seção transversal para diversos coeficientes de esbeltez l/r , onde l é o comprimento de flambagem e r é o raio de giração da seção transversal (Figura 8). Os perfis estão submetidos a forças de compressão F e são modelados por quatro elementos isoparamétricos de quatro nós. As coordenadas nodais consideram o desvio de $l/1000$ por falta de linearidade da barra. A área de plotagem é limitada pela tensão de escoamento $f_y = 350 \text{ MPa}$ e pela curva de Euler. A tensão média crítica é definida pela relação entre a força de

compressão crítica F_{cr} e a área da seção A .

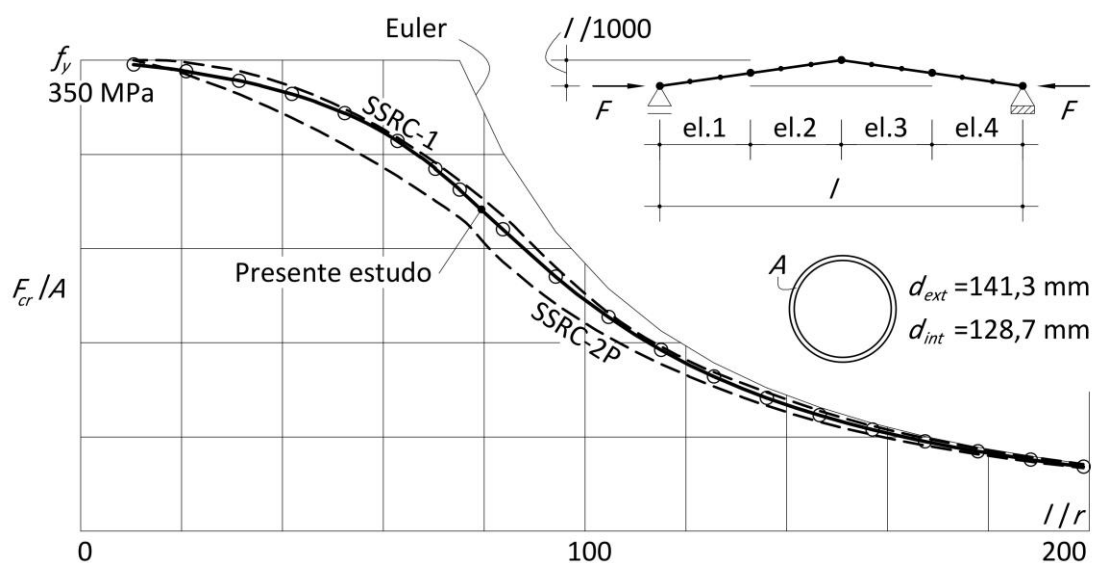


Fig. 8 - Exemplo 1: Tensão média crítica em função do coeficiente de esbeltez

Bjorhovde (1972) utilizou considerações determinísticas e probabilísticas para discutir a capacidade resistente das colunas, que foram classificadas em categorias 1, 2 e 3. As tensões críticas obtidas pelo presente estudo são comparadas com duas dessas curvas, conhecidas como SSRC-1 e SSRC-2P (GALAMBOS, 1998).

A curva SSRC-1 representa a solução determinística para a categoria 1, que adota o valor limite de $l/1000$ como desvio devido à falta de linearidade das barras. Esta solução é indicada por Bjorhovde e Tall (1971) para tubos extrudados de seção circular, embora a curva tenha sido gerada a partir de seções tubulares retangulares, soldadas e com distribuições de tensões residuais produzidas por processos de corte e soldagem.

A curva SSRC-2P é a solução da categoria intermediária 2 que inclui considerações probabilísticas e admite que o desvio médio de linearidade é igual a $l/1470$. Esta curva é semelhante, na zona elastoplástica, à solução única adotada pelo AISC (1993). As características geométricas do exemplo 1 são compatíveis com a curva SSRC-1. Os resultados apresentam boa correspondência com esta curva, conforme esperado.

O exemplo 2 estuda os pórticos planos P1 e P2, com as mesmas características físicas e geométricas, mas que são respectivamente engastados e rotulados nas bases (Figura 9). As forças F_x e F_y são simultaneamente aplicadas nos vértices superiores. Os membros são divididos em elementos de 0,6 e 0,1 m, respectivamente no meio do vão

e nas ligações.

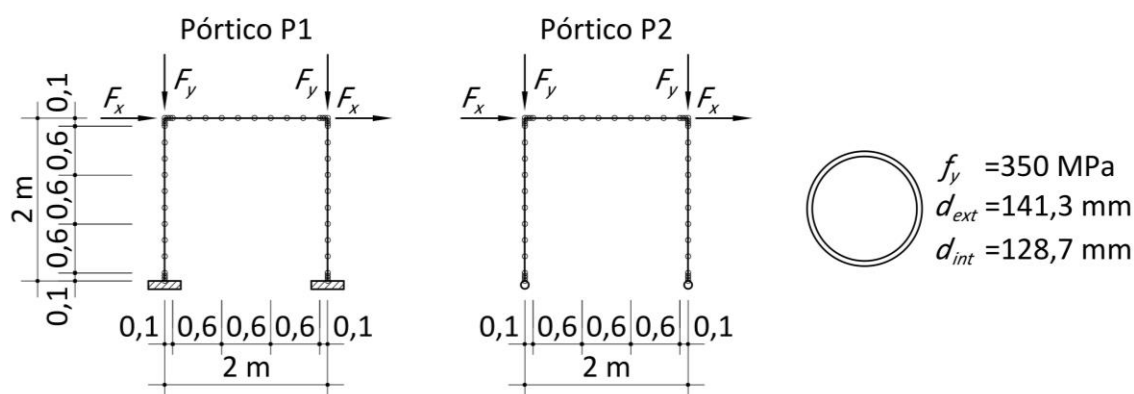


Fig. 9 - Exemplo 2: Pórticos 1 e 2

Os pórticos P1 e P2 são analisados pelo presente estudo e pelo programa MASTAN2 (MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000). As curvas de interação dos carregamentos críticos $F_x \times F_y$ são apresentadas na Figura 10.

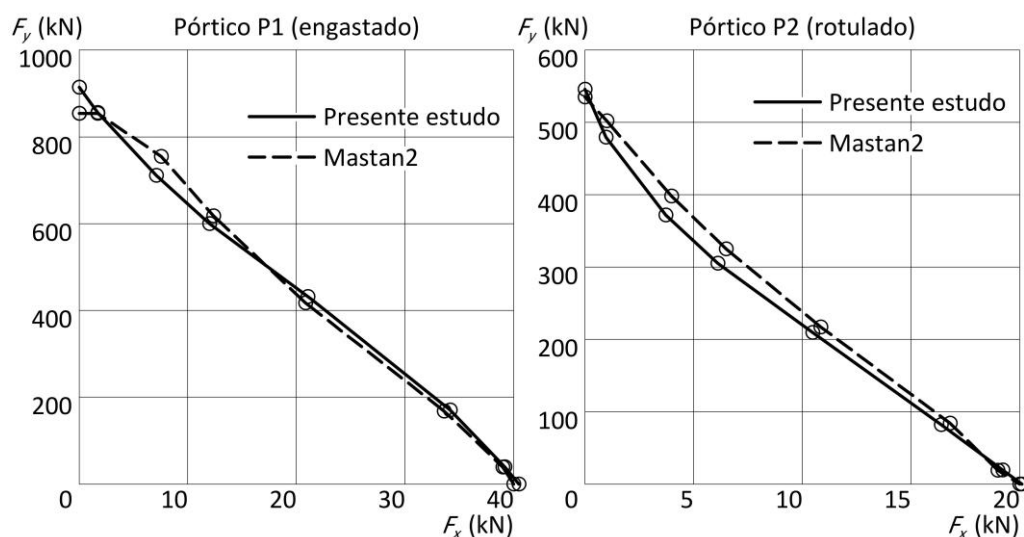


Fig. 10 - Exemplo 2: Curvas de interação dos carregamentos críticos

Os pontos das curvas de interação $F_x \times F_y$ representam configurações críticas. O procedimento proposto investiga pontos limites e pontos de bifurcação. Nos pórticos P1 e P2, o material não atinge o escoamento para $F_x = 0$, caracterizando pontos de bifurcação. Para $F_x > 0$, as configurações críticas correspondem a pontos limites.

Os resultados apresentam boa correspondência com o MASTAN2, embora as diferenças entre as formulações não se limitem aos aspectos numéricos. No presente estudo, as propriedades das seções são obtidas adicionando as deformações residuais

às efetivas deformações nos baricentros dos segmentos de área. No MASTAN2, a superfície de escoamento utiliza uma fórmula baseada no perfil W12x31 (ORBINSON; MCGUIRE; ABEL, 1982). Os parâmetros da fórmula são as relações entre as solicitações e os valores de plastificação da seção para compressão e flexão simples. O escoamento parcial com tensões residuais é representado pela redução do módulo de elasticidade, usando duas aproximações. A aproximação E_{tm} adiciona o efeito do momento em uma direção secundária (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2002). Os resultados deste trabalho são comparados com a aproximação E_t , já que as seções tubulares são axissimétricas.

O exemplo 3 apresenta um modelo representativo de uma estrutura em fase de montagem e içamento (Figura 11). A estrutura é suspensa por quatro cabos nos pontos A e B. Os cabos são representados por elementos de dois nós, com três graus de liberdade em cada nó. Os banzos superiores das treliças dos planos $x-z$, definidos respectivamente pelos nós pares e ímpares entre 0 e 9, estão submetidos a tensões de compressão oriundas da flexão e das componentes horizontais das forças nos cabos.

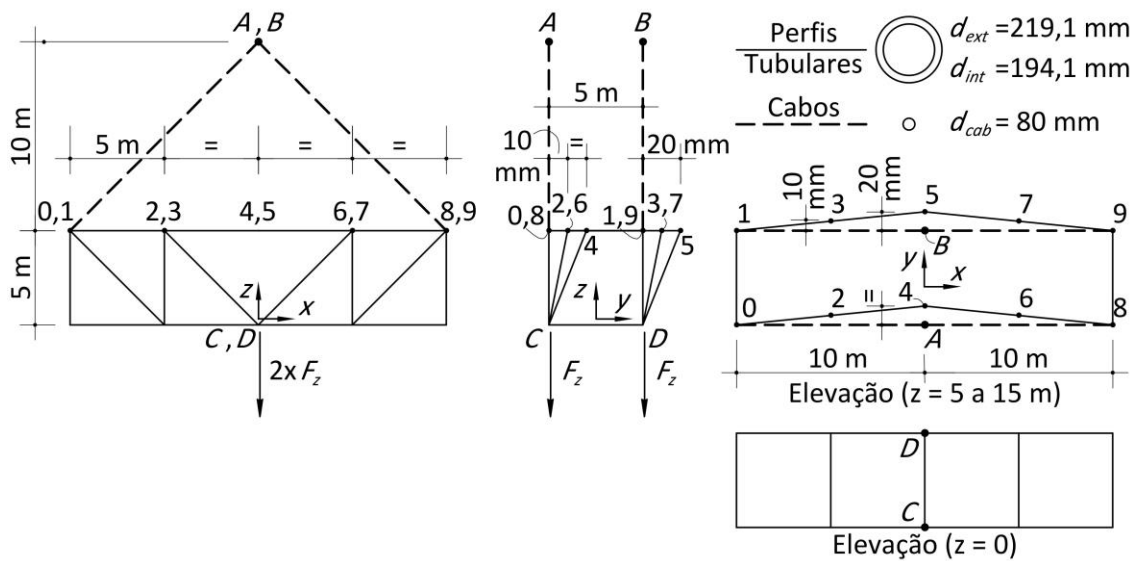


Fig. 11 - Exemplo 3: Características geométricas e carregamento

A ausência de travamentos diretos nos banzos superiores, na elevação $z = 5$ m, representa uma situação frequentemente encontrada durante a montagem, por motivos construtivos. Entretanto, estes banzos estão indiretamente travados pelos montantes e pelas diagonais, caracterizando um problema de instabilidade lateral semelhante ao que ocorre em vigas treliçadas invertidas do tipo *pony truss*.

A geometria da estrutura considera desvios nos nós 2, 3, 6 e 7 relativos a uma variação angular do alinhamento igual a $1/500$, e desvios nos nós 4 e 5 correspondentes a $1/1000$ do comprimento, por falta de linearidade das barras. Estas imperfeições geométricas são definidas na direção y positiva.

Todos os segmentos de 5 m, incluindo os segmentos entre os nós 2-4, 3-5, 4-6 e 5-7, são subdivididos em três elementos isoparamétricos de quatro nós. As diagonais são discretizadas da mesma forma. Todos os graus de liberdade são restringidos nos pontos A e B . Para eliminar possíveis modos de corpo rígido, são estabelecidas restrições auxiliares nos nós C e D , na direção x , e nos nós 1 e 9, na direção y . As reações nessas restrições auxiliares são praticamente iguais à zero.

O elemento de cabo de dois nós pode ser obtido da mesma forma que o elemento de barra, removendo os termos de flexão e cisalhamento e simplificando as funções de interpolação. A tensão nos cabos não atinge o valor de escoamento.

A Tabela 1 apresenta as forças F_z críticas obtidas pelo presente estudo e pelo programa MASTAN2, para f_y igual a 250 e 350 MPa. As análises inelásticas consideram as imperfeições geométricas. São também apresentados valores limites elásticos determinados sem imperfeições geométricas. O peso próprio não é considerado.

f_y	F_z	
	Presente estudo	MASTAN2
250 kPa* ¹	925 kN	1009 kN
350 kPa* ¹	1043 kN	1128 kN
Elástico* ²	1225 kN	1222 kN

*¹ Análise inelástica com imperfeições geométricas

*² Análise elástica sem imperfeições geométricas

Tabela 1 – Exemplo 3: Carregamentos críticos

Os resultados das análises elásticas apresentam boa correlação. As análises inelásticas apresentam diferenças de 8% a 12%, que são consideradas compatíveis com as características particulares de cada formulação. O conjunto de resultados permite observar como as cargas críticas são significativamente influenciadas pelo comportamento inelástico e pelas imperfeições geométricas.

As figuras a seguir apresentam resultados do presente estudo para a análise inelástica, com $f_y = 250$ MPa, no último passo onde as condições de equilíbrio são satisfeitas.

Os deslocamentos e o modo de flambagem são apresentados na Figura 12.

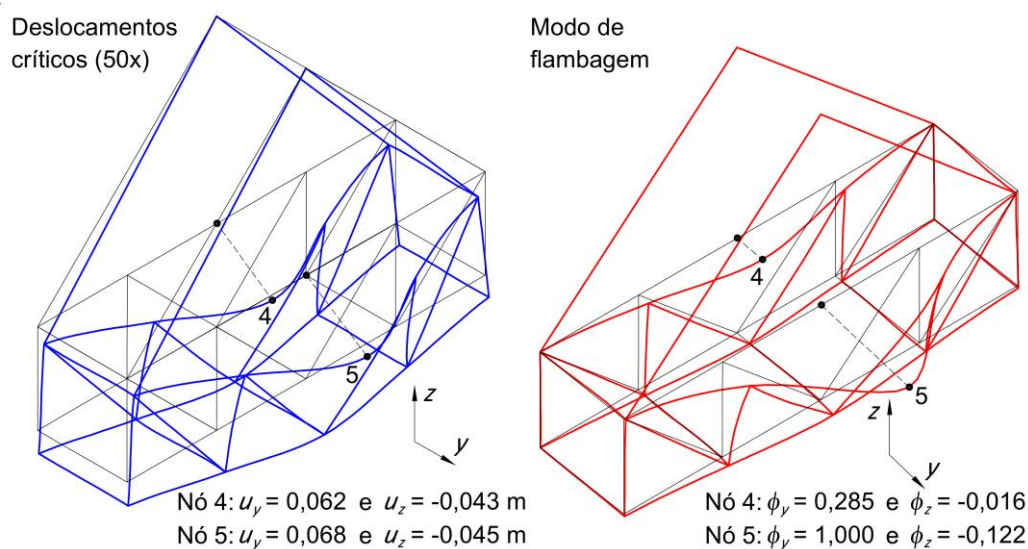


Fig. 12 - Exemplo 3: Deslocamentos e modo de flambagem ($f_y = 250$ MPa)

A Figura 13 mostra a distribuição de tensões normais no nó 5. A seção transversal está significativamente plastificada na zona mais comprimida. A influência das tensões residuais é observada na zona elástica menos comprimida, onde a distribuição de tensões apresenta uma variação linear na direção radial.

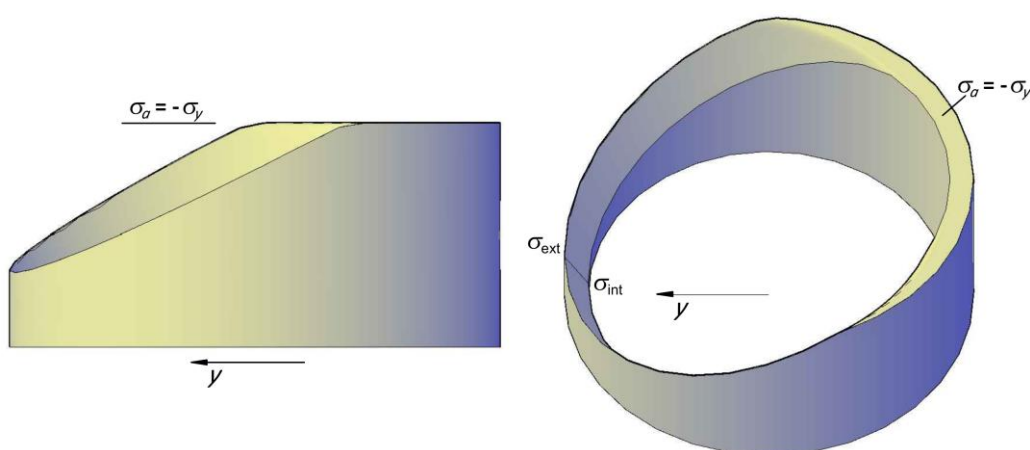


Fig. 13 – Exemplo 3: Distribuição de tensões normais no nó 5 ($f_y = 250$ MPa)

O exemplo 4 apresenta uma estrutura em fase de montagem e içamento (Figura 14).

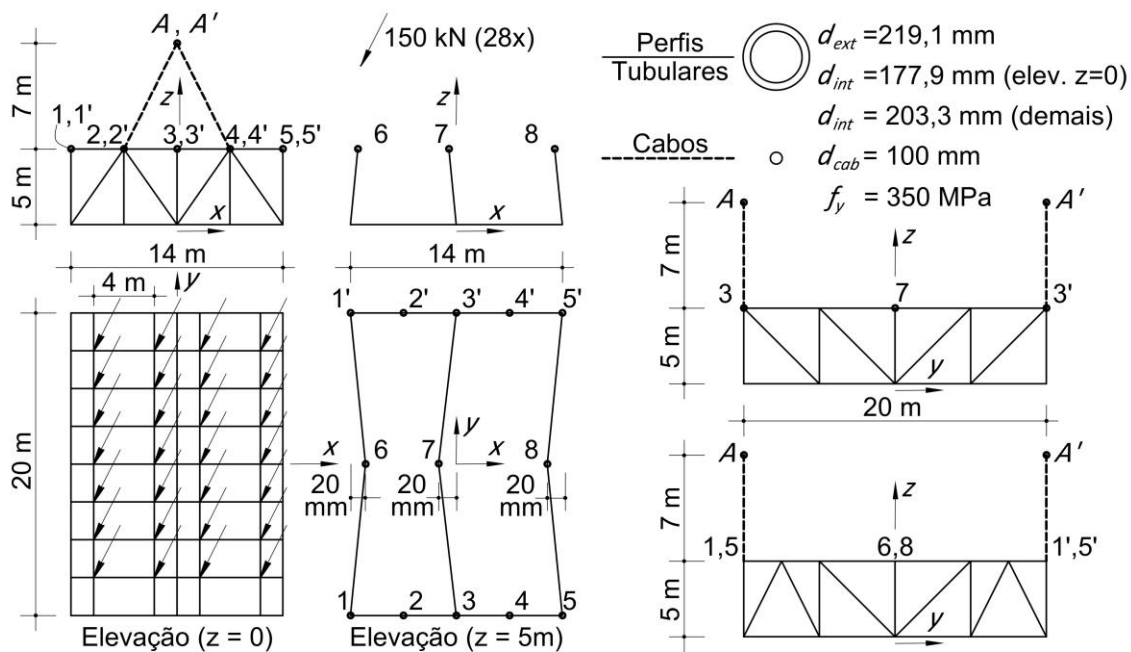


Fig. 14 – Exemplo 4: Características geométricas e carregamento

Os membros são subdivididos em elementos iguais de comprimento inferior a 2 m. A estrutura, cujo peso específico é $78,5 \text{ kN/m}^3$, está submetida a peso próprio e forças concentradas que representam uma carga de equipamentos de 4200 kN. Os resultados apresentados correspondem ao último passo que atende às condições de equilíbrio. Os deslocamentos críticos e o modo de flambagem são apresentados na Figura 15.

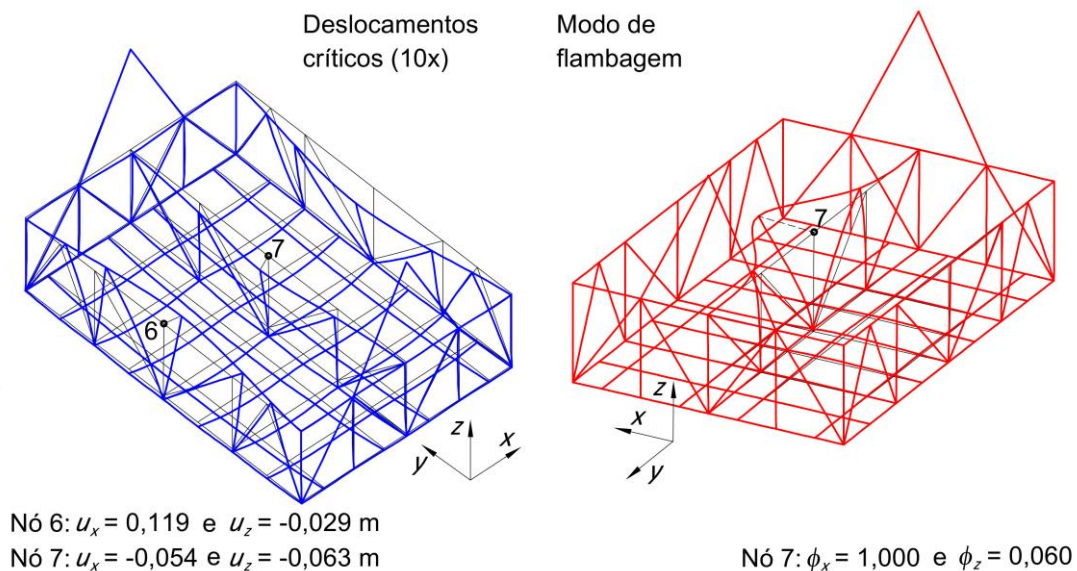


Fig. 15 – Exemplo 4: Deslocamentos e modo de flambagem

A Figura 16 apresenta as zonas de plastificação. As superfícies externas e internas dos tubos são representadas na compressão e na tração, respectivamente, considerando a distribuição das deformações residuais (Figura 7). A treliça central de 20 m apresenta

uma extensa zona com deformações de compressão superiores, em módulo, ao valor de escoamento. Zonas comprimidas são também observadas junto aos engastamentos elásticos que colaboram para o travamento da estrutura. As diagonais apresentam zonas plastificadas na tração. Na elevação $z=0$, os perfis transversais conectados à treliça central estão também parcialmente plastificados, por flexão.

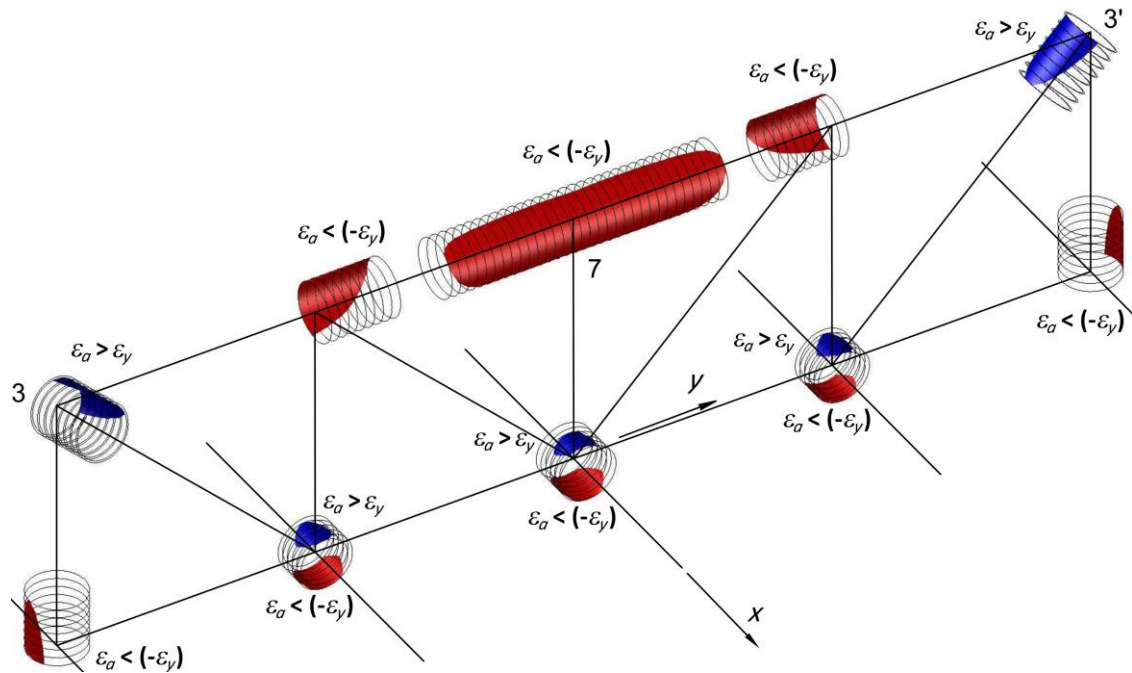


Fig. 16 – Exemplo 4: Zonas de plastificação

A Figura 17 ilustra o fator de carga crítica λ^{crit} estimado pela eq. (31) ao longo do carregamento $\mathbf{F} = \lambda \bar{\mathbf{F}}$. A estimativa inicial, na fase linear e elástica dos materiais, é $\lambda^{crit} \approx 1,3$. Na fase elastoplástica, a estimativa $\lambda^{crit} = 0,990$ converge para o último fator de carga que satisfaz as condições de estabilidade da estrutura ($\lambda = 0,988$).

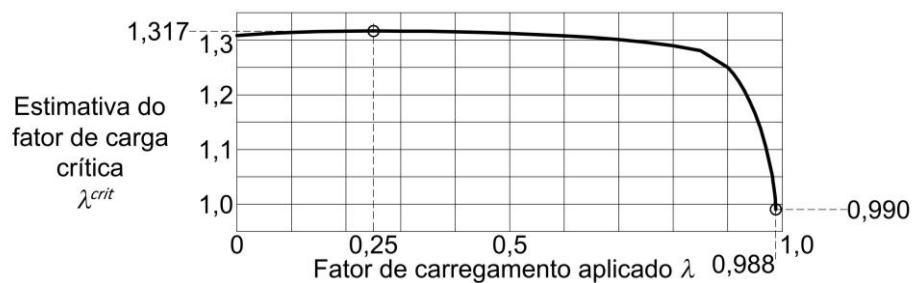


Fig. 17 – Exemplo 4: Estimativa do fator de carga crítica em função do valor aplicado

As máximas rotações dos exemplos 2, 3 e 4, respectivamente iguais a 0,05610, 0,01079 e 0,03007, confirmam a hipótese de rotações infinitesimais ($\sin(0,05610) = 0,05607$). Esta validação é sempre recomendada, pois estruturas de grande deslocabilidade podem exigir a consideração de rotações finitas.

5 Conclusões

Esta pesquisa investiga a estabilidade de estruturas tubulares em situação de içamento durante a fabricação e a montagem. O uso de uma formulação não linear tridimensional automaticamente permite considerar a rigidez de sistemas indiretos de travamento lateral e assim viabilizar reduções significativas de reforços temporários.

A metodologia inclui o comportamento não linear físico e geométrico, as tensões residuais e as imperfeições geométricas. A solução numérica é baseada na formulação Lagrangeana total e utiliza um elemento de Timoshenko de quatro nós. As seções transversais são discretizadas para integração e as propriedades inelásticas nos pontos de Gauss são reavaliadas a cada iteração.

O procedimento numérico é definido por uma equação que garante o equilíbrio, uma equação incremental que permite construir um processo iterativo e uma equação de instabilidade que é determinada de forma explícita, evitando derivações e erros numéricos. O processo converge em poucas iterações e demanda baixo esforço computacional. O fator de carga crítica estimado em cada passo do carregamento, considerando o comportamento não linear físico e geométrico, converge para o último fator de carga que satisfaz a condição de estabilidade da estrutura. Esta confirmação garante a precisão dos resultados e a robustez do procedimento.

A metodologia apresentou boa correlação com resultados encontrados na literatura e análises realizadas pelo programa MASTAN2. A calibração dos parâmetros adotados com base em resultados experimentais é uma sugestão para futuros trabalhos.

6 Agradecimentos

O primeiro autor agradece à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

7 Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR8800:2008: Projeto de estrutura de aço e mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro: 2013.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). ANSI/AISC-360-16: Specification for structural steel buildings. Chicago: 2016.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. Chicago: 1993.

BJORHOVDE, R. Deterministic and probabilistic approaches to the strength of steel columns. Civil Engineering Doctoral Dissertation, Lehigh University, 1972.

BJORHOVDE, R.; TALL, L. Maximum column strength and the multiple column curve concept. Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report, v. 337.29, 1971.

COWPER, G. R. The shear coefficient in Timoshenko's beam theory. Journal of Applied Mechanics, v. 33, p. 335-340, 1966.

DET NORSKE VERITAS AND GERMANISCHER LLOYD (DNV GL). DNVGL-ST-N001: Marine operations and marine warranty. [Oslo]: 2016.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS) - COMMITTEE 8. Manual on the stability of steel structures. 2nd ed. Brussels: 1976.

GALAMBOS, T. V. Guide to stability design criteria for metal structures. 5th ed. New York: John Wiley & Sons, 1998. ISBN 0471127426.

MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. Matrix structural analysis. 2nd ed. [S.l.]: Faculty Books, 2000. ISBN 9781507585139.

ORBISON, J. G.; MCGUIRE, W.; ABEL, J. F. Yield surface applications in nonlinear steel frame analysis. Computer methods in applied mechanics and engineering, v. 33, p. 557-573, 1982.

SCHULZ, M.; FILIPPOU, F. C. Non-linear spatial Timoshenko beam element with curvature interpolation. International Journal for Numerical Methods in Engineering, v. 50, p. 761-785, 2001.

ZIEMIAN, R. D.; MCGUIRE, W. Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis. Journal of Structural Engineering, v. 128, p. 1301-1307, 2002.

Análise numérica da influência das dimensões e posição das perfurações na resistência à instabilidade distorcional de perfis formados a frio do tipo rack comprimidos

Ramon Albis Rodrigues Pinto¹, Arlene Maria Cunha Sarmanho² e Flávio Teixeira de Souza^{3*}

¹ IFMG, Campus Ouro Branco, ramon.albis@ifmg.edu.br

² UFOP, Departamento de Engenharia Civil, arlene@ufop.edu.br

³ IFMG, Campus Ouro Preto, flavio.souza@ifmg.edu.br

Numerical analysis of holes dimensions and position in distortional buckling resistance of cold formed rack sections under compression.

Resumo

Os perfis formados a frio de aço podem prover uma solução estrutural segura e econômica, desde que seus modos de instabilidade sejam corretamente avaliados. Seções especialmente desenvolvidas para uma aplicação, como os racks, com geometria própria e com a existência de perfurações, demandam ainda maior atenção. Este trabalho avalia a influência das dimensões e da posição das perfurações na resistência de pilares desse tipo. O modelo numérico via elementos finitos utilizado na análise, calibrado experimentalmente em trabalhos anteriores, teve sua eficiência comprovada por meio de extensiva comparação com resultados normativos. As análises indicaram que furos com menor largura, centralizados ou mais afastados da borda levam a maiores resistências, indicando diretrizes para o projeto dessas perfurações.

Palavras-chave: *Perfis formados a frio com perfurações; Método da Resistência Direta, Elementos finitos.*

Abstract

Cold-formed steel sections can provide a safe and economic structural solution but demands cautious analysis of buckling modes. Section specially developed for an application, such as racks, that have unusual geometry and perforations along their high, demand still more attention. This work evaluates the influence of holes dimensions and position in cold-formed perforated rack columns. A finite element model, previously validated from experimental comparisons, was checked using an extensive Direct Strength results comparison, and then used to evaluate holes dimension and position influence. It was observed that holes with width minor than length, in web center or faster from web edge provide bigger resistances, indicating a direction to these structures design.

Keywords: *Perforates cold-formed steel sections; Direct Strength Method; Finite Element.*

* autor correspondente

1 Introdução

Os perfis formados a frio são uma boa alternativa na obtenção de estruturas de aço seguras e econômicas, pois possuem reduzido consumo de material devido à pequena espessura das chapas que os constituem, processo produtivo à temperatura ambiente, menos oneroso que os processos de laminação e soldagem usuais para a obtenção dos outros tipos de perfis de aço e facilidade na movimentação e montagem em relação àqueles devido ao seu reduzido peso próprio.

No entanto, são elementos com elevada esbelteza, que potencializa a ocorrência de modos de instabilidade. Assim, é comum a ocorrência da instabilidade local, geralmente em interação com modos de instabilidade globais de flexão ou flexo-torção, e ainda a instabilidade distorcional, exclusiva dos perfis formados a frio. A figura 1 apresenta os modos de instabilidade comuns em perfis formados a frio do tipo rack.

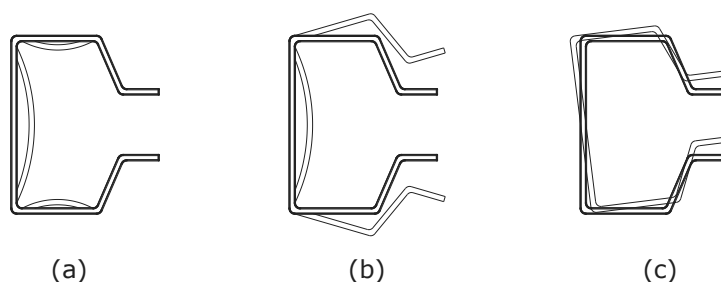


Figura 1 – Modos de instabilidade em perfis formados a frio do tipo rack: (a) local; (b) distorcional; (c) global.

A instabilidade distorcional, por possuir pouca resistência pós-crítica, pode levar a colapsos bruscos, o que aumenta a necessidade de uma verificação criteriosa de sua ocorrência (TORABIAN et al., 2020). No entanto, ainda não foi desenvolvido um método analítico que contemple adequadamente essa verificação, ao contrário da instabilidade local, possível de ser verificado pelo Método da Largura Efetiva (VON KARMAN, SECHLER e DONNELL, 1932; WINTER, 1947) e pelo Método da Seção Efetiva (BATISTA, 2009). Assim, uma alternativa para a avaliação da resistência de perfis formados a frio à instabilidade distorcional é o Método da Resistência Direta (HANCOCK, KWON e BERNARD, 1994; SCHAFER e PEKOZ, 1998). No entanto, esse método pode ser classificado como semi-analítico, uma vez que demanda a análise numérica da estabilidade da seção, que pode ser feita pelo Método dos Elementos Finitos ou, de

forma mais direta, pelo Método das Faixas Finitas, p. e. pelo programa CUFSM (SCHAFFER e ÁDÁNY, 2006) ou pela Teoria da Viga Generalizada (GBT) pelo programa GBTul (BEBIANO et al., 2008).

No entanto, é comum a existência de perfurações nos perfis formados a frio, seja para compatibilizar a estrutura às instalações complementares, como no caso da construção em *light steel frame*, seja para facilitar as ligações, como nos sistemas de armazenagem industrial, chamados racks, conforme apresentado na Figura 2.

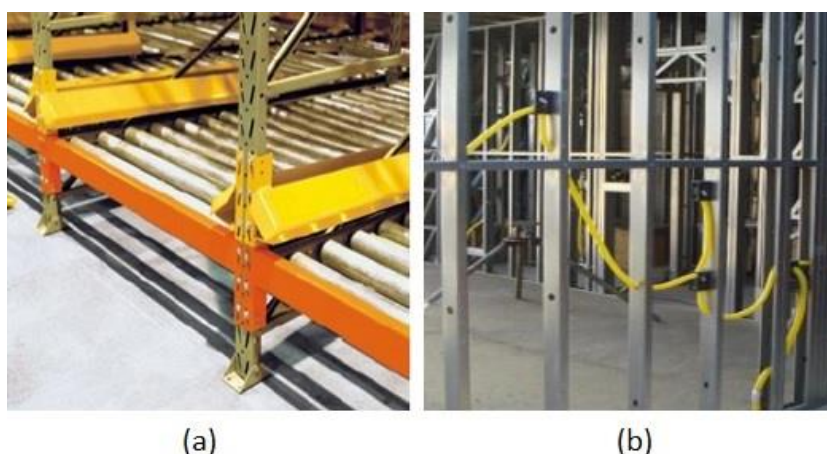


Figura 2 – perfurações em perfis formados a frio (a) Encaixe das ligações em sistemas de armazenagem industrial (RIBEIRO, 2006); (b) Passagem de instalações em light steel frame (OLIVEIRA, 2017).

Essas perfurações induzem dificuldades adicionais na avaliação da resistência dos perfis formados a frio à instabilidade distorcional, uma vez que o Método das Faixas Finitas e a GBT não as consideram, e a construção de modelos adequados via elementos finitos pode ser complexa e inviável para fins de projeto. Dessa forma, diversos trabalhos visam a sua consideração por meio de adaptações do Método da Resistência Direta (MOEN e SCHAFFER, 2009; SMITH e MOEN, 2014; NEIVA et al., 2018; SALES, 2017; JARDIM JR, 2018; SOUZA, SANTOS e SARMANHO, 2020). Essas análises mostraram-se promissoras e as adaptações indicadas por Moen e Schafer (2009) foram incluídas na norma americana AISI S100 (2016).

Além disso, pela variedade de possibilidades de execução dessas perfurações, diversas pesquisas visam quantificar sua influência na resistência dos perfis formados a frio (OLIVEIRA, 2017; SOUZA, THEODORO e SARMANHO, 2020) e avaliar a utilização de outras tipologias de furos, como aqueles de borda enrijecida (CHEN et al., 2019; CHEN

et al., 2020). Essa diversidade de configurações dos furos deve ser analisada, uma vez que ainda não foi identificado um padrão de comportamento em perfis formados a frio com perfurações.

Nesse contexto, o objetivo desta pesquisa é a avaliação da influência das dimensões e da posição das perfurações na resistência de perfis formados a frio do tipo rack com perfurações. Os estudos foram conduzidos em um modelo de elementos finitos no software ANSYS v.12 (ANSYS, 2012), validado com resultados experimentais de Souza (2013) e de Faria (2016), e cujos resultados foram comparados a resultados obtidos pelo Método da Resistência Direta presente no anexo C da norma ABNT NBR 14762:2010, a fim de validar o procedimento.

2 Análise numérica

2.1 Modelo numérico

Para o desenvolvimento do trabalho, foram consideradas as seções do tipo rack cuja nomenclatura e dimensões são apresentadas na Figura 3 e na Tabela 1.

Inicialmente, considerando as seções sem perfurações, foram feitas as simulações no software GBTul, determinando-se assim o comprimento crítico distorcional para cada uma delas. O comprimento determinado nesse passo foi adotado para a geração do modelo via elementos finitos no software ANSYS v.12, conforme mostra a Tabela 2.

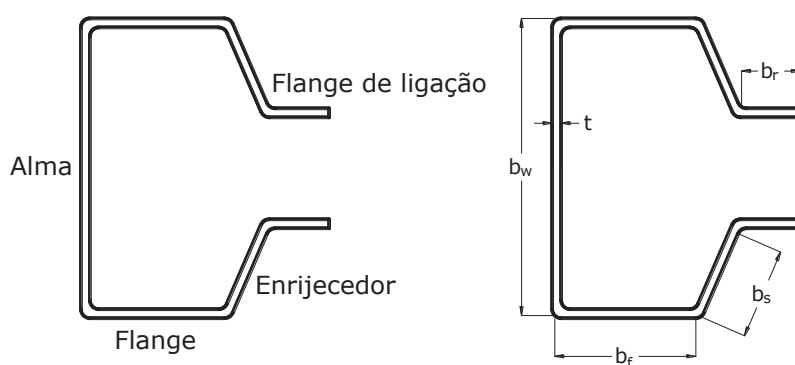


Figura 3 – Nomenclatura dos elementos e dimensões da seção rack.

Tabela 1 – Dimensões das seções analisadas.

Seção	Seção					Área (mm ²)
	b _w (mm)	b _f (mm)	b _s (mm)	b _r (mm)	t (mm)	
70x1,2	70	32	30	20	1,2	210,60
70x1,4					1,4	327,60
70x1,8					1,8	421,20
70x2					2	468,00
70x2,25					2,25	526,50
76x1,2	76	32	30	20	1,2	216,00
76x1,4					1,4	336,00
76x1,8					1,8	432,00
76x2					2	480,00
76x2,25					2,25	540,00
80x1,2	80	32	30	20	1,2	219,60
80x1,4					1,4	341,60
80x1,8					1,8	439,20
80x2					2	488,00
80x2,25					2,25	549,00
84x1,2	84	32	30	20	1,2	223,20
84x1,4					1,4	347,20
84x1,8					1,8	446,40
84x2					2	496,00
84x2,25					2,25	558,00
94x1,2	94	32	30	20	1,2	232,20
94x1,4					1,4	361,20
94x1,8					1,8	464,40
94x2					2	516,00
94x2,25					2,25	580,50

Tabela 2 – Comprimento dos pilares sem perfurações.

t (mm)	1,2		1,4		1,8		2,0		2,25	
b _w (mm)	N _{dist} (kN)	L (mm)	N _{dist} (kN)	L (mm)	N _{dist} (kN)	L (mm)	N _{dist} (kN)	L (mm)	N _{dist} (kN)	L (mm)
70	53,61	550	74,43	500	127,23	450	159,90	450	206,84	400
76	53,14	550	73,75	550	126,23	450	158,28	450	205,38	400
80	52,81	600	73,25	550	125,68	450	157,39	450	204,66	400
84	52,45	600	72,85	500	125,12	500	156,79	450	203,71	450
94	51,25	600	71,24	550	122,32	500	153,93	450	199,37	450

Na geração desse modelo foi utilizado o elemento SHELL181 para o pilar. Foi adotada uma malha de elementos finitos quadrilaterais, com lado igual a 10% da largura da alma (b_w), atendendo às recomendações de Souza (2013) e Faria (2016). Nas extremidades dos perfis foram utilizadas chapas com a finalidade de distribuir uniformemente o carregamento e impedir o empenamento da seção, simuladas com o elemento SOLID45, com malha tetraédrica de lado igual à espessura da placa, que é de 6,3 mm. A Figura 4 apresenta a interface entre o pilar e a placa de reação no modelo via elementos finitos.

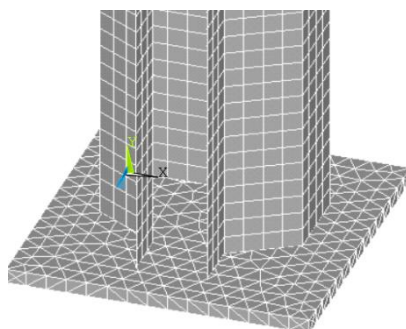


Figura 4 – Interface entre o pilar e a placa de reação.

Como condições de apoio, restringiram-se as translações dos nós das placas nas duas direções ortogonais ao eixo longitudinal da coluna. Para simular a solda entre o pilar e as chapas, foi feito o acoplamento dos deslocamentos em todas as direções dos nós coincidentes na interface entre o pilar e as placas de reação. Por fim, para evitar o deslocamento de corpo rígido, impediu-se a translação na direção longitudinal em um nó localizado à meia altura da alma do pilar. O carregamento foi aplicado uniformemente distribuído em todos os nós das placas de reação. A Figura 5 apresenta as condições de apoio e os carregamentos.

Os modelos foram construídos utilizando o aço ZAR400, previsto na norma ABNT NBR 14762:2010, que possui resistência ao escoamento de 400 MPa e resistência última de 450 MPa. O módulo de elasticidade é 200 GPa. As propriedades elastoplásticas do aço foram consideradas por meio de um diagrama tensão deformação multilinear (FARIA, 2016), conforme ilustra a Figura 6. Ressalta-se que, para evitar deformações nas placas de reação que afetariam a eficiência do modelo, nesses elementos foi adotado um módulo de elasticidade 100 vezes maior e seu material foi considerado linear-elástico.

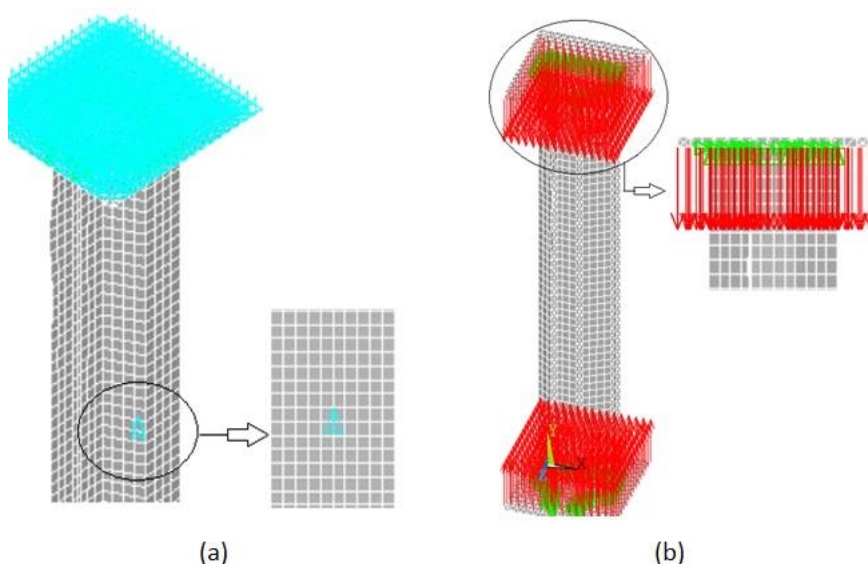


Figura 5 – (a) Condições de apoio, com destaque para a restrição do nó à meia altura do pilar;
(b) Carregamento aplicado.

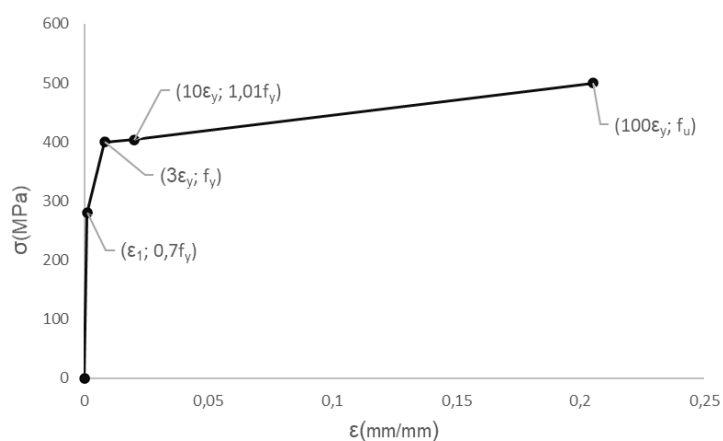


Figura 6 – Aproximação multilinear do diagrama Tensão x Deformação.

2.2 Arranjos das perfurações

A fim de se avaliar os efeitos das dimensões e da posição das perfurações, foram feitas simulações considerando diversos arranjos, mostrados na Figura 7. A primeira variação foi considerando uma linha de furos (Figura 7(a)) ou duas (Figura 7(b)).

Foram também variadas as larguras dos furos. Para as colunas com duas linhas de furos, foram consideradas perfurações com larguras iguais a 10% e 20% da largura da alma (Figura 7(c-d)); para uma linha de furos larguras iguais a 20%, 40% e 60% da largura da alma (Figura 7(e-g)).

Foi avaliada a variação da distância entre a borda do furo e a borda da alma para os pilares com duas linhas de perfurações, consideradas igual a 20% e 40% da largura da alma (Figura 7(h-i)).

Foram também variados os comprimentos dos furos, tomados como 20%, 40%, 60%, 80% da largura da alma para duas linhas de furos (Figura 7(j-m)) ou uma (Figura 7(n-q)).

A Tabela 3 apresenta o resumo das simulações realizadas. Em todos os casos, o espaçamento entre um furo e outro na mesma linha é igual ao comprimento do furo, e a nomenclatura de cada modelo é feita como indicado na Figura 8.

Os 28 arranjos de perfurações descritos na Tabela 3 foram considerados em cada uma das 25 seções apresentadas na Tabela 1, resultando na realização de 700 simulações numéricas.

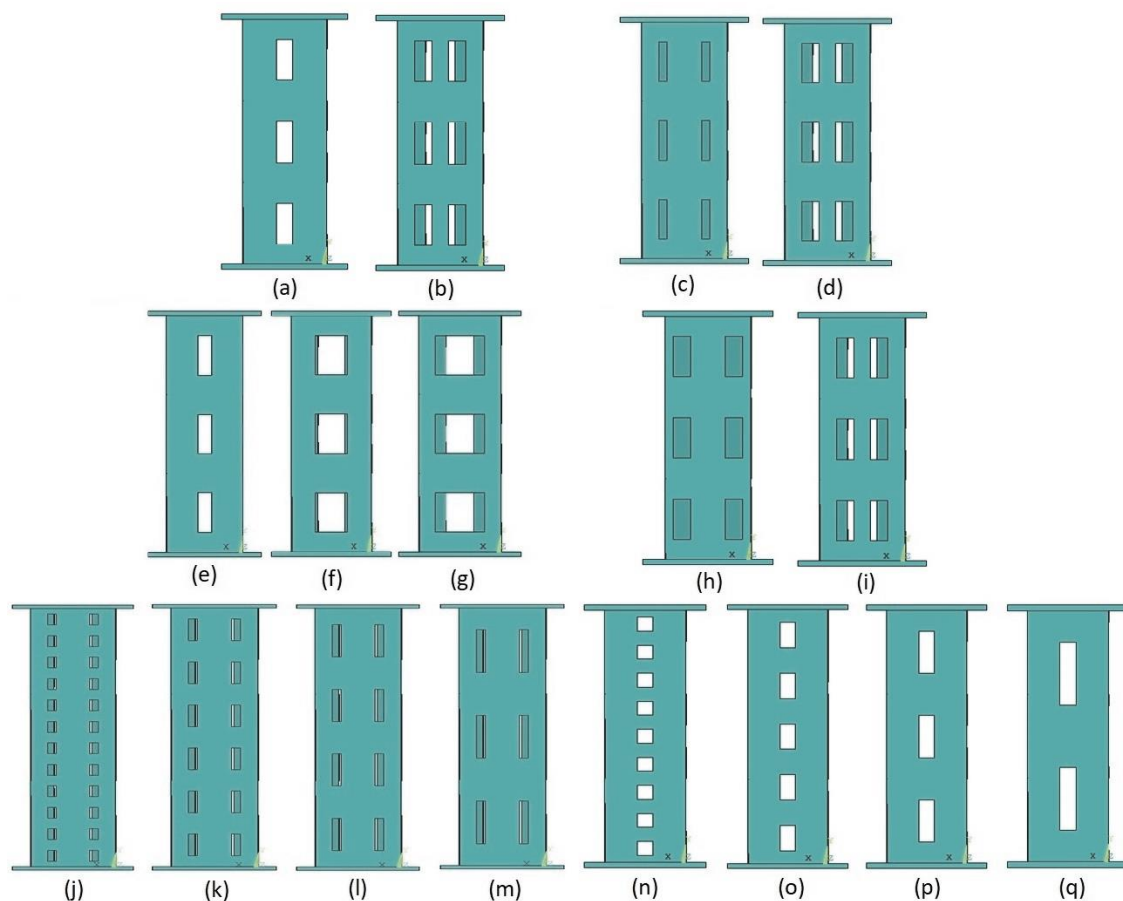


Figura 7 – Arranjos de perfurações simulados.

Tabela 3 – Resumo das perfurações consideradas

Número de linhas	Largura x comprimento dos furos (%b _w)			Posição dos furos em % de b _w em relação à borda	
1	20X20	40X20	60X20	-----*	
	20X40	40X40	60X40		
	20X60	40X60	60X60		
	20X80	40X80	60X80		
2	10X20	20X20		10	20
	10X40	20X40		10	20
	10X60	20X60		10	20
	10X80	20X80		10	20

* Os perfis com 1 linha de furos possuem o eixo da perfuração coincidente com o do perfil.

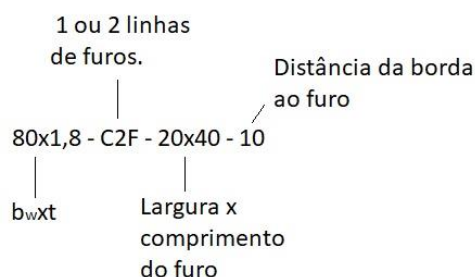


Figura 8 – Nomenclatura adotada

3 Comparação com prescrições teóricas

3.1 Perfis sem perfurações

A avaliação da ocorrência da instabilidade distorcional em perfis formados a frio pode ser feita pelo Método da Resistência Direta. A norma ABNT NBR 14762:2010 traz as expressões em seu Anexo C. A Equação 1 apresenta a formulação para a instabilidade distorcional.

$$\lambda_{\text{dist}} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{\text{dist}}}}$$

$$\lambda_{\text{dist}} \leq 0,561, N_{c,R\text{dist}} = A f_y$$

Equação 1.

$$\lambda_{\text{dist}} \geq 0,561, N_{c,R\text{dist}} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{\text{dist}}^{1,2}}\right) \frac{A f_y}{\lambda_{\text{dist}}^{1,2}}$$

Em que A é a área bruta da seção, f_y é a resistência ao escoamento do material e N_{dist} é a força axial de flambagem distorcional elástica, obtida pela análise de estabilidade da seção no software GBTul, conforme apresentado na Figura 9.

A Figura 10 apresenta a comparação dos resultados numéricos obtidos via ANSYS v.12 com os resultados teóricos obtidos pelo Método da Resistência Direta para os pilares sem perfurações. Observa-se uma boa correlação entre as curvas, indicando a validade do modelo numérico e a possibilidade de sua utilização também para pilares com perfurações.

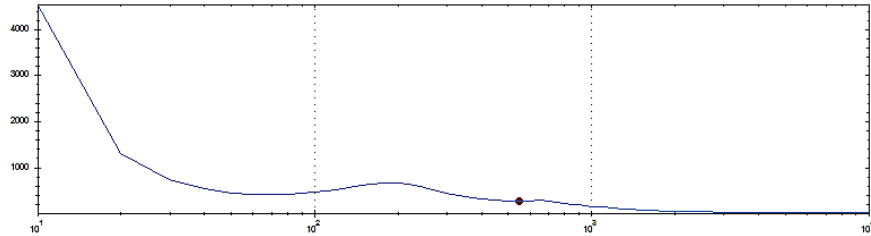


Figura 9 – Curva de assinatura obtida no GBTul, destacando-se a força axial de flambagem distorcional elástica ($N_{dist} = 268,89$ kN) e o comprimento a ela associado ($L_{crd} = 550$ mm).

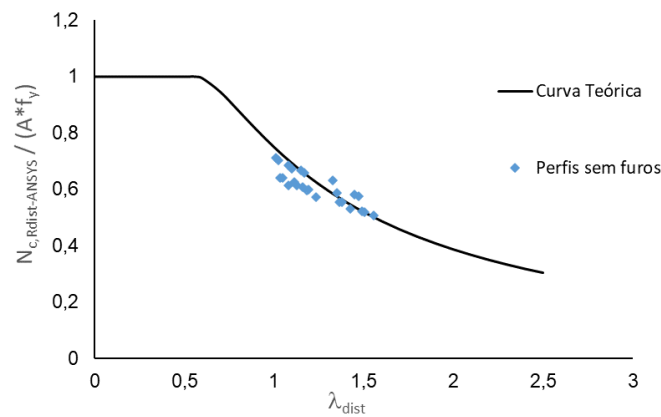


Figura 10 – Comparação entre resultados numéricos e do Método da Resistência Direta para perfis sem perfurações.

3.2 Perfis com perfurações

Moen e Schafer (2009) apresentaram uma adaptação do Método da Resistência Direta para ser empregado na avaliação de perfis formados a frio com perfurações, uma vez que a análise de estabilidade elástica não abrange a existência das perfurações. A Equação 2 apresenta as expressões que consideram a instabilidade distorcional.

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{A_{net} f_y}{N_{dist}}}$$

$$\lambda_{dist} \leq 0,561, N_{c,Rdist} = A_{net} f_y$$

$$\lambda_{dist} \geq 0,561, N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{A_{net} f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}}$$

Equação 2.

Onde percebe-se a substituição da área bruta, A , pela área líquida, A_{net} , nas equações. Na determinação da força axial de flambagem distorcional elástica (N_{dist}) feita pelo software GBTul, substitui-se a espessura da alma t (Figura 3) pela espessura reduzida $t_{web,hole}$ que considera o efeito das imperfeições, calculada pela Equação 3.

$$t_{web,hole} = \left(1 - \frac{L_h}{L_{crd}}\right)^{\frac{1}{3}} t_w \quad \text{Equação 3.}$$

Onde t_w é a espessura real da alma, L_h é o comprimento do furo e L_{crd} é o comprimento crítico distorcional para a seção sem perfurações, obtido via GBTul, como mostrado na Figura 8.

A primeira avaliação refere-se à variação da quantidade de linhas de furos. A Figura 11 apresenta os resultados numéricos (valores discretos) comparados aos resultados do Método da Resistência Direta modificado por Moen e Schafer (2009) para considerar o efeito das perfurações (linha contínua), e pode-se observar, de forma geral, uma boa correlação.

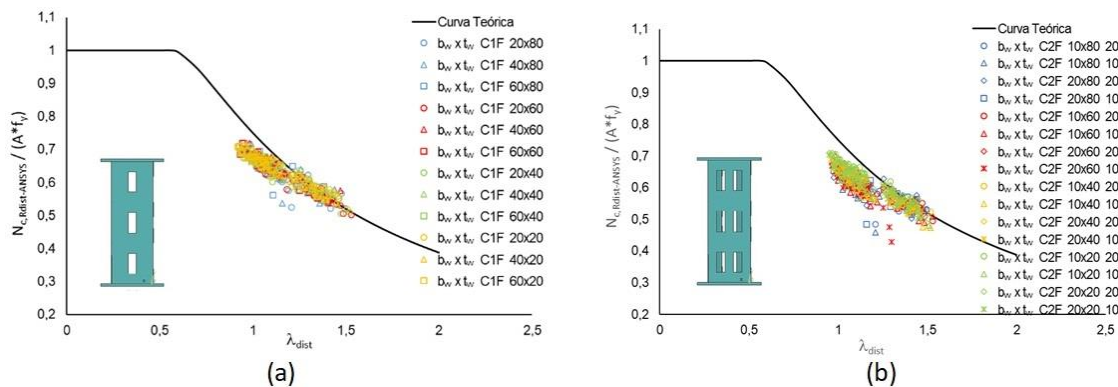


Figura 11 – Variação da quantidade de linhas de furos (a) uma linha; (b) duas linhas.

Em seguida comparam-se resultados com a variação da largura dos furos, com uma linha e com duas. Nos resultados vistos na Figura 12, mais uma vez percebe-se uma boa correlação entre os resultados do Método da Resistência Direta modificado por Moen e Schafer e os resultados numéricos.

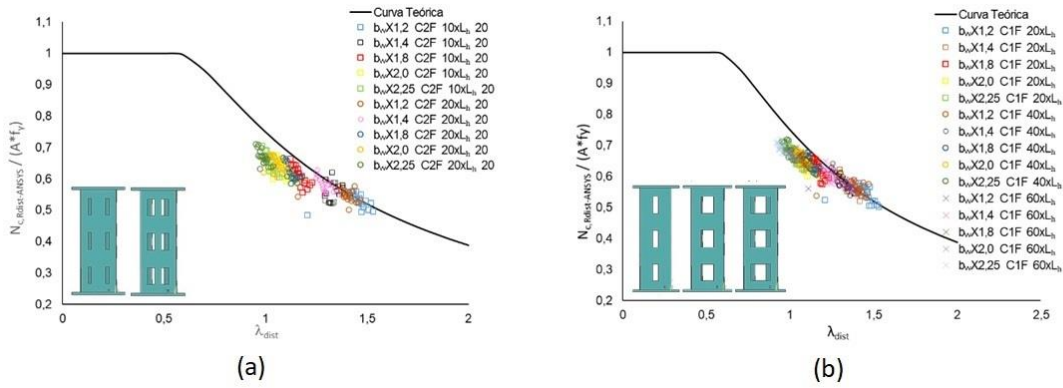


Figura 12 – Variação da largura dos furos (a) duas linhas de furos; (b) uma linha de furos.

A Figura 13 indica que também existe boa correlação entre os resultados obtidos quando se variam os comprimentos dos furos.

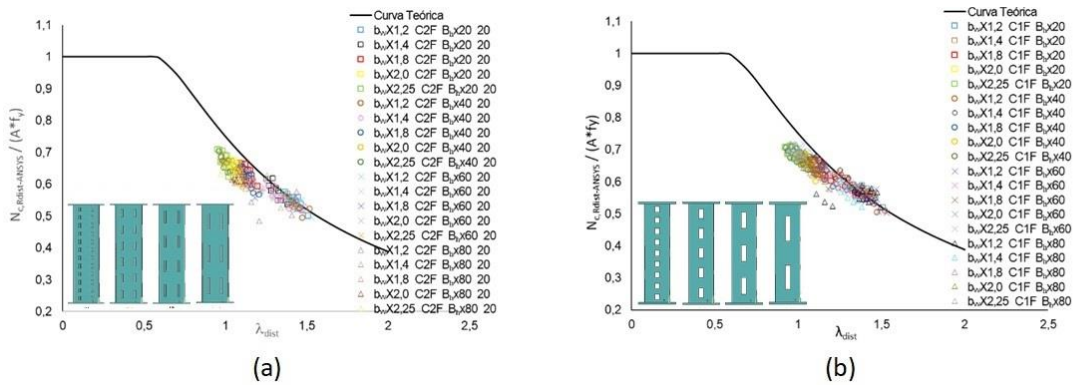


Figura 13 – Variação do comprimento dos furos (a) duas linhas de furos; (b) uma linha de furos.

Finalmente, a Figura 14 mostra uma boa correlação quando se varia a posição do furo em relação à borda da alma.

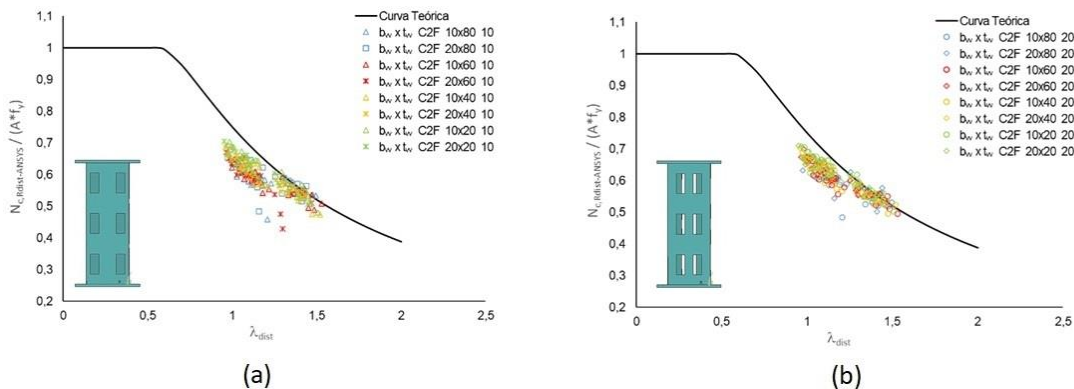


Figura 14 – Variação da posição dos furos (a) a 10% da borda; (b) a 20% da borda.

Em todos os gráficos podem ser observados que alguns pontos não possuem boa correlação com a curva teórica. Esses pontos, geralmente, representam perfis mais esbeltos onde a ocorrência do modo local no modelo numérico está reduzindo a

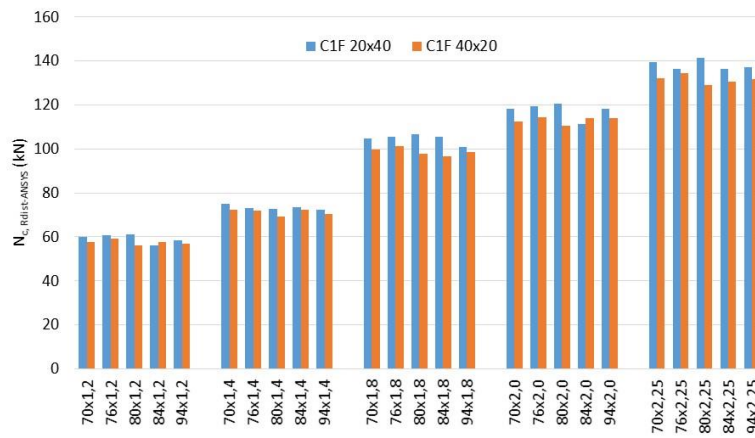
resistência em relação à expectativa. No geral, contudo, observa-se em todas as situações que os resultados numéricos possuem boa correlação com o Método da Resistência Direta modificado por Moen e Schafer (2009), indicando mais uma vez a adequação do modelo via elementos finitos para a avaliação da influência das perfurações na resistência de pilares do tipo rack sujeitos à instabilidade distorcional.

4 Comparações de parâmetros das perfurações

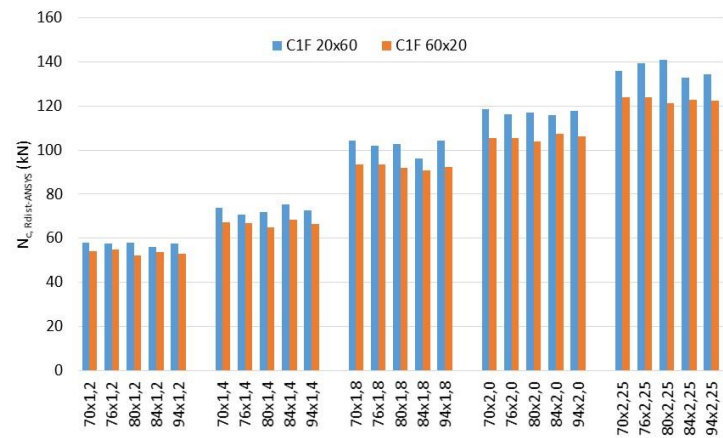
4.1 Influência da largura e do comprimento dos furos

Este tópico apresenta os valores obtidos da análise numérica via ANSYS v.12 da força axial de compressão resistente, associada à instabilidade distorcional, avaliando a influência da largura e dos comprimentos dos furos na resistência dos perfis. São analisados resultados em que os valores das larguras e dos comprimentos possuem o mesmo valor, porém opostos, de forma que as áreas dos furos são iguais. Por exemplo, comparam-se os valores dos perfis com 20% de largura e 40% de comprimento com os perfis de 40% de largura e 20% de comprimento, sendo que todas as porcentagens se referem ao comprimento da alma, b_w . Devido às tipologias de perfurações estudadas, esses resultados são analisados para os perfis com uma linha de furos. A Figura 15 (a) apresenta a comparação dos perfis C1F 20x40 e C1F 40x20, a Figura 15 (b) C1F 20x60 e 60x20 e a Figura 15 (c) C1F 40x60 e 60x40.

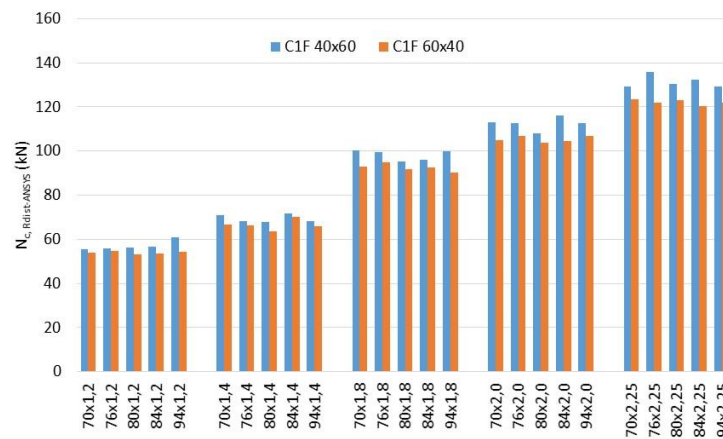
Com os gráficos apresentados é possível perceber que os perfis em que a largura é menor que o comprimento, cor azul, apresentam, em geral, forças resistentes com valores superiores aos que possuem a largura maior que o comprimento. Na Figura 15(a) esses perfis possuem um valor médio de 4,2% maior. Já na Figura 15(b), 9,72% e na Figura 15(c) 6,15%. Dessa forma é possível concluir que as larguras de perfurações apresentam maiores influências na resistência dos perfis, sendo que um aumento da largura representa maior perda de resistência à compressão.



(a)



(b)



(c)

Figura 15 – Comparação das resistências considerando a variação das larguras das perfurações.

4.2 Influência da quantidade e da posição das linhas de furos

Com os arranjos de perfurações descritos no item 2.2, encontram-se perfis que possuem a mesma área de perfurações, porém distribuídos em uma ou duas linhas de furos. Isso ocorre para os perfis com uma linha em que os furos possuem largura de 20% da largura da alma (b_w) e com duas linhas com largura de 10% de b_w e para uma linha com largura do furo igual a 40% de b_w e duas com 20% de b_w , ocorrendo para todos os comprimentos de perfurações estudados. Além disso, no caso de duas linhas consideram-se duas posições das perfurações. Esse tópico apresenta a comparação da força axial de compressão resistente, associada à instabilidade distorcional, para esses perfis. A Figura 16 apresenta a comparação dos valores obtidos na análise numérica via ANSYS v.12 da força axial de compressão resistente, associada à instabilidade distorcional, para as seções C1F 40x60, C2F 40x60 20 e C2F 40x60 10, e a Tabela 4 apresenta a diferença percentual para todos os comprimentos analisados.

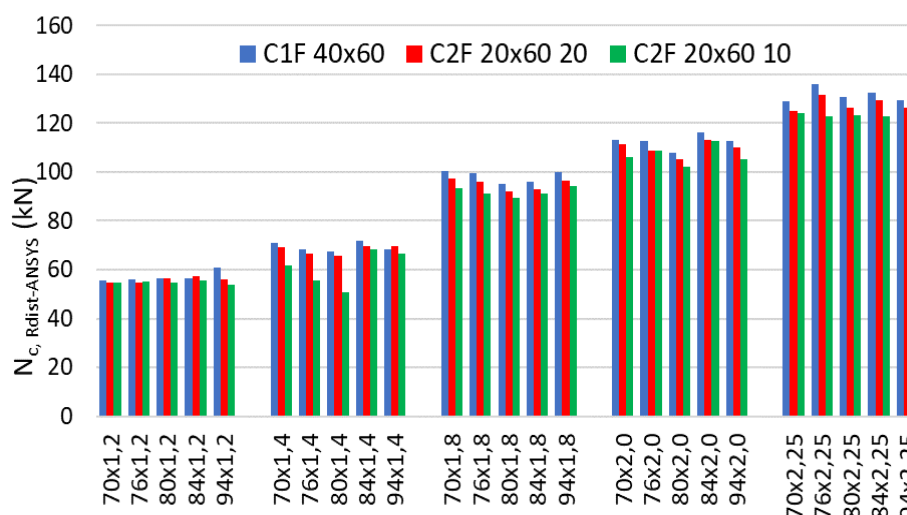


Figura 16 – Comparação da quantidade e da posição das linhas de furos.

Com os resultados da Tabela 4 é possível observar que os perfis com uma linha de furos apresentam valores de força axial de compressão resistente, associada à instabilidade distorcional, superiores aos perfis com duas linhas, independentemente da posição delas, considerando a mesma área de furo. Já a análise para os perfis com duas linhas, mostra que os perfis em que os furos posicionados mais afastados das bordas também apresentam resistências maiores, indicando que, quanto maior for a distância entre borda e furo, maior será a resistência da seção à instabilidade distorcional.

Tabela 4 – Diferenças variando-se a quantidade e a posição das linhas de furos (%).

	C1F / C2F 20 (%)	C1F / C2F 10 (%)	C2F 20 / C2F 10 (%)
C1F 20x80 C2F 10x80	2,72	4,92	2,08
C1F 40x80 C2F 20x80	3,99	4,86	0,95
C1F 20x60 C2F 10x60	5,67	8,29	2,79
C1F 40x60 C2F 20x60	2,53	7,86	5,20
C1F 20x40 C2F 10x40	6,74	9,39	2,48
C1F 40x40 C2F 20x40	2,27	5,62	3,25
C1F 20x20 C2F 10x20	1,44	2,97	1,52
C1F 40x20 C2F 20x20	1,59	3,44	1,83

5 Conclusões

Os perfis formados a frio são uma alternativa interessante para a construção de estruturas econômicas e seguras, desde que se considerem adequadamente seus modos de instabilidade. Além disso, particularidades em sua aplicação, como a existência de perfurações para facilitar a montagem ou para a passagem de dutos, podem tornar seu comportamento ainda mais complexo.

Esse trabalho analisou a influência das dimensões e da posição de perfurações na resistência de perfis do tipo rack sob compressão centrada, com ênfase na ocorrência da instabilidade distorcional, por meio de análises numéricas a partir de um modelo previamente calibrado experimentalmente. A validade do modelo numérico foi ainda avaliada a partir da comparação prescrições normativas baseadas no Método da Resistência Direta, o que comprovou a viabilidade de sua utilização para a avaliação da influência das dimensões e posição das perfurações.

Constatou-se que o aumento da largura das perfurações leva a maiores reduções na resistência dos pilares do que a variação de seu comprimento. Constatou-se ainda que perfis com uma linha de furos, centrada em relação ao eixo da alma, leva a maiores resistências que perfis com duas linhas de perfurações. Outrossim, percebeu-se que, ao

se aproximar o furo da borda da alma da seção, a resistência do pilar sofre um decréscimo.

Todas as observações indicam que maiores distâncias entre o furo e a borda da alma levam a maiores resistências das seções do tipo rack sujeitos à instabilidade distorcional.

6 Referências bibliográficas

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **AISI-S100-16 (2016). “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”**, Washington, D.C., 2016.

ANSYS. **User’s Manual for revision 12**. Swanson Analysis Systems Inc. Houston, PA. 2011.

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

BATISTA, E. M. Local–global buckling interaction procedures for the design of cold-formed columns: Effective width and direct method integrated approach. **Thin-Walled Structures** v.47 p.1218–1231, 2009.

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N. AND CAMOTIM D. **GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**, DECivil/IST, Technical University of Lisbon, (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>), 2008.

CHEN, B.; ROY, K.; UZZAMAN, A.; RAFTERY, G. M.; LIM, J. B. P.; **Parametric study and simplified design equations for cold-formed steel channels with edge-stiffened holes under axial compression**. *Journal of Constructional Steel Research* 172, 106161, 2020.

CHEN, B.; ROY, K.; UZZAMAN, A.; RAFTERY, G. M.; NASH, D.; CLIFTON, G. C.; POULADI, P.; LIM, J. B. P.; **Effects of edge-stiffened web openings on the behaviour of cold-formed steel channel sections under compression**. *Thin-Walled Structures* 144, 106307, 2019.

FARIA, V. O. **Análise de estabilidade de perfis formados a frio com perfurações**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, 2016.

HANCOCK, G. J., KWON, Y. B., BERNARD, E. S. **Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling**. *Journal of Constructional Steel Research*, 31, 169-186, 1994.

JARDIM JR, F. **Estudo da viabilidade do Método da Resistência Direta em perfis U enrijecidos formados a frio com perfurações**. 75 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

MOEN, C. D.; SCHAFFER, B. W. **Direct Strength Design of Cold-Formed Steel members with perforations**: Research Report RP 09-1. Washington: American Iron and Steel Institute – 58 Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Strutuctural Members, 540, p. 2009.

NEIVA, L. H. A., SARMANHO, A. M. S., FARIA, V. O. SOUZA, F. T. STARLINO, J. A. B. **Numerical and experimental analysis of perforated rack members under Compression**. Thin-Walled Structures 130, 176–193, 2018.

OLIVEIRA, R. L. G. **Estudo teórico sobre os esforços resistentes de perfis formados a frio com presença de furos**. 2017. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

RIBEIRO, F. S. **Análise Teórico-Experimental de Colunas Curtas em Perfis Formados a Frio de Seção Transversal tipo Rack**. 2006. 138 f. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2006.

SALES, A. E. C. A. **Análise da aplicação do Método da Resistência Direta a perfis formados a frio com perfurações submetidos à compressão**. 83 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Construção Metálica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

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

SCHAFER, B., PEKOZ, T. **Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions**. 14th International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures, St Louis, Missouri, 1998.

SMITH, F. H., MOEN, C.D. **Finite strip elastic buckling solutions for thin-walled metal columns with perforation patterns**. Thin-Walled Structures 79, p. 187-201, 2014.

SOUZA, F. T. **Análise teórico-experimental da estabilidade de colunas perfuradas em perfis de aço formados a frio de seções tipo rack**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, 2013.

SOUZA, F. T., THEODORO, D.L.V., SARMANHO, A.M.C. **Análise da instabilidade local em pilares do tipo rack com perfurações**. Revista da Estrutura de Aço, v. 9 n. 3, p. 321-339, 2020.

TORABIAN, S., CHOBE, G. S., CREWS, J. K., SCHAFER, B.W. **Stub column response in light of local vs distortional buckling**. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, Georgia, EUA, April 21-24, 2020.

VON KARMAN, SECHLER, E. E., DONNELL, L. H. **The Strength of Thin-Walled Plates in Compression**. Transactions of ASME v. 54, MP 54-5. 1932.

WINTER, G. **Strength of thin-walled compression flanges**. Trans ASME, v. 112, p. 520-527, 1947.

Modelo de estimativa e monitoração da produtividade para pré-fabricação de componentes de estruturas metálicas

Miguel Luiz Ribeiro Ferreira^{1*} e Ana Carolina Cavalcanti Ribeiro Gonçalves²

¹ Mestrado Profissional em Montagem Industrial/Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, RJ, Brasil - miguelluiz@id.uff.br

² Mestrado Profissional em Montagem Industrial/Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, RJ, Brasil - goncalvesana@id.uff.br

Model of productivity estimation and monitoring for manufacture of metal structure components

Resumo

Neste artigo, busca-se avaliar a viabilidade de um modelo para estimar e monitorar a produtividade global, que considera os tempos produtivos e improdutivos, na pré-fabricação de componentes, em uma empresa construtora de estruturas metálicas. O modelo é constituído das funções "Ociosidade" e "Produtividade Intrínseca". A Produtividade Intrínseca considera apenas o desempenho dos procedimentos operacionais. O processamento de dados utilizou como ferramenta o "Método de Monte Carlo" via software @risk 7.5 da Palisade Corporation. Os resultados revelam que o método proposto é viável, apresenta grau de precisão adequado e baixo custo de implementação. Adicionalmente, o processamento dos dados via Método de Monte Carlo, gera como subprodutos gráficos de Tornado, que permitem identificar, quais variáveis devem ser priorizadas para implementação de ações visando à melhoria da produtividade.

Palavras-chave: Produtividade, Estruturas Metálicas, Método de Monte Carlo, Ociosidade.

Abstract

This article aims to evaluate the feasibility of a model to estimate and monitor global productivity, which considers productive and unproductive times, in the prefabrication of components, in a company that builds metallic structures. The model consists of the functions "Idleness" and "Process Productivity". Process Productivity considers only the performance of operational procedures. Data processing used as a tool the "Monte Carlo Method" via software @risk 7.5 from Palisade Corporation. The results reveal that the proposed method is feasible, presents a degree of precision adequate and low cost of implementation. Additionally, the processing of data via the Monte Carlo Method, generates as sub-products tornado graphics, which allow to identify, which variables should be prioritized for the improvement of productivity.

Keywords: Productivity, Metal Structures, Monte Carlo Method, Idleness.

* autor correspondente

1 Introdução

A indústria da Construção é considerada por muitos autores uma das atividades mais importantes para o crescimento econômico global. Kazaz, Ulubely, et al. (2019) afirmam que os projetos de construção na maioria dos países são de grande contribuição econômica, pois geram postos de trabalho em grande quantidade.

Segundo Nazarko e Chodakowska (2015), a indústria da construção contribuiu com 5,9% do valor da arrecadação dos membros da União Europeia. Quanto a construção de estruturas metálicas, Faleiros, Junior e Santana (2014), mencionam que a opção por esta modalidade representava 50% do total da indústria da construção em países como França e Alemanha no setor industrial e nos Estados Unidos e Reino Unido em edificações comerciais. Quanto ao Brasil, os autores mencionam que a indústria da construção de estruturas metálicas gerou no ano de 2017 o equivalente a 4,4 bilhões de reais, sendo que 51% das empresas atuantes neste segmento situam-se na região sudeste, segundo dados da ABCEM (2018).

A melhoria da produtividade é um fator primordial para o crescimento econômico e a prosperidade de qualquer nação, traduzindo-se em melhores salários, lucros mais elevados e artigos mais baratos, beneficiando a sociedade como um todo (Vogl e Abdel-Wahab, 2015). No que tange à indústria da construção, Ghatge; More e Minde (2016) reforçam que a produtividade é um dos pontos chave para o sucesso de empreendimentos. Silva, Candido, et al. (2021) afirmam que para a análise adequada dos custos, formação de preços e atendimento aos prazos de um projeto é fundamental o conhecimento dos dados de produtividade. Park, Thomas e Tucker (2005) ressaltam que é fundamental que as empresas busquem a melhoria da produtividade para sobreviver ao mercado. Mingione (2016) afirma que o aumento da produtividade sempre foi um dos motores para o desenvolvimento da gestão da produção.

Considerando-se a importância do segmento da construção de estruturas metálicas no Brasil e o papel estratégico da produtividade, neste artigo busca-se desenvolver e avaliar a aplicabilidade de um modelo para estimar e ou monitorar a produtividade global de uma empresa construtora de Estruturas Metálicas. O modelo proposto se constitui

numa função composta, associando a produtividade do processo produtivo e a ociosidade da jornada de trabalho.

2. Revisão bibliográfica

O conceito de produtividade muitas vezes é incompreendido, inadequadamente medido, o que compromete sua utilização (Berlak, Hafner e Kuppelwieser, 2021). Em termos genéricos, a produtividade é definida por vários autores como a relação entre os recursos utilizados para a produção de produtos e o resultado do processo produtivo (Martins, 2011; Mingione, 2016; CIBIC, 2017; Adrian, 2004; Barreto, 2017; Durdyyev, Ismail e Kandymov, 2018; Ney, 2016; Tabim, 2013). Quanto à medição, segundo CBIC (2019), não existe um padrão internacional de indicadores de produtividade. Neste sentido, Park, Thomas e Tucker (2005) ressaltam a necessidade de existência de padrões internacionais para que seja possível uma melhor avaliação dos processos produtivos em termos comparativos. Esses mesmos autores (2005 apud CII, 2006) mencionam uma proposta de utilização de indicadores que incluem custos, planejamento, segurança, modificações e retrabalhos. Sasseron (2016) argumenta que um indicador de produtividade deve medir a efetividade com que os fatores de produção são utilizados para produzir bens e serviços, podendo ser comparado, tanto entre períodos distintos, quanto entre diferentes unidades produtivas. Por outro lado, alguns autores consideram que a produtividade da mão de obra é o indicador mais utilizado na indústria da construção (CII, 2006; Mani et al., 2017; Woo, 2016; Song e Abourizk, 2008). No Brasil, na indústria da construção, comumente se utiliza a RUP (Razão Unitária de Produção), que expressa o quociente de homens-hora da equipe disponíveis para o trabalho em relação a quantidade de serviço líquida realizada (Construção, 2020). O PROMINP (2010) relaciona uma série de indicadores, entre os quais estão aqueles referentes a estruturas metálicas, utilizados no segmento de construção e montagem de plataformas marítimas.

Na indústria brasileira de construção e montagem de instalações industriais observa-se a adoção de dois conceitos de produtividade: produtividade intrínseca e produtividade global (Gióia, 2015; Lobato, 2015; Martins, 2011; PROMINP, 2010; Tabim, 2013). A produtividade intrínseca diz respeito à produtividade do processo produtivo, onde somente são contabilizados os tempos produtivos, ou seja, aqueles consumidos na

realização das atividades de execução. A produtividade global considera os tempos produtivos e improdutivos numa jornada de trabalho diária, sendo que os tempos improdutivos correspondem a eventos onde a produção se encontra paralisada por algum motivo.

Diversos pesquisadores discorreram sobre os fatores que impactam a produtividade da construção; entretanto, não existe consenso entre eles, pois cada atividade do processo construtivo possui características específicas as quais podem variar de acordo com cada ambiente de trabalho (Hasan et al. 2018). As dificuldades inerentes ao processo de gerenciamento de projetos na indústria da construção estão entre as principais causas da ociosidade (Hasan et al., 2018; Durdyev e Ismail, 2016). Alguns autores apontam as reuniões de segurança e gestão entre as principais causas da ociosidade (Hickson e Ellis, 2014; El-Gohary e Aziz, 2014). Ney (2016) descreve que muitos fatores influenciam a produtividade na indústria da construção, entre eles os que acarretam variações significativas nas taxas de produção. Em pesquisa realizada em 1989, entre construtores britânicos, Jarkas e Bittar (2012) identificaram treze fatores de grande importância que podem afetar a produtividade: habilidade da mão de obra, construtibilidade, qualidade de supervisão, metodologia do trabalho, sistema de incentivos, layout da obra, complexidade das informações para a construção, tamanho e composição da equipe, disponibilidade de ferramentas, absenteísmo, número de operações simultâneas da obra e proporção de trabalho subcontratado. Doloi, Swheey, et al. (2012) mencionam que os fatores mais críticos que afetam a produtividade são: ineficiência da gerência do canteiro, coordenação de canteiro pobre, planejamento ruim, escopo pouco claro e problemas de comunicação. Loosemore (2014) registra que a improdutividade pode reduzir a produtividade em até 50%. Por outro lado, o autor afirma que a variação da improdutividade entre dois canteiros pode chegar a 500%. Entre os fatores que impactam na produtividade da construção, mencionados por alguns autores, pode-se citar: adoção de horas extras (Woo, 2016); ocorrência de greves dos trabalhadores e falta de profissionais qualificados (Bierman, Marnewick e Pretorius, 2014); condições climáticas que afetam diretamente a produtividade dos trabalhadores da construção civil, do ponto de vista fisiológico e psicológico (Ibbs e Sun, 2017); o trabalho pesado e manual é mais cansativo e, nas obras com estas atividades, os trabalhadores sofrem

degradação da produtividade mais rapidamente, do que aqueles que executam atividades mais leves e menos desgastante (Ibbs e Sun, 2017); os valores de produtividade são provavelmente afetados em função da região de atuação de um trabalhador (Ibbs e Sun, 2017); falta de materiais, avaria dos equipamentos, falta de ferramentas, e equipamentos inadequados; modificação de escopo (Rad e Kim, 2018); e falta de comunicação com a equipe de gerenciamento interno (Vaux e Kirk, 2018).

A literatura relata que estudos envolvendo a medição da produtividade e a análise de movimentos já são realizados há muito tempo (Bassioni, Price e Hassand, 2004; Shehata e El- Gohary, 2011). Neste sentido, Christian e Hackey (1995) avaliaram o impacto dos tempos improdutivos na produtividade em canteiros de obras da construção civil no Canadá. O estudo de um conjunto de movimentos necessário para que o trabalhador possa executar tarefas manuais é descrito por Frank e Lilian Gilbert apud Ney (2016). Adrian (2004) propõe o estudo por meio de observação, onde se mede os tempos de ciclos de atividades relacionados às ações dos trabalhadores. Zhao e Dungan (2014) propõem o método da produtividade ideal melhorada (*“Improved baseline method”*) com a finalidade de quantificar e avaliar a perda da produtividade em empreendimentos, devido ao impacto de fatores que ocorrem no processo produtivo. A apropriação de mão de obra é descrita por Coletores... (2018) e consiste no registro de dados de campo da quantidade de produção realizada e consumo de Homens – Hora). O autor discorre também sobre os métodos de monitoração mais modernos, como aqueles que utilizam o telefone celular ou outros meios eletrônicos. Ney (2016) desenvolveu metodologia para monitoração e estimativa da ociosidade e do fator de ocupação da mão de obra, por meio eletrônico, utilizando celulares e com o apoio do Método de Monte Carlo. O Método de Monte Carlo vem sendo utilizado para o desenvolvimento de trabalhos de pesquisa sobre a estimativa e monitoração da produtividade, fator de ocupação da mão de obra direta e ociosidade (Barreto, 2017; Gióia, 2015; Lobato, 2015; Martins, 2011; Ney, 2016; Ney e Ferreira, 2018; Souza, 2015; Tabim, 2013). Cabe destacar que a ociosidade pode conferir a produtividade global uma variabilidade acentuada, o que influi na precisão dos modelos de estimativa da produtividade global (Barreto, 2017; Gióia, 2015; Martins, 2011; Ney, 2016).

3 Metodologia

O procedimento experimental consiste na avaliação do comportamento de um modelo de estimativa da produtividade global (Barreto, 2017; Gióia, 2015; Lobato, 2015; Martins, 2011; Tabim, 2013). Este modelo, a que se denominou função Produtividade Global Estimada, foi construído a partir da modelagem das funções Produtividade Intrínseca e Ociosidade. O conceito de ociosidade adotado, consiste no percentual de tempo de uma jornada de trabalho diária, em que o trabalhador se encontra parado. Os dados coletados são inseridos nas funções Produtividade Intrínseca e Ociosidade, que compõem o modelo da Produtividade Global Estimada, são processados através da simulação de Monte Carlo, com o auxílio do software @risk 7.5 da Palisade Corporation. O indicador de produtividade adotado foi kg/Hh (quilogramas/Homens-hora) (Barreto, 2017; Gióia, 2015; Martins, 2011; Prominp, 2010).

Os dados de produtividade e ociosidade foram coletados em uma fábrica de pequeno porte situada no Rio de Janeiro durante os anos de 2017 e 2019, cuja visão panorâmica do galpão é apresentada na Figura 1. A produção desta fábrica consiste basicamente em dois produtos: vigas e colunas. As colunas serão o objeto de nossa análise, sendo que a fabricação dos componentes é feita a partir de perfis do Tipo I ou H de aço ASTM A-572 Gr.50, largamente utilizados nas construções no Brasil.



Figura 1 – Visão panorâmica do galpão da empresa

A equipe de mão de obra direta (soldadores, montadores, ajudantes e encarregado) estudada durante a etapa de coleta de dados era composta de aproximadamente 5 colaboradores trabalhando durante o ciclo de trabalho normal, ou seja, 8 horas diárias de segunda a sexta-feira. Supervisores, técnicos administrativos e outros não tiveram suas horas contabilizadas, pois não são considerados como mão de obra direta neste estudo (Barreto, 2017; Gióia, 2015; Martins, 2011; PROMINP, 2010). O experimento contemplou somente as atividades de fabricação realizadas no galpão da empresa.

Na determinação da Produtividade Intrínseca, a quantidade de Homens-Hora consumida foi mensurada através da cronometragem de cada uma das etapas do processo de produção. As paradas da produção por quaisquer motivos que não fossem inerentes à fabricação das peças não foram contabilizadas. As etapas do processo de produção consideradas foram: Movimentação, Aplicação da Chapa de Espera, Corte e Pintura. A atividade de Movimentação consiste no deslocamento dos componentes estruturais (colunas) dentro da fábrica com auxílio de um pórtico sobre trilhos. A atividade de Aplicação da Chapa de Espera é quando peças de auxílio à montagem das vigas são aplicadas nas colunas para que o alinhamento da estrutura seja garantido na etapa de edificação. A atividade de Corte acontece quando a peça chega ao galpão do fabricante e é cortada no seu tamanho final. Quanto à atividade de Pintura, consiste na primeira demão de zarcão para proteção das peças até a fase de edificação. O fluxograma do processo produtivo é apresentado na Figura 2. A Equação 1 representa o comportamento da Produtividade Intrínseca:

$$PI = \sum \frac{P}{Hhmi + Hhei + Hhci + Hhpi} \quad (1)$$

Onde: PI – Função Produtividade Intrínseca diária expressa em kg/Hh; P = Peso total da peça em kg – 135 kg; Hhmi – Hh consumido na atividade de movimentação de cargas no dia i; Hhe – Hh consumido na atividade de aplicação da espera no dia i; Hhc – Hh consumido na atividade de corte no dia i; Hhp – Hh consumido na atividade de pintura no dia i; i – varia de 1 a 30 dias.

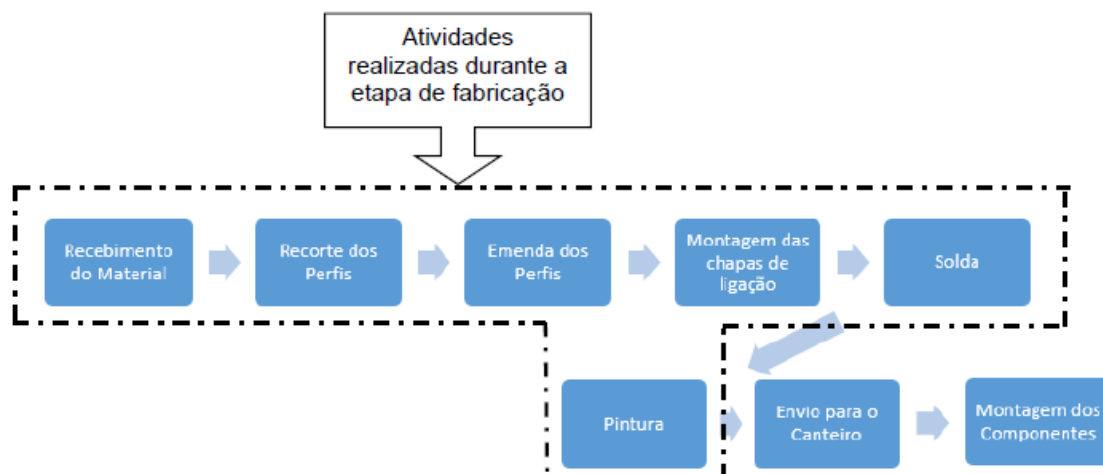


Figura 2 – Fluxograma de fabricação das colunas

Para a avaliação do comportamento da ociosidade, utilizou-se um modelo que se baseia na contabilização da ocorrência de eventos de acordo com o modelo de cartas de amostragem do fator de ocupação da mão de obra, conforme Adrian (2004) e Ney e Ferreira (2018). Estes dados foram processados com a utilização da simulação de Monte Carlo, segundo Ney e Ferreira (2018). Assim, construiu-se uma planilha composta pelos eventos geradores de ociosidade, os quais eram monitorados diariamente para determinação da ociosidade diária. A coleta de dados consistiu na observação dos trabalhadores em diferentes horários do dia, anotando se cada um dos trabalhadores se encontrava “Ocupado” ou “Ocioso”. Para o caso de “Ocioso” o motivo da paralisação foi registrado entre os seguintes eventos: deslocamento, ida ao banheiro, sem atribuição de atividade, descansando, bebendo água e sem equipamentos. De acordo com Adrian (2004), os itens relativos a banheiro, descansando e bebendo água foram relacionados às necessidades humanas. A partir dos dados coletados e organizados em planilha, construiu-se a função Ociosidade (FO) de acordo com a Equação 2:

$$FO = \sum \frac{Ndi}{Toi} + \frac{Nhi}{Toi} + \frac{Sai}{Toi} + \frac{Sei}{Toi} \quad (2)$$

Onde: FO – corresponde ao comportamento da ociosidade registrada na jornada de trabalho, no intervalo de 30 dias em que se realizou a coleta de dados; Toi – total de pontos registrados em que o trabalhador estava ocioso ou ocupado no dia i; Ndi – número de pontos registrados, na jornada de trabalho considerada, em que o

trabalhador estava ocioso por estar em deslocamento no dia i ; Nhi – número de pontos registrados, na jornada de trabalho considerada, em que o trabalhador estava ocioso devido a necessidades humanas no dia i ; Smi - número de pontos registrados, na jornada de trabalho considerada, em que o trabalhador estava ocioso por estar sem material para execução das atividades no dia i ; Sai - número de pontos registrados, na jornada de trabalho considerada, em que o trabalhador estava ocioso por estar sem atribuição de atividade no dia i ; Sei - número de pontos registrados, na jornada de trabalho considerada, em que o trabalhador estava ocioso por estar sem equipamentos e EPI (Equipamento de Proteção Individual) para realização das atividades no dia i ; i – varia de 1 a 30 dias, correspondente ao número total de dias em que a coleta de dados foi realizada.

Considerando-se a modelagem das funções Produtividade Intrínseca (PI) e ociosidade (FO) construiu-se o modelo da função Produtividade Global Estimada (PGE) conforme Equação 3:

$$PGE = \frac{PI}{(1 + FO)} \quad (3)$$

A partir dos dados coletados para cada atividade da função Produtividade Intrínseca conforme a Equação 1 e os dados da função Ociosidade, com o auxílio do software @risk 7.5, realizou-se a simulação de Monte Carlo, obtendo-se como resultado, as curvas função densidade de probabilidade e função densidade de probabilidade acumulada da Produtividade Global Estimada. Da mesma forma, com a utilização do gráfico de Tornado, disponível no software, é possível realizar uma análise de sensibilidade, que permite detectar quais as atividades de maior impacto no modelo.

Neste artigo, utilizou-se o gráfico de Tornado “Desvio da Média”, que apresenta o impacto das variações de cada uma das variáveis, consideradas em separado, na média da função Produtividade Global Estimada, mantendo-se as demais constantes. Adicionalmente, também se avaliou através do gráfico de Tornado, o impacto das atividades, que compõem o processo produtivo na média da Produtividade Intrínseca, assim como dos eventos geradores de improdutividade na média da função Ociosidade. Obteve-se as curvas da função Produtividade Real a partir dos dados coletados pela própria empresa, produção diária e mão de obra diárias, conforme a Equação 4, os quais

foram submetidos ao processamento via simulação de Monte Carlo, com o auxílio do software @risk 7.5:

$$PR = \sum \frac{Ppi}{Hhpi} \quad (4)$$

Onde: PR – Produtividade Real; Ppi – quantidade da produção diária no dia i de colunas em kg; Hh – quantidade de Homens – hora na produção de colunas no dia i; l – varia de 1 a 30.

Avaliou-se o grau de precisão do modelo pela superposição das curvas das funções de densidade de probabilidade e densidade de probabilidade acumulada das funções Produtividade Global Estimada e Produtividade Real. Por outro lado, buscou-se também realizar uma análise comparativa entre as principais estatísticas das funções Produtividade Global Estimada e a Produtividade Real, a saber: média, moda, desvio padrão e coeficiente de variação.

4 Análise dos Resultados

4.1 Comportamento da Produtividade Intrínseca

Após simulação de Monte Carlo da função Produtividade Intrínseca, obteve-se os seguintes resultados para as principais estatísticas: média= 22,30 Kg/Hh, moda = 22,55 Kg/Hh, desvio Padrão = 1,91 Kg/Hh e coeficiente de variação = 0,08. O coeficiente de variação, determinado pelo quociente entre a média e o desvio padrão, se constitui num indicador da dispersão da função Produtividade Intrínseca. Destaca-se que não se verificou na literatura dados de produtividade os quais possam ser comparados com os resultados aqui obtidos. Entretanto, o comportamento do coeficiente de variação, abaixo de 0,1, é semelhante aos resultados obtidos por Lobato (2015), Martins (2011) e Tabim (2013), onde os autores assinalam que a produtividade dos processos produtivos representados pela produtividade intrínseca apresenta baixa variabilidade, em processos de fabricação customizados ao longo do tempo. Da mesma forma, nos trabalhos citados, que tratam da atividade de soldagem de chapas e tubos, a média é muito próxima da moda, o que também se observa no presente artigo.

A Figura 3 apresenta o gráfico de Tornado Desvio da Média da função Produtividade Intrínseca. Os resultados do gráfico representam o impacto de cada atividade na média desta função, mantendo-se as demais variáveis constantes. Observando-se o gráfico se verifica que a atividade de “Movimentação de Carga” é a de maior impacto, minimizando ou maximizando a média da Produtividade Intrínseca. A atividade de “Aplicação das Esperas” é a segunda mais importante, em termos de redução e aumento da média. As atividades de “Corte” e “Pintura” são de menor impacto comparadas às duas primeiras.

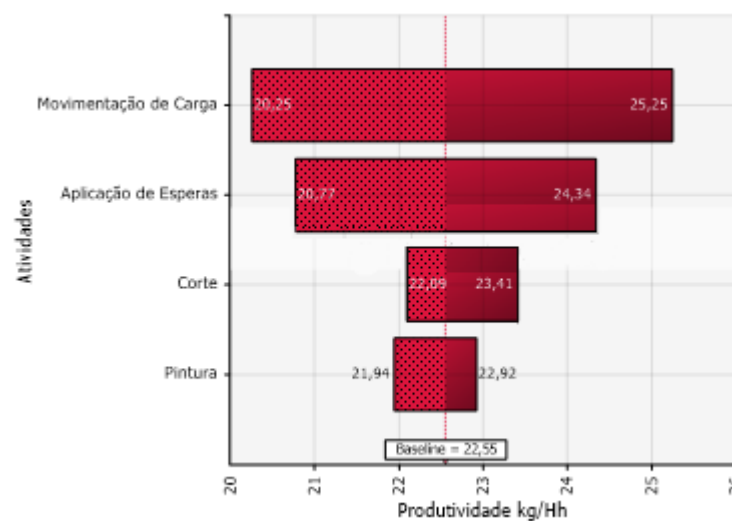


Figura 3 – Impacto das atividades que compõem o processo de produção na média da Função Produtividade Intrínseca

4.2 Comportamento da Ociosidade

Os resultados das principais estatísticas da função ociosidade, representada na Equação 2, após simulação de Monte Carlo, são os seguintes: média= 0,37, moda = 0,32, desvio padrão = 0,15 e coeficiente de variação = 0,41. Considerando a média, o resultado é muito próximo aos valores obtidos por Souza (2015) e Ney e Ferreira (2018), que avaliaram o comportamento da ociosidade em fábricas de *spools* de tubos de aço carbono. Destaca-se ainda que Christian e Hackey (1995) chegaram a resultados semelhantes em canteiros de obras da construção civil. Ainda no que tange a construção civil, Adrian (2004) propõe que se considere para a construção civil, com base na indústria da construção dos Estados Unidos, uma ociosidade de 0,30. Quanto à dispersão em torno da média, utilizando o coeficiente de variação como indicador, se

verifica um valor expressivo de 0,41, que é igual ao resultado obtido por Ney e Ferreira (2018). Dispersões elevadas pela ocorrência de eventos geradores de tempos improdutivos também são registradas nos trabalhos de Tabim (2013) e Gióia (2015). Nestes casos, os autores destacam que estes eventos são de difícil modelagem, pois, podem agrupar ocorrências de natureza diferenciada, acarretando uma variabilidade acentuada. Ney e Ferreira (2018) estão de acordo com esta argumentação. Cabe destacar que esta variabilidade poderá influenciar no sentido de aumentar a dispersão do modelo proposto para a Produtividade Global Estimada.

A Figura 4 apresenta os principais fatores de impacto na média da ociosidade, onde se verifica que a variável “Necessidades Humanas” é a de maior impacto na redução ou aumento da ociosidade. Adrian (2004) estima que para esta variável, no caso da indústria da construção, pode variar entre 0,15 e 0,20. Neste artigo, as estatísticas para a função que descreve o comportamento deste fator são as seguintes: média = 0,22, desvio padrão = 0,12, coeficiente de variação = 0,54. Estes resultados confirmam a contribuição significativa desta variável nos valores da média da função Ociosidade, bem como, para a dispersão elevada da mesma. No contexto do caso estudado por Ney e Ferreira (2018), esta variável é a terceira mais importante entre os oito fatores de impacto na ociosidade registrados naquele artigo. Observando-se a Figura 4, nota-se que a variável “Aguardando Movimentação de Carga” vem em segundo lugar, aumentando ou reduzindo a média. Os resultados de Ney e Ferreira (2018) registram este evento como o segundo de maior impacto na média da função Ociosidade, ficando atrás somente da variável “Deslocamentos”, que naquele trabalho é a de maior impacto. No presente artigo, esta variável é a terceira mais importante, o que pode ser explicado pelo ambiente onde se desenvolveu as atividades de produção, que são bem diferentes do contexto do artigo desenvolvido por Ney e Ferreira (2018). Os demais fatores de impacto registrados no gráfico de Tornado apresentado na Figura (4) são de menor importância. Por outro lado, cabe destacar que os fatores de impacto na ociosidade, com menor ou maior relevância, são muito semelhantes aos registrados na literatura por Christian e Hackey (1995), Adrian (2004), Gióia (2015), Ney e Ferreira (2018) e Tabim (2013).

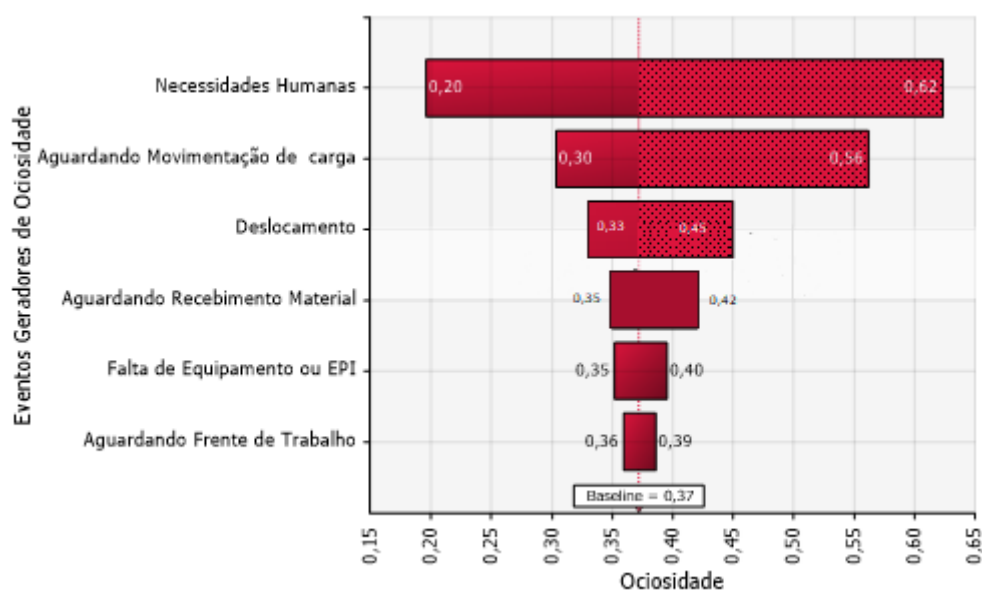


Figura 4 – Impacto dos eventos geradores de improdutividade na média da Função Ociosidade

3.4 Comparação entre os comportamentos da Produtividade Global Estimada com a Produtividade Real

A Tabela 1 apresenta as principais estatísticas das funções Ociosidade, Produtividade Intrínseca, Produtividade Global Estimada e Produtividade Real, após processamento via simulação de Monte Carlo.

Tabela 1 – Comparação entre as Principais Estatísticas das Funções: Produtividade Intrínseca, Ociosidade, Produtividade Global Estimada e Produtividade Real

Função	Estatísticas			
	Moda	Média	Desvio Padrão	CV*
Função Ociosidade	0,32	0,37	0,15	0,41
Produtividade Intrínseca – kg/Hh	22,55	23,30	1,91	0,08
Produtividade Global Estimada (PGE) – kg/Hh	16,48	16,63	2,27	0,14
Produtividade Real – kg/Hh	16,46	16,13	2,96	0,18

*CV – Coeficiente de variação, determinado pela razão entre o desvio padrão e a média.

Destaca-se que não se encontrou na literatura dados de produtividade para produtos semelhantes para fins de comparação. Observando-se a Tabela 1, verifica-se que a média e a moda da Produtividade Global Estimada apresentam valores bem próximos. Por outro lado, o valor de 0,14 para o coeficiente de variação, indica que a dispersão em torno da média não é muito acentuada. Analisando-se a Equação 3, bem como os valores do coeficiente de variação, das funções Produtividade Intrínseca e Ociosidade apresentados na Tabela 1, é possível concluir que a magnitude da dispersão em torno

da média da Produtividade Global Estimada é majorada pelo comportamento da função Ociosidade. Observando-se o gráfico de tornado apresentado na Figura 5 é possível avaliar a magnitude do impacto das variáveis que constituem as funções Produtividade Intrínseca e Ociosidade. Analisando-se os resultados do gráfico verifica-se que as quatro variáveis de maior impacto, reduzindo ou maximizando a média da função Produtividade Global Estimada são: “Necessidades Humanas”, “Movimentação de Carga”, “Aguardando Movimentação de Carga”, “Aplicação de Espera”. As variáveis “Necessidades Humanas” e “Aguardando Movimentação de Carga” apresentaram o maior impacto na função Ociosidade. Por outro lado, as atividades de “Movimentação de Carga” e “Aplicação de Espera” são de maior impacto na Produtividade Intrínseca. Conhecendo-se estes resultados é possível para o gerenciamento da empresa promover ações para melhorar a produtividade. Entretanto, no que diz respeito a variável “Necessidades Humanas”, que considera os tempos de descanso, conversa entre colegas, beber água, idas ao banheiro, entre outras, o espaço para ações que visem a redução da ociosidade com foco nesta variável é reduzido.

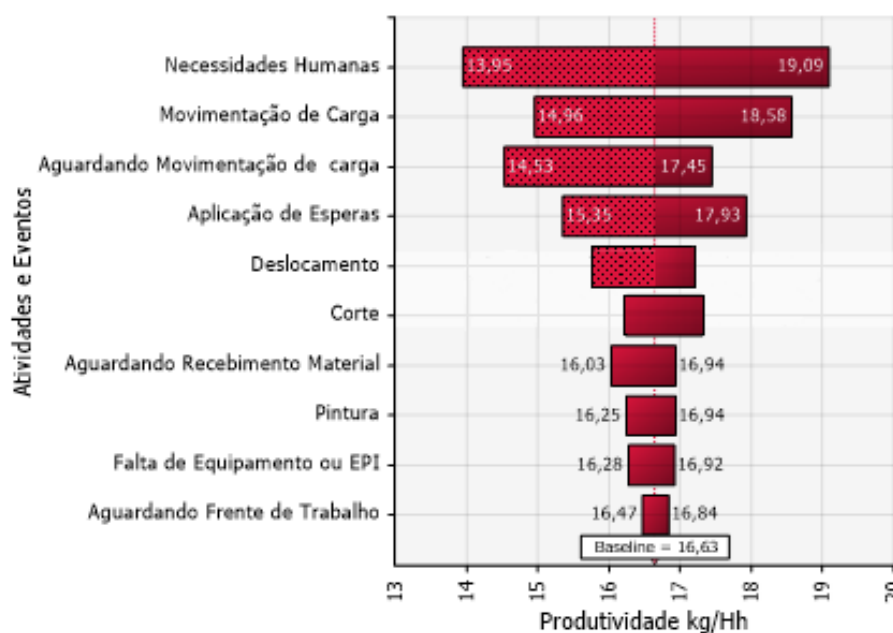


Figura 5 – Impacto das atividades do processo de produção e dos eventos geradores de ociosidade na média da Função Produtividade Global Estimada

No que diz respeito à função Ociosidade, ações que incidem sobre a variável “Aguardando Movimentação de Carga”, poderiam aumentar a Produtividade Global Estimada de 16,63 kg/Hh para 17,55 kg/Hh, um acréscimo de 5,5%. Por outro lado, no

que diz respeito a Produtividade Intrínseca, ações para redução dos tempos da atividade “Movimentação de Carga” podem aumentar a Produtividade Global Estimada de 16,63 kg/Hh para 18,58 kg/Hh, ou seja, 10,50%. As ações sobre a atividade “Aplicação de Esperas” têm potencial para aumentar a Produtividade Global Estimada em 7,82%.

Considerando o cenário aqui exposto é possível concluir, que as ações com maior potencial para alcançar melhorias mais significativas da produtividade devem ser dirigidas sobre o processo de produção. Este resultado é diferente dos resultados apresentados por Gióia (2015) e Tabim (2013), onde os eventos geradores da ociosidade são os que merecem maior cuidado para melhoria da produtividade. Destaca-se que os casos estudados pelos autores são canteiros de obras, que apresentam condições diferentes da estudada neste artigo.

Observando-se os dados da Tabela 1, verifica-se que as médias e as modas das funções Produtividade Global Estimada e da Produtividade Real são bem próximas. A dispersão entre as duas funções, representada pelos valores do coeficiente, são também próximas, com a Produtividade Real apresentando um resultado ligeiramente superior. Esperava-se que a Produtividade Real apresentasse um coeficiente de variação mais reduzido, pois esta função representa a variabilidade de apenas uma variável. Por outro lado, a variabilidade da função Produtividade Global Estimada é constituída pelo conjunto das variáveis que compõem a função Ociosidade e pelas atividades que fazem parte do modelo da Produtividade Intrínseca. Avaliando-se a coleta de dados para os dois casos, concluiu-se que os cuidados para a coleta de dados para a Produtividade Intrínseca e a função Ociosidade foram bem mais rígidos que o procedimento adotado para a Produtividade Real. Cabe destacar que, no caso da Produtividade Real, a apropriação dos dados foi fornecida pela empresa e realizada pelos supervisores diariamente, enquanto que, no caso da Produtividade Global Estimada, a coleta de dados foi realizada por um pesquisador utilizando um procedimento prévio.

Nas Figuras 6 e 7, pode-se notar que as funções densidade de probabilidade e densidade de probabilidade acumulada dos modelos da Produtividade Global Estimada e da Produtividade Real apresentam um bom nível de aderência. Considerando a proximidade das principais estatísticas dos dois modelos, apresentadas na Tabela 1,

pode-se concluir que o modelo proposto para a Produtividade Global foi bem sucedido, para estimativa e ou monitoração da produtividade.

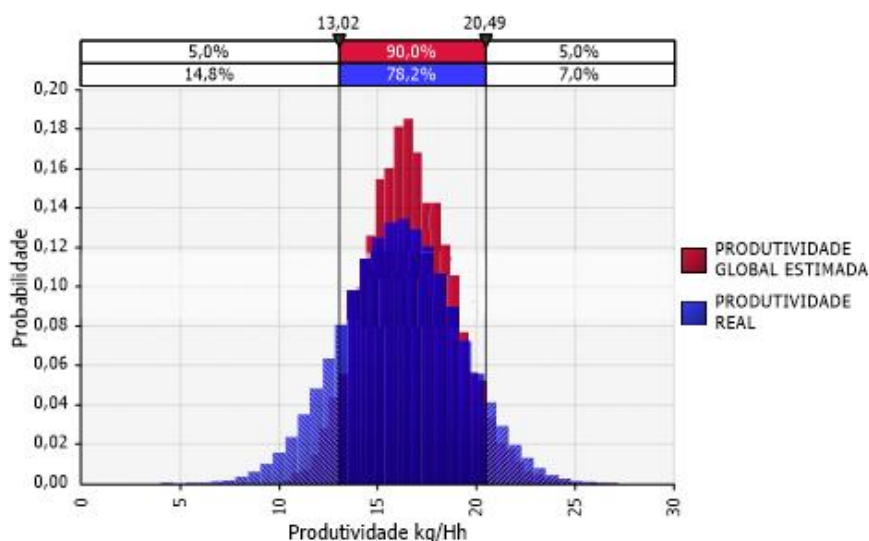


Figura 6 – Superposição das curvas Função Densidade de Probabilidade das Funções Produtividade Global Estimada (PGE) e Produtividade Real (PR)

O modelo da Produtividade Global Estimada, proposto neste artigo constitui-se numa metodologia de baixo custo, baseando-se na utilização de recursos computacionais conhecidos e disponíveis no mercado. Da mesma forma, especificamente no caso da coleta de dados para análise do comportamento da função Ociosidade, que se baseia na coleta pontual de dados via observação humana ao invés da cronometragem dos tempos, é realizada com uma quantidade reduzida de recursos humanos e com precisão satisfatória. Adicionalmente, os gráficos de Tornado, obtidos a partir da simulação de Monte Carlo, permitem identificar quais as variáveis geradas pela Produtividade Intrínseca ou pela função Ociosidade, têm o maior impacto na Produtividade Global Estimada, o que permite aos gestores priorizar a realização de ações com o intuito de melhorar a produtividade da empresa. Vale ressaltar, que o modelo pode ser usado tanto na monitoração da produtividade, durante a realização de um empreendimento, quanto para a estimativa da mesma para determinação de preços em concorrências. Por outro lado, o modelo aqui proposto pode ser usado em outras empresas de construção, com as devidas adequações caso a caso.

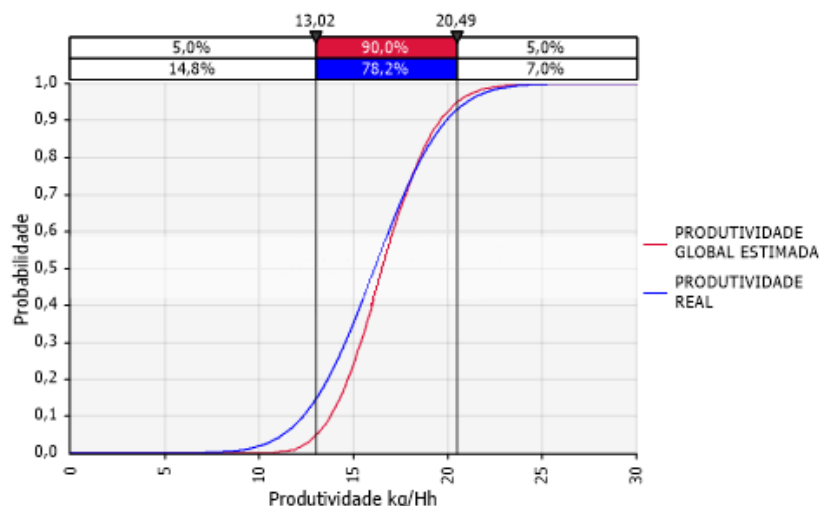


Figura 7 – Comparação das curvas Função Densidade de Probabilidade Acumulada das Funções Produtividade Global Estimada e Produtividade Real

5 Conclusões

Os resultados evidenciam que o modelo proposto é viável para estimar e/ou monitorar a produtividade na produção de componentes de Estruturas Metálicas e apresenta grau de precisão razoável. Este modelo pode ser usado, tanto na monitoração da produtividade durante a realização de empreendimentos, quanto no desenvolvimento de estimativas para participação das empresas em concorrências. Da mesma forma, trata-se de um modelo de baixo custo, podendo ser adotado por empresas de médio e pequeno porte sem grande aporte de recursos. Por outro lado, os gráficos de Tornado, que são produtos adicionais do processamento dos dados do modelo da Produtividade Global Estimada via simulação de Monte Carlo, permitem que os gestores identifiquem e atuem sobre os eventos geradores de ociosidade e nas atividades que apresentem baixos desempenhos e que compõem os procedimentos executivos das empresas.

6 Referências Bibliográficas

ADRIAN, J. J. **Construction Productivity: Measurement and Improvement**. Bradley University: Stipes Publishing L.L.C., 2004. 558 p. (978-1588743572).

ABCEM (Brasil) (comp.). **Cenário dos fabricantes de Estruturas de Aço**. [S.l.]: CBCA, 2018. 30 p. Disponível em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-estrutura-de-aco.php>. Acesso em: 11 mar. 2021.

BARRETO, L. N. **Estimativa da Produtividade na Fabricação de Tubulações Industriais com Aplicação da Simulação de Monte Carlo**. 2017. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Especialização em Montagem Industrial e Fabricação Mecânica, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2017.

BASSIONI, H. A.; PRICE, A. D. F.; HASSAN, T. M. Performance Measurement in Construction. **Journal of Management in Engineering**, v. 20, n. 2, p. 42–50, 2004.

BERLAK, J.; HAFNER, S.; KUPPELWIESER, V. G. Digitalization's impacts on productivity: a model-based approach and evaluation in Germany's building construction industry. **Production Planning & Control**, v. 32, n. 4, p. 335–345, 2021.

BIERMAN, M.; MARNEWICK, A.; PRETORIUS, J.-H. Productivity Management in the South African Civil Construction Industry. **Journal of the South African Institution of Civil Engineering**, v. 58, n. 3, p. 37–44, 2014.

CBIC (Brasil). **Banco de Dados**: composição da cadeia produtiva da construção. Composição da Cadeia Produtiva da Construção. 2019. Disponível em: <http://www.cbicdados.com.br/home/>. Acesso em: 07 maio 2019.

CHRISTIAN, J.; HACHEY, D. Effects of Delay Times on Production Rates in Construction. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 121, n. 1, p. 20–26, 1995.

CII - CONSTRUCTION INDUSTRY INSTITUTE (USA). **CII RR215-11**: workforce view of construction labor productivity. Kentucky: Univ. of Kentucky, 2006. 270 p.

COLETORES de dados para apropriação. 2018. Aldo Dórea Mattos. Disponível em: <http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/coletores-de-dados-para-apropriacao-326302-1.aspx>. Acesso em: 30 out. 2018.

CONSTRUÇÃO, Comunidade da. **Indicadores**. 2020. Disponível em: <http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemasconstrutivos/1/indicadores/viabilidade/4/indicadores.html>. Acesso em: 10 jun. 2020

DOLOI, H.; SAWHNEY, A.; IYER, K. C.; RENTALA, S. Analysing factors affecting delays in Indian construction projects. **International Journal of Project Management**, v. 30, n. 4, p. 479–489, 2012.

DURDYEV, S.; ISMAIL, S.. On-site construction productivity in Malaysian infrastructure projects. **Structural Survey**, v. 34, n. 4/5, p. 446–462, 2016.

DURDYEV, S.; ISMAIL, S.; KANDYMOV, N. Structural Equation Model of the Factors Affecting Construction Labor Productivity. **Journal of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 144, n. 4, 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0001452](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0001452).

EL-GOHARY, K. M.; AZIZ, R. F. Factors Influencing Construction Labor Productivity in Egypt. **Journal of Management in Engineering**, v. 30, n. 1, p. 1–9, 2014.

FALEIROS, M.; PAULO, J. Estruturas Metálicas. **BNDES Setorial**, v. 35, p. 47–84, 2014.

GHATE, P. R.; MORE, A. B.; P. R. MINDE. Importance of Measurement of Labour Productivity in Construction. **International Journal of Research in Engineering and Technology**, v. 05, n. 07, p. 413–417, 2016.

GIÓIA, A. L. **Estimativa da Produtividade na Fabricação de Tubulações Industriais com Aplicação da Simulação de Monte Carlo**. 2015. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Especialização em Montagem Industrial e Fabricação Mecânica, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2015.

RAD, G.; KIM, K., S.-Y. Factors Affecting Construction Labor Productivity: Iran Case Study. **Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering**, v. 42, n. 2, p. 165–180, 2018.

HASAN, A.; BAROUDI B.; ELMUALIM A.; RAMEEZDEEN R. Factors affecting construction productivity: a 30 year systematic review. **Engineering, Construction and Architectural Management**, v. 25, n. 7, p. 916–937, 2018.

HICKSON, B. G.; ELLIS, L. A. Factors affecting Construction Labour Productivity in Trinidad and Tobago. **The Journal of the Association of Professional Engineers of Trinidad and Tobago**, v. 42, n. 1, p. 4–11, 2014.

IBBS, W.; SUN, X. Weather's Effect on Construction Labor Productivity. **Journal of Legal Affairs and Dispute Resolution in Engineering and Construction**, [S.L.], v. 9, n. 2, 2017. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)la.1943-4170.0000212](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)la.1943-4170.0000212).

JARKAS, A. M.; BITAR, C. G. Factors Affecting Construction Labor Productivity in Kuwait. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 138, n. 7, p. 811–820, 2012.

KAZAZ, A.; ULUBEYLI, S.; ACIKARA, T.; BAYRAM, E. Factors Affecting Labor Productivity: Perspectives of Craft Workers. **Procedia Engineering**, v. 164, p. 28–34, 2016.

LOBATO, M. M. **Utilização de misturas com argônio e CO2 na soldagem de arames tubulares em aço carbono ASTM A36**. 2015. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Especialização em Montagem Industrial e Fabricação Mecânica, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2015.

LOOSEMORE, M. Improving construction productivity: a subcontractor's perspective. **Engineering, Construction and Architectural Management**, v. 21, n. 3, p. 245–260, 2014.

MANI, N.; KISI, K. P.; ROJAS, E. M.; FOSTER, E. Terence. Estimating Construction Labor Productivity Frontier: pilot study. **Journal Of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 143, n. 10, 2017. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0001390](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0001390).

MARTINS, J. L. F. **Aplicação da Simulação de Monte Carlo e Hipercubo Latino na Estimativa da Produtividade no Processo de Soldagem por Eletrodo Revestidos**. 2011. 293 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2011.

MINGIONE, C. M. **Produtividade na montagem de estruturas de aço para edifícios**. 2016. 394 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

NAZARKO, J.; CHODAKOWSKA, E. Measuring Productivity of Construction Industry in Europe with Data Envelopment Analysis. **Procedia Engineering**, v. 122, p. 204–212, 2015.

NEY, D. C. **Aplicação da Metodologia Eletrônica para Monitoramento do Desempenho de Soldadores na Fabricação de Tubulações**. 2016. 103 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Especialização em Montagem Industrial e Fabricação Mecânica, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2016.

NEY, D. C.; FERREIRA, M. L. R. Agile Methodology to Performance Measure and Identification of Impact Factors in the Labour Productivity of Industrial Workers. **U.Porto Journal of Engineering**, v. 4, n. 2, p. 49–64, 2018.

PARK, H.-S.; THOMAS, S. R.; TUCKER, R. L. Benchmarking of Construction Productivity. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 131, n. 7, p. 772–778, jul. 2005.

PROMINP - PROGRAMA DE MOBILIZAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO PETRÓLEO E GÁS NATURAL (Rio de Janeiro). **Métricas de Desempenho da Indústria**. Niterói: Prominp, 2010.

SASSERON, R. H. **Determinantes da produtividade: análise do impacto do índice GCI e seus componentes sobre a PTF**. 2016. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Economia, Programa de Pós Graduação em Economia, <[https://www.Teses.Usp.Br/teses/disponiveis/96/96131/tuniversidade de São Paulo - Faculdade de Economia e Administração de Ribeirão Preto, Ribeirão Preto](https://www.Teses.Usp.Br/teses/disponiveis/96/96131/tuniversidade%20de%20São%20Paulo%20-%20Faculdade%20de%20Economia%20e%20Administração%20de%20Ribeirão%20Preto), 2016. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/96/96131/tde-20102016-140527/publico/RicardoHSasseron_Original.pdf>. Acesso em: 11 mar. 2021.

SHEHATA, M. E.; EL-GOHARY, K. M. Towards improving construction labor productivity and projects' performance. **Alexandria Engineering Journal**, v. 50, n. 4, p. 321–330, 2011.

SILVA, G. A.; CANDIDO, G. C.; SEVERINO, M. G.; SANTOS, V. G. **O uso de indicadores de produtividade como fator para análise de desempenho de processos diversos**. Disponível em: <<https://pmkb.com.br/artigos/medida-de-produtividade-o-uso-de-indicadores-de-produtividade-como-fator-para-analise-de-desempenho-de-processos-diversos/>>. Acesso em: 11 mar. 2021.

SONG, L.; ABOURIZK, S. M. Measuring and Modeling Labor Productivity Using Historical Data. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 134, n. 10, p. 786–794, out. 2008.

SOUZA, R. F. D. **Monitoração da Produtividade em Soldagem de Tubulações Industriais de Aço Carbono**. 2015. 1 v. Monografia (Especialização) - Curso de Especialização em Montagem Industrial e Fabricação Mecânica, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2015.

TABIM, P. M. **Estimativa da Produtividade em Dutos Terrestres com Aplicação da Simulação de Monte Carlo**. 2013. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2013.

VAUX, J. S.; KIRK, W. M. Relationship Conflict in Construction Management: performance and productivity problem. **Journal of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 144, n. 6, 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0001478](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0001478).

VOGL, B.; ABDEL-WAHAB, M. Measuring the Construction Industry's Productivity Performance: critique of international productivity comparisons at industry level. **Journal of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 141, n. 4, 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0000944](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0000944).

WOO, S. Simulation analysis of labor performance during overtime and impact on project duration. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 7, p. 2614–2623, 2016.

ZHAO, Tong; DUNGAN, J. Mark. Improved Baseline Method to Calculate Lost Construction Productivity. **Journal of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 140, n. 2, 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0000800](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0000800).

Avaliação numérica da eficiência dos materiais de proteção térmica para estruturas de aço em situação de incêndio

Natan Sian das Neves^{1*}, Rodrigo Silveira Camargo² e Macksuel Soares de Azevedo³

¹ PEC/COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, natan.neves@coppe.ufrj.br

²Professor Doutor do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, rodrigo_camargo2000@yahoo.com

³ Professor Doutor do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, macksuel.azevedo@gmail.com

Numerical evaluation of the efficiency of thermal protection materials for steel structures under fire conditions

Resumo

Este artigo concentra-se em avaliar numericamente o desempenho térmico de materiais de revestimento contra fogo para proteção de perfis I de aço. Para tanto, estuda-se três configurações de proteção contra fogo: a seção de aço com revestimento do tipo contorno, utilizando as argamassas Blaze-Shield DC/F, Blaze-Shield II e Monokote MK-5, e a seção de aço envolvida parcialmente e totalmente por concreto. São realizadas aferições preliminares acerca do emprego dos métodos simplificados de cálculo segundo ABNT NBR 14323:2013. Como resultado da investigação, a argamassa Monokote MK-5 desempenha o comportamento mais eficiente no isolamento térmico do perfil de aço em comparação aos outros materiais testados. Os procedimentos normativos apresentam limitações e devem ser aplicados com cautela em projetos e dimensionamento de estruturas.

Palavras-chave: *simulação computacional, incêndio, proteção térmica, estruturas de aço, elementos finitos.*

Abstract

This article focuses on numerically evaluating the thermal performance of the thermal protection materials of steel I profiles. Three fire protection configurations are studied: the steel section with contour encasement of uniform thickness, using the Blaze-Shield DC / F, Blaze-Shield II and Monokote MK-5 mortars, and steel sections partially and fully encased with concrete. Preliminary measurements are carried out on the use of simplified calculation methods according to ABNT NBR 14323: 2013. As a result of the investigation, the Monokote MK-5 mortar performs more efficiently in the thermal insulation of the steel profile compared to the other materials tested. The standardized design guidelines have limitations and must be applied with caution in projects and design of structures.

Keywords: computational simulation, fire, thermal protection, steel structures, finite elements.

* autor correspondente

1 Introdução

A utilização das estruturas de aço em países como Estados Unidos, Alemanha e Reino Unido é amplamente difundida há décadas. No Brasil, segundo Faleiros *et al.* (2012), a indústria de estruturas de aço apresenta um crescimento considerável nos últimos anos. Essas estruturas apresentam visíveis benefícios para projetistas, arquitetos e engenheiros, ao longo da elaboração dos projetos, como a redução do tempo de construção, aumento da produtividade, racionalização de materiais e mão de obra, bem como a liberdade no desenvolvimento de projetos arquitetônicos. Apesar da capacidade dos elementos de aço de suportarem elevadas cargas, esses quando submetidos à ação de elevadas temperaturas, perdem significativamente sua capacidade resistente por causa das severas alterações nas propriedades termomecânicas do material.

Neste contexto, o uso de técnicas e estratégias para a proteção contra fogo de projetos estruturais de aço, visam minimizar os prejuízos contra a vida humana e ao patrimônio. A engenharia de segurança e combate contra incêndio, recomenda medidas de proteção ativa, como a instalação de sistemas de detecção de fumaça, chuveiros, alarmes e extintores, e de proteção passiva, que tem como objetivo apresentar medidas relacionadas à compartimentação vertical e horizontal, as saídas de emergências e ao emprego de materiais de revestimento contra fogo.

Os materiais de proteção contra incêndio desempenham um importante papel para assegurar os critérios de segurança e de capacidade resistente. Segundo Fakury (1999), os materiais pioneiros empregados para proteção dos elementos estruturais foram a alvenaria e o concreto, caracterizados pela grandes espessuras e as dificuldades na construção. Desta forma, mesmo que concreto apresente um desempenho térmico satisfatório para proteção contra incêndio e sendo um material amplamente utilizado no Brasil, ele possui características indesejáveis tais como alto custo, necessidade de formas, dificuldade de trabalhabilidade e elevado tempo de cura, além da possibilidade da ocorrência do fenômeno de lascamento do concreto sob altas temperaturas (em inglês *spalling*), conforme pode ser visto em Liu *et al.* (2018). Portanto, devem-se buscar alternativas, técnicas e materiais eficientes para a garantir os requisitos mínimos de segurança nos projetos de estruturas em condição de incêndio.

Atualmente, associado ao amplo desenvolvimento de novas tecnologias, existem disponíveis no mercado uma extensa quantidade de materiais de revestimento contra fogo com diferentes características e funcionalidades. Segundo Silva *et al.* (2010), esses materiais devem apresentar baixa massa específica, baixa condutividade térmica e alto calor específico, além de garantir sua integridade durante a evolução do incêndio, sem causar aumento excessivo no peso próprio no sistema estrutural, e apresenta uma adequada resistência mecânica e um custo compatível. Os materiais de proteção térmica evitam o aquecimento excessivo do elemento de aço, possibilitando que esse desempenhe as suas funções estruturais adequadamente, sem que ocorra perdas significativas de sua capacidade resistente ao longo da exposição aos elevados gradientes térmicos provocados pelo incêndio.

Na construção civil, usualmente, aplica-se os revestimentos do tipo contorno com argamassas projetadas, do tipo caixão com placas rígidas de gesso ou materiais fibrosos, além do emprego de tintas intumescentes ou combinações entre eles. Desta forma, inúmeras pesquisas científicas, como os trabalhos de Kodur e Shakya (2013), Bilotta *et al.* (2016), Piquer e Hernández-Figueirido (2016), são desenvolvidas com a finalidade de compreender como se comporta fisicamente os materiais sob altas temperaturas e avaliar a eficiência térmica dos tipos de revestimentos utilizados para proteção das estruturas contra fogo. Além disso, atrelado ao surgimento de novas tecnologias e materiais, Zhang e Li (2015, 2016) propõem utilizar compósitos cimentícios como materiais de proteção contra fogo, uma vez que esses apresentam características desejáveis de isolamento térmico, pulverização, leveza e propriedade mecânica aprimorada. Além da utilização de materiais poliméricos inorgânicos e geopolímeros à base de potássio como materiais de proteção, conforme tratados nos trabalhos de Sakkas *et al.* (2014, 2015). Por sua vez, Carabba *et al.* (2019) realizam um estudo preliminar sobre a aplicação das argamassas leves ativadas por álcalis para proteção passiva contra fogo estruturas em condição de incêndio. Paralelamente, por causa dos efeitos das intempéries, fenômenos naturais e desgaste ao longo da vida útil, danos localizados podem surgir nos materiais de revestimento, deixando os elementos estruturais desprotegidos contra fogo. Dwaikat e Kodur (2012), Braxtan e Pessiki (2011) e

Jin e Chun (2020) apresentam análises experimentais/computacionais acerca comportamentos dos elementos sob essas condições.

Neste contexto, existem diferentes linhas de pesquisa relacionadas ao estudo e aplicações dos materiais de proteção contra fogo na engenharia e áreas afins. O Brasil carece de pesquisas científicas experimentais e numéricas sobre o comportamento dos materiais de revestimento contra fogo. Desta maneira, em modo geral, este trabalho realiza um estudo preliminar sobre a eficiência térmica dos materiais de revestimento e dos sistemas de proteção contra incêndio aplicados nos perfis de aço, visando diminuir o aumento excessivo de temperatura nos elementos estruturais sob altas temperaturas.

Para tanto, com base em análises numéricas, investiga-se o comportamento de um perfil I de aço envolvido por diferentes tipos de proteção contra fogo. Analise-se três configurações de proteção térmica para o perfil I de aço exposto ao fogo: revestimento do tipo contorno com espessura uniforme, revestimento envolvendo parcialmente e totalmente o perfil de aço com concreto, conforme exemplificado na Figura 1.

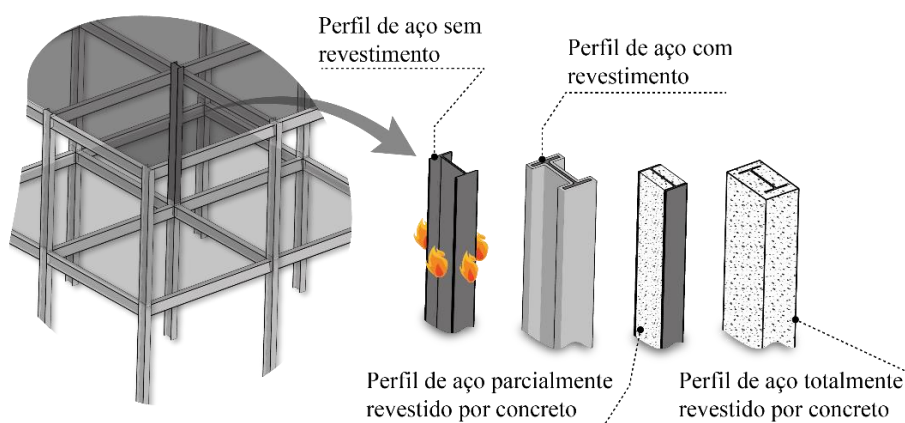


Figura 1 – Tipos de proteção térmica contra incêndio para perfis de aço

O elemento de aço é exposto ao fogo em todas as faces, situação usual em sistemas estruturais com perfis centralizados na edificação. Sendo assim, este trabalho visa especificamente (i) apresentar e aplicar o módulo computacional específico, implementado em ambiente Matlab, para análise térmica bidimensional de estruturas em condição de incêndio, denominado de NASEN/TA-FIRE; (ii) verificar a influência das propriedades físicas dos materiais de proteção térmica no cálculo da temperatura do perfil; (iii) aferir o desempenho térmico entre as argamassas Blaze-Shield DC/F, Blaze-Shield II e Monokote MK-5; (iv) estimar a redução da capacidade resistente do momento fletor dos perfis envolvidos por argamassas; (v) realizar uma comparação entre os

resultados computacionais e os procedimentos simplificados segundo a ABNT NBR 14323:2013 e (vi) comparar a eficiência das configurações de proteção térmica contra incêndio (ver Figura 1).

2 Aspectos físicos-matemáticos e numéricos da análise térmica

2.1 Modelagem matemática térmica de estruturas em condição de incêndio

No processo de modelagem matemática do fenômeno da condução de calor dos elementos estruturais expostos ao incêndio, a partir dos princípios da conservação de energia, define-se a equação de difusão de calor, na forma geral, em coordenadas cartesianas, conforme apresenta a Equação (1) (HAHN; ÖZISIK, 2012).

$$k(\theta)\nabla^2\theta - c(\theta)\rho(\theta)\frac{\partial\theta}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

Onde θ é a temperatura do elemento estrutural, em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$), ρ é a massa específica, em kg/m^3 , k é a condutividade térmica, em $\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$, c é o calor específico do material, em $\text{J}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$. Em situação de incêndio, emprega-se o fluxo de calor combinado de convecção-radiação, na forma linearizada, conforme posto na Equação (2).

$$\dot{q}_m = \alpha(\theta - \theta_g) = [\alpha_c](\theta - \theta_g) + [\varepsilon_{res}\sigma(T + T_g)(T^2 + T_g^2)](\theta - \theta_g) \quad (2)$$

Onde T e T_g são as temperaturas absolutas da estrutura e dos gases quentes, α é o coeficiente de transferência de calor combinado de convecção-radiação. O coeficiente de transferência de calor por convecção, α_c , segue as prescrições da CEN EN 1991-1-2: 2002, sendo igual a $25 \text{ W}/\text{m}^2^{\circ}\text{C}$ para as faces expostas ao fogo. A emissividade resultante, ε_{res} , é considerada igual a 0,7 e a constante de Stephan–Boltzmann, σ , é igual a $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^2\text{K}^4$. A temperatura dos gases quentes ao redor da estrutura, θ_g , em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$), pode ser simulada por diferentes modelos matemáticos, como as curvas nominais, paramétricas ou obtidas experimentalmente por meio de ensaios em fornos. Frequentemente, adota-se, simplificada, a curva de incêndio-padrão ISO 834 (ISO, 1999), conforme posto na Equação (3).

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (3)$$

Onde t é o tempo, em min, e θ_0 é a temperatura ambiente, usualmente, considerada igual a 20°C . Destaca-se a natureza não linear da equação diferencial de governo do

fenômeno de condução de calor transiente em razão da variação das propriedades físicas dos materiais com aumento da temperatura e a presença dos efeitos térmicos combinados de convecção-radiação.

2.2 Modelo computacional avançado

O programa computacional desenvolvido para análise térmica de estruturas em situação de incêndio tem como base uma programação estruturada e desenvolvida em ambiente Matlab R2015a, denominado de NASEN/TA-FIRE (*Numerical Analysis System for Engineering/Thermal Analysis - Fire*). O módulo computacional permite considerar diferentes parâmetros físicos, variando, por exemplo, as curvas de incêndio, os comportamentos das propriedades físicas dos materiais e as geométricas da seção transversal da estrutura. Além disso, o módulo NASEN/TA-FIRE possibilita considerar diferentes tipos de elementos finitos planos: T3 e T6 – Elemento triangular de 3 e 6 nós, respectivamente, e Q4, Q8 e Q9 – Elemento quadrilateral de 4, 8 e 9 nós, respectivamente, conforme apresentado em detalhes no trabalho de Neves (2019).

O campo de temperatura na seção transversal do elemento de aço em situação de incêndio é computado com base nos procedimentos numéricos de elementos finitos de Galerkin (REDDY, 1993). Sendo assim, o vetor de temperaturas nodais da estrutura (θ), em cada passo de tempo, é obtido pela Equação (4).

$$[C + \gamma \Delta t K] \theta_{t+1} = [C - (1 - \gamma) \Delta t K] \theta_t + (1 - \gamma) \Delta t F_t + \gamma \Delta t F_{t+1} \quad (4)$$

Em que Δt é o passo de tempo e o parâmetro γ é responsável pelo esquema de discretização do tempo, variando de 0 a 1. Neste trabalho, adota-se o esquema de Galerkin ($\gamma=2/3$), caracterizado por ser um método incondicionalmente estável. Além disso, C é denominada de matriz de capacidade térmica, K é a matriz de capacitância total e F é o vetor de ação térmica.

2.3 Propriedades físicas dos materiais

A análise térmica de estruturas em situação de incêndio é um problema de natureza não linear, caracterizado pela variação da massa específica, da condutividade térmica e do calor específico em função da temperatura. Desta forma, as simulações computacionais realizadas no presente trabalho levam em consideração essa característica dos materiais. Para comportamento do concreto sob altas temperaturas, são adotadas as

recomendações do CEN EN 1992-1-2:2004, considerando a densidade em temperatura ambiente igual a 2400 kg/m^3 e um teor de umidade de 1,5% em peso. Para os elementos de aço, a massa específica não varia com a temperatura, assumindo um valor constante e igual a 7850 kg/m^3 , conforme as descrições do CEN EN 1993-1-2:2005.

Em relação aos materiais de revestimento contra fogo, segundo as recomendações do texto da ABNT NBR 14323:2013, deve-se empregar ensaios em laboratórios para determinar as propriedades termofísicas e mecânicas, bem como os comportamentos dos materiais de revestimento contra incêndio. Sendo assim, usa-se, nas análises numéricas, uma classe denominada de materiais resistentes ao fogo aplicados por pulverização (*Sprayed Fire-Resistive Materials* - SFRMs), incluindo as argamassas projetadas Blaze-Shield DC/F, Blaze-Shield II e Monokote MK-5.

Carino *et al.* (2005) apresentam resultados experimentais que descrevem o comportamento das propriedades termofísicas dos SFRMs em função da temperatura, conforme mostrado nas Figuras 2 e 3. Esses dados experimentais, obtidos no trabalho de Carino *et al.* (2005), são utilizados no modelo numérico e os valores intermediários das propriedades são calculados por interpolação linear. Adicionalmente, Silva (2001) apresenta o comportamento das propriedades da argamassa Blaze-Shield II em função do aumento de temperatura, conforme mostram as Figuras 2 e 3. Nesse modelo, adota-se a massa específica constante e igual a 240 kg/m^3 . Com base nos dados numéricos, obtidos em Silva (2001), Almeida (2019) apresenta expressões matemáticas obtidas por regressão numérica para descrever o comportamento das propriedades físicas do material.

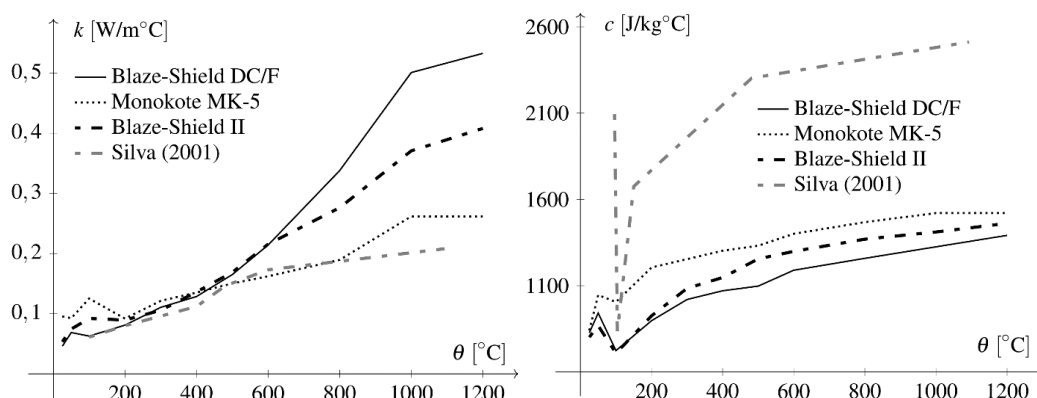


Figura 2 – Condutividade e calor específico dos materiais de revestimento contra fogo

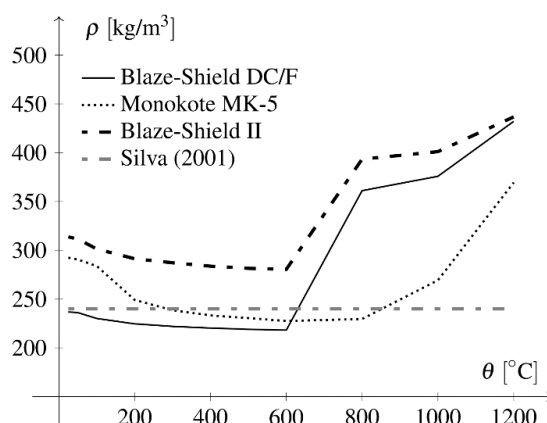


Figura 3 – Massa específica dos materiais de revestimento contra fogo

3 Resultados e discussões

Nesta seção são apresentados os principais resultados obtidos com as simulações computacionais realizadas com o programa NASEN, a fim de investigar os comportamentos dos materiais de revestimento contra fogo testados. Para tanto, define-se algumas características e parâmetros gerais dos problemas estudados: (i) o perfil I de aço é do tipo IPE 360 e o pilar de concreto envolvendo totalmente o perfil de aço têm dimensões de 210×400 mm; (ii) a temperatura dos gases do ambiente aquecido é descrita pela curva de incêndio-padrão ISO 834 (ISO, 1999), conforme mostrado na Equação (3); (iii) todos os perfis de aço analisados (com ou sem revestimento) estão expostos ao fogo em todas as faces – um aquecimento simétrico; (iv) as propriedades termofísicas dos materiais utilizados nos modelos numéricos são descritas no item 2.3 do presente trabalho; (v) o passo de tempo (Δt) é igual 10 segundos; (vi) a temperatura ambiente da estrutura é igual a 20°C; (vi) o elemento finito utilizado nas simulações é do tipo triangular linear de 3 nós.

Para a análise térmica de elementos bidimensionais expostos ao fogo, os trabalhos de Neves *et al.* (2020), Neves (2019) e Neves *et al.* (2019) apresentam as validações e comparações adicionais com base em resultados experimentais/numéricos encontrados na literatura para diferentes tipos de estruturas em situação de incêndio, variando os materiais e as configurações físicas recorrentes na engenharia.

3.1 Análise de convergência de malha

A investigação sobre a convergência de malha das simulações computacionais utilizadas para análise do comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio é direcionada com base na avaliação dos resultados numéricos para três diferentes níveis de refinamento da malha bidimensional para cada configuração estudada, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Malhas de elementos finitos utilizadas na análise de convergência

	Sem Revestimento			Tipo Contorno			Concreto-Parcialmente			Concreto-Totalmente		
Malha	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
#nós	24	101	189	142	218	413	126	218	460	129	283	577
#elem	69	169	295	248	382	700	227	389	829	236	518	1072

Para encontrar a malha numérica de referência que será utilizada nas simulações computacionais de cada caso analisado, define-se o valor de temperatura média equivalente no perfil de aço ($\bar{\theta}_{m,eq}$) – que representa um valor abstrato utilizado exclusivamente como um parâmetro de avaliação de convergência dos resultados. Esse valor é calculado pela razão entre a soma das temperaturas médias em cada instante de tempo e o número de incrementos temporais, uma vez utilizado nas simulações um passo de tempo de 10 segundos e 60 min de exposição ao fogo, emprega-se 360 incrementos.

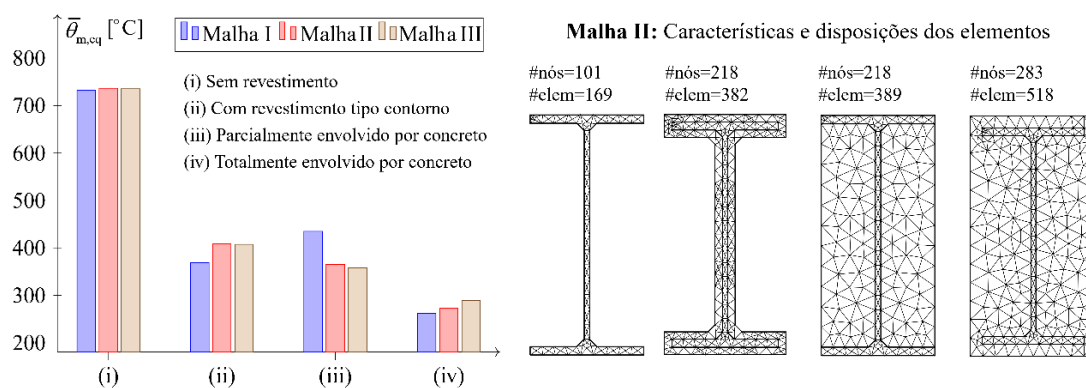


Figura 4 – Análise geral da escolha da malha numérica das simulações computacionais

Desta forma, a partir dos resultados obtidos, apresentados na Figura 4, pode-se notar que em todas as configurações estudadas para proteção contra fogo, a malha II apresenta a melhor relação entre as variações dos resultados e a quantidade de elementos/nós utilizadas nas malhas numéricas – viabilizando o menor custo computacional e precisão nos resultados numéricos. Em outras palavras, existe pouca diferença entre os valores

obtidos com a malha II e a malha III para todos os casos estudados, logo, emprega-se a malha II que apresenta um menor número de elementos finitos.

Na Figura 4, ao lado direito, mostra-se as malhas numéricas de elementos finitos triangulares lineares de 3 nós, utilizadas para as simulações computacionais e análises da presente pesquisa.

3.2 Influência da propriedade física

Nesta seção, realiza-se uma avaliação sobre a influência do comportamento das propriedades físicas do material de revestimento contra fogo no processo de cálculo da evolução de temperatura nos perfis de aço em situação de incêndio. Em outras palavras, esse estudo visa explorar a sensibilidade do modelo térmico em relação a cada tipo de função que descreve as propriedades físicas do material. Essa análise é importante pelo fato que, usualmente, em projetos e dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, as propriedades dos materiais de revestimento contra fogo não são difundidas facilmente na literatura técnica, os fabricantes fornecem características gerais e de aplicação do produto, encaminhando para o emprego de estratégias simplificadas aos projetos, desconsiderando a variação das propriedades com a temperatura. Desta forma, analisa-se, por meio de simulações computacionais, as seguintes configurações para os perfis de aço:

- (i) SR: Sem revestimento;
- (ii) CRC: Com revestimento/Propriedades dos materiais de revestimento constantes;
- (iii) CRV: Com revestimento/Propriedades dos materiais de revestimento variáveis;
 - (a) /C05: Segundo as funções definidas em Carino *et al.* (2005) – Blaze-Shield DC/F (BS DC/F), Blaze-Shield II (BS II) e Monokote MK-5 (M MK-5);
 - (b) /S01: Segundo as funções definidas em Silva (2001) – Blaze-Shield II.

Para os testes numéricos, utiliza-se somente a argamassa projetada Blaze-Shield II. Em cada configuração analisada, os comportamentos das propriedades físicas do material de revestimento seguem as curvas mostradas nas Figuras 2 a 3, e os valores constantes da argamassa são: condutividade térmica igual a 0,043 W/m°C, calor específico igual a 2093

J/kg°C e a massa específica igual a 240 kg/m³, conforme as características empregadas em Barros (2016).

Para avaliar, quantitativamente, as diferenças entre cada configuração adotada em relação ao comportamento das propriedades físicas do material de revestimento, a Tabela 2 apresenta os valores das diferenças absolutas ($|\Delta|$) entre os níveis de temperatura de cada configuração para 30, 60, 90 e 120 min de exposição ao fogo. Primeiramente, os resultados obtidos para o perfil sem revestimento (SR), indicam um aumento excessivo de temperatura no elemento estrutural de aço, onde se observa que as temperaturas são próximas os valores da curva dos gases ISO 834 (ISO, 1999). Quando se analisa os perfis envolvidos por um material de revestimento contra fogo, em todos os casos, pode ser observar um decaimento nos níveis de temperatura dos perfis de aço.

Tabela 2 – Valores obtidos de temperatura para cada tipo de revestimento do tipo contorno utilizando a argamassa Blaze-Shield II com espessura de 12 mm

t (min)	Gás (°C)	Temperatura média do perfil de aço (°C)					
		SR	⁰ CRC	¹ CRV/C05	$ \Delta_{0-1} $	² CRV/S01	$ \Delta_{0-2} $
30	841,80	821,44	216,47	444,77	228,30	377,91	161,44
60	945,34	942,49	405,14	727,94	322,80	670,36	265,23
90	1005,99	1003,61	543,17	894,15	350,98	784,19	241,02
120	1049,04	1047,42	648,09	1006,69	601,55	929,45	524,31

A partir dos resultados obtidos para cada configuração (SR, CRC, CRV/C05 e CRV/S01), notam-se que existem diferenças consideráveis entre elas, indicando que o adequado conhecimento do comportamento das propriedades termofísicas dos materiais de revestimento contra fogo é um parâmetro importante para a análise térmica e dimensionamento de estruturas em condição de incêndio. Além disso, quando desconsidera-se a variação das propriedades dos materiais de revestimento contra fogo com o aumento de temperatura, o perfil de aço apresenta os menores níveis de temperatura.

3.3 Estimativa da elevação de temperatura nos elementos de aço segundo os procedimentos da NBR 14323

Segundo as prescrições do texto da ABNT NBR 14323:2013, o acréscimo de temperatura no elemento estrutural de aço ($\Delta\theta_{a,t}$), sem ou com material de revestimento contra fogo,

em função do tempo de exposição ao incêndio, pode ser determinado por meio de um expressão analítica simplificada em função de parâmetros físicos, como o perímetro exposto ao fogo, o fator de massividade, o fator de correção e o fluxo de calor.

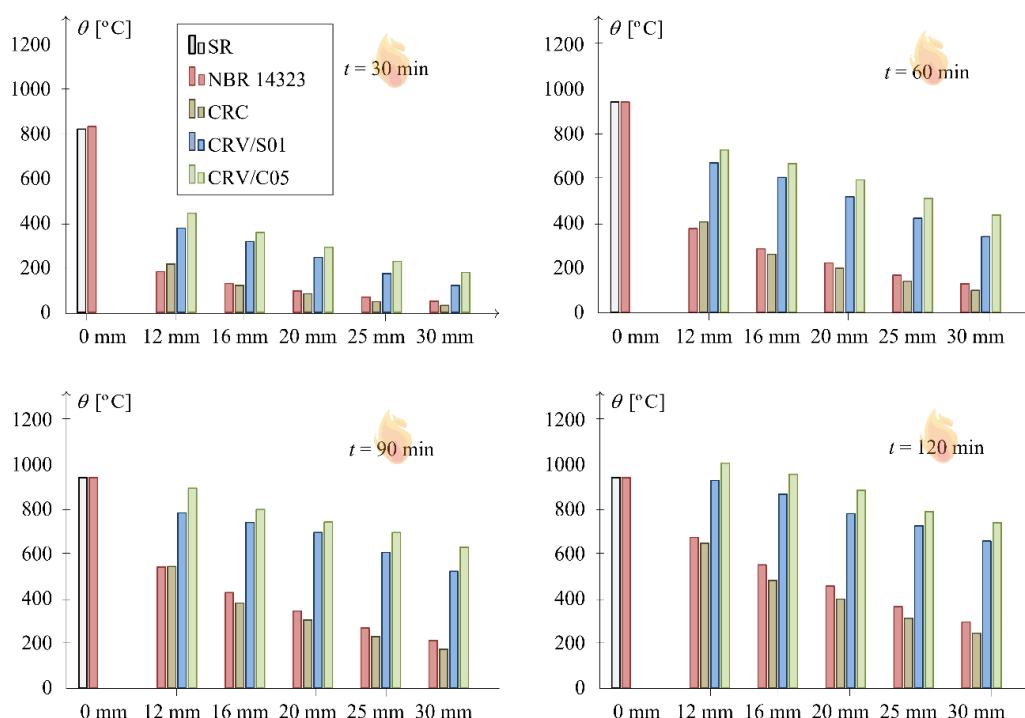


Figura 5 – Comparação dos resultados obtidos com base nos procedimentos normativos e no modelo computacional NASEN

Esses procedimentos simplificados podem ser facilmente empregadas nas análises e verificações de elementos estruturais de aço sob altas temperaturas, utilizando uma rotina iterativa simples de cálculo. Todavia, é importante avaliar as possíveis diferenças nos cálculos geradas com base nos procedimentos normativos e/ou numéricos, a fim de verificar a aplicabilidade e limitações das estratégias utilizadas. Desta forma, realiza-se uma análise comparativa entre os resultados computacionais obtidos com o programa NASEN e com os métodos de cálculo da ABNT NBR 14323:2013. Sendo assim, utiliza-se um perfil I de aço envolvido por uma argamassa projetada Blaze-Shield II, variando a espessura de 12 até 30 mm. No emprego das expressões matemáticas da ABNT NBR 14323:2013, as propriedades físicas do material de revestimento são consideradas constantes e iguais os valores estabelecidos no item 3.2.

Inicialmente, como pode-se notar na Figura 5, as temperaturas dos elementos estruturais de aço, obtidas pelo programa NASEN, para as configurações SR e CRC, são próximas aos valores provenientes dos procedimentos prescritos na ABNT NBR 14323:2013, indicando

uma aderência satisfatória com as expressões normativas. Contudo, quando as propriedades dos materiais de revestimento variam com a temperatura, os resultados apresentam diferenças significativas, mostrando que os procedimentos simplificados na norma brasileira devem ser empregados com cautela nos projetos de estruturas em condição de incêndio, avaliando os parâmetros e hipóteses de cálculo adotadas.

3.4 Avaliação da eficiência térmica dos materiais de revestimento contra fogo

Na Tabela 3, apresenta-se uma comparação entre os valores de temperatura média do perfil I de aço sem e com revestimento contra fogo, adotando os materiais Blaze-Shield DC/F, Blaze-Shield II e Monokote MK-5. Para cada tempo de exposição, as espessuras das argamassas variam de 12 até 30 mm. As propriedades físicas dos materiais de revestimento variam com a temperatura, seguindo o comportamento mostrado nas Figuras 2 a 3.

Tabela 3 – Avaliação quantitativa da eficiência térmica dos materiais de revestimento contra fogo para proteção dos elementos de aço

t (min)	e (mm)	Temperatura média do perfil de aço (°C)						
		⁰ SR	¹ BS DC/F	Δ ₀₋₁	² BS II	Δ ₀₋₂	³ M MK-5	Δ ₀₋₃
30	12	821,44	453,26	368,18	444,77	376,67	413,00	408,44
	16		367,71	453,73	358,04	463,40	333,55	487,89
	20		303,11	518,33	291,77	529,67	272,93	548,51
	25		243,97	577,47	228,53	592,91	213,71	607,73
	30		196,55	624,89	179,26	642,17	168,13	653,31
60	12	942,49	745,03	197,45	727,94	214,55	682,85	259,64
	16		690,98	251,51	666,84	275,64	602,42	340,06
	20		622,28	320,21	594,11	348,37	529,55	412,94
	25		543,32	399,17	511,24	431,25	450,12	492,36
	30		471,61	470,88	437,02	505,47	382,63	559,86
90	12	1003,61	937,09	66,52	894,15	109,46	807,54	196,07
	16		857,37	146,24	798,50	205,11	740,32	263,29
	20		774,04	229,57	743,11	260,50	698,07	305,54
	25		728,30	275,31	695,41	308,20	626,14	377,47
	30		680,86	322,75	630,04	373,57	556,79	446,82
120	12	1047,42	1024,28	23,14	1006,69	40,74	959,98	87,44
	16		997,53	49,89	957,06	90,37	870,09	177,34
	20		949,75	97,67	884,79	162,64	781,98	265,45
	25		868,04	179,39	789,77	257,66	731,38	316,04
	30		785,07	262,35	739,18	308,24	686,28	361,14

Com base nas prescrições do texto da norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 e no código europeu CEN EN 1993-1-2:2005, o aço perde resistência e módulo de elasticidade quando exposto aos elevados gradientes térmicos devido ao incêndio. Neste cenário, emprega-se, simplificadamente, para fins de comparação dos resultados numéricos obtidos com programa NASEN, uma temperatura de referência para os elementos de aço igual a 550°C. Esse valor simplificado é utilizado somente como parâmetro de comparação devido ao aço apresentar severas reduções na sua resistência e na sua rigidez após exceder essa temperatura de referência estabelecida (SILVA, 2005; SILVA; MELÃO, 2018).

Desta forma, pode-se observar na Tabela 3, até 60 min de exposição ao fogo, que todos os materiais de revestimento contra fogo testados com espessura de 30 mm, apresentam níveis inferiores de temperatura em relação ao valor de referência adotado. Para os tempos seguintes de exposição ao fogo, mesmo que os valores apresentem reduções de temperatura em relação ao perfil sem revestimento, os níveis apresentados excedem ou atingem próximos de 700°C, um valor de temperatura elevado para elementos de aço.

Na comparação da eficiência térmica entre os materiais testados, com base no comportamento proposto por Carino *et al.* (2005), nota-se que a argamassa Monokote MK-5, apresenta as maiores reduções de temperatura em comparação com os valores encontrados com o perfil sem revestimento.

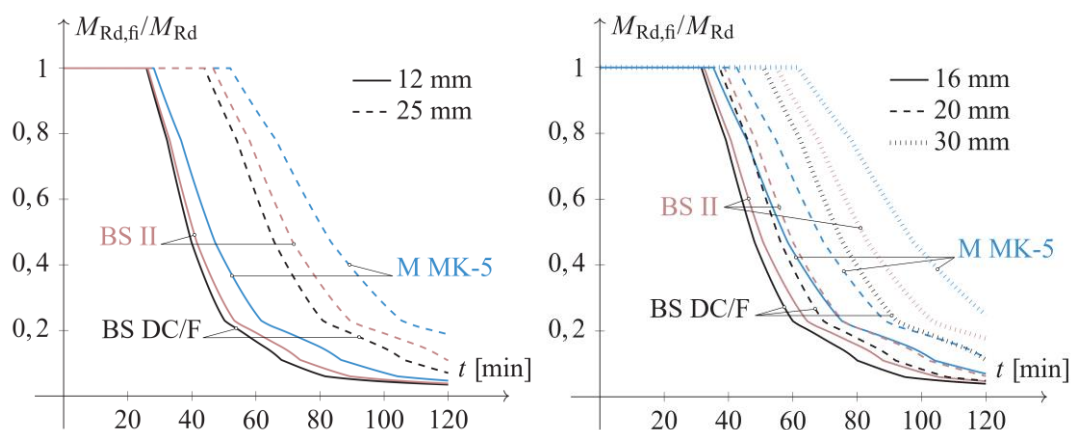


Figura 6 – Redução da resistência do momento fletor ao longo do tempo

Adicionalmente, a Figura 6 apresenta a redução da resistência do momento fletor para um perfil I de aço envolvido por um material de revestimento contra fogo do tipo

contorno sob altas temperaturas - calculada com base na temperatura média no perfil de aço e no coeficiente redutor da resistência do material devido à ação térmica, conforme descrito no texto do nas prescrições do CEN EN 1993-1-2:2005. Realiza-se uma comparação entre cada tipo de argamassa utilizado no estudo, conforme mostrado na Tabela 3, e para cada espessura testada (12 até 30 mm).

Com base nos resultados mostrados na Figura 6, pode-se notar que para cada espessura simulada, a argamassa Blaze-Shield DC/F apresenta as maiores reduções da resistência devido ao aumento excessivo de temperatura no perfil de aço, conforme os resultados obtidos na Tabela 3.

3.5 Comparação entre as configurações de proteção térmica

As análises e discussões apresentadas nos itens anteriores, destinaram-se somente ao comportamento do perfil de aço envolvido por um material de revestimento contra fogo do tipo contorno. Desta maneira, a Figura 7 mostra as comparações entre as configurações de proteção térmica utilizando os revestimentos do tipo contorno e os sistemas parcialmente e totalmente revestidos de concreto (RC) (ver Figura 1).

Conforme mostra a Figura 7(a)-(j), os resultados obtidos, para a temperatura na mesa superior (θ_{ms}) do perfil parcialmente revestido de concreto, apresentam níveis de temperatura elevados por conta do contato direto com fogo. Em contrapartida, para o perfil totalmente revestido, os valores de temperatura mantêm-se menores. Desta forma, é possível verificar a eficiência térmica dos materiais de proteção contra incêndio em comparação ao concreto, como pode ser visto, para uma espessura de 30 mm, as temperaturas na mesa superior do perfil são menores que as medidas no perfil parcialmente RC, e aproximam dos valores medidos no perfil totalmente RC.

Todavia, em relação as temperaturas na alma (θ_a) do perfil de aço, pelo fato da grande espessura de concreto que protege esse elemento, em ambos os sistemas de proteção envolvendo concreto, os valores de temperatura obtidos são inferiores aos resultados atingidos com a utilização das argamassas aplicadas no contorno da seção do perfil de aço. Pelo fato da chapa da alma do perfil de aço apresentar uma menor dimensão em relação as outras, a elevação de temperatura é maior nesse elemento.

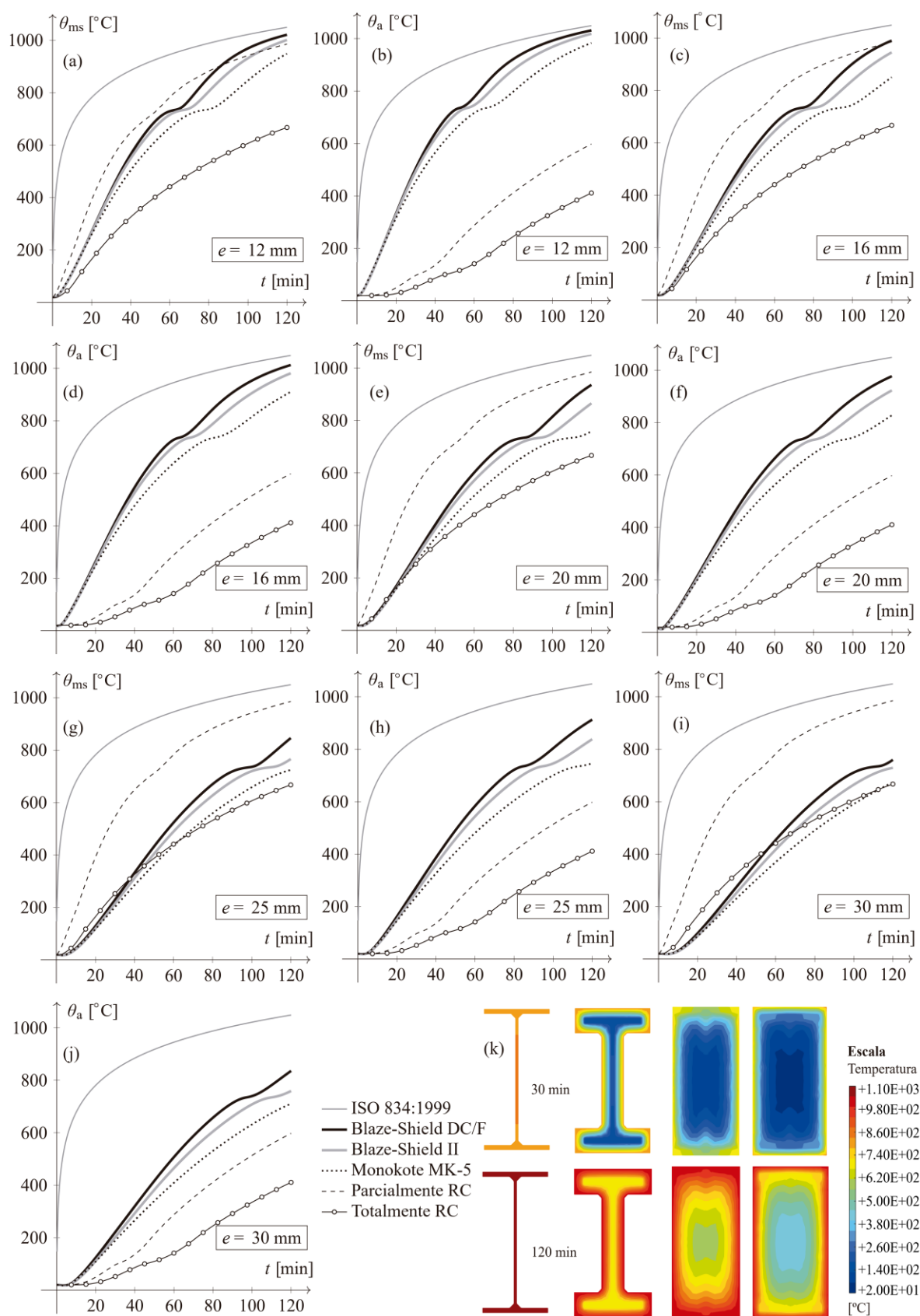


Figura 7 – (a)-(j) Variação da temperatura na mesa superior e na alma do perfil de aço para as configurações de proteção estudadas, e (k) campo térmico para 30 e 120 min

Em modo geral, como apresentado na Tabela 3 e na Figura 7, dentre os materiais de revestimento contra fogo do tipo contorno testados, considerando o comportamento físico descrito em Carino *et al.* (2005), a argamassa Monokote MK-5 apresenta os melhores resultados em relação aos aspectos de isolamento térmico dos elementos estruturais de aço. Adicionalmente, para facilitar o entendimento e a visualização dos resultados da análise térmica de estruturas em condição de incêndio, é comum representar graficamente o campo de temperaturas para um dado instante de tempo, a fim de verificar onde ocorrem os pontos e regiões de maior aquecimento na seção transversal do elemento estrutural. Desta forma, a Figura 7(k) ilustra o campo térmico do perfil de aço sem revestimento e com revestimento do tipo contorno de Monokote MK-5 com espessura de 30 mm, e parcialmente e totalmente revestido de concreto. Como se pode visualizar, as superfícies dos elementos apresentam maiores valores de temperatura por conta do contato direto com fogo. Além disso, é possível observar a funcionalidade do material de revestimento contra fogo, tendo a capacidade de suportar altas temperaturas, garantindo menores níveis de temperatura no interior do perfil.

4 Conclusões

Neste trabalho foi estudado o comportamento de materiais de revestimento contra fogo aplicados na proteção de perfis de aço em condição de incêndio, visando avaliar a eficiência térmica desses materiais, limitações normativas e comparações com sistemas de proteção térmica de perfis envolvendo concreto. Para tanto, as investigações e discussões da pesquisa são fundamentadas em análises puramente numéricas por meio do módulo específico de análise térmica do programa computacional desenvolvido NASEN. Os resultados obtidos permitem apresentar uma avaliação inicial do estudo, indicando, primeiramente, que os modelos computacionais utilizando as propriedades físicas dos materiais de revestimento contra fogo variando com a temperatura, representam uma configuração conservadora para elemento estrutural de aço, uma vez que os níveis de temperatura são maiores quando comparados com as simulações desconsiderando a variação das propriedades físicas. Além disso, seguindo o comportamento físico dos materiais de revestimento descrito em Carino *et al.* (2005), os resultados mostram que a argamassa Monokote MK-5 apresenta as maiores reduções de

temperatura em comparação aos demais materiais de revestimento do tipo contorno testados, além de apresentar as menores reduções da resistência do momento fletor.

As expressões normativas, recomendadas no texto da ABNT NBR 14323:2013, utilizadas para estimar a elevação de temperatura em perfis de aço sem e com revestimento contra fogo, deve ser aplicada com cautela em projetos e dimensionamentos de estruturas de aço sob altas temperaturas, uma vez que esses modelos matemáticos não permitem considerar a variação das propriedades dos materiais de revestimento do tipo contorno com a temperatura, possibilitando considerar somente a variação das propriedades do aço com aumento de temperatura. Com base nos resultados obtidos, foi possível verificar a existência de significativas diferenças entre os níveis de temperatura obtidos com o programa NASEN e as expressões normativas.

Em relação aos resultados obtidos das comparações com os sistemas de proteção contra fogo utilizando concreto, para uma argamassa de espessura de 30 mm, os níveis de temperatura na mesa superior do perfil de aço são próximos ao sistema totalmente revestido de concreto e inferiores as temperaturas atingidas com o sistema de proteção parcialmente revestido de concreto. Contudo, quando se avalia as temperaturas na alma do perfil, observam-se maiores diferenças nos valores de temperatura em relação aos sistemas revestidos com concreto por conta da grande espessura que protege a chapa da alma do perfil e associado à baixa condutividade térmica do concreto quando exposto a altas temperaturas. Sendo assim, a partir das configurações estudadas no trabalho, recomenda-se aumentar a espessura do revestimento contra fogo para garantir níveis de temperatura aceitáveis de engenharia ou utilizar outros métodos e materiais para realizar a proteção do elemento estrutural de aço.

É importante frisar que a utilização da argamassa projetada apresenta vantagens em frente ao sistema com concreto, uma vez que esse material apresenta alguns benefícios, por exemplo, baixo custo de aquisição do produto, proteção térmica/acústica e utilização versátil em diferentes tipos/formas de elementos de aço. Contudo, os aspectos estéticos não são bem tratados com esse material – uma vez que a estrutura apresenta uma aparência rugosa e desnivelada, além da fragilidade ao contato físico.

Este trabalho testou e investigou somente uma classe particular de materiais de revestimento contra fogo aplicados por jateamento, existem outras opções disponíveis

no mercado que visam atender as características requeridas em projetos de estruturas em condições de incêndio, como capacidade resistente, isolamento, estética, custo e comportamento físico específico. Portanto, os procedimentos adotados nessa pesquisa são puramente numéricos, com base em recomendações e prescrições da literatura, exigindo para uma maior verossimilhança a execução de testes experimentais. Todavia, os resultados obtidos podem ser úteis para nortear ensaios e análises futuras sobre tema.

5 Referências bibliográficas

ALMEIDA, T. M. P. **Análise térmica de pilares de concreto armado expostos ao fogo**. 2018. 100 f. Dissertação. UFAL, Maceió, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

BARROS, R. C. **Avaliação numérica avançada do desempenho de estruturas de aço sob temperaturas elevadas**. Dissertação. UFOP, Minas Gerais, 2016.

BILOTTA, A. *et al.* Tests on intumescent paints for fire protection of existing steel structures. **Construction and Building Materials**, v. 121, p. 410-422, 2016.

BRAXTAN, N. L.; PESSIKI, S. P. Postearthquake fire performance of sprayed fire-resistive material on steel moment frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 9, p. 946-953, 2011.

CARABBA, Lorenza *et al.* Alkali activated lightweight mortars for passive fire protection: A preliminary study. **Construction and building materials**, v. 195, p. 75-84, 2019.

CARINO, N. J. *et al.* **Passive Fire Protection**. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2005, 326 p.

DWAIKAT, M. M. S.; KODUR, V. K. R. A simplified approach for predicting temperature profile in steel members with locally damaged fire protection. **Fire technology**, v. 48, n. 2, p. 493-512, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **EN 1991-1-2**. Eurocode 1: Actions on structures-Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Belgium, 2002

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **EN 1992-1-2**. Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-2: General Rules-Structural Fire Design. Belgium, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **EN 1993-1-2**. Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. Belgium, 2005.

FAKURY, R. H. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. In: Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil”, 2., Belo Horizonte. 1999. **Anais...** Belo Horizonte: SME. 1 CD- ROM.

FALEIROS, J. P. M. *et al.* O crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil: um panorama do período 2001-2010. **BNDES Setorial**, n. 35, mar. 2012, p. 47–84, 2012.

HAHN, D. W.; ÖZISIK, M. N. **Heat conduction**. John Wiley & Sons, 2012.

JIN, H.; CHUN, Q. Research on Fire-Resistance Capacities of Steel Columns with Partial-Damaged Fire Protection Coating. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 24, n. 6, p. 1893-1902, 2020.

KODUR, V. K. R.; SHAKYA, A. M. Effect of temperature on thermal properties of spray applied fire resistive materials. **Fire Safety Journal**, v. 61, p. 314-323, 2013.

LIU, J. C. *et al.* A new perspective on nature of fire-induced spalling in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 184, p. 581-590, 2018.

NEVES, N. S. *et al.* Estudo térmico de pilares mistos de aço e concreto de seção circular em situação de incêndio. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 9, p. 122-140, 2020.

NEVES, N. S. **Modelo computacional avançado para análise de estruturas sob ação de gradientes térmicos**. Dissertação, UFES, Vitória, 2019.

NEVES, N. S. *et al.* Análise térmica bidimensional de perfil de aço sujeita a elevadas temperaturas. In: X ECFA, 71–73. 2019. **Anais...** Vitória: Blucher Proceedings.

PIQUER, A.; HERNÁNDEZ-FIGUEIRIDO, D. Protected steel columns vs partially encased columns: Fire resistance and economic considerations. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 124, p. 47-56, 2016.

REDDY, J. N. **An introduction to the finite element method**. McGraw.Hill. New York. 1993.

SAKKAS, K. *et al.* Utilisation of FeNi-slag for the production of inorganic polymeric materials for construction or for passive fire protection. **Waste and Biomass Valorization**, v. 5, n. 3, p. 403-410, 2014.

SAKKAS, Konstantinos *et al.* Behaviour of passive fire protection K-geopolymer under successive severe fire incidents. **Materials**, v. 8, n. 9, p. 6096-6104, 2015.

SILVA, V. P. Determination of the steel fire protection material thickness by an analytical process - a simple derivation. **Engineering Structures**, v. 27, n. 14, p. 2036-2043, 2005.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. Zigurate Ed. São Paulo. 2001.

SILVA, V. P.; MELÃO, A. R. Temperatura crítica de perfis I de aço em situação de incêndio. *Ambient. constr.*, Porto Alegre , v. 18, n. 2, p. 325-342, Apr. 2018.

SILVA, V. P. *et al.* **Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura**. CBCA. Rio de Janeiro, 2010.