

SIMULAÇÃO DE COLUNAS DE AÇO DE PAREDES FINAS COM MODO DE FALHA DISTORCIONAL SOB INCÊNDIO

Alexandre Landesmann^a e Dinar Camotim^b

^a*Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil,
alandes@coc.ufrj.br*

^b*DECivil, ICIST/Instituto Superior Técnico, UTL, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal,
dcamotim@civil.ist.utl.pt*

Palavras-chave: Estruturas de aço, perfis formados a frio, análise numérica, incêndio.

Resumo. A crescente demanda por construções de baixo custo e elevado desempenho construtivo-estrutural impulsionaram a indústria do aço a buscar e empregar diferentes configurações de perfis formados a frio (*PFF*) em construções de edificações (industrial ou residencial). Em paralelo, o desenvolvimento de metodologias sofisticadas de análise numérica-computacional também contribuiu de forma bastante positiva na obtenção de sistemas estruturais versáteis e com “ótima” relação resistência-peso. No entanto, poucos estudos se destinam à avaliação do comportamento deste tipo de construção para condições de incêndio. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo principal a avaliação de resultados de uma investigação numérica-computacional, sobre: (i) flambagem distorcional, (ii) comportamento de pós-flambagem e, (iii) resistência última de colunas em *PFF* submetidas a compressão concêntrica e temperaturas elevadas, decorrentes de incêndios. As análises numéricas são realizadas com auxílio do código comercial ANSYS, segundo MEF (Método dos Elementos Finitos), com emprego de elementos de casca, onde a influência da consideração de imperfeições geométricas iniciais é levada em consideração nas análises. A variação das propriedades mecânicas de aços estruturais em função da temperatura do perfil é levada em consideração nas simulações desenvolvidas, segundo modelos característicos de tensão-deformação-temperatura preconizados pela parte 1.2 do Eurocode 3. O mecanismo de colapso das colunas é computado segundo uma estratégia de análise estacionária (“steady-state”) com emprego de técnicas de soluções com controle de arco (“arc-length”). Os resultados obtidos para carga de falha são utilizados em uma avaliação preliminar sobre a aplicabilidade do *Método da Resistência Direta (MRD)* na estimativa da capacidade de carga de colunas fixas e apoiadas, falhando em modo distorcional, sob condições de incêndio.

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de concatenar resistência estrutural, versatilidade de fabricação e baixos custos de produção/montagem levaram a indústria do aço de Perfis Formados a Frio (*PFF*) a procurar diferentes formas de seção transversal, estruturalmente mais eficiente (maior percentual de resistência/peso), mesmo que essa meta seja alcançada em detrimento à simplicidade geométrica. Como resultado direto, os elementos obtidos apresentam, com frequência, seções transversais com paredes finas (quase sempre com a presença de enrijecedores de bordo e intermediários), sendo sensíveis, portanto, a fenômenos de instabilidade: (i) flambagem local (apenas flexão fora do plano das paredes), (ii) distorcional (flexão fora do plano das paredes e distorção da seção) ou (iii) flambagem global (flexão ou flexo-torção de colunas e lateral com torção em vigas). A identificação rigorosa do comportamento estrutural e das cargas últimas de perfis formados a frio com paredes finas só pode ser obtida com auxílio de procedimentos computacionais intensivos, com elementos de casca, por meio do método dos elementos finitos. Essas soluções numéricas permitem a calibração e validação de métodos práticos para dimensionamento estrutural de *PFF*, como é o caso do *Método da Resistência Direta* (Schafer, 2008). Adicionalmente, essa metodologia só pode ser considerada como racional e efetiva se estiver aplicada com base em modelos confiáveis, fisicamente consistentes, a partir de um conhecimento aprofundado do comportamento estrutural. Diversas aplicações de *PFF* têm sido incorporadas ao dia-a-dia da construção civil, não somente no contexto industrial, como é o caso de (i) coberturas de grandes vãos, (ii) sistemas treliçados em geral, (iii) sistemas construtivos leves e altamente industrializados, como é o caso do sistema de painéis *steel frame*. Tais aplicações, além dos efeitos de instabilidade citados anteriormente, devem também ser adequadas ao cenário de carregamentos excepcionais como é o caso de incêndios. Diferentemente dos perfis laminados a quente, para *PFF* sob condição de incêndio encontramos poucos e esparsos resultados de pesquisas, que podem ser encontrados em trabalhos recentes, como: Kaitila (2002), Feng *et al.* (2003a), Feng *et al.* (2003b), Lee *et al.* (2003), Feng e Wang (2005), Chen e Young (2006, 2007, 2008) e, Ranawaka e Mahendran (2009). Adicionalmente, muito poucos resultados estão dirigidos à flambagem distorcional sob alta temperatura, um fenômeno muito característico nos *PFF* com seção do tipo U enrijecido (*Ue*) e *racks*.

Neste contexto, o objetivo do presente artigo é relatar os resultados obtidos sobre o desenvolvimento de uma metodologia de análise numérica em andamento (Landesmann *et al.*, 2009, Landesmann e Camotim, 2010abc), para simulação da flambagem distorcional, segundo Método dos Elementos Finitos de casca, para barras comprimidas de *PFF* com seção U enrijecido e *rack*, submetidas a (i) compressão centrada e (ii) temperaturas elevadas – as imperfeições geométricas são igualmente levadas em conta nas análises. A relação constitutiva do aço para temperaturas elevadas é considerada de acordo com a Parte 1.2 da norma Européia EC3 (CEN-3, 2005). Como não há regras específicas disponíveis para prever a carga máxima de tais colunas de aço

de PFF, os dados das resistências últimas obtidas para diferentes aços estruturais (abrangendo uma vasta gama esbelteza distorcional) são obtidos e adotados na proposição de uma avaliação preliminar sobre a aplicabilidade do *Método da Resistência Direta* (AISI, 2007).

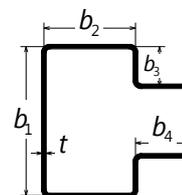
2 ANÁLISES NUMÉRICAS

2.1 Geometria das colunas e comportamento na flambagem

As colunas em PFF, com seções Ue e rack, analisadas neste trabalho apresentam dimensões e materiais descritos na Tabela 1. Tanto a geometria de cada seção e respectivo comprimento adotado garante o modo distorcional como crítico de flambagem para ambos os casos de colunas apoiadas e engastadas, respectivamente com seções extremas "pinadas" e "engastadas" local e globalmente, com empenamento livre. A análise da flambagem cujos resultados estão apresentados na Figura 2 foi produzida pelo programa computacional de livre acesso GBTUL (Bebiano *et al.*, 2008a), o qual é baseado em desenvolvimentos recentes da formulação da Teoria Generalizada de Vigas – *Generalised Beam Theory, GBT* (Bebiano *et al.*, 2008b).

Tabela 1: Dimensões de colunas e materiais

Seção	b_1 (mm)	b_2 (mm)	b_3 (mm)	b_4 (mm)	t (mm)	E (GPa)	ν
Rack	134.7	80.8	24.2	47.1	2.3	210	0.3
Ue	130	100	12.5	--	2.0	205	0.3



As curvas apresentadas na Figura 1 indicam a variação da tensão crítica de flambagem elástica σ_{cr} , normalizada em relação a $\sigma_{cr,D,20}$ (tensão crítica mínima de flambagem associada a uma meia onda do modo distorcional para $T=20^\circ\text{C}$), em função do comprimento da coluna L (em escala logarítmica) e da temperatura T para seções Ue e rack – notar que T varia entre $20/100^\circ\text{C}$ (comportamento do material em temperatura ambiente), 500°C , 600°C e 800°C .

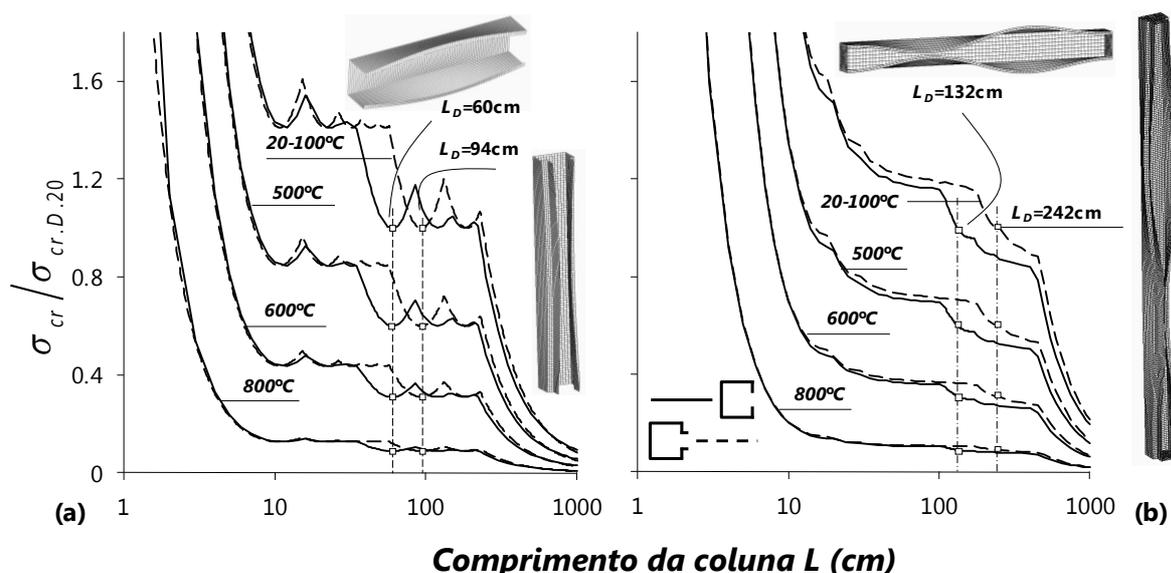


Figura 1 – Variação da tensão crítica relativa de flambagem $\sigma_{cr}/\sigma_{cr,D.20}$ com o comprimento L (cm) e a temperatura das colunas Ue e rack: (a) simplesmente apoiadas e (b) engastadas.

A Figura 1 permite ainda observar o modo de flambagem distorcional, caracterizado pela presença simultânea de flexão fora do plano das paredes e do deslocamento de corpo rígido dos conjuntos mesa-enrijecedor de bordo. Verifica-se que (i) todas as curvas são obtidas da translação vertical da curva mais alta, de forma proporcional, translação essa que apenas depende da degradação do módulo de elasticidade produzida pela elevação da temperatura (o coeficiente de Poisson é tomado constante e igual a 0,3), e (ii) a tensão mínima distorcional ($\sigma_{cr,D.T}$) para o modo de flambagem com uma onda apenas está sistematicamente associada ao mesmo comprimento (L_D) para a mesma coluna. Adicionalmente, podemos notar que $\sigma_{cr,D.T}$ reduz de cerca de 90% quando a temperatura se eleva de 20/100°C a 800°C, enquanto o módulo de elasticidade do aço reduz de 205 GPa para 18.5 GPa. A Tabela 2 traz os valores de L_D e $\sigma_{cr,D.20}$ para as seções e condições de apoio tratados neste artigo.

Tabela 2: Comprimento de colunas e tensões críticas

Seção	Rack		Ue	
	Apoiada	Engastada	Apoiada	Engastada
L_D (cm)	94	242	60	132
$\sigma_{cr,D.20}$ (MPa)	210.4	253.7	155.4	191.5

2.2 Modelo em elementos finitos de casca para análise de pós-flambagem

Os resultados do comportamento pós-flambagem e da resistência das colunas consideradas foram obtidos com a análise não-linear geométrica e física, desenvolvidas com elementos finitos de casca no programa Ansys (SAS, 2004). As colunas foram discretizadas em malhas refinadas (6,25 mm x 6,25 mm – ver Fig. 1)) do elemento *Shell181* – elementos de casca fina com quatro nós (seis graus de liberdade por nó) com integração completa e considerando deformação de cisalhamento transversal. O caminho de equilíbrio não-linear obtido, relacionando tensão/carga aplicada ao deslocamento lateral (para fora) do enrijecedor transversal na seção a meia altura da coluna, foi determinado por meio de técnica incremental-iterativa com emprego do método de Newton-Raphson, combinado com estratégia de controle do comprimento de arco (*arc-length*). Para colunas simplesmente apoiadas (seções extremas “pinadas” local e globalmente, com empenamento livre), a compressão centrada simulada por meio de cargas nodais de compressão aplicadas em ambas às seções extremas. Por sua vez, para colunas engastadas são consideradas chapas “rígidas” de extremidade, com carregamento concentrado aplicado nos centros geométricos das chapas. Finalmente, todas as análises incorporaram imperfeições geométricas iniciais com (i) a configuração do modo crítico distorcional com amplitude máxima igual a 10% da espessura das paredes e (ii) considerando a deformada inicial da seção, em analogia ao apresentado na Fig. 1.

Duas estratégias de carregamento são possíveis neste tipo de análise: (i) carga de compressão incremental e temperatura constante (regime permanente) ou (ii) carregamento de compressão inicial mantido constante e elevação gradual da temperatura (regime transiente). No primeiro caso, a geometria imperfeita da barra inclui os efeitos da expansão térmica associada à temperatura de teste pré-definida. Neste caso, obtém-se a variação da resistência à compressão das colunas em função da temperatura de teste, onde as análises para temperaturas distintas apenas diferem nas propriedades mecânicas adotadas para o aço. Para análises em regime transiente, que corresponde a uma simulação mais realista da situação de incêndio natural, o teste é iniciado com uma carga de compressão permanente pré-definida, a temperatura ambiente $T=20^{\circ}\text{C}$, com a coluna geometricamente imperfeita. A seguir, o estado de equilíbrio deformado da coluna é registrado. Finalmente, a temperatura é elevada de forma incremental, conduzindo a nova configuração de equilíbrio. De modo a obter a nova configuração de equilíbrio a cada novo incremento de temperatura, a análise em elementos finitos de casca deve levar em conta (i) a variação da curva tensão-deformação do aço, (ii) as deformações térmicas causadas pela elevação da temperatura e (iii) a presença da carga de compressão permanente. Obtém-se, portanto, a variação da temperatura de colapso com a carga de compressão – em outras palavras, determinar a temperatura em que a carga de compressão permanente deixa de corresponder a uma configuração de equilíbrio estável. Neste estágio, deve-se ressaltar que os autores (Landesmann e Camotim, 2010ab) demonstraram recentemente que os

resultados obtidos pelo regime estacionário convergem para os obtidos pelo regime transiente, o que significa que as análises de pós-flambagem de colunas sob condições de incêndio podem ser completamente desenvolvidas segundo modelo estacionário – o qual é computacionalmente mais simplificado.

2.3 Carga de colapso e comportamento pós-flambagem de colunas

A Figura 2 apresenta o caminho de equilíbrio não-linear para colunas inicialmente imperfeitas com quatro valores de temperatura prescrita, variando de 20/100°C (20°C é a temperatura ambiente), 300°C, 500°C e 700°C – cada resultado está relacionado de forma paramétrica à tensão $\sigma_{cr,D,20}$ (de cada coluna), com deslocamento lateral dos enrijecedores de bordo, para os aços S355 e S700. Os círculos indicam a relação última de tensão $\sigma_u / \sigma_{cr,D,20}$. As seguintes observações podem ser apresentadas com base nas análises dos resultados obtidos:

- i. Obviamente, a tensão de falha diminui à medida que a temperatura T aumenta, tanto para colunas fixas e apoiadas.
- ii. As resistências pós-críticas das colunas fixas são consideravelmente mais elevadas do que aquelas exibidas pelas colunas apoiadas - para $T = 700$ ° C, essa diferença é menos perceptível devido ao baixos valores de $\sigma / \sigma_{cr,D,20}$.
- iii. Para todas as colunas apoiadas, o colapso ocorre tanto imediatamente após o início do escoamento e em níveis de deformação relativamente pequenos (S355) ou, após um patamar “bem pronunciado” de deformação, ou seja, precedido por uma grande quantidade de ductilidade (S700).
- iv. Para todas as colunas Ue fixas, o colapso ocorre para níveis de deformação bastante elevados. No entanto, a falha não é precedida por um patamar de equilíbrio visível (ou seja, existem valores máximos de tensão bem definidos) - as colunas compostas por aços S355 apresentam efeito *snap-through* após o início do escoamento. Neste caso, cabe ressaltar que dificuldades numéricas impedem a obtenção de cargas últimas bem definidas, para condições de temperaturas elevadas. Ou seja, o caminho de equilíbrio no ramo descendente aparece abruptamente. Isto explica também porque, a 700°C, as colunas fixas, com seção Ue, aços S355 e S700, exibem cargas últimas idênticas.
- v. No caso das colunas fixas com seção *rack*, há uma diferença marcante entre os comportamentos no colapso daqueles para os aços S355 e S700.
- vi. Não se observa uma clara tendência de variação entre o nível de deformação na ruptura com a temperatura.

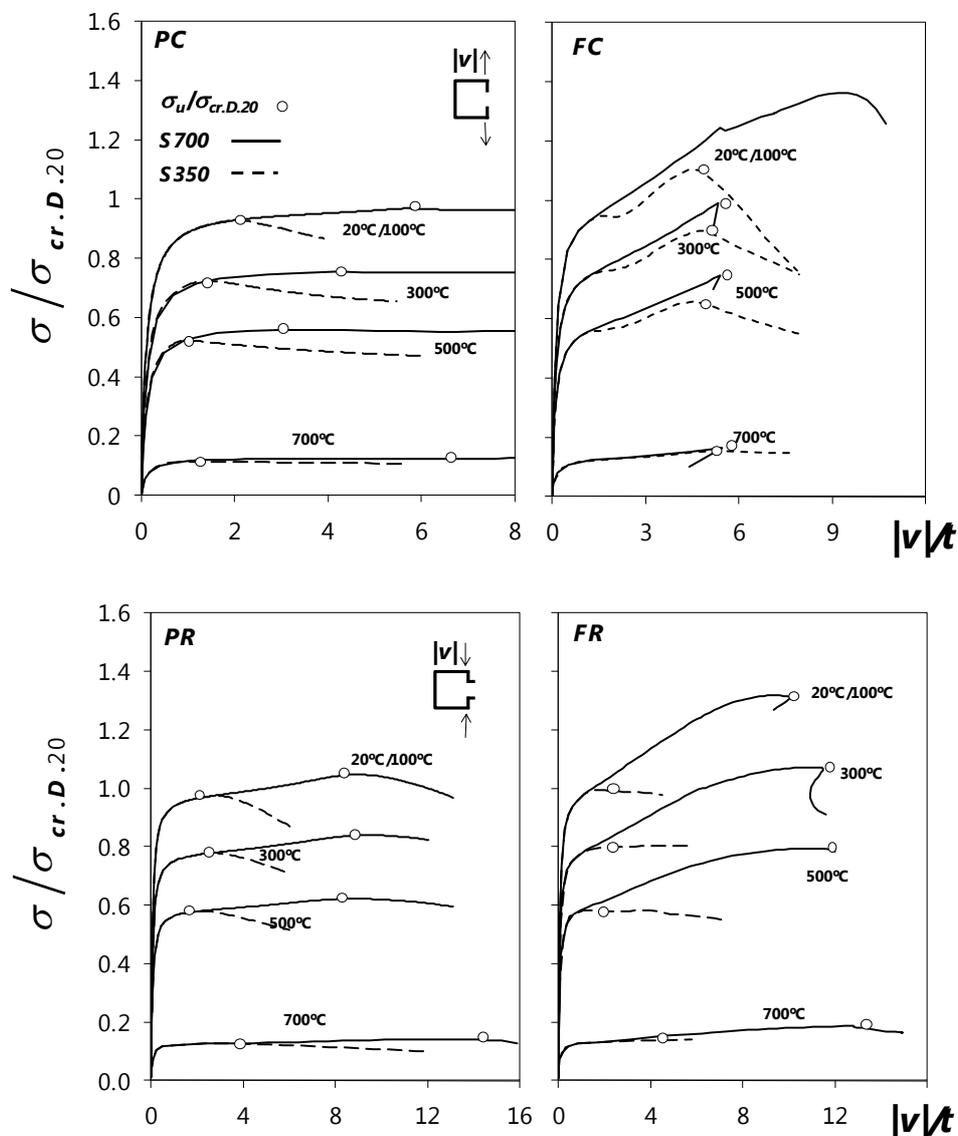


Figura 2: Trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem distorcional para colunas (pinadas) apoiadas (P) e fixas (F) compostas por seções-transversais Ue (C) e tipo rack (R), constituídas por aços S355 e S700, submetidos a temperaturas 20/100-300-500-700°C

3 DIMENSIONAMENTO PELO MRD DE COLUNAS

Este item apresenta uma avaliação preliminar da aplicabilidade do *Método da Resistência Direta (MRD)* – já incluído nas especificações americanas para estruturas de aço em *PFF* (AISI, 2007); para determinar a resistência máxima de colunas fixas e

simplesmente apoiadas, compostas por perfis de paredes finas (Ue e *rack*) com modo de falha distorcional, sob temperaturas ambiente e elevadas. Para condições de temperatura ambiente, a carga nominal máxima de colunas de aço de PFF com falha distorcional é dada pela equação *MRD* (curva)

$$P_{n.D} = \begin{cases} P_y & \text{para } \bar{\lambda}_D \leq 0.561 \\ \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{cr.D}}{P_y} \right)^{0.6} \right] \left(\frac{P_{cr.D}}{P_y} \right)^{0.6} P_y & \text{para } \bar{\lambda}_D > 0.561 \end{cases} \quad (1)$$

Onde: P_y e $P_{cr.D}$ são cargas de escoamento da seção e críticas de flambagem distorcional, e $\bar{\lambda}_D = \sqrt{P_{cr.D}/P_y}$ é a esbelteza distorcional da coluna. Figuras 3(a)-(b) compara a carga máxima prevista pela curva *MRD* (dada acima) com (i) os valores numéricos obtidos neste trabalho e (ii) os valores experimentais reportados por Ranawaka e Mahendran (2009), para colunas simplesmente apoiadas (fig. 3 (a)) e fixas (fig. 3 (b)), para seções transversais Ue e tipo *rack*. Enquanto os valores numéricos compreendem (i) ambas as condições de apoio e (ii) diferentes tipos de aço, tornando-se possível cobrir uma ampla faixa esbelteza distorcional (os valores mínimos e máximos obtidos foram 0,77 e 2,89), os valores experimentais reportados cobrem poucos dados, i.e, um par de colunas Ue e três pares de colunas com seção tipo *rack*. As observações dos resultados de resistência final das colunas resultam nas seguintes observações (preliminares):

- i. Em primeiro lugar, facilmente percebe-se que a estimativa da carga final fornecida pela curva distorcional do *MRD* consideravelmente superestima os valores numéricos gerados pelas análises ANSYS, para colunas fixas com esbeltez moderada a alta – de fato, estimativas a favor da segurança (e com bastante precisão) só ocorrem para colunas com esbeltez reduzida. Isso confirma resultados anteriormente reportados pelos autores (Landesmann e Camotim, 2010ac), os quais realizaram análises numéricas semelhantes para outros elementos (simplesmente apoiados).
- ii. Em relação às colunas fixas, a primeira observação é que as estimativas da curva do *MRD* são praticamente perfeitas, ou levemente subestimadas (especialmente para colunas mais curtas) em relação às cargas finais das 8 colunas testadas por Ranawaka e Mahendran (2009). Quanto aos dados numéricos obtidos pelas análises do MEF com o programa ANSYS, estes são bastante próximos das previsões da curva do *MRD*, mesmo havendo uma suave superestimação na faixa de esbeltez elevada (para ambas as seções).
- iii. Não há diferença significativa entre a "qualidade" da curva do *MRD* para as seções analisadas. De fato, as relações entre as previsões da curva *MRD* e as cargas numérica finais para ambas as geometrias de coluna diferem com

valores inferiores a 5%. Os valores últimos de seções U_e são em geral ligeiramente menores do que os *racks*. Provavelmente devido à maior proporção na relação entre a mesa e a alma deste perfil, (0,77 contra 0,60); notar que uma proporção mais elevada corresponde a uma mesa menos rígida, conduzindo assim a uma menor resistência pós-crítica.

- iv. Nesta fase, deve-se observar que a calibração e validação da curva *MRD* envolveu quase que exclusivamente colunas fixas, pois é extremamente difícil testar colunas apoiadas nos modos de distorção - em particular, é virtualmente impossível garantir que as seções de extremidade da coluna tenham empenamento livre.
- v. Com base, nos fatos acima tratados, parece razoável concluir que existem diferenças significativas na resistência de distorção pós-crítica entre colunas fixas e simplesmente apoiadas, as quais não estão devidamente refletidas na curva do *MRD* original.

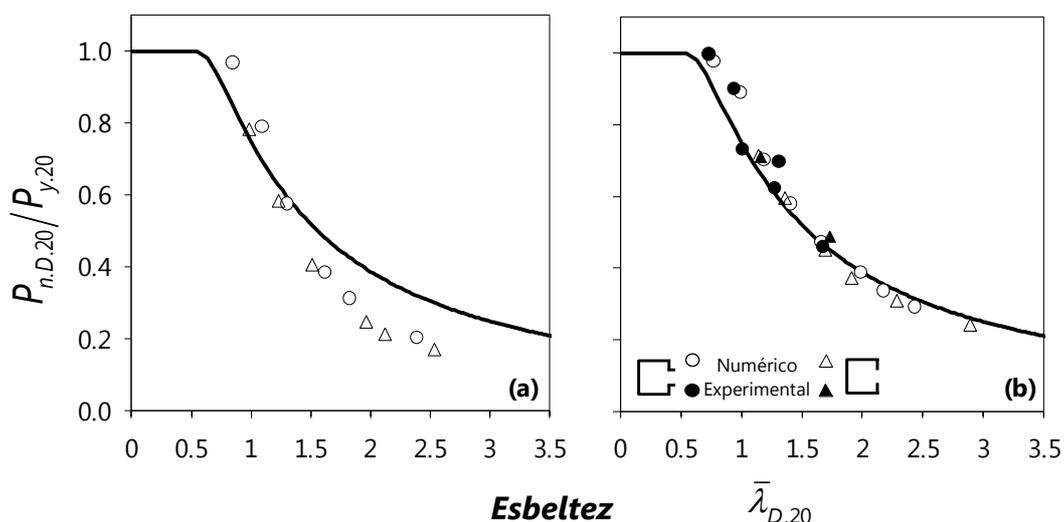


Figura 3: Comparação entre as previsões da curva do *MRD* distorcional, resultados numéricos (obtidos neste trabalho) e experimentais (relatado por Ranawaka e Mahendran (2009)) para colunas (a) fixas e (b) simplesmente apoiadas, sob temperatura ambiente.

Levando-se em consideração a avaliação do desempenho (acima) da curva do *MRD* distorcional para prever a resistência máxima de colunas de *PFF* em temperatura ambiente, a adequação desta abordagem para estimar as cargas últimas sob condições de incêndio (temperaturas elevadas), é tratada a seguir. Assim, a metodologia seguida neste trabalho, a qual já foi (parcialmente) explorada por outros pesquisadores, *e.g.*, Feng e Wang (2005), Chen e Young (2008), Ranawaka e Mahendran (2009) e, também pelos próprios autores (Landesmann e Camotim, 2010ab), consiste em modificar a equação (1) para levar em conta à influência da temperatura nas cargas de plastificação e crítica da coluna (P_y e $P_{cr,D}$) – essa influência se faz através dos valores de módulo de Young e

tensão de escoamento, que são reduzidas conforme a temperatura aumenta, devido à situação de incêndio. Em outras palavras, substitui-se $P_{cr,D}$ e P_y (ou σ_y) por $P_{cr,DT}$ e $P_{y,T}$ – (ou σ_{yT}), notar que $\bar{\lambda}_D$ também varia de acordo com T .

A Figura 4 refere-se a colunas simplesmente apoiadas, onde se compara as cargas últimas previstas pela curva modificada do *MRD* e os valores numéricos obtidos neste trabalho. Inclui-se oito sub-gráficos, cada um correspondendo a uma temperatura diferente variando de 20/100°C (resultados para temperatura ambiente, já apresentados na fig. 3 (a) e incluído-se aqui para comparação) a 800°C. A variação da tensão de escoamento considerada torna possível cobrir uma ampla gama de esbeltez: 0,98-3,4, para as colunas *Ue*, e 0,84-3,2, para colunas de seção *rack*. Tendo em vista que a curva do *MRD* consistentemente superestima a carga máxima das colunas com esbeltez moderada ou alta, à temperatura ambiente, a observação do conjunto de resultados apresentados na Figura 4 conduz as seguintes observações, envolvendo, neste caso, a aplicabilidade da abordagem do *MRD* modificado para previsão das cargas últimas das colunas sob temperaturas elevadas:

- i. Independentemente da temperatura, a modificação da curva do *MRD* geralmente superestimam consideravelmente as cargas numéricas finais ($P_{u,DT}$) - existem apenas algumas poucas exceções para colunas curtas à temperatura ambiente (principalmente) e, para temperaturas entre $T=200^\circ\text{C}$ e $T=300^\circ\text{C}$. Quanto à quantidade de superestimação, ela aumenta com T até 400°C e permanece praticamente constante a partir desta temperatura (ou seja, para $T \geq 400^\circ\text{C}$).
- ii. No entanto, pode-se dizer que os vários conjuntos de valores $P_{u,DT} / P_{y,T}$ permanecem bastante "alinhados" com uma curva do *tipo-Winter*, o que sugere uma possível modificação adiconal na equação (1), a fim de alcançar uma melhor correlação com as cargas últimas numéricas, determinadas neste trabalho. Apenas para efeito de ilustração, cada sub-gráfico da figura 4 inclui também uma forma muito simples de curva exponencial (linha tracejada), que claramente não subestima qualquer um dos valores numéricos (mantendo-se o mais próximo possível de todos eles, quando possível), tendo sido obtidos através da adoção da seguinte modificação da equação (1): (a) eliminar o termo com o coeficiente de 0,25; (b) multiplicar o fator de potência (0,6) por um parâmetro dependente da temperatura: $\varphi = 0,5$ (se $T \leq 300^\circ\text{C}$) ou $\varphi = 0,45$ (se $T > 300^\circ\text{C}$).

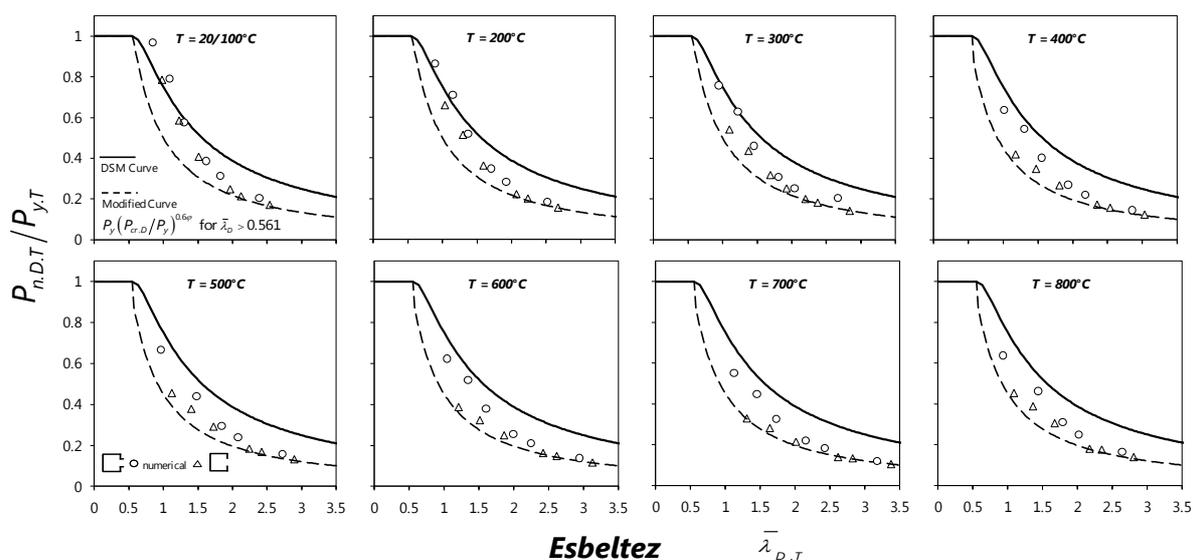


Figura 4: Comparação entre as estimativas da curva modificada do *MRD* distorcional e valores numéricos para colunas simplesmente apoiadas, para as seguintes temperaturas: 20/100-200-300-400-500-600-700-800°C.

Figura 5 apresenta resultados similares para colunas fixas, contudo, as cargas máximas previstas pela curva do *MRD* modificada são comparadas com os resultados numéricos (obtidos neste trabalho) e experimentais (relatado por Ranawaka e Mahendran (2009)). Nestes últimos, são tratadas oito geometrias de coluna e quatro temperaturas (20/100-200-500-800°C), onde deve ser observado que estas 32 colunas não apresentam o mesmo modelo de comportamento do aço os restantes – de fato, eles seguem os dados obtidos experimentalmente, e não ao modelo previsto no EC3-1.2 que foi adotada para a obtenção das repostas numéricas. Como anteriormente tratado, as parcelas correspondentes a 8 diferentes temperaturas são apresentadas, onde a variação de tensão de escoamento, considerada agora permite cobrir as seguintes faixas de esbeltez: 1,13-3,56 (colunas *Ue*) e 0,77 e 2,9 (colunas com seção *rack*). Lembrando que a curva do *MRD* fornece estimativas bastante precisas para a carga máxima de colunas fixas em temperatura ambiente. A observação dos resultados apresentados na figura 5 remete às seguintes observações sobre a adequação da abordagem do *MRD* modificado para prever a resistência final de colunas sob temperaturas elevadas:

- i. Mais uma vez, independentemente da temperatura, grande parte dos resultados previstos pela curva do *MRD* modificado subestimam ligeiramente as cargas numérica final ($P_{u,DT}$) – assim como para colunas apoiadas, as poucas exceções para colunas curtas à temperatura ambiente (principalmente) e, para temperaturas entre $T=200^{\circ}\text{C}$ e $T=300^{\circ}\text{C}$.
- ii. Quanto aos valores experimentais $P_{u,DT} / P_{y,T}$, as estimativas da curva do *MRD* ligeiramente subestima os valores para temperatura ambiente e os superestima para $T = 200^{\circ}\text{C}$, para valores entre $T = 500^{\circ}\text{C}$ e $T = 800^{\circ}\text{C}$, as

cargas experimentais finais são inferiores às numéricas.

- iii. Como apresentado anteriormente, cada sub-gráfico da figura 5 inclui uma curva exponencial (linha tracejada) que não subestima qualquer um dos valores numéricos, mas continua a ser o mais próximo possível de todos eles, com os seguintes valores: $\varphi = 1,0$ (temperatura ambiente), $\varphi = 0,9$ ($T = 200^\circ\text{C}$) e $\varphi = 0,7$ ($T \geq 300^\circ\text{C}$). Observe que esses valores φ são muito mais próximos de 1,0 do que aqueles obtidos para as colunas apoiadas, devido à influência exclusiva dos efeitos da temperatura (uma vez que não "falta de segurança" para curva do *MRD* para colunas engastadas).

Obviamente, mais pesquisas são necessárias para confirmar a avaliação preliminar aqui apresentada - em particular, é indispensável a obtenção de dados adicionais para cargas últimas em temperaturas elevadas (numérico e/ou experimentais), envolvendo diferentes seções transversais e comportamentos dos materiais dependentes da temperatura do aço. Deste modo, será possível avançar no sentido de desenvolver novas curvas do *MRD* para prever a falha por distorção de colunas submetidas a temperaturas elevadas, ou seja, aquelas causadas por condições de incêndio - com base nos resultados disponíveis, parece que tais curvas devem ser ligeiramente dependentes da temperatura.

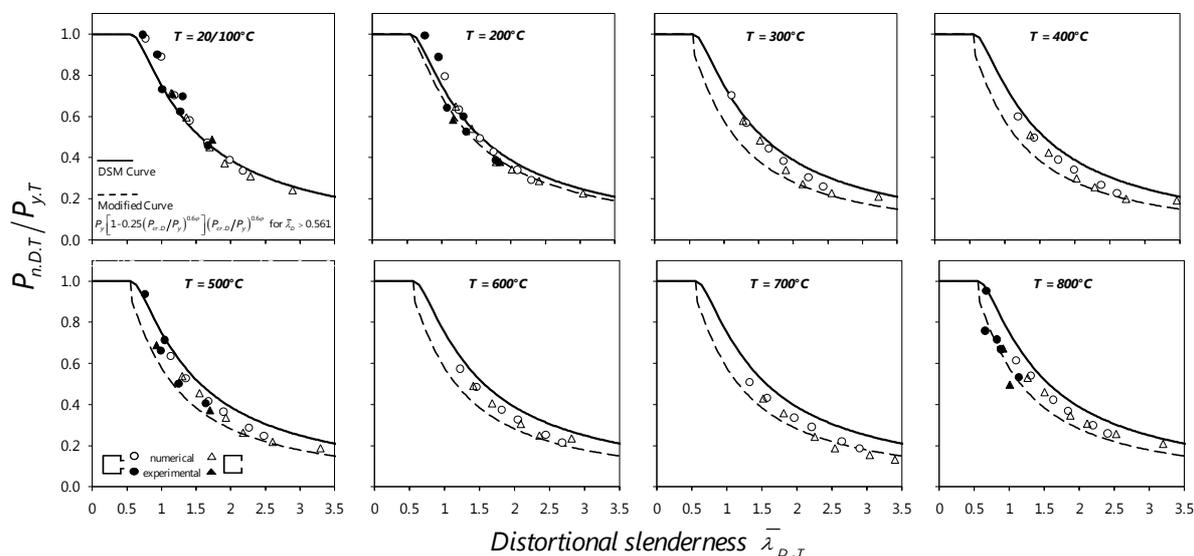


Figura 5: Comparação entre as estimativas da curva modificada do *MRD* distorcional valores numéricos e experimentais (relatado em Ranawaka e Mahendran (2009)) para colunas engastadas, para as seguintes temperaturas: 20/100-200-300-400-500-600-700-800°C.

4 CONCLUSÕES

Este artigo apresentou resultados de uma investigação numérica-computacional em curso (Landesmann e Camotim, 2010abc), segundo elementos de casca (SAS, 2004), sobre o comportamento de colunas metálicas isoladas e simplesmente apoiadas, compostas por perfis formados a frio, seção transversal U enrijecido e *racks*, para efeitos de flambagem distorcional, comportamento pós-crítico e carga de falha, submetidas a: (i) compressão concêntrica e (ii) as temperaturas elevadas causadas por condições de incêndio.

A relação constitutiva do aço sob altas temperaturas foi levada em consideração nas análises desenvolvidas segundo recomendações da parte 1.2 do Eurocódigo 3 (CEN-3, 2005). Os resultados numéricos obtidos permitiram a identificação da resposta não-linear física e geométrica de colunas compostas por diferentes resistências de aços estruturais, para diferentes níveis de temperatura. Finalmente, a partir dos estudos desenvolvidos e apresentados neste trabalho, os dados obtidos, para cargas de falha (ou temperaturas e tempos críticos de resistência ao fogo) podem subsidiar a proposição de modelos analíticos de dimensionamento de colunas de *PFF* sob condições de incêndio, como aqueles descritos para curvas segundo *MRD*.

REFERÊNCIAS

- Bebiano R., Pina P., Silvestre N., Camotim D., *GBTUL 1.0 β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*, DECivil/IST, Technical University of Lisbon, 2008. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>)
- Bebiano R., Silvestre N., Camotim D., *GBTUL – A code for the buckling analysis of cold-formed steel members*, *Proceedings of 19th International Specialty Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction* (St. Louis, 14-15/10) R. LaBoube, W.-W. Yu (eds.), 61-79, 2008.
- Chen J., Young B., Cold-formed steel lipped channel columns at elevated temperatures, *Engineering Structures*, **29**(10), 2445-2456, 2007.
- Chen J., Young B., Corner properties of cold-formed steel sections at elevated temperatures, *Thin-Walled Structures*, **44**(2), 216-223, 2006.
- Chen J., Young B., Design of high strength steel columns at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(6), 689-703, 2008.
- Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire*, Brussels, 2002.
- Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels, 2005.
- Feng M., Wang Y.C., An analysis of the structural behaviour of axially loaded full-scale cold-formed thin-walled steel structural panels tested under fire conditions, *Thin-Walled Structures*, **43**(2), 291-332, 2005.

- Feng M., Wang Y.C., Davies J.M., Structural behaviour of cold-formed thin-walled short steel channel columns at elevated temperatures – Part 1: experiments, *Thin-Walled Structures*, **41**(6), 543-570, 2003.
- Feng M., Wang Y.C., Davies J.M., Structural behaviour of cold-formed thin-walled short steel channel columns at elevated temperatures – Part 2: Design calculations and numerical analysis, *Thin-Walled Structures*, **41**(6), 571-594, 2003.
- Franssen J.M., Kodur V., Mason J., *User's Manual for SAFIR 2001 – Computer Program for Analysis of Structures Subjected to Fire*, 2001.
- Kaitila O., Imperfection sensitivity analysis of lipped channel columns at high temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, **58**(3), 333-351, 2002.
- Landesmann, A.L., Camotin, D., Batista, E.M., "On the Distortional Buckling, Post-Buckling and Strength of Cold-Formed Steel Lipped Channel Columns Subjected to Elevated Temperatures", *Proceedings of Application of Structural Fire Design*, Prague, Czech Republic, 2009.
- Landesmann A., Camotim D., "Distortional failure and design of cold-formed steel lipped channel columns under fire conditions", *Proceedings of SSRC Annual Stability Conference*, (Orlando, 12-15/5), 505-532, 2010, 2010a.
- Landesmann A., Camotim D., "On The Strength and DSM Design of Cold-Formed Steel Columns Failing Distortionally under Fire Conditions", *Proceedings of SDSS'Rio 2010 Stability and Ductility of Steel Structures Conference*, (Rio de Janeiro, 08-10/9), 529-536, 2010b.
- Landesmann A., Camotim D., "Distortional failure and design of cold-formed steel rack-section columns under fire conditions", *Proceedings of 4th International Conference on Steel & Composite Structures* (Sydney, 21-23/7), B. Uy et al. (eds.), 287-289, (full paper in CD-ROM Proceedings), 2010c.
- Lee J.H., Mahendran M., Makelainen P., Prediction of mechanical properties of light gauge steels at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, **59**(12), 1517-1532, 2003.
- Ranawaka T., Mahendran M., Distortional buckling tests of cold-formed steel compression members at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(2), pp.249-259, 2009.
- Schafer B., Review: the Direct Strength Method of cold-formed steel member design, *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(7-8), 766-788, 2008.
- Swanson Analysis Systems (SAS), *ANSYS Reference Manual* (vs. 8.1), 2004.
- American Iron and Steel Institute (AISI), *Appendix I of the North American Specification (NAS) for the Design of Cold-formed Steel Structural Members: Design of Cold-Formed Steel Structural Members with the Direct Strength Method*, Washington DC, 2007.