



CURVAS DE RESISTÊNCIA DE SEÇÕES TRANSVERSAIS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXPOSTOS AO FOGO VIA MCD

Dalilah Pires^{*†}

Rafael C. Barros^{*}

Ígor J. M. Lemes^{*}

Ricardo A. M. Silveira^{*}

Paulo A. S. Rocha^{*}

dalilah@ufsj.edu.br

rafaelcesario@hotmail.com

igorjml@hotmail.com

ricardo@em.ufop.br

paulorocha@em.ufop.br

^{*}Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PROPEC/Deciv/EM), Universidade Federal de Ouro Preto, Campus Universitário s/n, Morro do Cruzeiro, 35400-000 Ouro Preto, MG, Brasil

[†]Departamento de Tecnologia em Engenharia Civil, Computação e Humanidades, Universidade Federal de São João Del-Rei, Campus Alto do Paraopeba Rod.: MG 443, KM 7, 36420-000 Ouro Branco, MG, Brasil

Resumo. As curvas de interação esforço normal-momento fletor (N-M) (ou curvas de resistência) de uma seção transversal são uma ferramenta essencial e comumente utilizada em escritórios de projeto estrutural. A capacidade resistente da seção é rapidamente avaliada relacionando os valores últimos dos momentos de flexão e da força axial. No entanto, quando o elemento estrutural é submetido a ação do fogo, mudanças significativas acontecem no comportamento da seção e as curvas de interação N-M se tornam fortemente dependentes do campo de temperatura. Isso ocorre principalmente em função da degradação das propriedades mecânicas dos materiais da seção com o aumento de temperatura modificando, portanto, as relações constitutivas desses. Neste contexto, o presente trabalho tem como finalidade obter as curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais empregados na construção civil, submetidos a ação do fogo, através de uma estratégia generalizada baseada no método da compatibilidade de deformações (MCD), detalhada no corpo do trabalho. A formulação empregada é validada através da construção das curvas N-M para seções transversais em aço e concreto armado, sujeitas a diferentes distribuições de temperatura. Os resultados obtidos são comparados com respostas numéricas presentes na literatura.

Palavras-chave: MCD, Curvas de resistência, Análise termoestrutural, aço, concreto armado

1 INTRODUÇÃO

As estruturas, quando submetidas à situação de incêndio, são expostas a altas temperaturas e, consequentemente, os elementos estruturais tem sua capacidade resistente afetada. Os principais materiais empregados nas estruturas têm suas características físicas e de resistência mecânica deterioradas durante a exposição ao fogo, e a perda de capacidade resistente e de rigidez aumenta consideravelmente com a elevação da temperatura. Sendo assim, torna-se necessário o conhecimento da distribuição de temperaturas no interior do elemento estrutural em função do tempo de exposição ao incêndio para o dimensionamento mais adequado nessas situações.

No contexto numérico, a análise em situação de incêndio é possível através de duas fases fundamentais: análise térmica e análise estrutural, que se interligam. A primeira fase, análise térmica, é caracterizada pela determinação do campo de temperaturas ao longo da seção transversal dos elementos afetados pelo incêndio. Para cada instante estabelecido do incêndio postulado, a resposta térmica é obtida através de procedimento numérico de cálculo de transferência de calor, o que torna o tempo uma variável de controle fundamental na análise. Esse procedimento permite a consideração da variação das propriedades térmicas e mecânicas do material em função do aumento de temperatura. A segunda fase, análise estrutural, consiste em analisar a estrutura com as influências e efeitos oriundos da análise térmica devidamente considerados. Vale ressaltar que, na solução de problemas termoestruturais, formulações numéricas eficientes e capazes de capturar os efeitos inelásticos e de segunda ordem são imprescindíveis.

O principal objetivo de uma análise inelástica é estimar com precisão a capacidade última dos elementos estruturais. Para isso são estabelecidos critérios que definem o limite de resistência plástica desses elementos. Dentre os diversos critérios existentes (von Mises, Tresca, etc.), definidos a partir do estado de tensão, destacam-se nas análises plásticas, as superfícies de resistência, nas quais o limite de plastificação é determinado através da combinação das forças internas. Neste trabalho, as superfícies de resistência expressam a interação entre momento fletor e esforço normal na seção transversal.

No contexto do método da rótula plástica, essas superfícies são responsáveis por definir o instante em que ocorre a formação da rótula plástica (plastificação total da seção). A escolha adequada dessas superfícies, para a seção analisada, é um dos requisitos fundamentais para uma boa representação do comportamento plástico da estrutura. É importante destacar que o limite de resistência dos elementos estruturais é a principal informação dos projetos aplicados na prática de obras.

Diante disso, o objetivo do presente trabalho é apresentar uma metodologia para a obtenção das curvas de resistência de seções transversais quaisquer e submetidas a altas temperaturas, através de uma estratégia generalizada baseada no Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). Para isso, o módulo computacional CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*; Barros *et al.*, 2016), criado para realizar a análise (estática) inelástica de segunda ordem de estruturas sob fogo, é usado. Para validar as implementações e a eficiência da metodologia proposta, estudam-se três seções transversais em aço e concreto armado. Os detalhes da metodologia usada para obtenção das curvas de resistência são apresentados na próxima seção. Na Seção 3 são apresentadas as análises dos exemplos numéricos já comentados. É importante destacar que o campo de temperatura da

seção transversal é obtido através da análise térmica via Método dos Elementos Finitos (MEF), em regime transiente, conforme detalhado em Pires *et al.* (2015).

Trabalhos que tratam a construção das curvas de resistência em situação de incêndio podem ser mencionados, como por exemplo, Meda *et al.* (2002), Sousa Jr *et al.* (2009), Caldas *et al.* (2010), El-Fitiany e Youssef (2014), Milanovic e Cvetkovska (2015), Pham *et al.* (2015), Milanovic *et al.* (2016). Alguns desses são usados neste trabalho no sentido de validar os resultados.

2 MÉTODO DA COMPATIBILIDADE DE DEFORMAÇÕES

Ao submeter um elemento estrutural a esforços externos, este se deforma gerando forças internas para equilibrar o sistema. Essa deformação, a nível da seção transversal, é tratada no MCD. Para uma seção qualquer, considerando que todos os materiais constituintes atuem em conjunto (interação total), o campo de deformações é suposto linear e a seção permanece plana após a deformação conforme ilustrado na Fig.1.

A avaliação das rigidezes axial e à flexão da seção se dá a partir da tangente à relação momento-curvatura e dependem do módulo de elasticidade, que é retirado das relações constitutivas materiais. A seguir são tratadas as relações tensão-deformação para o aço e concreto.

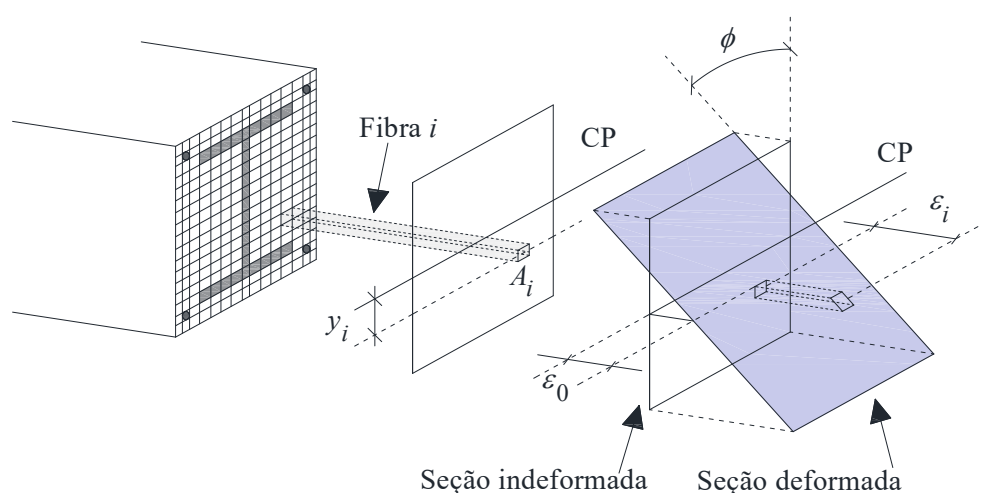


Figura 1. Campo linear de deformações (Lemes *et al.*, 2015)

2.1 Comportamento dos Materiais: Relações Constitutivas

Para representar o comportamento de um determinado material sob efeito de forças de tração ou compressão utiliza-se o diagrama tensão-deformação. Ao serem aquecidos, os materiais perdem rigidez e resistência. Essas alterações são decorrentes dos processos físico-químicos particulares de cada material. Tais alterações, portanto, devem ser levadas em consideração quando se realiza a análise e o dimensionamento das estruturas em situação de incêndio. Dessa forma, relações constitutivas específicas para o comportamento do material sob fogo são previstas na EN 1994-1-2:2005 e consideram os fatores de redução mostrados nas

Tabelas 3.2 e 3.3 dessa norma. Para o aço, tais fatores foram baseados nos dados da antiga *British Steel* (agora denominada *Corus*); (Kirby e Preston, 1988), que realizou um extenso programa de ensaios de tração em pequena escala na década de 1980. Eles foram obtidos para taxas de aquecimento entre 2°C/min e 50°C/min. A resistência ao escoamento do aço é relacionada à deformação limite de 2%. O diagrama tensão-deformação em função da temperatura para os aços estruturais e para as barras de aço, presentes no concreto armado, é ilustrado na Fig. 2. Já o diagrama tensão-deformação do concreto de densidade normal adotado neste trabalho é apresentado na Fig. 3a-b.

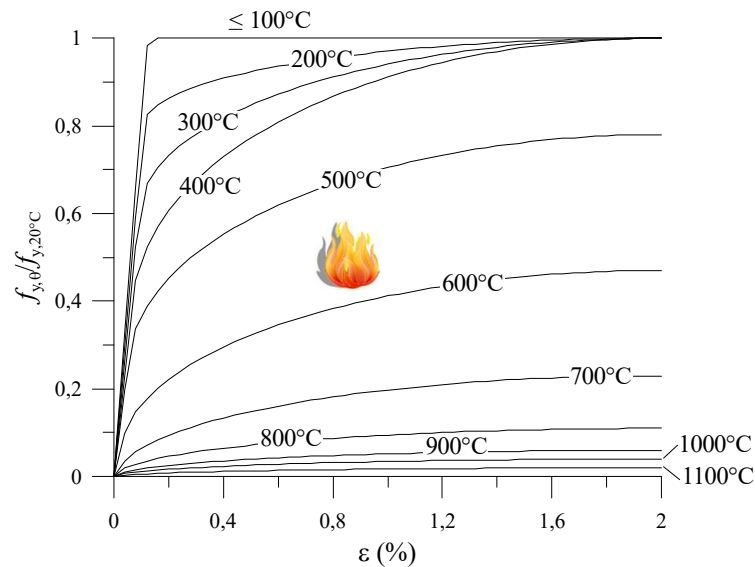


Figura 2. Relação constitutiva do aço em condições de incêndio

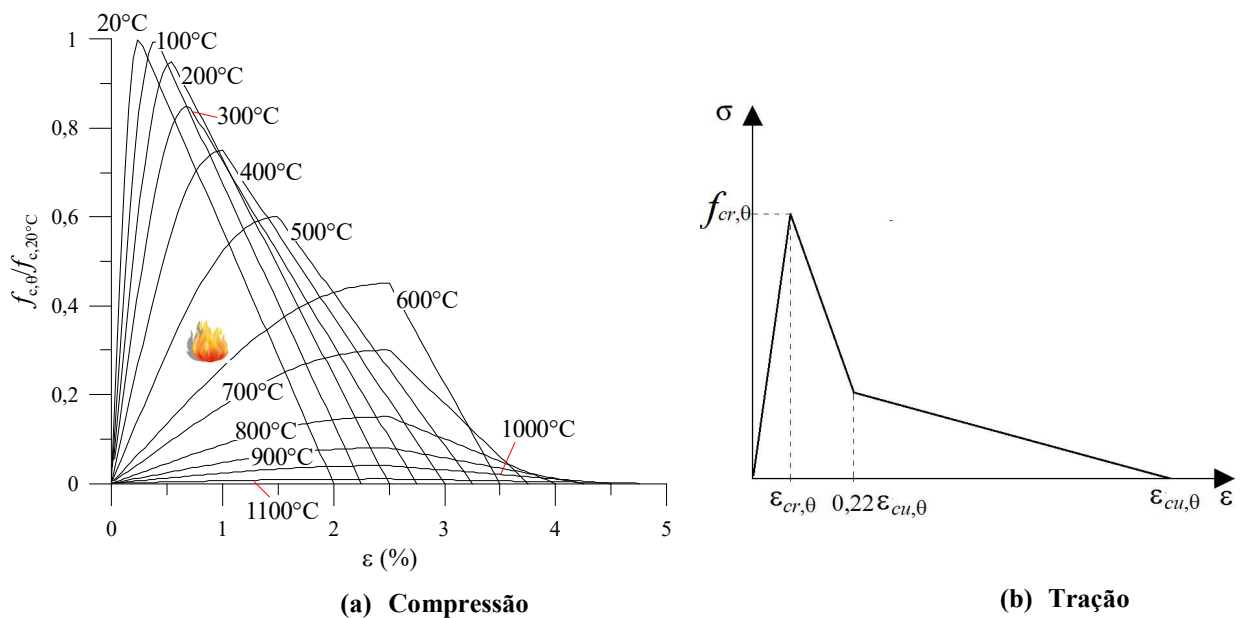


Figura 3. Relação constitutiva do concreto em condições de incêndio

De forma conservadora, a resistência à tração do concreto deve ser ignorada. No entanto, segundo Mouço (2008), para que o modelo se comporte no regime elástico e inelástico,

requisito básico para análise avançada, o trecho em tração do diagrama é considerado linear até atingir a deformação limite do concreto à tração. A relação tensão-deformação do concreto tracionado apresentada na Fig. 3b foi utilizada por Huang *et al.* (2003), posteriormente por Caldas (2008) e também foi adotada neste trabalho.

2.2 Relação Momento-Curvatura

Para descrever a configuração deformada da seção transversal, a sua discretização é fundamental. Após a discretização, algumas informações são essenciais para a construção da relação momento-curvatura, via Método de Newton-Raphson, ou seja: as áreas das fibras e suas respectivas posições. As coordenadas x e y de cada fibra é referenciada ao centroide plástico (CP) da seção, de forma que os problemas de convergência são minimizados (Chen e Chan, 2001; Sfakianakis, 2002; Caldas, 2004; Lemes *et al.*, 2015).

O propósito da discretização da seção transversal é capturar a deformação axial, ε , no CP de cada fibra e assim, através das relações constitutivas dos materiais, obter as respectivas tensões, σ_i . Na mesma Fig. 1, a distribuição de deformações em uma seção é ilustrada para uma combinação de esforços axial e de momento fletor. Assim, a deformação axial na i -ésima fibra, ε_i , é dada por:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi y_i \quad (1)$$

em que y_i é a distância entre os centroides plásticos da fibra analisada e da seção transversal, ε_0 é a deformação axial no CP da seção e ϕ a respectiva curvatura.

Para a notação matricial, adotada neste trabalho, as variáveis ε_0 e ϕ são componentes do vetor de deformações $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \quad \phi]^T$. Na obtenção das rigidezes axial e à flexão, Chiorean (2013) ressalta que, adotando-se $\mathbf{X} = \mathbf{0}$ na primeira iteração, a convergência normalmente é atingida rapidamente. Além disso, ao partir da configuração indeformada da seção transversal, problemas de convergência referentes ao equilíbrio entre as forças atuantes e as forças internas é evitado (Lemes *et al.*, 2015). Numericamente, pode-se dizer que o equilíbrio da seção é obtido quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} = \begin{bmatrix} N_{ext} \\ M_{ext} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} N_{int} \\ M_{int} \end{bmatrix} \cong \mathbf{0} \quad (2)$$

em que o vetor de forças externas $\mathbf{f}_{ext}$ é dado pelo esforço axial, N_{ext} , e de momento fletor, M_{ext} ; e os termos N_{int} e M_{int} são as componentes do vetor de forças internas, $\mathbf{f}_{int}$.

Os esforços internos são obtidos a partir da configuração deformada da seção transversal através de integrais clássicas, dados por:

$$N_{int} = \iint_{A_a} \sigma_a dA + \iint_{A_c} \sigma_c dA + \iint_{A_b} \sigma_b dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fib,c}} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_{fib,b}} \sigma_{bi} A_{bi} \quad (3)$$

$$\begin{aligned}
 M_{int} &= \iint_{A_a} \sigma_a y dA + \iint_{A_c} \sigma_c y dA + \iint_{A_b} \sigma_b y dA \\
 &= \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} y_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fib,c}} \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{i=1}^{n_{fib,b}} \sigma_{bi} A_{bi} y_{bi}
 \end{aligned} \quad (4)$$

em que $n_{fib,a}$, $n_{fib,c}$ e $n_{fib,b}$ são, respectivamente, o número de fibras no perfil metálico, o número de fibras na seção de concreto e o número de fibras nas barras longitudinais; A_i a área da fibra e y_i a posição da fibra em relação ao Centroide Plástico (CP) (Fig.1).

Embora seja eficiente iniciar o processo com $\mathbf{X} = \mathbf{0}$, a convergência só é atingida na primeira iteração se os esforços externos forem nulos. Assim, para a iteração seguinte, $k+1$, o vetor de deformações é calculado como:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (5)$$

na qual $\mathbf{F}'$ é a matriz Jacobiana do problema não linear, isto é:

$$\mathbf{F}' = \left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}} \right) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Os termos dessa matriz Jacobiana, $\mathbf{F}'$, da seção transversal são dados pelas expressões:

$$\begin{aligned}
 f_{11} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[\int_A \sigma(\varepsilon_0, \phi) dA \right] = \int_A E_t dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i \\
 f_{12} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\int_A \sigma(\varepsilon_0, \phi) dA \right] = \int_A E_t y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i \\
 f_{21} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[\int_A \sigma(\varepsilon_0, \phi) y dA \right] = \int_A E_t y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i \\
 f_{22} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\int_A \sigma(\varepsilon_0, \phi) y dA \right] = \int_A E_t y^2 dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i^2
 \end{aligned} \quad (7)$$

com $E_{t,i}$ sendo o módulo de elasticidade tangente retirado diretamente da relação constitutiva do material componente da i -ésima fibra. Vale ressaltar que, em situação de incêndio, o módulo de elasticidade tangente é multiplicado pelo fator de redução, de acordo com cada material, conforme destacado em 2.1.

O critério de convergência desse processo é baseado na razão das normas Euclidianas do vetor de forças desequilibradas, $\mathbf{F}$, e do vetor de forças externas, $\mathbf{f}_{ext}$, ou seja:

$$\frac{\|\mathbf{F}\|}{\|\mathbf{f}_{ext}\|} \leq Tol \quad (8)$$

com Tol sendo a tolerância assumida igual 10^{-5} .

Uma vez atendido o critério de convergência do ciclo iterativo (Fig. 4a), um ponto de equilíbrio é alcançado. Nesse ponto, calculam-se os parâmetros de rigidezes generalizadas, EA_t e EI_t , utilizando as deformações nas fibras em relação a configuração deformada. As deformações nas fibras são utilizadas para o cálculo da matriz Jacobiana no ponto de equilíbrio, conforme Fig. 4b. Os termos EA_t e EI_t são dados por (Lemes *et al.*, 2015):

$$EA_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{22}} \quad (9)$$

$$EI_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{11}} \quad (10)$$

com os termos f_{11} , f_{12} , f_{21} , e f_{22} definidos através da Eq. (7).

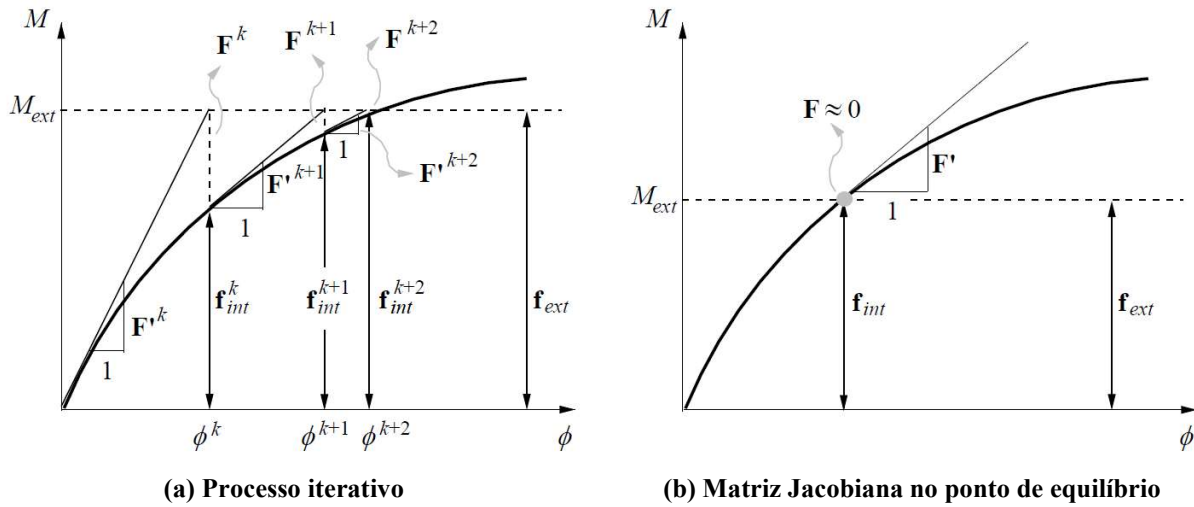


Figura 4. Relação momento-curvatura (Lemes *et al.*, 2015).

2.3 Curva de Interação Esforço Normal-Momento Fletor

A plastificação total da seção ocorre quando, para um dado esforço axial, o momento máximo da relação momento-curvatura é atingido. Esse par de esforços é então considerado um ponto da curva de interação esforço normal-momento fletor (N-M) (ou curva de resistência).

O processo iterativo descrito na seção anterior é repetido para cada incremento de momento fletor até que a matriz Jacobiana fique singular. A estratégia de incremento de momento é baseada na proposta de Zubydan (2013), ou seja:

$$M_{n+1} = M_n + d\phi EI_t \quad (11)$$

em que $d\phi$ é um incremento de curvatura, EI_t é a rigidez à flexão tangente dada pela Eq. (10), e os sub índices n e $n+1$ indicam o incremento atual e o incremento seguinte. O algoritmo de obtenção das curvas de interação é mostrado na Tab. 1.

Sendo assim, a curva de interação N-M é construída através de uma série de pares ordenados N-M. Uma vez iniciada a análise, é necessário saber o valor do momento de plastificação reduzido, M_{pr} , para um dado valor de esforço normal, N . Dessa forma, qualquer

ponto na curva de interação, mostrada na Fig. 5, pode ser obtido por interpolação linear, tal como:

$$M_{pr} = \left(\frac{M_{j+1} - M_j}{N_{j+1} - N_j} \right) (N - N_j) + M_j \quad (12)$$

Tabela 1. Montagem das curvas de interação (N-M)

1. CURVA DE INTERAÇÃO DE ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR:

- 1a. Leitura de dados da seção e dos materiais
- 1b. Discretização da seção em fibras
- 1c. Obtenção do centroide plástico (CP)
- 1d. Translação do sistema de referência para o CP

2. INCREMENTO DE ESFORÇO NORMAL: $i = 1, 2 \dots n_{máx}$

- 2a. Definição dos esforços máximos de tração (N_t) e compressão (N_c)

2b. Faz-se: $\Delta N = \frac{N_t - N_c}{100}$

- 2c. Faz-se: $N = N_c$

- 2d. Inicialização: $X = 0$

3. INCREMENTO DE MOMENTO FLETOR: $j = 1, 2 \dots n_{máx}$

- 3a. Faz-se: $M_{n+1} = M_n + d\phi EI_t$

- 3b. Monta-se f_{ext}

4. PROCESSO ITERATIVO: $k = 1, 2 \dots n_{máx}$

- 4a. Determina-se ε (Eq. 1)
- 4b. Monta-se f_{int} (Eqs. 3 e 4)
- 4c. Calcula-se $F(X)$ (Eq. 2)
- 4d. Se $\|F\| / \|f_{ext}\| \leq Tol$, vai para item 4h
- 4e. Monta-se a matriz de rigidez tangente da seção F' (Eq. 6)
- 4f. Verificação da singularidade de F'
- 4g. Se F' é singular, armazena N e M (pontos da curva de interação) e vai para item 4i
- 4h. Correção do vetor de deformações X (Eq. 5)
- 4i. Faz-se: $N = N + \Delta N$

5. RETOMA AO PASSO 2

Considerando uma análise sob temperaturas elevadas, é necessário a montagem das curvas de interação (N-M) para cada incremento de tempo de duração do incêndio, pois as propriedades mecânicas dos materiais se modificam em função da temperatura. Ou seja, a redução da capacidade resistente dos elementos estruturais é claramente observada através das relações constitutivas dos materiais sob altas temperaturas, mostradas na seção 2.1.

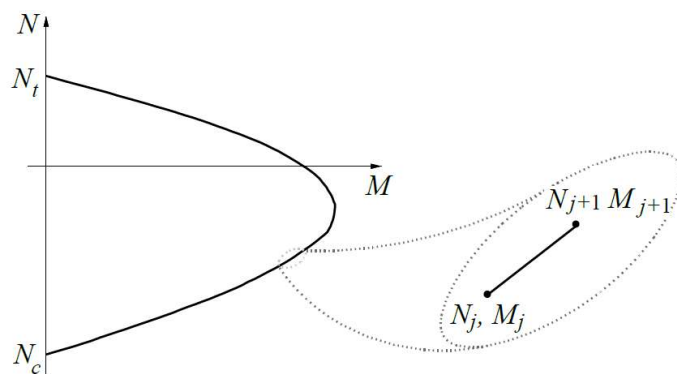


Figura 5. Pontos da curva de interação normal-momento (Lemes *et al.*, 2015)

3 EXEMPLOS NUMÉRICOS

Nesta seção são mostradas as curvas de interação N-M em situação de incêndio para três seções transversais de elementos estruturais comumente empregadas na construção civil. As implementações das estratégias numéricas apresentadas na seção anterior são validadas considerando resultados obtidos em outros trabalhos disponíveis na literatura. Como destacado na Seção 1, a análise térmica transiente da seção é realizada via MEF conforme Pires *et al.* (2015). Considerou-se a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999. Admitiu-se o incremento de tempo, Δt , sendo 10s. As propriedades térmicas do aço são aquelas dadas pela EN 1993-1-2:2005 e do concreto dadas pela EN 1992-1-2:2004, consideradas variando com a temperatura. A emissividade resultante para o aço e para o concreto foi tomada igual a 0,5 e 0,7, respectivamente. Na discretização da seção transversal adotou-se elementos finitos isoparamétricos, triangular (3 nós) e quadrilateral (4 nós).

3.1 Seção IPE 360

É analisada a seção transversal de uma coluna biapoiada de 4 m de comprimento, formada pelo perfil metálico IPE 360, como ilustrado na Fig. 6. Esse sistema estrutural também foi estudado por Landesmann (2003), Landesmann e Batista (2005) e Rigobello (2011), onde a análise termoestrutural foi realizada.

Neste trabalho a seção transversal é discretizada em 192 elementos finitos e são assumidas duas situações de exposição ao fogo: fluxo de calor em apenas 3 faces; e em todas as 4 faces do perfil (Fig. 6bc). A condição de 3 faces expostas pode ser associada a um pilar situado no contorno da fachada de um edifício onde os elementos de vedação externos protegem parcialmente o perfil metálico da ação do fogo. Já a condição de 4 faces expostas representa um pilar localizado no interior de um edifício. Os limites de resistência para os intervalos 0, 10, 20 e 30 minutos são mostrados na Fig. 7.

O instante $t = 0$ representa a temperatura ambiente de 20°C. As curvas de interação N-M obtidas no presente trabalho são comparadas às curvas obtidas por Landesmann (2003), que seguiu as recomendações do EN 1993-1-2:2005.

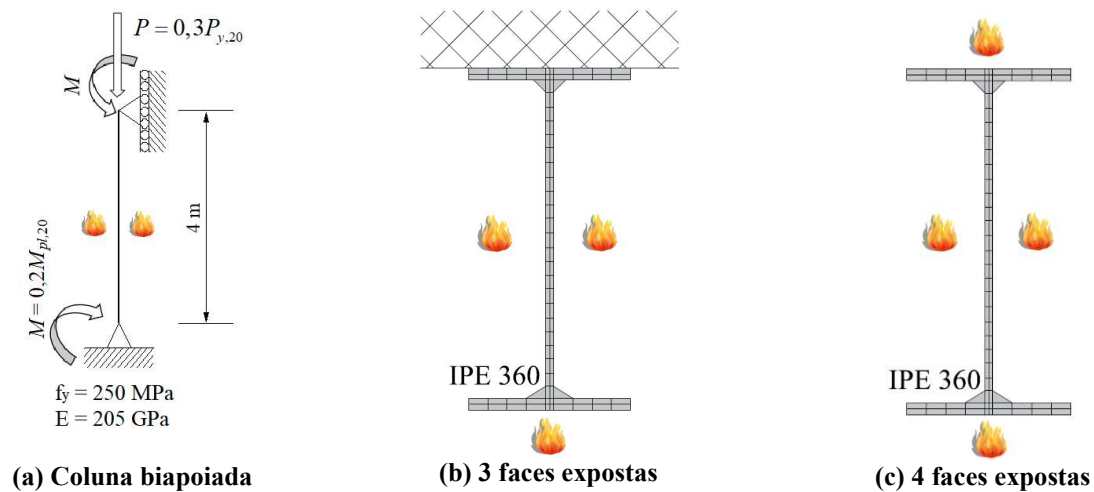


Figura 6. Coluna metálica biapoiada e sua seção transversal (perfil IPE 360)

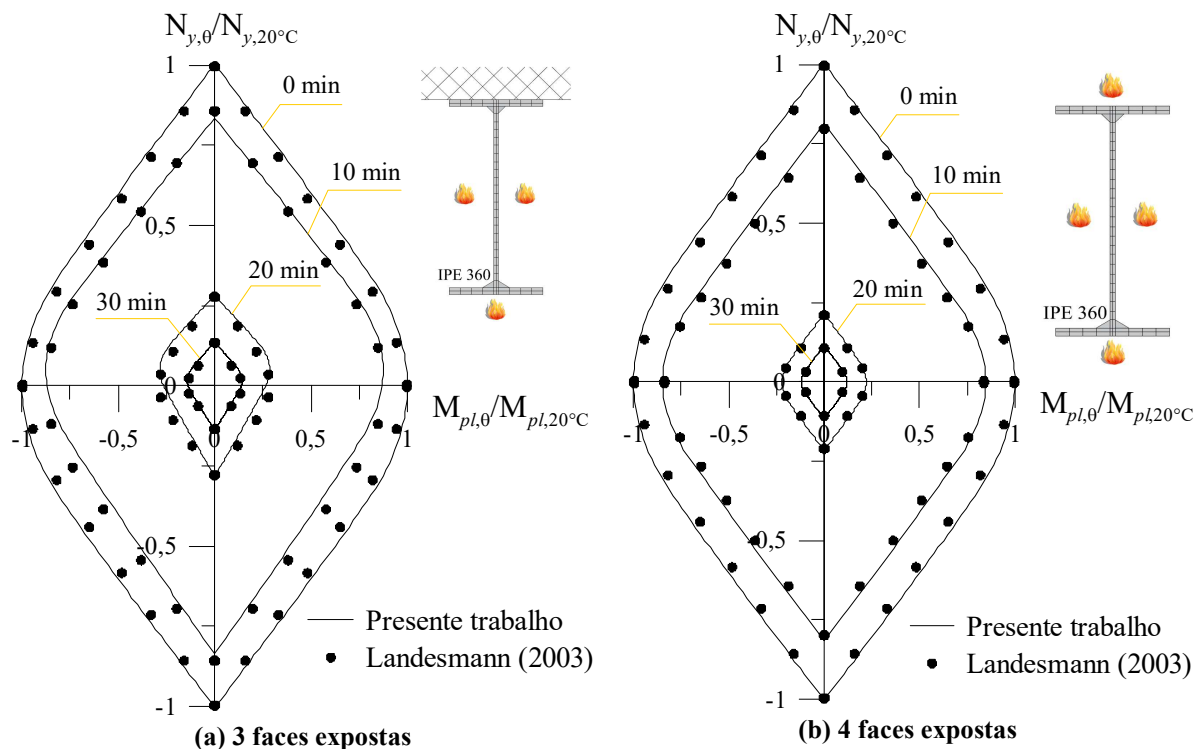


Figura 7. Curvas de interação N-M para a seção transversal IPE 360

Pode-se observar claramente a degradação dos limites de resistência da seção à medida que o tempo de exposição ao fogo (ou a temperatura) aumenta. Essa degradação é ocasionada principalmente pela consideração dos fatores de redução da resistência e rigidez do material com a elevação da temperatura. Percebe-se ainda a boa concordância dos resultados deste trabalho com os fornecidos por Landesmann (2003). As curvas de interação N-M para a condição de 3 faces expostas ao fogo (Fig. 7a) sofrem influência do gradiente térmico, causando a variação da posição da Linha Neutra Plástica (LNP). A assimetria das curvas de interação para 3 faces expostas é melhor observada na Fig. 8, quando comparadas às curvas de interação

para 4 faces expostas. A Figura 8 também evidencia os níveis de redução de resistência mais acentuados para a situação de exposição ao fogo das 4 faces do perfil. Isso acontece devido ao maior aquecimento médio da seção, o que provoca maior degradação do material e, conseqüentemente, menor capacidade resistente (Landesmann, 2003).

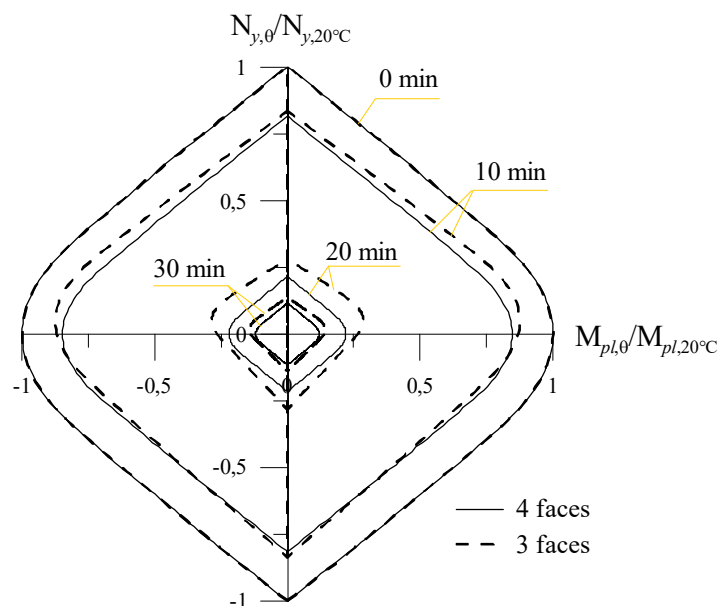


Figura 8. Curvas de interação N-M para a seção transversal IPE 360 exposta ao fogo em 3 e 4 faces

3.2 Seção transversal de 30 x 30 cm em concreto armado

Este exemplo é constituído por uma seção quadrada de concreto armado, exposta ao fogo por todos os lados, conforme ilustrado na Fig. 9b.

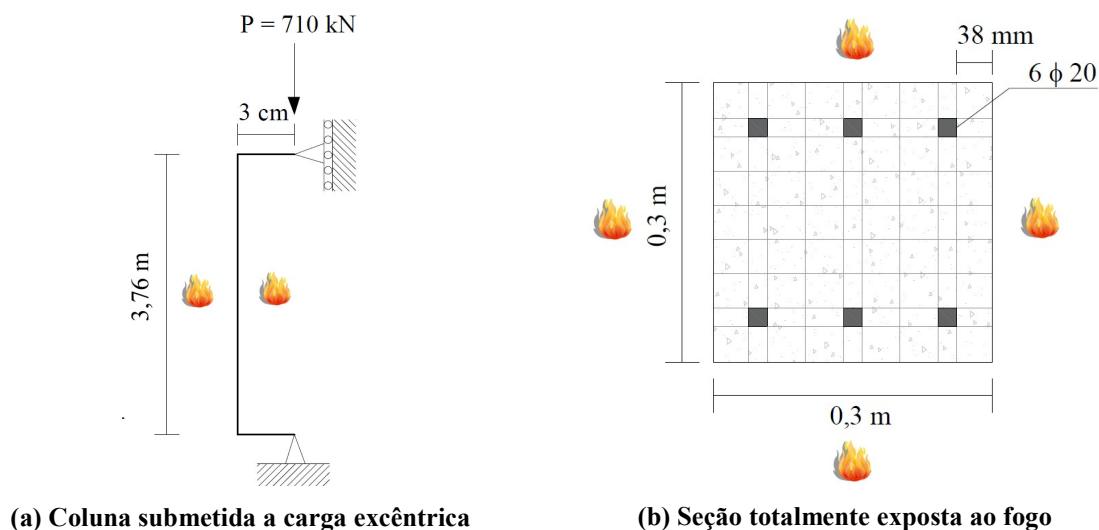


Figura 9. Coluna em concreto armado de seção 30 x 30 cm

Trata-se da seção transversal de uma série de colunas ensaiadas experimentalmente pela *Technical University of Braunschweig*. Bamonte e Lo Monte (2015) realizaram a análise

termoestrutural da coluna mostrada na Fig. 9a e os resultados desses autores, seguindo recomendações da EN 1992-1-2:2004, são usados no presente trabalho para comparação.

A Figura 10 mostra os limites de resistência para os intervalos de tempo de 0, 50, 70 e 89 minutos. Esse último intervalo de tempo corresponde ao tempo crítico para a coluna em questão. Cabe destacar que a seção transversal foi discretizada em 81 elementos finitos, e considerou-se o módulo de elasticidade do aço e do concreto igual a 200 GPa e 26,8 GPa, respectivamente. A tensão de escoamento para as barras foi de 487 MPa e a resistência a compressão do concreto como sendo 21,4 MPa. Pode-se observar que os resultados do presente trabalho apresentam uma concordância satisfatória com relação aos resultados da literatura, validando a metodologia adotada no presente trabalho.

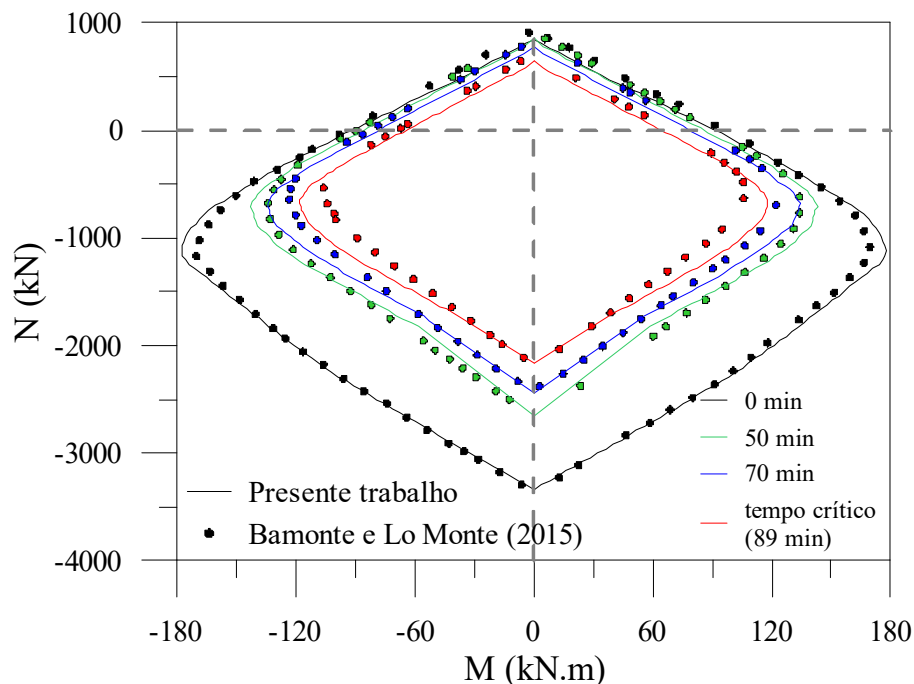


Figura 10. Curvas de interação N-M para a seção transversal 30 x 30 cm em concreto armado

3.3 Seção transversal quadrada em concreto armado de 60 x 60 cm

Este exemplo trata uma seção transversal quadrada de concreto (densidade normal) armado, totalmente exposta ao fogo, conforme ilustrado na Fig. 11. Meda *et al.* (2002) estudaram o comportamento último dessa e de outras seções transversais quadradas de concreto armado sujeitas a uma força axial excêntrica e considerando vários tempos de exposição ao incêndio padrão. Esses autores obtiveram as curvas de interação N-M das seções em temperatura elevada, e os resultados serão usados aqui para comparação. Outro autor que estudou essa seção foi Caldas (2008). Além da condição da seção totalmente exposta ao incêndio, Caldas (2008) considerou a seção parcialmente exposta e duas orientações da linha neutra (flexão sobre o eixo de maior e sobre o eixo de menor inércia).

Neste trabalho, as características geométrica e físicas adotadas por Meda *et al.* (2002) e Caldas (2008) são utilizadas nas análises da seção de concreto: área de 0,6x0,6 m²; 24 barras de armadura com 20 mm de diâmetro e 50 mm de distância do centro da armadura até a superfície de concreto mais próxima; 40 MPa de resistência à compressão do concreto; 430

MPa de resistência ao escoamento do aço e 2×10^5 MPa para o módulo de elasticidade. A seção foi discretizada em uma malha estruturada com 580 elementos finitos quadrilaterais lineares e exposta ao incêndio padrão. Na Figura 12 é mostrada a curva de interação N-M para alguns intervalos de tempo de forma adimensional com base nas expressões $N/(f_{ck}bh)$ e $M/(f_{ck}bh^2)$, onde b é a largura e h é a altura da seção.

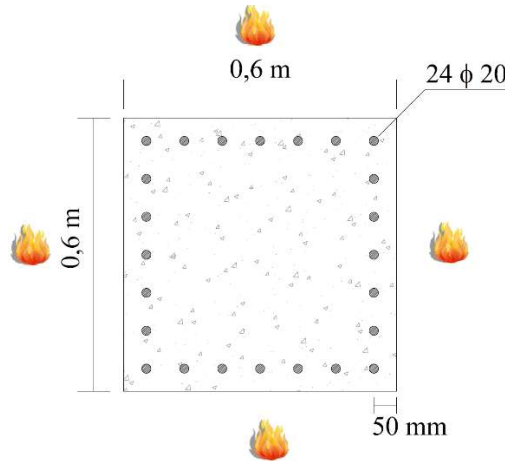


Figura 11. Seção transversal quadrada em concreto armado de 60 x 60 cm

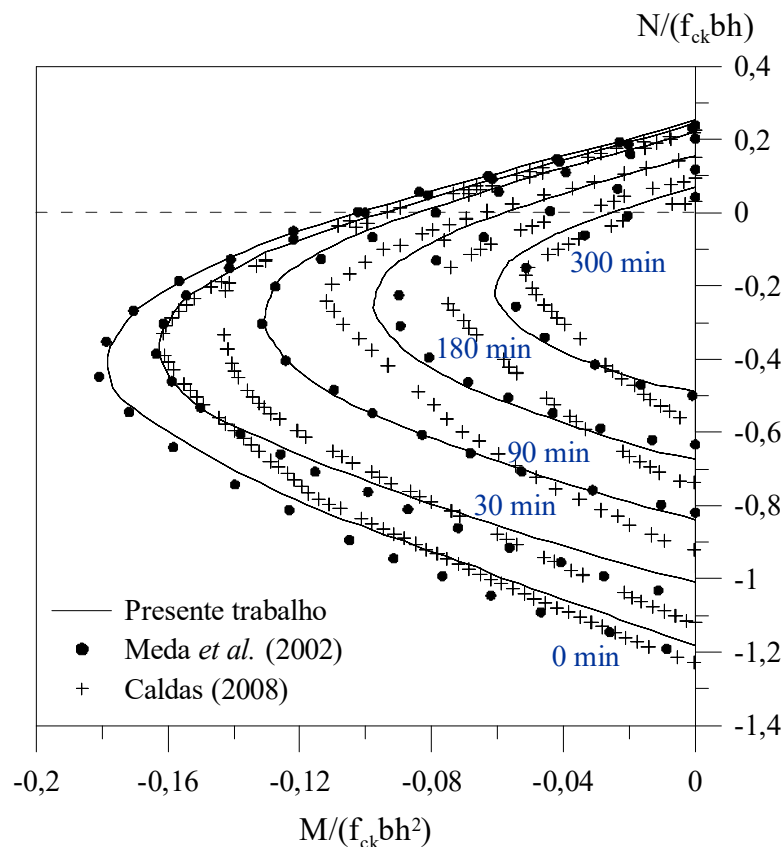


Figura 12. Curvas de interação N-M para a seção transversal 60 x 60 cm em concreto armado

Nota-se que os resultados do presente trabalho apresentam boa aproximação com os resultados obtidos por Meda *et al.* (2002). Os resultados de Caldas (2008) se mostram mais

conservadores com relação ao momento fletor resistente e menos conservadores para o esforço normal resistente de compressão. A eficácia da metodologia do presente trabalho é mais uma vez verificada.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo a obtenção das curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais, quando submetidas a altas temperaturas, através de uma estratégia generalizada baseada no Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). As curvas foram obtidas usando o módulo computacional CS-ASA/FSA (Barros *et al.*, 2016).

A partir dos exemplos analisados na seção anterior, conclui-se que a metodologia proposta foi implementada com sucesso e possui eficácia na construção das curvas de interação N-M. Os resultados obtidos aqui se mostraram bem satisfatórios quando comparados com aqueles da literatura.

Como continuidade da presente pesquisa, vale enfatizar que outros estudos ainda podem ser realizados, como: a verificação da influência do gradiente térmico nas seções transversais em concreto armado; a construção das curvas de interação N-M em incêndio para seções transversais mistas em aço e concreto; e ainda a consideração de seções transversais/elementos estruturais submetidos às curvas de incêndio paramétricas.

AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à CAPES, CNPq, FAPEMIG, PROPEC/UFOP e PROPP/UFOP o apoio recebido para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- Bamonte, P., Lo Monte, F., 2015. Reinforced concrete columns exposed to standard fire: comparison among different constitutive models for concrete at high temperature. *Fire Safety Journal*, vol. 71, pp. 310-323.
- Barros, R.C., Pires, D., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2016. Análise termomecânica de estruturas de aço via acoplamento MCD/MRPR. *XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Brasília, DF, Brasil.
- Caldas, R.B., 2008. *Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Caldas, R.B., 2004. *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Caldas, R.B., Sousa Jr, J.B.M, Fakury, R.H, 2010. Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2832-2838.
- Chen, S., Teng, J.G., Chan, S.L., 2001. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. *Journal of Structural Engineering*, vol. 127(6), pp. 678-685.

- Chiorean, C.G., 2013. A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures. *Engineering Structures*, vol. 57, pp. 125-152.
- El-Fitiany, S.F., Youssef, M.A., 2014. Interaction diagrams for fire-exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, vol. 70, pp. 246-259.
- European Committee for Standardization - EN 1992-1-2:2004. Eurocode 2: *Design of concrete structures. Part 1-2: General rules, Structural Fire Design*.
- European Committee for Standardization - EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3: *Design of steel structures, Parte 1.2: General Rules, Structural Fire Design*.
- European Committee for Standardization - EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules, Structural Fire Design*.
- Huang, Z., Burgess, I.W., Plank, R.J., 2003. *A Non-Linear Beam-Column Element for 3D Modelling of General Cross-Sections in Fire*. University of Sheffield, Research Report DCSE/03/F/1.
- ISO 834-1, 1999. *Fire resistance tests - Elements of buildings construction, Part 1: General requirements*. ISO - International Organization for Standardization. Geneva.
- Kirby, B. R., Preston, R. R., 1988. High temperature properties of hot rolled, structural steels for use in fire engineering design studies. *Fire Safety Journal*, vol. 13(1), pp. 27-37.
- Landesmann, A., 2003. *Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Apoiadas em Condições de Incêndio*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Landesmann, A., Batista, E.M., 2005. Advanced analysis of steel framed buildings to brazilian standard and Eurocode-3. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, pp. 1051-1074.
- Lemes, I.J.M., Silva, A.R.D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Acoplamento MCD/MRPR para análise de estruturas metálicas, de concreto e mistas. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Meda, A., Gambarova, P.G., Bonomi, M., 2002. High-performance concrete in fire-exposed reinforced concrete sections. *ACI Struct. J.*, vol. 99(3), pp. 277-287.
- Milanovic, M., Cvetkovska, M., 2015. Interaction diagrams axial force-bending moment for fire exposed steel-concrete composite sections. *Proceedings of the International Conference in Dubrovnik*, Dubrovnik, Croatia.
- Milanovic, M., Cvetkovska, M., Knezevic, P., 2016. Load-bearing capacity of fire exposed composite columns. *Gradvinar*, Croatia.
- Mouço, D.L., 2008. *Modelo Inelástico para Análise Avançada de Estruturas Mistas Aço-Concreto em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Pham, D.T., Buhan, P., Florence, C., Heck, J.V., Nguyen, H.H., 2015. Interaction diagrams of reinforced concrete sections in fire: A yield design approach. *Engineering Structures*, vol. 90, pp. 38-47.

Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Análise térmica de seções transversais via método dos elementos finitos. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Rigobello, R. 2011. *Desenvolvimento e Aplicação de Código Computacional para Análise de Estruturas de Aço Aporticadas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.

Sfakianakis, M.G., 2002. Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete section of arbitrary shape by fiber model and computer graphics. *Advances in Engineering Software*, vol. 33, pp. 227-242.

Sousa Jr, J.B.M., Caldas, R.B., Fakury, R.H., 2009. Interaction diagrams for concrete-filled tubular sections under fire. *Tubular Structures XII: Proceedings of Tubular Structures XII*, Shanghai, China.

Zubydan, A.H., 2013. Inelastic large deflection analysis of space steel frames including H-shaped cross sectional members. *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 155-165.