

Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta

Odinir Klein Júnior¹, Ricardo Leopoldo e Silva França², Valdir Pignatta e Silva³

Resumo

Apresenta-se um procedimento computacional para o cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF) de pilares de concreto armado em situação de incêndio, dados os campos de temperaturas simétricos na seção transversal exposta ao incêndio-padrão. O procedimento de cálculo foi baseado no método da estimativa da curvatura do Eurocode 2 parte 1-2:2004. Foram modelados pilares retangulares sob flexão normal composta, considerando as deformações térmicas e a influência das temperaturas elevadas nas propriedades mecânicas dos materiais. Os resultados do programa foram comparados a resultados de ensaios de laboratórios internacionais, com o objetivo de validar as hipóteses de cálculo adotadas.

Palavras-chave: Incêndio. Pilares. Concreto armado. Análise não linear de estruturas.

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - E-mail: odinirklein@gmail.com

² Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - E-mail: ricardo@fa.eng.br. Av. Brigadeiro Faria Lima, 1768 - 5º andar - CEP 01451-909, São Paulo - SP – Brasil. Fone: +55 (11) 3093-3993 Fax: +55 (11) 3819-2430

³ Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - E-mail: valpigss@usp.br

1 Introdução

Nas últimas décadas, intensificaram-se os estudos sobre estruturas em situação de incêndio, motivados pelas exigências da legislação e das instruções técnicas dos corpos de bombeiros quanto ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para edificações. A norma ABNT NBR15200:2004, atualmente em fase de revisão, apresenta somente métodos tabulares para o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio. Esses métodos apresentam diversas limitações, além de serem antieconômicos em muitos casos.

De modo a estudar casos mais abrangentes à luz de métodos de cálculo avançados, desenvolveu-se um procedimento computacional para o cálculo iterativo do tempo de resistência ao fogo (TRF) de pilares retangulares de concreto armado sob flexão normal composta (FNC) em situação de incêndio. Além de considerar a não linearidade dos materiais e a atuação das deformações térmicas, o método considera também a não linearidade geométrica baseado nas relações momento-curvatura.

2 Métodos de cálculo

2.1 Método A do Eurocode 2 parte 1-2:2004 (método simplificado)

O Método A presente no Eurocode 2 parte 1-2:2004 para o cálculo do TRF de pilares de concreto armado sob FNC em situação de incêndio foi originalmente proposto por Franssen (2000), em trabalho apresentado no *SiF 2000 – First International Workshop Structures in Fire*, realizado em Copenhague.

É um método empírico, baseado nos resultados de ensaio de 76 pilares realizado pelos laboratórios das Universidades de Ghent (RUG) e Liège (Ulg), Bélgica (16 pilares), Universidade Técnica de Braunschweig (TUBr), Alemanha (39 pilares) e pelo *National Research Council of Canada* (NRCC), Canadá (21 pilares). Desses 76 pilares, 67 possuíam seção transversal quadrada e os demais, retangular. 33 pilares foram ensaiados sob compressão centrada e os demais sob compressão excêntrica (relação e/b de 0,02 a 0,50). O método foi calibrado com o software SAFIR®, desenvolvido pela Universidade de Liège (Costa 2006).

Sua aplicação é simples e rápida, bastando resolver uma expressão que resulta no tempo em minutos de resistência do pilar ao incêndio-padrão segundo a curva ISO 834:1975. Silva (2008) explica em detalhes seu modo de aplicação, bem como sugere um método alternativo.

Costa (2006) investigou as origens do Método A, coletando e organizando as características relevantes (geometria, carregamentos e materiais) dos 76 pilares que serviram de base ao método. Para reunir os dados de cada pilar, por diversas vezes a pesquisadora precisou recorrer a várias referências, sendo que muitos dados nem sempre estavam explícitos nos registros consultados. Costa (2006) fez uma avaliação criteriosa do Método A, analisando em detalhes a influência das diversas variáveis da formulação.

Deve-se ressaltar que a expressão do Método A foi obtida por meio de ajuste de curvas (*best fit*), não sendo baseada em qualquer condição de equilíbrio. Seus resultados estão intimamente ligados aos dados usados na calibração do método. Portanto, o campo de aplicação do Método A restringe-se, para cada variável, aos valores avaliados experimentalmente. O Método A não pode ser extrapolado com segurança para casos além dos seus limites de validade, pois os resultados podem ser bastante imprevisíveis e discrepantes.

2.2 Métodos avançados

Nas últimas décadas houve progresso significativo na modelagem numérica de estruturas em situação de incêndio (Bratina et al 2005; Cai, Burgess and Plank 2003; Mouço 2008; Capua and Mari 2006; Chen et al 2007; Zha 2002). As pesquisas utilizaram avançadas técnicas de modelagem por elementos finitos, discretizando a seção transversal do pilar em fibras de modo a considerar as diferentes temperaturas e respostas dos materiais em cada ponto da seção transversal. Os elementos finitos de barra foram formulados de modo a considerar a não linearidade geométrica, o que é fundamental na análise de pilares em situação de incêndio. Muitos modelos incorporaram ainda os mais variados comportamentos dos materiais, como diferentes curvas tensão-deformação, fluência, plasticidade, esmagamento, fissuração, entre outros. Os métodos avançados costumam ser divididos em duas etapas: análise térmica da seção transversal e análise mecânica do pilar, considerando as distribuições de temperaturas previamente calculadas.

2.3 Método FNC-FOGO

O método desenvolvido neste trabalho, denominado FNC-FOGO, é um método avançado baseado nas orientações do anexo B.3 do Eurocode 2 parte 1-2:2004. O método aqui descrito realiza apenas a etapa de análise mecânica do pilar, utilizando campos de temperaturas simétricos na seção transversal previamente calculados, considerando a curva de incêndio-padrão ISO 834:1975. Para cada tempo de exposição ao fogo analisado, o método FNC-FOGO calcula os pontos do diagrama

momento-curvatura e os utiliza para o cálculo da posição deformada do pilar, conforme se descreve a seguir. Informações detalhadas sobre o método FNC-FOGO são fornecidas por Klein Júnior (2011).

2.3.1 Cálculo do diagrama momento-curvatura

A seção transversal do pilar é discretizada em uma matriz de fibras submetidas unicamente a tensões uniaxiais de tração ou compressão (Figura 1). Os cálculos são feitos de forma análoga ao processo feito para pilares de concreto à temperatura ambiente (FRANÇA 1984; MENDES NETO 2009).

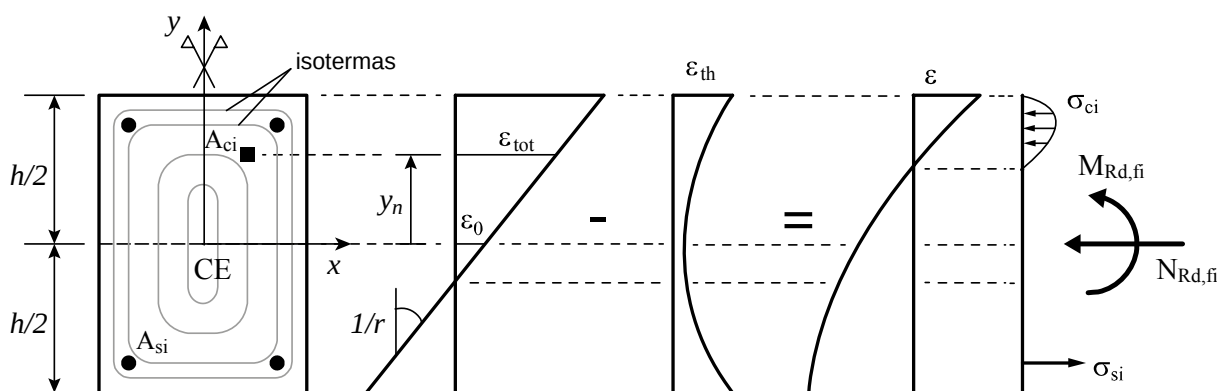


Figura 1: Discretização da seção transversal, deformações e tensões

Adotou-se a hipótese de Bernoulli para a deformação linear específica total ε_{tot} , na qual a seção transversal permanece plana após a deformação. Tal hipótese foi adotada mesmo em formulações mais aprimoradas (Cai, Burgess and Plank 2003, Chen et al 2007). Assim, a deformação linear específica total ε_{tot} numa fibra genérica situada a uma distância y do centro de esforços (CE) da seção é definida pela Equação (1).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r}y \quad (1)$$

Nessa equação, ε_0 é a deformação linear específica da fibra no CE e $1/r$ é a curvatura (Figura 1). A seguir, desconta-se das deformações totais as deformações térmicas ε_{th} de cada fibra da seção transversal (Equação (2)). O cálculo das deformações térmicas é feito segundo o Eurocode 2 parte 1-2:2004 e seu valor, para cada material, depende somente da temperatura da fibra analisada.

$$\varepsilon = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} \quad (2)$$

Conhecida a deformação ε num determinado ponto da seção, a tensão σ pode ser determinada a partir das relações constitutivas dos materiais (curvas tensão-deformação), as quais variam conforme a temperatura. As curvas que relacionam as propriedades mecânicas dos materiais à temperatura são dadas pelo Eurocode 2 parte 1-2:2004.

Genericamente, os esforços resistentes da seção podem ser calculados pelas Equações (3) e (4).

$$N_{Rd,fi} = \iint \sigma(\varepsilon) dx dy \quad (3)$$

$$M_{Rd,fi} = \iint \sigma(\varepsilon) y dx dy \quad (4)$$

Devido à discretização da seção transversal em fibras suficientemente pequenas, as Equações (3) e (4) reduzem-se a simples somatórios, conforme as Equações (5) e (6).

$$N_{Rd,fi} = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci,\theta}(\varepsilon_{ci}) A_{ci} + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si,\theta}(\varepsilon_{si}) A_{si} \quad (5)$$

$$M_{Rd,fi} = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci,\theta}(\varepsilon_{ci}) y A_{ci} + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si,\theta}(\varepsilon_{si}) y A_{si} \quad (6)$$

Os pares de esforços resistentes $N_{Rd,fi}$ e $M_{Rd,fi}$ podem ser calculados variando-se os parâmetros ε_0 e $1/r$. Ao unir os pontos de mesma curvatura $1/r$, tem-se o gráfico esforço normal-momento resistentes (Figura 2, à esquerda). Ao interpolar o esforço normal $N_{Sd,fi}$ para cada curvatura $1/r$, obtém-se o gráfico momento-curvatura (Figura 2, à direita). A relação momento-curvatura é a principal fonte de dados do comportamento do pilar no processo de integração numérica ao longo do pilar, descrito no item 2.3.2 a seguir.

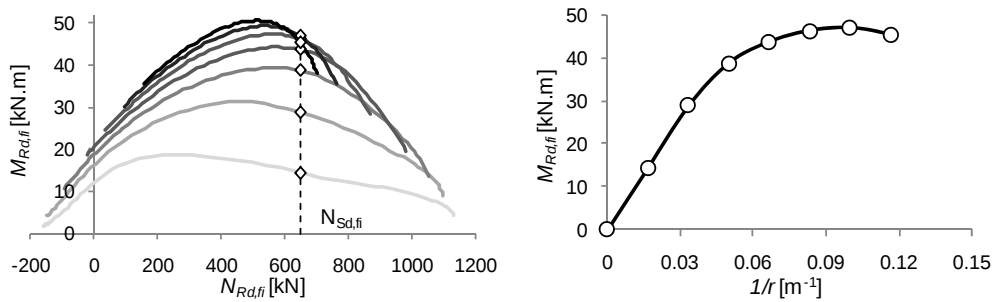


Figura 2: Exemplos de gráfico esforço normal-momento resistentes e gráfico momento-curvatura

2.3.2 Integração numérica para obtenção dos deslocamentos transversais do pilar

Para o cálculo dos deslocamentos transversais na configuração final de equilíbrio do pilar submetido à flexão normal composta adotou-se o processo da integração numérica por iterações sucessivas. O processo permite considerar de maneira adequada a não linearidade geométrica. A Figura 3 ilustra o modelo de cálculo descrito a seguir.

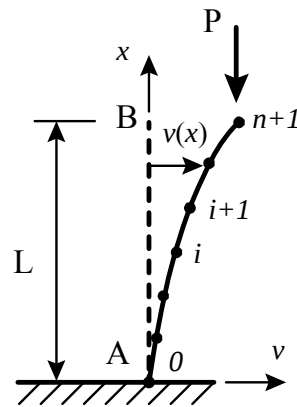


Figura 3: Discretização para integração numérica de um pilar engastado

Para um pilar engastado, o equilíbrio na posição deformada é expresso pela Equação (7).

$$M(x) = M_1(x) + P[v_B - v(x)] \quad (7)$$

A parcela $M_1(x)$ é a equação do diagrama de momentos fletores de 1ª ordem ao longo do pilar. A curvatura é dada pela Equação (8), obtida da Geometria Diferencial. A aproximação resulta da hipótese de haver somente pequenas deformações e rotações ao longo do pilar.

$$\frac{1}{r(x)} \frac{1}{r}(x) = \pm \frac{v''(x)}{\left[1 + \left(v'(x)\right)^2\right]^{3/2}} \cong v''(x) \quad (8)$$

Os passos para a resolução do problema (determinar a curva $v(x)$) são:

- 1) Consideração de um diagrama inicial de momentos devido às cargas aplicadas e excentricidades do pilar;
- 2) Determinação das curvaturas nos pontos discretizados ao longo do eixo do pilar, com leitura das curvaturas no diagrama momento-curvatura previamente calculado (Figura 2);
- 3) Cálculo das rotações ao longo do pilar por meio de integração numérica (método dos trapézios), que equivale ao cálculo da área sob o diagrama das curvaturas determinado no item anterior (Equações (9) e (10));

$$\varphi(x) = v'(x) = \int_A^B \left[\frac{1}{r}(x) \right] dx \quad (9)$$

$$\varphi_{i+1} = v'_{i+1} = v'_i + \left(\frac{1}{r_i} + \frac{1}{r_{i+1}} \right) \cdot \frac{\Delta l}{2} \quad (10)$$

- 4) Cálculo dos deslocamentos ao longo do pilar ($v(x)$) por meio de integração numérica, análoga ao item anterior, conforme Equações (11) e (12).

$$v(x) = \int [\varphi(x)] dx = \int [v'(x)] dx \quad (11)$$

$$v_{i+1} = v_i + (\varphi_i + \varphi_{i+1}) \cdot \frac{\Delta l}{2} \quad (12)$$

Finalizada a última etapa, os deslocamentos ao longo do pilar engastado devem ser corrigidas de modo a respeitar as condições de vínculo (Equação (13)). Isso pode ser feito porque a forma deformada de pilares engastados (em balanço) ou biapoiados é a mesma, pois só depende do diagrama de momentos fletores. Calculada a curva final $v(x)$ ao longo do pilar, o diagrama de momentos fletores é atualizado utilizando-se a Equação (7). Os passos anteriormente descritos são repetidos sucessivamente até a convergência conforme a precisão desejada.

$$v_A = v_B = 0 \quad (13)$$

Para um pilar apoiado-engastado ou biengastado, utilizou-se o mesmo procedimento, incluindo um processo para determinar o valor de momentos aplicados nas extremidades do pilar que resultam em rotações nulas em um ou em ambos os apoios, conforme o caso.

3 Aplicação do método fnc-fogo e análise de resultados

O método FNC-FOGO foi aplicado aos 76 pilares cujos ensaios foram utilizados na calibração do Método A do Eurocode 2 parte 1-2:2004. Os pilares foram calculados iterativamente, ou seja, variou-se o tempo de exposição ao fogo até o pilar atingir o colapso teórico, seja por esgotamento da capacidade resistente da seção transversal ou por instabilidade do pilar (ou combinação de ambos os efeitos). Foram consideradas as resistências dos materiais conforme os dados dos ensaios (Costa 2006). As suas propriedades termomecânicas (curvas tensão-deformação, propriedades térmicas, etc.) foram adotadas conforme a norma Eurocode 2 parte 1-2:2004. A Figura 4 compara os resultados experimentais com os obtidos analiticamente pelo método FNC-FOGO.

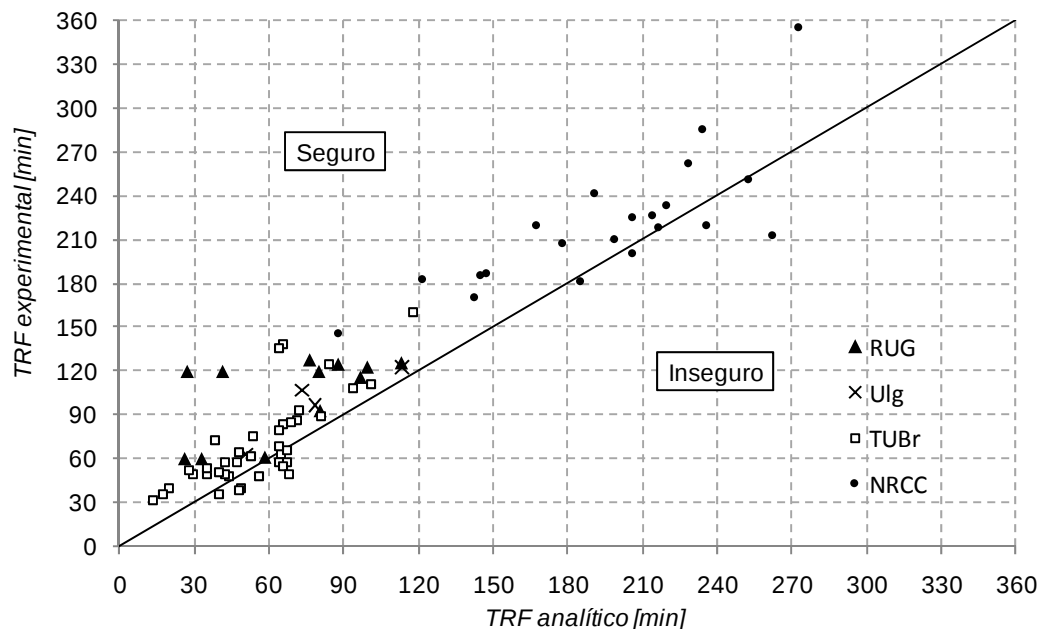


Figura 4: Comparação entre o TRF obtido experimentalmente e o TRF obtido analiticamente pelo método FNC-FOGO

Verifica-se que os resultados obtidos analiticamente pelo método FNC-FOGO são na sua maioria a favor da segurança. A média da relação entre os resultados analíticos e os resultados experimentais resultou 0,82 com desvio-padrão de 0,22 e coeficiente de variação 0,27. Nos cálculos feitos por Costa (2006) aplicando o Método A ao mesmo grupo de pilares, obteve-se média da relação entre os resultados analíticos e experimentais de 1,17 com desvio-padrão de 0,42 e coeficiente de variação 0,38. Notou-se que para um dos pilares do NRCC o método FNC-FOGO apresentou resultado excessivamente contra a segurança ($TRF_{calc}/TRF_{exp}=1,15$). No relatório do ensaio experimental (Lin et al 1992) consta que o ensaio desse pilar não foi completado devido a um mal funcionamento do forno, o que justifica a discrepância observada entre os valores de TRF ($TRF_{teste} = 213$ minutos e $TRF_{analítico} = 245$ minutos). O TRF calculado para o mesmo pilar segundo o Método A do Eurocode 2 parte 1-2:2004 resultou 312 minutos (Costa 2006), ficando ainda mais contra a segurança.

Avaliando a segurança do método FNC-FOGO em relação aos 76 pilares calculados, 62 pilares (81,6%) apresentaram relação $TRF_{calc}/TRF_{exp} \leq 1,00$, conforme pode ser visto na Figura 5.

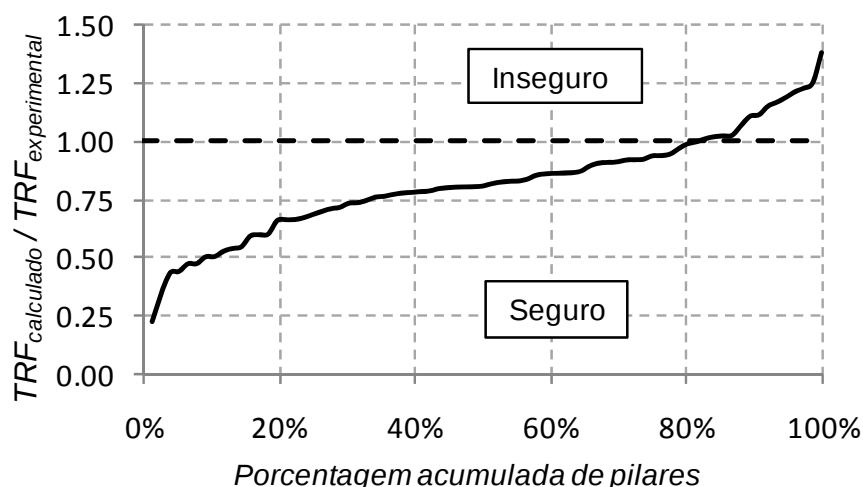


Figura 5: Avaliação da segurança do método deste trabalho

Na Figura 4 percebe-se que alguns pilares ensaiados pela TUBr também resultaram ligeiramente contra a segurança quando calculados pelo método FNC-FOGO. A Figura 6 apresenta os resultados desse grupo de 39 pilares.

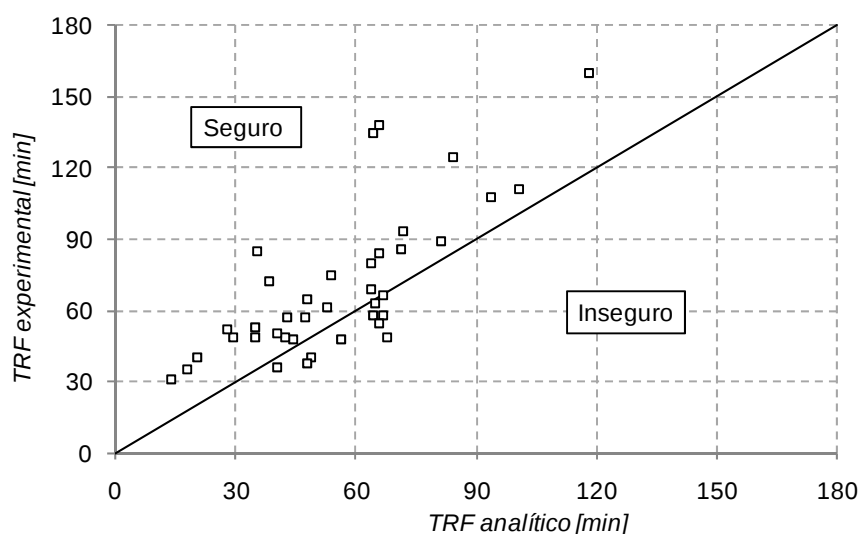


Figura 6: Comparação entre o TRF obtido experimentalmente e o TRF obtido analiticamente pelo método FNC-FOGO, pilares ensaiados pela TUBr.

Para os pilares ensaiados pela TUBr, a média da relação entre os resultados analíticos obtidos pelo método FNC-FOGO e os resultados experimentais resultou 0,83 com desvio-padrão de 0,25 e coeficiente de variação 0,30. A pior relação TRF_{calc}/TRF_{exp} foi de 1,38 (TRF calculado 38% superior ao TRF experimental).

Costa (2006) destacou uma série de incertezas com relação aos pilares ensaiados pela TUBr. Por exemplo, o comprimento efetivo não é explícito e chega a ser divergente entre as citações sobre os mesmos pilares em diferentes referências. Franssen (2000) havia detectado certa restrição à rotação das extremidades dos pilares devido às condições de fixação do equipamento de ensaio, recomendando assim um comprimento efetivo de 70% do comprimento nominal dos pilares ($\ell_{fi} = 0,7.\ell_0$). Neste trabalho, assim como adotado por Holmberg e Anderberg (1993) quando da calibração do software CONFIRE®, considerou-se o comprimento efetivo igual ao comprimento nominal ($\ell_{fi} = \ell_0$). Assim, os pilares foram calculados como biapoiados, resultando em menores tempos de resistência ao fogo.

Por fim, os mesmos 76 pilares foram calculados pelo método FNC-FOGO desconsiderando as deformações térmicas (Figura 7).

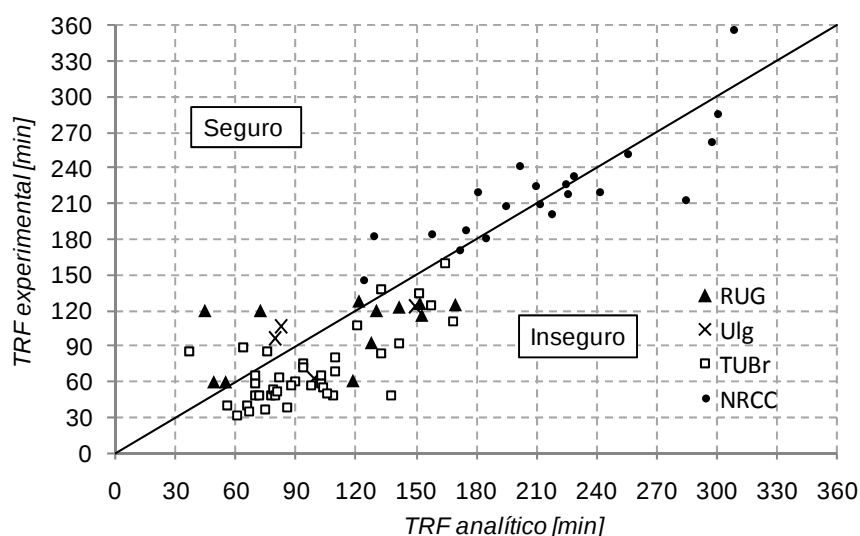


Figura 7: Comparação entre o TRF obtido experimentalmente e o TRF obtido analiticamente pelo método FNC-FOGO, desconsiderando as deformações térmicas

Nota-se claramente que os resultados são na sua maioria contra a segurança. Neste caso, a média da relação entre os resultados analíticos e os resultados experimentais resultou 1,14, desvio-padrão de 0,83 e coeficiente de variação 0,73. Tais resultados são piores que os obtidos ao aplicar o Método A. Conclui-se que a consideração das deformações térmicas é imprescindível para concordância dos resultados analíticos com os resultados experimentais.

4 Conclusão

Neste trabalho foi desenvolvido um método, denominado FNC-FOGO, para o cálculo do tempo de resistência ao fogo de pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta (FNC). O processo é análogo ao utilizado para o cálculo de pilares de concreto armado à temperatura ambiente, mas leva em conta a influência do aquecimento nas propriedades dos materiais, a atuação das deformações térmicas e a não linearidade geométrica do problema, baseado nas relações momento-curvatura.

Os resultados do método FNC-FOGO apresentam boa correlação com resultados experimentais de fontes confiáveis, ficando a favor da segurança na maioria dos casos. Os mesmos ficaram mais a favor da segurança e apresentaram menor variação que os resultados do Método A do Eurocode 2 parte 1-2:2004 aplicado ao grupo de 76 pilares que lhe deu origem. Salienta-se que o método FNC-FOGO foi aplicado com o objetivo de se chegar o mais próximo possível dos

resultados experimentais. Para a utilização do método em fase de projeto, deve ser feito estudo específico com relação à introdução de critérios de segurança.

Foram estudados pilares sob flexão normal composta (FNC), mas deve-se lembrar que, em estruturas reais, praticamente todos os pilares estão submetidos à flexão composta oblíqua (FCO), em menor ou maior intensidade. Mesmo que um pilar seja considerado como submetido unicamente à FNC, qualquer imperfeição geométrica, aquecimento não uniforme ou mesmo *spalling* não uniforme podem resultar em um caso de FCO. O Método A do Eurocode 2 parte 1-2:2004 foi validado somente para pilares sob FNC (Costa 2006). O estudo de pilares de concreto sob FCO em situação de incêndio é um campo de pesquisa praticamente inexplorado, contando com poucos trabalhos teóricos e poucos ensaios experimentais (Chen et al 2009, Raut and Kodur 2010).

Como o método FNC-FOGO foi desenvolvido à luz de procedimentos de engenharia e matemática consistentes, o mesmo tem potencial para ser estendido a casos de flexão composta oblíqua (FCO) e aquecimento assimétrico da seção transversal.

5 Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à FAPESP - Fundação de apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo.

6 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2004). Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, NBR 15200, Rio de Janeiro.

BRATINA, S. et al (2005). Numerical modelling of behavior of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2. *International Journal of Solids and Structures*, no. 42I, p. 5715-5733.

CAI, J., BURGESS, I. and PLANK, R. (2003). A generalized steel/concrete beam-column element model for fire conditions. *Engineering Structures*, no. 25, p. 817-833.

CAPUA, S. C., MARI, A. R. (2006). Nonlinear analysis of reinforced concrete cross-sections exposed to fire. *Fire Safety Journal*, no. 42, p. 139-149.

CHEN, S. C. et al (2007). Fiber beam element model for collapse simulation of concrete structures under fire. *International Symposium of Computational Mechanics (ISCM2007)*, Tsinghua University Press & Springer, Beijing.

CHEN, Y.-H. et al (2009). Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, no. 44, p. 741-748.

COSTA, C. N. (2006). Relatório de estágio de doutoramento no exterior – CAPES/PDEE, Universidade de Manchester.

EUROPEAN Committee for Standardization – CEN (2004). Eurocode 2: design of concrete structures – parte 1-2: general rules – structural fire design, EN 1992-1-2, Brussels.

FRANÇA, R. L. S. (1984). Relações momento-curvatura em peças de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta. Dissertação de Mestrado, PPGEC-EPUSP.

FRANSSEN, J.-M. (2000). Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – a critical review. Structures in Fire – proceedings of the first international workshop, 2 ed., Copenhagen, University of Liège/Danish Institute of Fire Technology/CIB-W14 Fire.

HOLMBERG, S., Anderberg, Y. (1993). Computer simulations and design method for fire exposed concrete structures. FSD Project no. 92-52, Stockholm, FSD.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION – ISO (1990). Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1.1: General requirements for fire resistance testing, ISO 834, Geneva, ISO/TC, 1990 [Revision of first edition (ISO 834:1975)].

KLEIN JÚNIOR, O. (2011). Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta. Dissertação de Mestrado, PPGEC-EPUSP.

LIN, T. D. et al (1992). Fire resistance of reinforced concrete columns. PCA Research and Development Bulletin RD101B.

MENDES NETO, F. (2009). Concreto estrutural avançado, Pini, São Paulo.

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.

RAUT, N., KODUR, V. (2010). Modeling the fire response of reinforced concrete columns under biaxial bending. Structures in Fire – Proceeding of the Sixth International Conference, DEStech Publications.

SILVA, V. P. (2008). Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR 15200:2004. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, vol. 1, no. 4, p. 331-392.

ZHA, X. X. (2002). Three-dimensional non-linear analysis of reinforced concrete members in fire. Building and Environment, no. 38, p. 297-307.

Reinforced concrete columns in fire under uniaxial bending

Abstract

A computational tool for calculating the fire resistance time of reinforced concrete columns in fire, given symmetrical temperature fields in cross section as a function of exposure time to standard fire, is presented. The calculation method was developed using the method based on estimation of curvature given by Eurocode 2 part 1-2:2004. Reinforced concrete columns under uniaxial bending were modeled, considering thermal elongation and the effects of high temperatures on materials thermomechanical properties. The results of the numerical analysis and experimental results of full-scale laboratory fire tests on concrete columns performed by international researchers were compared in order to validate the main hypothesis adopted.

Keywords: Reinforced concrete. Columns. Fire. Nonlinear structural analysis.

1 Introduction

The Brazilian code ABNT NBR15200:2004, currently under review, presents only tabular methods for the design of reinforced concrete structures in fire. These methods have several limitations, besides being uneconomical in many cases.

In order to study more comprehensive cases with advanced calculation methods, a computational tool was developed for the iterative calculation of the fire resistance time (FRT) of rectangular reinforced concrete (RC) columns under uniaxial bending. In addition to considering the materials nonlinearities and the thermal strains, the method also considers geometric nonlinearity based on moment-curvature relationships.

2 Methods of calculation

2.1 Method A of Eurocode 2 part 1-2:2004 (simplified method)

Method A presented by Eurocode 2 part 1-2:2004 for the calculation of the FRT of RC columns under uniaxial bending was originally proposed by Franssen (2000).

It is an empirical method, based on the results of 76 columns tested in fire by several international laboratories. 33 columns were tested under centric compression and the others were tested under eccentric compression (e/b from 0,02 to 0,50). Costa (2006) organized a database of the relevant characteristics (geometry, applied loads, materials) of those columns.

The method itself consists in solving an expression that returns the fire resistance time (in minutes) of the column, according to the standard fire curve ISO 834:1975 (Silva 2008).

The results given by Method A are closely linked to the data used in its calibration. Therefore, the scope of the method is limited by the characteristics of the columns tested experimentally. Method A cannot be safely extrapolated to cases beyond their limits of validity since the results can be quite unpredictable and discrepant.

2.2 Advanced methods

In recent decades there has been significant progress in numerical modeling of structures in fire (Bratina et al 2005, Cai, Burgess and Plank 2003; Mouço 2008, Capua and Mari 2006, Chen et al 2007, Zha 2002). In those works, the columns were modeled using advanced nonlinear finite elements (for example, fiber beam element model). Many models also incorporated a wide variety of material behaviors, such as different stress-strain curves, creep, plasticity, crushing, cracking, among others.

2.3 Method FNC-FIRE

The method FNC-FIRE, developed in this work, was based on the guidelines of Annex B.3 of Eurocode 2 part 1-2:2004. The method performs the mechanical analysis of the columns, considering given symmetrical temperature fields in the cross section calculated according to the standard fire curve ISO 834:1975. Detailed information on the FNC-FIRE method is provided by Klein Júnior (2011).

The first step consists in calculating the moment-curvature diagram for a given cross section and fire exposure time (Equations (1) to (6)). The calculations are analogous to the procedure used for columns at room temperature (França 1984; Mendes Neto 2009). The Bernoulli hypothesis (cross section remains plane after deformation) was adopted.

The next procedure consists in calculating the deformed shape of the column under the applied loads, considering the geometric nonlinearity and using the moment-curvature diagram as input (Equations (7) to (13)), for hinged-hinged and fixed-fixed ends.

3 Application of the fnc-fire method and analysis of results

The FNC-FIRE method was applied for the calculation of the fire resistance time of the 76 columns used to calibrate Method A of Eurocode 2 part 1-2:2004.

Figure 4 shows the comparison between the results obtained experimentally and those obtained analytically by the method FNC-FIRE. The mean ration between the analytical results and the experimental results is 0,82, with a standard deviation of 0,22 and coefficient of variation of 0,27. Costa (2006) applied the Method A of Eurocode 2 part 1-2:2004 to the same 76 columns and obtained the mean ration of 1,17, the standard deviation of 0,42 and the coefficient of variation of 0,38. Figure 5 shows that 62 columns (81,6%) are at the safe side when calculated by the FNC-FIRE method, in comparison with the experimental results.

Figure 6 shows the results of 39 columns testes by the Technical University of Braunschweig, Germany. The mean ration between the analytical results and the experimental results is 0,83, with the standard deviation of 0,25 and the coefficient of variation of 0,30. Costa (2006) highlighted many uncertainties about the characteristics of those columns, so they don't constitute a trustful database for comparisons.

Finally, Figure 7 shows the same comparison as Figure 4, but disregarding the thermal strains. The majority of results are clearly unsafe, thus the consideration of thermal strains is essential for the safety of the analytical results in comparison with experimental results.

4 Conclusion

The results of the FNC-FIRE method showed a good agreement with the experimental results from trusted sources and were safe in most cases. It is important to highlight that they were safer and showed less variation than the results of Method A of Eurocode 2 part 1-2:2004 applied to the group of 76 columns which were used to calibrate this method. FNC-FIRE method was applied in order to get as close as possible to the experimental results. To use the method in the design phase, specific study should be done with respect to safety criteria.

All columns were tested under uniaxial bending, but one must remember that in real structures almost all columns are under biaxial bending. Method A of Eurocode 2 part 1-2:2004 was validated only for columns under uniaxial bending (Costa 2006). The study of reinforced concrete columns in fire under biaxial bending is a largely unexplored field of research with only few theoretical and experimental works (Chen et al 2009, Koduri and Raut 2010).

As the FNC-FIRE method was developed considering rigorous mathematics and widely accepted engineering procedures, it can be used to calculate the fire resistance time of reinforced concrete columns under biaxial bending.