

Universidade Federal de Ouro Preto - Escola de Minas  
Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

# **Análise Numérica Avançada de Estruturas de Aço e de Concreto Armado em Situação de Incêndio**

**Dalilah Pires Maximiano**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação  
em Engenharia Civil da Escola de Minas da  
Universidade Federal de Ouro Preto, como parte  
dos requisitos necessários à obtenção do título de  
Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira  
Co-orientador: Prof. Dr. Paulo Anderson Santana Rocha

Ouro Preto, Junho de 2018

M464a Maximiano, Dalilah Pires.  
Análise numérica avançada de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio [manuscrito] / Dalilah Pires Maximiano. - 2018. 197f.:

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira.  
Coorientador: Prof. Dr. Paulo Anderson Santana Rocha.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Área de Concentração: Estruturas e Construção.

1. Estruturas em incêndio. 2. Análise termo estrutural. 3. Engenharia de estruturas. 4. Método da compatibilidade de deformações.  
I. Silveira, Ricardo Azoubel da Mota . II. Rocha, Paulo Anderson Santana. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

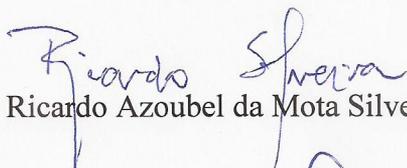
CDU: 624.014

Catálogo: [www.sisbin.ufop.br](http://www.sisbin.ufop.br)

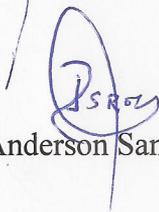
# ANÁLISE NUMÉRICA AVANÇADA DE ESTRUTURAS DE AÇO E CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

**AUTORA: DALILAH PIRES MAXIMIANO**

Esta tese foi apresentada em sessão pública e aprovada em 22 de junho de 2018, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



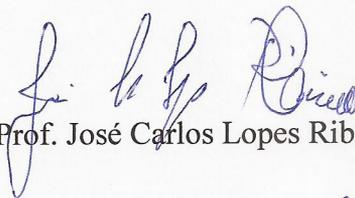
Prof. Ricardo Azoubel da Mota Silveira, D. Sc. – UFOP (Presidente)



Prof. Paulo Anderson Santana Rocha, D. Sc. – UFOP



Prof. Antonio Maria Claret de Gouveia, D. Sc. – UFOP



Prof. José Carlos Lopes Ribeiro, D. Sc. – UFV



Prof. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira, D. Sc. – UFPE



Prof. Erivelto Luís de Souza, D. Sc. – UFSJ

*“ Se você quer ir rápido, vá sozinho.  
Se você quer ir longe, vá em grupo. ”*  
***Provérbio Africano***

À minha família e ao meu orientador.

# Agradecimentos

A Deus e à Nossa Senhora por me proteger e sempre guiar o meu caminho.

À minha família pela educação, presença e valores transmitidos. Em especial, à minha mãe, Sebastiana, e aos meus irmãos, Flávia e Paulo, pelo amor, apoio e compreensão em todos os momentos.

Ao meu orientador, prof. Ricardo Azoubel da Mota Silveira, por acreditar na minha capacidade, pela amizade, motivação e orientação a mim dedicada. Muito obrigada pela presença constante no desenvolvimento deste trabalho, pela confiança e ensinamentos.

Ao meu co-orientador, prof. Paulo Anderson Santana Rocha, pela valiosa contribuição, disponibilidade e assistência.

Aos professores do PROPEC pelos ensinamentos.

Aos meus ex-alunos que se tornaram meus amigos de pós-graduação pela convivência, aprendizado e momentos de descontração. Principalmente ao Rafael Barros e Ígor Lemes pela enorme contribuição e envolvimento com o meu trabalho.

Aos amigos especiais que a corrida e a bike me deram pelos momentos de relaxamento. Por me ajudarem a superar e equilibrar os desafios e problemas durante a elaboração deste trabalho. Em especial aos grupos Fit Runners, Fit Bikers e Bikers das Minas.

À UFSJ e à UFOP pela oportunidade.

Resumo da Tese apresentada ao PROPEC/UFOP como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

## **ANÁLISE NUMÉRICA AVANÇADA DE ESTRUTURAS DE AÇO E DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**Dalilah Pires Maximiano**

Junho/2018

*Orientadores:* Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Paulo Anderson Santana Rocha

Esta tese tem como objetivo principal o estudo do comportamento de vigas, colunas e pórticos de aço e de concreto armado em situação de incêndio. Para isso, formulações numéricas avançadas foram desenvolvidas, implementadas e avaliadas. Quando expostos a temperaturas elevadas, as características dos materiais se deterioram, acarretando a perda da sua capacidade resistente e da sua rigidez. Para alcançar o objetivo, o CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*) é utilizado. Esse sistema computacional foi expandido para a análise avançada de estruturas em situação de incêndio aproveitando as funcionalidades já existentes e acrescentando novas. Dois novos módulos foram criados: CS-ASA/FA (*Fire Analysis*) e CS-ASA/FSA (*Fire Structural Analysis*). O primeiro tem o intuito de se determinar o campo de temperatura na seção transversal dos elementos estruturais através da análise térmica via Método dos Elementos Finitos (MEF). O segundo foi criado para realizar a análise inelástica de segunda ordem de estruturas sob fogo utilizando formulações do MEF baseadas no acoplamento do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD), o que se torna um diferencial do estudo realizado. O uso do MCD possibilita análises mais realistas ante as prescrições normativas. Dessa forma, ele é utilizado tanto para a avaliação dos limites de resistência da seção transversal, quanto para a determinação das rigidezes axial e à flexão dos elementos analisados sob altas temperaturas. Os resultados das análises não lineares em situação de incêndio obtidos neste trabalho para quatorze elementos e sistemas estruturais (de aço e de concreto armado), apresentando diferentes geometrias, condições de contorno, aquecimento e carregamento, foram comparados com as soluções numéricas e experimentais disponíveis na literatura e se mostraram satisfatórios.

Abstract Thesis presented to PROPEC/UFOP as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Civil Engineering.

## **ADVANCED NUMERICAL ANALYSIS OF STEEL AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN FIRE SITUATION**

**Dalilah Pires Maximiano**

June/2018

*Advisors:* Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Paulo Anderson Santana Rocha

This thesis has as main objective the study of the behavior of steel and reinforced concrete beams, columns and structural frames in fire situation. For this, numerical formulations were developed, implemented and evaluated. When exposed to high temperatures, the characteristics of the materials deteriorate, resulting in a considerable loss of strength and stiffness of the structure. To achieve the objective, the CS-ASA (Computational System for Advanced Structural Analysis) is used. This computer system was expanded for advanced analysis of structures in fire situation, taking advantage of the existing features and adding new ones. Two new computational modules were created: CS-ASA / FA (Fire Analysis) and CS-ASA / FSA (Structural Fire Analysis). The first one is used to determine the temperature field in the structural elements cross section through the thermal analysis by the Finite Element Method (FEM) in permanent and transient regimes. The second was created to perform the second-order inelastic analysis of structures under fire using the FEM formulations based on the Refined Plastic Hinge Method (RPHM) and the Strain Compatibility Method (SCM) coupling, which can be considered a differential of the present study. The use of SCM allows for a more realistic analysis against the design codes prescriptions. So even under high temperatures, SCM is used for both evaluation of bearing capacity and stiffness parameters. The results of the nonlinear analysis in fire situation obtained for fourteen elements and structural systems (steel and reinforced concrete), presenting different geometries, boundary conditions, heating and loading, are in good agreement with those numerical and experimental found in the literature.

## Publicações em revistas e eventos científicos

- Artigos Publicados

BARROS, R.C., **PIRES, D.**, SILVEIRA, R.A.M., LEMES, I.J.M., ROCHA, P.A.S., 2018. Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, pp. 368-385.

**PIRES, D.**, BARROS, R.C., SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., 2018. Behavior of steel-concrete composite cross sections exposed to fire. *Revista Escola de Minas (REM), Int. Eng. J.*, Ouro Preto, vol. 71(2), pp. 149-157.

**PIRES, D.**, BARROS, R.C., LEMES, I.J.M., SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., 2017. Curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais expostos ao fogo via MCD. *XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Florianópolis, SC, Brasil.

BARROS, R.C., **PIRES, D.**, SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., LEMES, I.J.M., 2017. Análise termomecânica de estruturas de aço via CS-ASA. *4º CILASCI – Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio*, Recife, PE, Brasil.

**PIRES, D.**, BARROS, R.C., LEMES, I.J.M., ROCHA, P.A.S., SILVEIRA, R.A.M., 2017. Advanced numerical analysis of steel, concrete and composite structures under fire conditions. *Eurosteel*, Copenhagen, Denmark.

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.

**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.

- Artigo Submetido

**PIRES, D., SILVEIRA, R.A.M., SILVA, A.R.D., GONÇALVES, P.B., 2018.** An efficient numerical strategy for solving structural nonlinear FE equations: the combination of orthogonal residual method and normal flow technique. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. (Submetido em março/2018)

- Artigos em Elaboração

**PIRES, D., BARROS, R.C., SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., LEMES, Í.J.M., 2018.**  
Advanced inelastic analysis via coupling RPHM/SCM of reinforced concrete structures exposed to fire.

**PIRES, D., BARROS, R.C., SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., LEMES, Í.J.M., 2018.**  
Integrated computational system for solving 2D steel and reinforced structures under fire situation.

**PIRES, D., BARROS, R.C., SILVEIRA, R.A.M., ROCHA, P.A.S., LEMES, Í.J.M., 2018.**  
Interaction N-M curves of structural steel, reinforced concrete and composite cross-sections exposed to fire.

# Sumário

|  |            |
|--|------------|
| <b>Lista de Figuras .....</b>  | <b>xiv</b> |
| <b>Lista de Tabelas .....</b>  | <b>xix</b> |
| <b>Lista de Quadros.....</b>   | <b>xxi</b> |
| <b>1 Introdução .....</b>  | <b>1</b>   |
| 1.1 Considerações Iniciais e Estado da Arte .....                                    | 1          |
| 1.2 Motivação e Objetivos.....   | 15         |
| 1.3 Organização do Trabalho .....  | 17         |
| <b>2 O Sistema Computacional CS-ASA e os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA.....</b>     | <b>19</b>  |
| 2.1 Introdução .....   | 19         |
| 2.2 Características Gerais .....   | 21         |
| <b>3 Fundamentos do Problema Termo Estrutural.....</b>                               | <b>25</b>  |
| 3.1 Introdução .....   | 25         |
| 3.2 Caracterização do Incêndio .....   | 25         |
| 3.3 Curvas de Incêndio .....   | 27         |
| 3.4 Propriedades do Aço e Concreto sob Altas Temperaturas.....                       | 29         |
| 3.4.1 Condutividade Térmica .....  | 29         |
| 3.4.2 Calor Específico .....   | 31         |
| 3.4.3 Alongamento Térmico .....  | 33         |
| 3.4.4 Resistência e Rigidez .....  | 34         |
| 3.5 Distribuição de Temperatura no Elemento Estrutural –<br>Método Simplificado..... | 37         |
| 3.5.1 Elemento estrutural em aço .....   | 38         |
| 3.5.2 Elemento estrutural em concreto .....  | 40         |
| 3.6 O Problema Termo Estrutural .....  | 41         |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| <b>4</b> | <b>Análise Térmica do Elemento Estrutural.....</b>             | <b>44</b>  |
| 4.1      | Introdução .....   | 44         |
| 4.2      | Mecanismos de Transferência de Calor .....                     | 45         |
| 4.3      | Problema de Condução de Calor.....                             | 46         |
| 4.3.1    | Condições Iniciais e de Contorno .....                         | 49         |
| 4.4      | MEF Aplicado ao Problema de Condução de Calor .....            | 50         |
| 4.4.1    | Equação de Equilíbrio via MEF .....                            | 52         |
| 4.4.2    | Solução do Problema Transiente de Condução de Calor .....      | 54         |
| 4.4.3    | Algoritmo Incremental Simples .....                            | 56         |
| 4.4.4    | Algoritmo Incremental-Iterativo: Picard.....                   | 57         |
| 4.4.5    | Algoritmo Incremental-Iterativo: Newton-Raphson .....          | 59         |
| <b>5</b> | <b>Análise Estrutural sob Incêndio .....</b>                   | <b>62</b>  |
| 5.1      | Introdução .....   | 62         |
| 5.2      | Método da Compatibilidade de Deformações.....                  | 64         |
| 5.2.1    | Comportamento dos Materiais: Relações Constitutivas .....      | 64         |
| 5.2.2    | Relação Momento-Curvatura.....                                 | 71         |
| 5.2.3    | Curva de Interação Esforço Normal-Momento Fletor .....         | 74         |
| 5.3      | Formulação de Elementos Finitos.....                           | 76         |
| 5.4      | Solução do Problema Termo Estrutural.....                      | 81         |
| <b>6</b> | <b>Exemplos Numéricos – Estruturas em Aço .....</b>            | <b>85</b>  |
| 6.1      | Introdução .....   | 85         |
| 6.2      | Viga Isolada em Incêndio .....                                 | 86         |
| 6.3      | Pilar Isolado em Incêndio .....                                | 90         |
| 6.4      | Pórtico de Vogel em Incêndio.....                              | 95         |
| 6.5      | Pórticos em Incêndio.....                                      | 100        |
| <b>7</b> | <b>Exemplos Numéricos – Estruturas em Concreto Armado.....</b> | <b>106</b> |
| 7.1      | Introdução .....   | 106        |
| 7.2      | Vigas de Concreto Armado em Incêndio.....                      | 107        |
| 7.2.1    | Ensaio de Ellingwood e Lin (1991).....                         | 107        |
| 7.2.2    | Ensaio de Wu <i>et al.</i> (1993) .....                        | 113        |
| 7.2.3    | Ensaio de Lin <i>et al.</i> (1981) .....                       | 115        |
| 7.2.4    | Ensaio de Dotreppe e Franssen (1985) .....                     | 117        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 7.3      | Colunas de Concreto Armado em Incêndio .....                        | 118        |
| 7.3.1    | Colunas sob Carga Centrada .....                                    | 119        |
| 7.3.2    | Colunas sob Carga Excêntrica .....                                  | 123        |
| 7.4      | Pórticos de Concreto Armado em Incêndio .....                       | 127        |
| 7.4.1    | Pórtico Simples .....   | 127        |
| 7.4.2    | Pórtico de dois Andares .....                                       | 130        |
| <b>8</b> | <b>Considerações Finais .....</b>                                   | <b>135</b> |
| 8.1      | Introdução .....  | 135        |
| 8.2      | Conclusões .....  | 136        |
| 8.2.1    | Análise Térmica via CS-ASA/FA.....                                  | 136        |
| 8.2.2    | Análise Termo Estrutural via CS-FSA.....                            | 137        |
| 8.3      | Sugestões para Futuras Pesquisas .....                              | 137        |
|          | <b>Referências Bibliográficas .....</b>                             | <b>139</b> |
| <b>A</b> | <b>Entrada de Dados - Análise Térmica e Termo Estrutural.....</b>   | <b>155</b> |
| A.1      | Introdução .....  | 155        |
| A.2      | Dados Gerais.....   | 155        |
| A.2.1    | Entrada de Dados - Pórtico Simples em Escala Reduzida .....         | 157        |
| <b>B</b> | <b>Elementos Finitos Planos Triangulares e Quadrilaterais .....</b> | <b>161</b> |
| B.1      | Introdução .....  | 161        |
| B.2      | Elementos Finitos, Funções de Forma e Integração Numérica.....      | 161        |
| B.2.1    | Elemento Finito T3 .....  | 161        |
| B.2.2    | Elementos Finitos Q4, Q8 e T6.....                                  | 163        |
| <b>C</b> | <b>Modelos de Incêndio – Curvas Nominais e Paramétricas.....</b>    | <b>165</b> |
| C.1      | Introdução .....  | 165        |
| C.2      | Curvas de Incêndio .....  | 166        |
| <b>D</b> | <b>Análise Térmica via CS-ASA/FA .....</b>                          | <b>169</b> |
| D.1      | Introdução .....  | 169        |
| D.2      | Problemas em Regime Permanente.....                                 | 170        |
| D.2.1    | Placas Submetidas a Temperaturas e Fluxos Prescritos.....           | 170        |
| D.2.2    | Chaminé Industrial .....  | 172        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| D.3      | Problemas em Regime Transiente .....                             | 173        |
| D.3.1    | Perfil I Laminado sem e com revestimento tipo contorno .....     | 173        |
| D.3.2    | Perfil HE 360x132 Pertencente à Vedação .....                    | 177        |
| D.3.3    | Perfil Tubular Retangular Preenchido com Concreto .....          | 178        |
| D.3.4    | Viga Mista em Aço e Concreto .....                               | 181        |
| D.3.5    | Pilar de Concreto .....  | 183        |
| D.3.6    | Viga de Concreto .....   | 186        |
| <b>E</b> | <b>Curvas de Interação (N-M) sob o Fogo via CS-ASA/FSA .....</b> | <b>190</b> |
| E.1      | Introdução .....   | 190        |
| E.2      | Seção IPE 400 .....  | 191        |
| E.3      | Seção transversal em concreto armado de 60 x 60 cm .....         | 193        |
| E.4      | Seções Mistas em Aço-Concreto .....                              | 195        |

# Lista de Figuras

|     |   |    |
|-----|---|----|
| 1.1 | Edifício Andraus (Fonte: <a href="http://www.pilotopolicial.com.br">www.pilotopolicial.com.br</a> ) .....   | 2  |
| 1.2 | Edifício Joelma (Fonte: <a href="http://thesinistro.wordpress.com">thesinistro.wordpress.com</a> ) .....  | 3  |
| 1.3 | Edifício Andorinhas (Fonte: <a href="http://osgrandesincendios.blogspot.com.br">osgrandesincendios.blogspot.com.br</a> ) .....  | 3  |
| 1.4 | Prédio do INSS, Brasília/DF (Fonte: <a href="http://bombeiroswaldo.blogspot.com.br">bombeiroswaldo.blogspot.com.br</a> ).....   | 4  |
| 1.5 | Museu da Língua Portuguesa em São Paulo (Fonte: <a href="http://g1.globo.com">g1.globo.com</a> ) .....  | 5  |
| 1.6 | Cinemateca Brasileira em São Paulo (Fonte: <a href="http://www.correiodobrasil.com.br">www.correiodobrasil.com.br</a> ).....  | 5  |
| 1.7 | Edifício Plasco, em Teerã, desabou após incêndio - Fonte: <a href="http://g1.globo.com">g1.globo.com</a> .....  | 5  |
| 1.8 | Grenfell Tower durante e após incêndio em Londres - Fonte:<br><a href="http://www1.folha.uol.com.br">www1.folha.uol.com.br</a> e <a href="http://jcrs.uol.com.br">jcrs.uol.com.br</a> ..... | 6  |
| 1.9 | Edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo - Fonte:<br><a href="https://sao-paulo.estadao.com.br">https://sao-paulo.estadao.com.br</a> .....  | 7  |
| 2.1 | Fluxograma geral do CS-ASA .....  | 22 |
| 2.2 | Tipos de análises que podem ser realizadas através do CS-ASA.....   | 23 |
| 2.3 | Algoritmo geral do programa computacional CS-ASA e os novos módulos<br>CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA .....   | 24 |
| 3.1 | Desenvolvimento de um incêndio em um compartimento de pequeno volume....  | 26 |
| 3.2 | Curvas de incêndio propostas no EN 1991-1-2:2002.....   | 28 |
| 3.3 | Condutividade térmica em função da temperatura.....   | 30 |
| 3.4 | Calor específico em função da temperatura .....   | 32 |
| 3.5 | Alongamento térmico em função da temperatura .....  | 34 |
| 3.6 | Resistência e rigidez dos materiais em função da temperatura.....   | 35 |
| 3.7 | Isotermas para pilar de concreto 30 x 30 cm (Fonte: EN 1992-1-2:2004).....  | 41 |
| 3.8 | Fluxograma simplificado da solução do problema termo estrutural .....   | 42 |
| 4.1 | Fluxo de calor em um elemento bidimensional infinitesimal .....   | 48 |

|      |  |    |
|------|--|----|
| 4.2  | Condições de contorno em um problema de domínio sólido .....   | 50 |
| 4.3  | Variação da temperatura no intervalo de tempo $\Delta t$ .....   | 55 |
| 5.1  | Campo linear de deformações (Lemes <i>et al.</i> , 2015, 2017).....  | 64 |
| 5.2  | Relações constitutivas – aço.....  | 65 |
| 5.3  | Relação constitutiva – concreto.....   | 66 |
| 5.4  | Relação constitutiva do aço em condições de incêndio-sem encruamento .....   | 67 |
| 5.5  | Relação constitutiva do aço em condições de incêndio-com encruamento.....  | 68 |
| 5.6  | Fatores de degradação das propriedades mecânicas do aço .....  | 69 |
| 5.7  | Relação constitutiva do concreto em condições de temperatura elevada.....  | 70 |
| 5.8  | Aproximação proposta por Caldas (2008) para $k_{cr,Tc}$ .....  | 71 |
| 5.9  | Relação momento-curvatura (Lemes <i>et al.</i> , 2015, 2017) .....   | 74 |
| 5.10 | Curva de interação esforço normal-momento fletor.....  | 76 |
| 5.11 | Elemento finito adotado nas análises inelásticas.....  | 77 |
| 5.12 | Return mapping (Silva, 2009) .....   | 81 |
| 6.1  | Viga simplesmente apoiada e trajetória de equilíbrio .....   | 87 |
| 6.2  | Curvas temperatura $x$ tempo do perfil IPE 80 .....  | 88 |
| 6.3  | Deslocamento $x$ temperatura .....   | 89 |
| 6.4  | Influência dos fatores de redução (F.R.) propostos pelo EN 1993-1-2:2005 e por<br>Rubert e Schaumann (1986) nas curvas deslocamento vertical $x$ temperatura ..... | 90 |
| 6.5  | Pilar isolado composto pelo perfil IPE 360.....  | 91 |
| 6.6  | Trajetória de equilíbrio, detalhe do carregamento atuante e curva de resistência<br>da seção .....   | 91 |
| 6.7  | Campo de temperatura do perfil IPE 360.....  | 92 |
| 6.8  | Curvas temperatura $x$ tempo perfil IPE 360 .....  | 92 |
| 6.9  | Curvas de resistência da seção transversal do pilar.....   | 93 |
| 6.10 | Comparativo entre as curvas de resistência para três e quatro faces expostas .....   | 94 |
| 6.11 | Curvas deslocamento horizontal $x$ tempo.....  | 95 |
| 6.12 | Pórtico de Vogel sob fogo .....  | 96 |
| 6.13 | Curvas deslocamento $x$ tempo para os fatores de carga $\psi$ .....  | 97 |
| 6.14 | Curvas temperatura $x$ tempo para os perfis HEA 340 e HEB 300 .....  | 97 |
| 6.15 | Curvas de resistência dos perfis HEA 340 e HEB 300 .....   | 98 |
| 6.16 | Variação da rigidez com a temperatura (a-c) e trajetória de equilíbrio a   |    |

|   |     |
|---|-----|
| 20° C (d) .....   | 99  |
| 6.17 Características geométricas e de carregamento dos pórticos ensaiados por Rubert e Schaumann (1986) ..... | 100 |
| 6.18 Curvas deslocamento $x$ tempo para o pórtico em L .....  | 101 |
| 6.19 Curvas deslocamento $x$ tempo para o pórtico simples .....   | 102 |
| 6.20 Curvas deslocamento horizontal $x$ tempo para o pórtico duplo .....                                      | 102 |
| 6.21 Diferentes situações de proteção térmica no pórtico em L .....   | 103 |
| 6.22 Curvas deslocamento $x$ tempo para diferentes situações de proteção térmica ....                         | 104 |
| 6.23 Curvas deslocamento $x$ tempo para diferentes cenários de incêndio no pórtico duplo .....                | 105 |
| 7.1 Trajetória de equilíbrio de vigas de concreto armado a temperatura ambiente...                            | 108 |
| 7.2 Detalhes das vigas 3 e 5 em concreto armado (dimensões das seções em mm) .                                | 109 |
| 7.3 Curvas de incêndio ASTM E119 e SDHI .....   | 110 |
| 7.4 Curvas temperatura $x$ tempo viga 3 .....   | 111 |
| 7.5 Curvas temperatura $x$ tempo viga 5 .....   | 112 |
| 7.6 Curvas deslocamento vertical $x$ tempo .....  | 112 |
| 7.7 Detalhes das Vigas I e III em concreto armado.....  | 113 |
| 7.8 Curvas temperatura $x$ tempo.....   | 114 |
| 7.9 Curvas deslocamento vertical $x$ tempo .....  | 115 |
| 7.10 Detalhes da viga B-124 em concreto armado.....   | 116 |
| 7.11 Análise termo estrutural para a viga B-124.....  | 117 |
| 7.12 Detalhes da viga simplesmente apoiada em concreto armado .....   | 118 |
| 7.13 Análise termo estrutural .....   | 118 |
| 7.14 Curvas de incêndio adotadas no ensaio de colunas.....  | 119 |
| 7.15 Colunas sob carga centrada: seção transversal e condições de contorno .....                              | 120 |
| 7.16 Análise térmica: Colunas 1 e 2.....  | 121 |
| 7.17 Análise termo estrutural: Colunas 1 e 2 .....  | 121 |
| 7.18 Análise termo estrutural: Coluna 3.....  | 122 |
| 7.19 Variação da rigidez axial (EA) das colunas em incêndio.....  | 123 |
| 7.20 Colunas sob carga excêntrica: seção transversal e condições de contorno .....                            | 124 |
| 7.21 Análise termo estrutural .....   | 125 |
| 7.22 Capacidade resistente e momento fletor atuante em função do tempo .....                                  | 126 |
| 7.23 Curvas de resistência N-M em função do tempo de exposição ao incêndio –                                  |     |

|   |     |
|---|-----|
| Hass 1 .....  | 126 |
| 7.24 Pórtico simples: seção transversal e carregamento atuante.....                       | 127 |
| 7.25 Evolução da temperatura em função do tempo nas seções transversais.....              | 128 |
| 7.26 Evolução dos deslocamentos em função do tempo de exposição ao fogo .....             | 129 |
| 7.27 Pórtico composto de dois andares .....   | 130 |
| 7.28 Evolução da temperatura em função do tempo na seção transversal .....                | 131 |
| 7.29 Evolução dos deslocamentos em função do tempo de exposição ao fogo .....             | 132 |
| 7.30 Variação das rigidezes EA e EI com a exposição ao fogo e configuração deformada..... | 133 |
| <br>  |     |
| A.1 Pórtico simples em escala reduzida, perfil IPE 80 .....                               | 155 |
| <br>  |     |
| C.1 Curvas de incêndio nominais .....   | 166 |
| C.2 Curvas de incêndio paramétricas.....  | 168 |
| <br>  |     |
| D.1 Placas: geometria e condições de contorno (Barros, 2016).....                         | 171 |
| D.2 Malha de elementos finitos adotada (Barros, 2016).....                                | 171 |
| D.3 Chaminé industrial .....  | 172 |
| D.4 Perfil I laminado IPE 360.....  | 173 |
| D.5 Curvas temperatura $x$ tempo: sem e com revestimento.....                             | 175 |
| D.6 Curva temperatura $x$ tempo do ponto B: elementos T6 e Q8 .....                       | 176 |
| D.7 Perfil HE360x132 pertencente à vedação .....  | 177 |
| D.8 Curva temperatura $x$ tempo para os pontos de A até I.....                            | 178 |
| D.9 Distribuição de temperatura ( $^{\circ}$ C) na seção do perfil .....                  | 178 |
| D.10 Perfil tubular preenchido com concreto .....   | 179 |
| D.11 Curvas temperatura $x$ tempo: perfil tubular preenchido com concreto .....           | 180 |
| D.12 Variação do incremento de tempo para o ponto 6.....                                  | 181 |
| D.13 Distribuição de temperatura no interior da viga mista .....                          | 182 |
| D.14 Variação na malha de elementos finitos.....  | 182 |
| D.15 Distribuição de temperatura no Ponto 4 para diferentes malhas.....                   | 183 |
| D.16 Pilar em concreto: seção transversal .....   | 184 |
| D.17 Perfil de temperaturas relativo a linha BA .....                                     | 185 |
| D.18 Seção transversal da viga de concreto.....   | 186 |
| <br>  |     |
| E.1 Malha da seção transversal e situações de carregamento térmico.....                   | 191 |

|     |   |     |
|-----|---|-----|
| E.2 | Curvas de interação (N-M) para as 4 condições de carregamento térmico.....                  | 192 |
| E.3 | Comparação entre as curvas (N-M) para diferentes intervalos<br>(0, 600, 1200 e 1800 s)..... | 193 |
| E.4 | Seção transversal quadrada em concreto armado de 60 x 60 cm .....                           | 194 |
| E.5 | Curvas de interação N-M para a seção transversal 60 x 60 cm<br>em concreto armado .....     | 194 |
| E.6 | Seções mistas em aço-concreto analisadas.....   | 196 |
| E.7 | Curvas de interação (N-M) para as seções mistas em aço-concreto analisadas..                | 197 |

# Lista de Tabelas

|     |   |     |
|-----|---|-----|
| 3.1 | Fatores de redução do aço (Fonte: EN 1993-1-2:2005) .....                         | 36  |
| 3.2 | Fatores de redução do concreto (Fonte: EN 1992-1-2:2004) .....                    | 37  |
| 4.1 | Diferentes esquemas de integração no tempo .....                                  | 56  |
| 5.1 | Parâmetros da Equação (5.34) (Fonte: Silva 2009).....                             | 81  |
| 6.1 | Comparação entre os procedimentos de solução.....                                 | 88  |
| 6.2 | Tempo de resistência ao fogo (min) .....  | 98  |
| 6.3 | Temperatura de colapso (°C).....  | 103 |
| 7.1 | Detalhes das vigas ensaiadas .....  | 110 |
| 7.2 | Parâmetros geométricos e físicos das colunas do ensaio de Lie e Irwin (1990). 120 |     |
| 7.3 | Parâmetros geométricos e físicos das colunas do ensaio de Hass (1986) .....       | 124 |
| A.1 | Parâmetros de entrada para a análise térmica.....                                 | 156 |
| B.1 | Elementos finitos implementados e suas respectivas funções de forma .....         | 162 |
| B.2 | Matrizes e vetores para o elemento T3.....  | 163 |
| B.3 | Quadratura de Gauss para os elementos Q4 e Q8 .....                               | 164 |
| B.4 | Quadratura de Gauss para o elemento T6 .....                                      | 164 |
| D.1 | Temperaturas nodais: placa triangular e placa retangular .....                    | 171 |
| D.2 | Temperaturas nodais: chaminé industrial.....                                      | 173 |
| D.3 | Tempo de processamento da análise .....   | 176 |
| D.4 | Resultados das temperaturas para diferentes incrementos de tempo .....            | 186 |
| D.5 | Resultados das temperaturas para a viga de concreto .....                         | 187 |
| D.6 | Temperaturas para a viga de concreto: parâmetros da EN 1992-1-2:2004 .....        | 188 |
| D.7 | Resultados dos diferentes procedimentos de solução.....                           | 188 |

|   |     |
|---|-----|
| D.8 Resultados dos diferentes procedimentos de solução: parâmetros da EN 1992-1-2:2004..... | 189 |
|---|-----|

# Lista de Quadros

|     |   |     |
|-----|---|-----|
| 4.1 | Algoritmo incremental simples .....                                 | 57  |
| 4.2 | Algoritmo incremental iterativo: Picard.....                        | 58  |
| 4.3 | Algoritmo incremental iterativo: Newton-Raphson .....               | 60  |
| 5.1 | Montagem das curvas de iteração (N-M) .....                         | 75  |
| 5.2 | Metodologia de solução para a análise termo estrutural .....        | 84  |
| A.1 | Análise estrutural (temperatura ambiente): arquivo de dados 1 ..... | 157 |
| A.2 | Análise estrutural (temperatura ambiente): arquivo de dados 2.....  | 158 |
| A.3 | Análise térmica: arquivo de dados 1 .....                           | 159 |
| A.4 | Análise térmica: arquivo de dados 2 .....                           | 160 |

# Capítulo 1

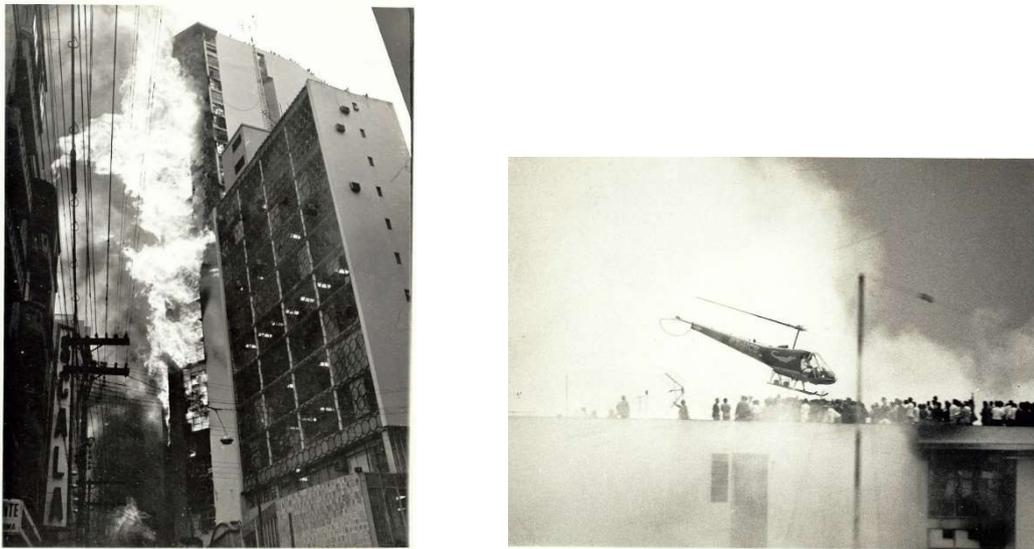
## Introdução

### 1.1 Considerações Gerais e Estado da Arte

O conhecimento e domínio do fogo contribuíram para o desenvolvimento humano. No entanto, as perdas de vidas e prejuízos materiais originados por incêndios sem controle têm ressaltado, ao longo da História, a importância da consideração da segurança contra incêndio nos projetos de engenharia civil (Morris, 1988). A falta de formas eficazes de impedir o surgimento e a expansão do fogo pode trazer consequências devastadoras. Alguns desastres envolvendo o incêndio podem ser destacados: os incêndios dos edifícios Andraus, em 24 de fevereiro de 1972, Joelma em 1º de fevereiro de 1974 e Grande Avenida em 14 de fevereiro de 1981, todos em São Paulo; o incêndio das lojas Renner, em 27 de abril de 1976, em um dos prédios comerciais mais tradicionais de Porto Alegre; o incêndio no Edifício Andorinhas, no Rio de Janeiro, em fevereiro de 1986; o incêndio no prédio do Instituto Nacional de Seguro Social (INSS) em Brasília ocorrido em 2005; os incêndios na casa de shows Canecão Mineiro em 24 de novembro de 2011 na cidade de Belo Horizonte e boate Kiss em Santa Maria na madrugada do dia 27 de janeiro de 2013; os incêndios no Museu da Língua Portuguesa e Cinemateca Brasileira em São Paulo no final de 2015 e início de 2016, respectivamente; o incêndio em um edifício na cidade de Teerã, no Irã, em janeiro de 2017; o incêndio em um edifício residencial em Londres na madrugada do dia 14 de junho de 2017 e recentemente; o incêndio de grandes proporções que destruiu o edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo no dia 1º de maio deste ano.

O incêndio no Edifício Andraus (edifício comercial de trinta e um andares) foi o primeiro grande incêndio em prédios elevados no Brasil (Silva, 2012). Considerado um incêndio de grandes proporções, a tragédia teve como causa provável uma sobrecarga no

sistema elétrico no segundo pavimento. Rapidamente as chamas passaram para a seção de alfaiataria e para o salão de móveis, atingindo o estoque de botijões de gás e o armário de munição, o que fez com que o fogo rapidamente se alastrasse consumindo o prédio por completo. Foram dezesseis mortos e centenas de feridos. Apesar do edifício não possuir escada de segurança, mais pessoas não pereceram devido a existência de um heliporto na cobertura. Isso permitiu que as pessoas que se deslocaram para lá, ficassem protegidas pela laje e pudessem ser retiradas por helicópteros. Imagens do incêndio são mostradas na Figura 1.1.



**Figura 1.1** Edifício Andraus - Fonte: [www.pilotopolicial.com.br](http://www.pilotopolicial.com.br)

O desastre no edifício Andraus foi superado, dois anos depois, pelo incêndio no Edifício Joelma (Figura 1.2). Com vinte e cinco andares, o Joelma era alugado para o Banco Crefisul. Um curto circuito no décimo segundo pavimento deu início ao catastrófico incêndio. Para piorar, as salas do edifício eram repletas de materiais que colaboravam com a propagação do fogo, como divisórias, carpetes, cortinas e móveis de madeira, além dos forros. Poucos minutos após o incêndio ter iniciado, a fumaça e o calor já tomavam conta do interior do prédio e, principalmente, impedindo as pessoas de fugirem pelas escadas convencionais, já que elas eram localizadas no centro da construção. Por não possuir escadas de incêndio, muitas pessoas se arriscaram descendo pelos elevadores, o que não é recomendado nessa situação. Outros tantos foram ou para o terraço na esperança de um resgate de helicóptero, ou para os parapeitos das janelas. No entanto, o edifício não possuía

heliporto, as telhas e a fumaça impediam um pouso ou aproximação maior dos helicópteros. Foram cento e oitenta e oito mortos e centenas de feridos na tragédia.

O incêndio do Edifício Andorinha, mostrado na Figura 1.3, ocorreu no nono andar de um dos escritórios da General Eletric do Brasil e foi causado por um mau contato na tomada existente no rodapé de uma sala que provocou o aumento de temperatura, aquecendo o rodapé e o carpete. Passavam pelo prédio diariamente, construído em 1934, com treze andares e seiscentos e vinte e quatro salas, mais de mil e quinhentas pessoas. Como a construção era antiga, não contava com áreas de escape e portas corta fogo. Além disso, o pouso de helicópteros no terraço foi dificultado pela existência de dezesseis antenas de televisão e uma torre de refrigeração. Foram vinte e três mortos e mais de quarenta feridos no incêndio.



**Figura 1.2** Edifício Joelma

Fonte: [thesinistro.wordpress.com](http://thesinistro.wordpress.com)



**Figura 1.3** Edifício Andorinhas

Fonte: [osgrandesincendios.blogspot.com.br](http://osgrandesincendios.blogspot.com.br)

No dia 27 de dezembro de 2005, em poucos minutos, seis, dos dez andares do prédio do Instituto Nacional de Seguro Social (INSS) em Brasília, no Setor de Autarquias Sul, foram destruídos. O fogo começou cedo, quando os servidores do Instituto chegavam para trabalhar. Felizmente não houve perdas de vidas, mas muitos documentos importantes foram queimados. A Polícia Federal concluiu, quinze dias depois, que o fogo foi acidental,

provocado por curto-circuito na rede elétrica. Na Figura 1.4 é apresentado o momento do sinistro.

Um incêndio de grandes proporções atingiu o Museu da Língua Portuguesa, na região central de São Paulo, na tarde do dia 21 de dezembro de 2015. O museu, um dos mais visitados do país, foi consumido pelo fogo, que abalou as estruturas de um emblemático edifício paulistano, o Estação da Luz, e levou à morte o brigadista que cuidava do local. Como todo o acervo do museu era virtual, sua recuperação plena será possível após a reconstrução do edifício. A suspeita é que uma fagulha, causada por um curto-circuito ou o estouro de uma lâmpada, tenha provocado o incêndio (Figura 1.5).



**Figura 1.4** Prédio do INSS, em Brasília/DF - Fonte: bombeiroswaldo.blogspot.com.br

Menos de dois meses depois, em fevereiro de 2016, a Cinemateca Brasileira, também em São Paulo, dona de um dos maiores acervos filmicos da América Latina, sofreu um incêndio em um de seus quatro depósitos de material, que consumiu cerca de mil rolos de filme, entre cinejornais com cenas do noticiário político e curtas-metragens. Os rolos eram feitos de nitrato de celulose, substância inflamável usada em películas cinematográficas até os anos 1950. Devido ao constante perigo de incêndio – a Cinemateca também pegou fogo em 1957, 1969 e 1982 –, o material era mantido isolado do resto do acervo, em um prédio sem rede elétrica, no qual as paredes não encostavam no teto para evitar que eventuais chamas se alastrem. Demorou cerca de meia hora para que o fogo fosse controlado. Na Figura 1.6 mostra-se o registro do incêndio na Cinemateca Brasileira.

Mais recentemente, dois incêndios internacionais causaram choque. Um edifício de quinze andares desabou em 19 de janeiro de 2017 na cidade de Teerã (Irã) em decorrência de um incêndio de grandes proporções (Figura 1.7). O prédio, construído em 1962, abrigava

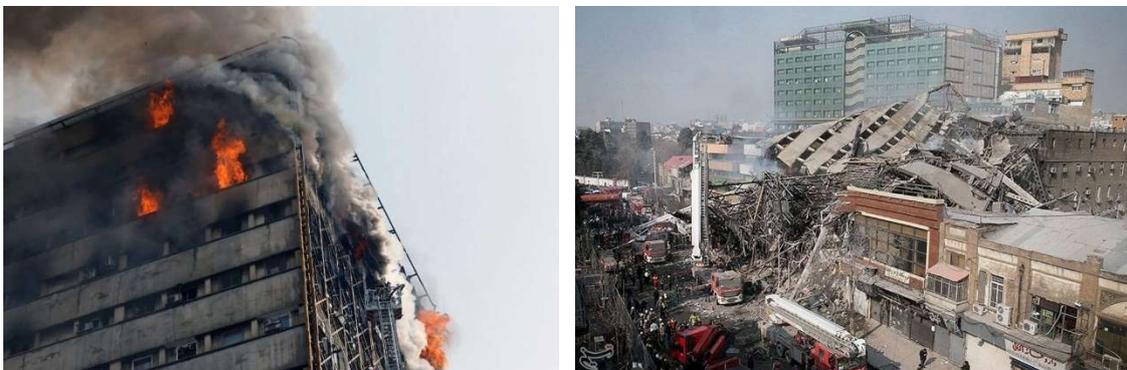
um centro comercial e ateliês têxteis. O incêndio, que durou quatro horas, começou no 9º andar e se propagou até o 15º. O edifício foi esvaziado momentos antes do desabamento, mas trinta bombeiros que tentavam apagar as chamas morreram com o desabamento.



**Figura 1.5** Museu da Língua Portuguesa em São Paulo - Fonte: [g1.globo.com](http://g1.globo.com)



**Figura 1.6** Cinemateca Brasileira em São Paulo - Fonte: [www.correiodobrasil.com.br](http://www.correiodobrasil.com.br)



**Figura 1.7** Edifício Plasco, em Teerã, que desabou após incêndio - Fonte: [g1.globo.com](http://g1.globo.com)

O incêndio em um prédio residencial de Londres no dia 14 de junho de 2017 provocou oitenta mortes (Figura 1.8). É considerado o maior incêndio britânico em séculos, que tomou conta dos vinte e quatro andares da Grenfell Tower, sendo que começou numa simples geladeira. No entanto, o revestimento da fachada não passou nos testes de segurança e ajudou o fogo a atingir proporções catastróficas. O material do revestimento era inflamável e o fogo foi escalando o prédio num efeito chaminé. Além disso, o revestimento escondia um assassino: o cianeto de hidrogênio, gás altamente tóxico. Todos os apartamentos foram invadidos com grande quantidade de fumaça.



**Figura 1.8** Grenfell Tower durante e após incêndio em Londres - Fonte: [www1.folha.uol.com.br](http://www1.folha.uol.com.br) e [jcrs.uol.com.br](http://jcrs.uol.com.br)

Recentemente, um incêndio de grandes proporções atingiu o edifício Wilton Paes de Almeida, no Largo do Paissandu, centro de São Paulo (Figura 1.9). O prédio tinha 24 andares e desabou pouco mais de uma hora e meia depois do início das chamas. O incêndio foi causado por um curto circuito supostamente no 5º andar, na madrugada do dia 1º de maio de 2018. O local estava abandonado desde 2003 se transformando em um aglomerado de ocupações irregulares desde então. O trabalho massivo de resgate que durou treze dias, com a identificação de cinco vítimas fatais do colapso.

Mesmo não se tratando de um desastre causado por um incêndio propriamente dito, a queda das torres gêmeas do World Trade Center, em 11 de setembro de 2001 na cidade de Nova York, foi influenciada pelo aquecimento decorrente de explosões consecutivas em função do impacto das aeronaves. Os relatórios oficiais dizem que os aviões romperam e danificaram colunas de suporte do edifício e deslocaram os materiais utilizados como proteção contra incêndio da estrutura. Cerca de trinta e nove mil litros de combustível de avião foram espalhados por diversos andares. As temperaturas de até mil graus Celsius

fizeram com que o piso dos andares cedesse e as colunas flambassem e se curvassem, acompanhando o deslocamento dos pisos de cada andar. Esse deslocamento criou esforços muito maiores do que as colunas dos edifícios foram projetadas para sustentar. Objetos foram expulsos pelas janelas dos andares inferiores na medida em que os andares de cima desmoronavam. Uma das torres ficou de pé por cerca de uma hora após o impacto e a outra resistiu por cerca de uma hora e quarenta e cinco minutos.



**Figura 1.9** Edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo - Fonte: <https://sao-paulo.estadao.com.br>

Infelizmente, precisaram que tragédias sérias e fatais acontecessem para a segurança contra incêndio ter um pouco mais de atenção. É inegável que a segurança contra incêndio é ainda um problema em todas as sociedades humanas (Gouveia, 2017). Mesmo sociedades muito desenvolvidas enfrentam catástrofes, como é o caso da Grenfell Tower em Londres, mencionado anteriormente, que havia passado por uma reforma que custou 10 milhões de libras, concluída em maio de 2016, e foi completamente destruída por um incêndio pouco mais de um ano depois.

Os objetivos principais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida (principalmente) e a perda patrimonial. Esses objetivos dependem, além de outros fatores, da integridade da edificação durante um tempo suficiente para retirar as pessoas do recinto em situação de incêndio. E garantir essa integridade no tempo envolve o conhecimento da influência de temperaturas elevadas no comportamento estrutural.

Os incêndios são influenciados por vários parâmetros, muitos dos quais aleatórios, o que faz com que cada fenômeno seja único. A temperatura elevada (acima de 300°C), comum nos incêndios, provoca alterações nas características físicas e de resistência mecânica dos materiais. Tanto no aço quanto no concreto, tais características se deterioram

durante a exposição ao fogo (ou ao aquecimento térmico provocado por este). A perda de capacidade resistente e de rigidez cresce com o aumento da temperatura. Dessa forma, o tempo de exposição ao fogo é um parâmetro de controle importante nessa análise, porque a resistência ao fogo é definida como a capacidade de um material ou elemento estrutural permanecer, durante um tempo determinado, exercendo as funções para as quais foi projetado, sob a ação do incêndio. Esse tempo é denominado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) e deverá ser o suficiente para a remoção das pessoas do local incendiado e/ou controlar o avanço do fogo. Vale destacar que existem métodos normativos para a determinação do TRRF que envolvem as características da edificação como compartimentação e utilização, por exemplo, entre outras.

Através do TRRF é possível obter-se a temperatura estimada dos gases do ambiente na curva de incêndio-padrão e, por meio dessa temperatura, avaliar-se a temperatura no elemento estrutural que será dimensionado. As principais normas que tratam do projeto de estruturas na situação de incêndio no Brasil são:

- ✓ NBR 14323:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio;
- ✓ NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio;
- ✓ NBR 14432:2000 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações.

Vale destacar que as normas brasileiras têm por base as prescrições das normas europeias (EN 1991-1-2:2002, EN 1992-1-2:2004 e EN 1993-1-2:2005). No entanto, é comum as normas abordarem a análise do elemento estrutural isolado o que, de modo geral, podem conduzir a projetos antieconômicos com pouca flexibilidade. Uma solução comumente adotada na prática de projetos de engenharia para a consideração de ações relacionadas a incêndios em edificações, especialmente para estruturas de aço, é a especificação de uma determinada espessura de material de revestimento contra fogo a ser aplicada nos principais elementos estruturais potencialmente atingidos pelo fogo. No entanto, mesmo que os objetivos previstos pelo projeto de segurança contra incêndio (minimização de perdas humanas e materiais) sejam alcançados, os principais benefícios trazidos pelo aço como material estrutural se perdem com o uso indiscriminado dessa solução técnica (Landesmann, 2003). Além disso, deixa de existir uma harmonização entre as demais características previstas pela edificação: funcionais, estéticas e econômicas.

Modelos analíticos, numéricos e experimentais cada vez mais sofisticados, que permitem um melhor conhecimento e entendimento do comportamento estrutural e dos

materiais construtivos em situação de incêndio, vem sendo propostos constantemente no meio científico. Grande parte das pesquisas no Brasil relacionadas à análise das estruturas em situação de incêndio, tem tido caráter essencialmente numérico, onde se observam intensivos desenvolvimentos e avanços nos últimos anos.

No Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (PROPEC/UFOP), a consideração de altas temperaturas na análise de estruturas iniciou-se com o trabalho de Souza Jr (1998), que apresentou uma formulação baseada no método dos elementos finitos (MEF) de pórticos planos sob condição de incêndio. Essa pesquisa pode ser considerada um passo inicial para o desenvolvimento de uma ferramenta de modelagem avançada, em que foi incluída a não linearidade física e geométrica, grandes deslocamentos, rotações moderadas, pequenas deformações elásticas e temperatura uniforme através da seção transversal e ao longo do comprimento do elemento.

É possível destacar, também no PROPEC, os seguintes trabalhos na área de incêndio: Andrade (2005), que investigou o comportamento de um pórtico tridimensional em aço (estrutura típica de edifícios de andares múltiplos) parcialmente protegido em situação de incêndio; Ferreira (2006), que determinou “curvas de dimensionamento” de pilares de aço sob altas temperaturas com o emprego de proteção passiva parcial; Ramos (2009), que apresentou um método de análise do comportamento de grandes edifícios horizontais em incêndio; e Barros (2016), que recentemente avaliou o desempenho de estruturas metálicas submetidas à situação de incêndio, através de uma análise inelástica de segunda ordem, usando também os módulos computacionais que são apresentados e tratados no presente trabalho.

No que diz respeito a trabalhos desenvolvidos em outras instituições nacionais, Landesmann (2003) propôs um modelo computacional para análise elastoplástica de estruturas planas e aperticadas em aço sob condições de incêndio. A determinação da variação do campo de temperaturas de seções transversais expostas ao fogo foi realizada por meio de procedimento numérico não linear transiente de transferência de calor com base no MEF. O comportamento estrutural foi numericamente investigado por modelos de rótulas plásticas refinados (plasticidade concentrada), funções de estabilidade, módulos tangentes e superfícies inelásticas de redução de resistência permitindo estimativa do tempo crítico de resistência ao fogo, associado à formação de mecanismos de colapso estrutural.

Souza Jr (2004) simulou, numericamente, o comportamento de estruturas de aço sob condições de incêndio. Basicamente, ele realizou um estudo comparativo entre o uso de elementos finitos de viga e de casca, na modelagem de vigas simplesmente apoiadas, sujeitas

a flambagem lateral por torção. Através de elementos de viga chegou-se a resultados aceitáveis, desde que o módulo de elasticidade transversal fosse ajustado para refletir seu valor correspondente à temperatura de falha. Fez-se também a comparação entre as modelagens bidimensional e tridimensional de galpões industriais, sob incêndio, uma vez que na análise bidimensional, efeitos fora do plano são ignorados. Além disso, esse autor desenvolveu um modelo numérico tridimensional baseado no conceito de rótulas plásticas generalizadas.

Landesmann e Mouço (2007) apresentaram um estudo comparativo sobre as recomendações das normas brasileiras para projeto de edifícios de aço sob condições de incêndio. Analisou-se uma edificação de 11 andares considerando dois métodos analíticos de dimensionamento: o simplificado e o avançado. No primeiro, a capacidade da edificação é determinada a partir de expressões simplificadas, formuladas com base na teoria elástica. No segundo, o comportamento não linear inelástico é simulado por meio de um modelo computacional implementado no programa SAAFE (Sistema de Análise Avançada de Fogo em Estruturas), desenvolvido com base no método das rótulas plásticas. Os resultados mostraram que os modelos inelásticos permitem simulações numéricas estruturais mais próximas da realidade, possibilitando-se, assim, o desenvolvimento de projetos que visam a segurança contra incêndio de forma eficaz e econômica.

Caldas (2008) propôs um novo procedimento para análise da resistência de seções arbitrárias de vigas, colunas e lajes em situação de incêndio. Foi implementado e testado um elemento de viga tridimensional capaz de simular estruturas submetidas ao incêndio. Para simular lajes de concreto em altas temperaturas, um elemento de casca composto por camadas com um modelo constitutivo de dano foi adotado e, para ligações semirrígidas em situação de incêndio, um elemento de mola foi desenvolvido e acoplado aos elementos de viga. Os resultados mostraram a eficiência dos modelos numéricos (comparados a resultados da literatura) na representação do comportamento de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio.

Ribeiro (2009) desenvolveu um sistema computacional para simulação do comportamento de elementos estruturais em situação de incêndio via análise termomecânica transiente e não linear de modelos tridimensionais, com base no MEF. Elementos estruturais de aço e mistos foram modelados e os resultados foram comparados aos resultados de procedimentos de normas europeias e de valores provenientes de literatura especializada. Seguindo esta mesma linha, outros trabalhos podem ser citados, como: Mouço (2008) e Rigobello (2011).

No trabalho de Landesmann (2011) foram realizadas análises inelásticas de estruturas planas mistas aço-concreto, com ligações semirrígidas, em situação de incêndio. O modelo numérico proposto por esse autor permitiu uma descrição precisa da resposta não linear estrutural, com menos esforço computacional quando comparado com a formulação geral do MEF. Landesmann ainda destacou que, embora o método seja semelhante ao da rótula plástica, ele difere com relação à metodologia de implementação numérica e precisão.

Rocha (2011) investigou a resistência da ligação na interface entre o aço e o concreto na região de introdução de cargas de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto. Os efeitos da aderência química entre o aço e o concreto, da aderência mecânica e por atrito dos conectores de cisalhamento soldados na alma do perfil metálico, e da resistência adicional por atrito proporcionada pelo impedimento da expansão dos blocos de concreto pelas mesas do perfil na resistência da ligação foram identificados por meio de um estudo teórico-experimental realizado com modelos de pilares mistos à compressão centrada através de testes do tipo push-out à temperatura ambiente e a altas temperaturas. Foram descritos os principais mecanismos de colapso, identificados os padrões de fissuração dos modelos, bem como avaliada a resistência do conector e a tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto.

Caldas *et al.* (2014) apresentaram uma formulação de elementos finitos para a análise numérica de pórtico tridimensional em aço, concreto ou misto aço-concreto sujeito ao fogo. Esses autores estenderam um procedimento de análise estática convencional previamente desenvolvido à análise térmica e estrutural de pórticos sob ação do fogo. A não linearidade física e a degradação da propriedade do material, considerando a distribuição de temperatura, foram consideradas na seção transversal, que foi dividida em elementos finitos quadriláteros ou triangulares. As deformações térmicas foram consideradas e o sistema de equações não lineares foi resolvido pelo método de Newton-Raphson. A precisão e a capacidade da formulação para simular o comportamento de estruturas reticuladas sob ação do fogo foram avaliadas através da comparação com vários resultados numéricos e experimentais.

Rigobello *et al.* (2014) desenvolveram uma formulação de elementos finitos baseado em posições para lidar com estruturas de aço sob altas temperaturas. A análise térmica não linear foi feita em relação a cortes transversais, utilizando elementos planos bidimensionais, enquanto os elementos estruturais tridimensionais foram modelados considerando não linearidades física e geométrica por elementos sólidos de qualquer ordem. O elemento proposto apresentou uma descrição geometricamente exata para grandes deslocamentos e rotações. A relação constitutiva térmica-elastoplástica tridimensional adotada foi baseada na

superfície de escoamento de von Mises, para a qual a dependência da temperatura foi estabelecida e uma regra de fluxo alternativa foi desenvolvida.

Rocha e Silva (2016) realizaram a análise numérica de vigas de concreto armado de seção retangular T e de vigas mistas de aço e concreto submetidas a altas temperaturas utilizando o método ou modelo de fibras. Segundo esses autores, os resultados alcançados possibilitaram identificar a resistência residual da estrutura à medida que o tempo de exposição ao fogo aumentava e também demonstrar a redução efetiva de sua rigidez.

Padre (2017) implementou um algoritmo computacional capaz de verificar a resistência de um pilar com seção qualquer de concreto armado quando submetido à flexão composta oblíqua em situação de incêndio. O programa desenvolvido, denominado Pisafo, apresentou resultados satisfatórios quando comparados com os resultados da literatura e de programas computacionais consagrados.

Mais recentemente, Santos (2018) realizou um estudo experimental de pilares revestidos por placas de gesso em situação de incêndio. Essa autora utilizou o programa computacional ABAQUS para realizar a calibração do modelo numérico com parâmetros da norma brasileira NBR 14323 (2013). Foram realizados testes com elementos finitos do tipo casca e do tipo sólido. O modelo numérico proposto apresentou desenvolvimento de temperaturas bastante similares às estabelecidas pelas normas. Observou-se uma diferença mais acentuada, para as maiores espessuras de proteção testadas, entre o método numérico e o método simplificado empregados.

No contexto internacional, pode-se destacar inicialmente os trabalhos de Rubert e Schaumann (1985, 1986). Esses autores realizaram diversos ensaios, em escala reduzida, de vigas e de três configurações de pórticos de aço, em condição de incêndio, para a obtenção da temperatura de colapso. Os pórticos foram carregados e depois aquecidos a uma taxa constante até o colapso por meio de dispositivos elétricos. Vários modelos numéricos foram calibrados a partir dos resultados apresentados por esses autores.

Wang e Moore (1995) desenvolveram um programa computacional via MEF para a análise de estruturas planas e tridimensionais em aço e concreto em situação de incêndio. Os autores consideraram nas análises os efeitos de segunda ordem, ligações semirrígidas, tensões residuais no aço e deflexões iniciais. Para considerar os efeitos da não linearidade do material sob elevadas temperaturas, três relações constitutivas foram implementadas, baseando-se nos trabalhos de Wainmai e Kirby (1982), Saab e Nethercot (1991) e nas normas europeias. Apesar da possibilidade de se avaliar estruturas tridimensionais, apenas a análise plana foi validada, apresentando bons resultados quando comparados à literatura. Seguindo

esta mesma linha, outros programas computacionais com modelos numéricos desenvolvidos para a análise de estruturas em situação de incêndio foram desenvolvidos, como o SAFIR (Franssen, 2005) e o VULCAN (Huang *et al.*, 2003). Programas comerciais genéricos também vem sendo adaptados para análise de estruturas sob temperaturas elevadas, como o ANSYS e o ABAQUS.

Em Iu (2004) e Iu e Chan (2004), foi apresentado uma formulação para a análise de estruturas em aço em situação de incêndio via MEF e com base no Método da Rótula Plástica (MRP), também conhecido como um método de análise com plasticidade concentrada. Esses autores consideraram em suas análises os efeitos das não linearidades geométrica e física, bem como o encruamento do aço. A relação constitutiva do aço foi adotada com base nas normas europeias e na norma BS 5950 parte 8 (1990). Vale ressaltar que o programa computacional desenvolvido é capaz de realizar análises na fase de resfriamento da estrutura.

Atentando para a importância de se considerar na formulação do material tanto os efeitos devido a flexão quanto a força axial, Iu *et al.* (2007) desenvolveram um modelo considerando ambas as rigidezes, axial e de flexão, sob elevada temperatura, baseado no MRP. Os autores destacam que a inclusão da rigidez axial da mola é importante para a incorporação da resistência residual, pois a partir da força axial é possível simular a deformação axial quando a ação da catenária é iniciada.

Desde os atentados ao World Trade Center em Nova York, a lição aprendida com os ataques terroristas em edifícios é a necessidade de assegurar a capacidade de estruturas sustentarem danos locais sem colapso total por um período de tempo. Liew (2008) destaca que alguns ataques assumem a forma de explosão seguida de incêndio, que pode causar uma falha catastrófica da estrutura. Com isso, esse pesquisador apresenta um modelo numérico para a análise de estruturas em aço sujeitas a danos localizados causados por explosão e, posteriormente, investiga sua capacidade resistente sob a ação do fogo (aquecimento térmico). O modelo numérico proposto adotou elementos mistos para a discretização da estrutura, que se mostraram suficientemente precisos para capturar o comportamento detalhado do membro estrutural e sua instabilidade associada aos efeitos da alta taxa de deformação e temperatura do fogo.

Garlock e Quiel (2008) propuseram um modelo para a construção das curvas de iteração Normal-Momento (N-M) para elementos estruturais de aço submetidos à ação combinada dos esforços sob elevadas temperaturas. Os autores avaliaram a influência das propriedades geométricas da seção e do gradiente térmico, bem como o momento fletor atuando em torno dos eixos de maior e menor inércia na construção das curvas N-M. A seção

transversal foi discretizada em fibras e os esforços foram obtidos por meio de integrais clássicas. Outros trabalhos destinaram-se à construção das curvas de interação N-M, podendo-se citar: Meda *et al.* (2002), Vila Real *et al.* (2004), Ma e Liew (2004), Sousa Jr *et al.* (2009), Caldas *et al.* (2010), Law e Gillie (2010), El-Fitiany e Youssef (2014), Pham *et al.* (2015), Milanovic e Cvetkovska (2016) e Bleyer *et al.* (2017).

Lee *et al.* (2011) propuseram um modelo numérico para investigar o comportamento de ligações viga-coluna em aço em situação de incêndio. Realizou-se um teste de fogo em grande escala em uma conexão de aço viga-coluna seguindo a curva de incêndio padrão ISO 834 com o intuito de verificar/validar o método proposto. As temperaturas da parede foram obtidas por FDS (Fire Dynamics Simulator) utilizado como uma interface para a exposição ao fogo sobre a superfície da estrutura. Os resultados numéricos foram concordantes com os dados experimentais.

Ahn *et al.* (2013) apresentaram uma fórmula que pode ser utilizada para prever o tempo de resistência ao fogo de vigas de aço sob a condição de incêndio padrão. Para isso os parâmetros-chave que afetam a resistência ao fogo de vigas de aço foram extraídos através de considerações termomecânicas e, em seguida, classificados como do tipo estrutural ou térmico. A influência de cada parâmetro na resistência ao fogo foi investigada através de análise numérica termomecânica totalmente atrelada à ocorrência da deformação. A análise de regressão linear múltipla foi realizada para obter a fórmula de previsão para o tempo de resistência ao fogo de vigas de aço sob várias condições de projeto e, segundo os autores, se mostrou eficaz.

Dong *et al.* (2015) estudaram experimentalmente o comportamento de pórticos de dois andares compostos por colunas de aço e vigas mistas de aço e concreto sob elevadas temperaturas. Somente as conexões foram protegidas e apenas a ação do peso próprio da estrutura foi considerada. Foram avaliados nesse estudo a variação de temperatura nos elementos estruturais, deslocamentos horizontais nas colunas, deflexão nas vigas mistas, bem como o processo de deformação destes elementos durante as fases de aquecimento e resfriamento. Um modelo numérico para o cálculo das temperaturas críticas nos elementos foi proposto e seus resultados foram confrontados com os resultados experimentais, apresentando boa aproximação. Outros trabalhos envolvendo uma análise experimental de estruturas de aço, concreto e mistas de aço e concreto podem ser citados: Han *et al.* (2003), Choe *et al.* (2011) e Feng *et al.* (2016).

Alguns trabalhos destacam ainda a influência do incêndio no desencadeamento do colapso progressivo em estruturas. Em Sun *et al.* (2012), por exemplo, foi desenvolvido um

procedimento estático-dinâmico que amplia a capacidade do programa computacional VULCAN para modelar o comportamento estático e dinâmico de edifícios de aço durante o colapso progressivo local e global das estruturas em situação de incêndio. Agarwal e Varma (2014) apresentaram uma avaliação qualitativa da importância de colunas de gravidade no comportamento de um edifício (dez andares) de aço sujeito a incêndio compartimentado. Talebi *et al.* (2014), utilizando uma determinada técnica de redução da rigidez, investigaram o uso de sistemas BRBs (Buckling Restrained Brace) na prevenção do colapso progressivo em estruturas aporricadas em situação de incêndio.

Sete vigas, quatro colunas e dois quadros de um único andar foram projetados no trabalho de Ba *et al.* (2016) para investigar a propagação de calor em estruturas de concreto armado. O programa computacional de elemento finito disponível comercialmente, ANSYS, foi adotado para descrever o comportamento térmico de estruturas de concreto armado aquecidas e avaliar o efeito do craqueamento (ou fissuração). Ambos os resultados experimentais e numéricos mostraram que a propagação de calor tendeu a aumentar nas regiões rachadas em comparação com as regiões não danificadas. Mais trabalhos envolvendo estruturas de concreto armado em situação de incêndio podem ser destacados: Kodur (2014), Manley (2014), Bamonte e Gambarova (2016), Bajc *et al.* (2015) e, recentemente, Prakash e Srivastava (2017) e Zhao *et al.* (2017).

## **1.2 Motivação e Objetivos**

O presente trabalho se insere no contexto da análise avançada de estruturas em situação de incêndio. É importante destacar que, inicialmente, o conceito de temperatura crítica, pelo qual as estruturas metálicas eram protegidas limitando a temperatura do aço, e o uso de tabelas para a verificação de estruturas de concreto, juntamente com ensaios experimentais, foram os principais procedimentos de verificação da capacidade resistente das estruturas em situação de incêndio (Caldas, 2008). Atualmente, modelos numéricos e experimentais cada vez mais sofisticados permitem um melhor conhecimento e entendimento do comportamento estrutural e dos materiais construtivos sob ação do fogo. No entanto, ensaios experimentais demandam um alto custo e poucas universidades brasileiras oferecem condições para ensaios, em escala real, de uma estrutura nessas condições. Diante disso, os programas computacionais desenvolvidos a partir de pesquisas científicas, como é o caso do presente trabalho, se tornam importantes alternativas para a análise estrutural em situação de

incêndio. Uma vez calibrado, é possível realizar análises relevantes, várias vezes, para se chegar a melhor forma de representar o comportamento estrutural quando ocorre o incêndio.

Assim, o objetivo deste trabalho é obter um sistema computacional para análise numérica avançada de estruturas em situação de incêndio, baseado no MEF. O emprego da análise avançada como metodologia de análise/projeto de estruturas apresenta diversas vantagens. Entre essas vantagens, destaca-se o fato de capturar o limite de resistência e de estabilidade de um sistema estrutural e seus membros de forma direta. Isso proporciona determinar de forma mais realista e adequada o desempenho de uma estrutura em um incêndio.

Para esse fim, é utilizado o sistema computacional CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*), desenvolvido por Silva (2009). O CS-ASA é capaz de realizar análise numérica avançada de estruturas de aço (estática e dinâmica), concreto e mistas de aço e concreto (estática), via MEF. Baseado nos resultados dos trabalhos que são destacados no Capítulo 2, o CS-ASA é um sistema computacional eficiente para análise avançada de estruturas à temperatura ambiente. Sendo assim, propõe-se neste trabalho, portanto, a análise avançada de vigas, colunas e pórticos de aço e concreto armado em situação de incêndio aproveitando as funcionalidades já existentes do CS-ASA e acrescentando novas para alcançar tal objetivo. No que diz respeito às novas funcionalidades, desde o início da elaboração desta tese, importantes avanços foram alcançados em Pires *et al.* (2015, 2017a, 2017b, 2018) e Barros *et al.* (2016, 2017, 2018). Dois novos módulos foram desenvolvidos: CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*; Pires *et al.*, 2015, 2018) e CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*; Pires *et al.*, 2017a, 2017b; Barros *et al.*, 2016, 2017, 2018). O primeiro foi implementado com o intuito de se determinar o campo de temperatura na seção transversal dos elementos estruturais através da análise térmica via MEF em regime permanente e transiente. O segundo módulo foi criado para realizar a análise termo estrutural avançada, de estruturas de aço e de concreto armado, utilizando formulações do MEF baseadas no Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) acoplado ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). O uso do MCD possibilita análises mais realistas ante as prescrições normativas. Dessa forma, ele é utilizado tanto para a avaliação dos limites plásticos da seção transversal, quanto para a determinação das rigidezes axial e à flexão (rigidezes generalizadas) dos elementos analisados sob altas temperaturas. As rigidezes generalizadas obtidas com o MCD

são adotadas no MRPR em substituição às molas fictícias nas extremidades do elemento finito, características desse método, o que se torna um diferencial do estudo realizado.

Em uma análise estrutural, à temperatura ambiente ou sob altas temperaturas, saber o limite de resistência plástica da seção transversal do elemento estrutural é de fundamental importância para o engenheiro projetista. Dessa forma, além da análise termo estrutural, com o CS-ASA/FSA, é possível obter apenas as curvas de resistência normal-momento fletor das seções transversais, para diferentes temperaturas.

Os tópicos necessários para o entendimento e validação da metodologia numérica de solução adotada nas análises e das implementações realizadas são apresentados na próxima seção, onde são destacados os capítulos que compõem esta tese.

### **1.3 Organização do Trabalho**

Esta tese é constituída por oito capítulos e cinco apêndices. Os fundamentos teóricos necessários para um melhor entendimento e desenvolvimento do trabalho em si, bem como os resultados obtidos nos exemplos para validação e para a verificação da eficiência (em relação aos resultados experimentais, numéricos e obtidos através de programas computacionais já renomados) das implementações que deram origem aos módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA são apresentados ao longo do trabalho.

Inicialmente, as características gerais do CS-ASA e dos módulos computacionais desenvolvidos para viabilizar as análises térmica e termo estrutural são apresentadas no Capítulo 2.

No Capítulo 3 é realizada uma explanação geral sobre os fundamentos referentes ao problema termo estrutural, apresentando a influência do aumento de temperatura nas propriedades físicas e mecânicas dos materiais, bem como a obtenção da elevação de temperatura no elemento estrutural através do modelo simplificado previsto nas normas vigentes.

A formulação para análise térmica baseada no MEF é detalhada no Capítulo 4. Para o melhor entendimento, os mecanismos de transferência de calor e o problema de condução de calor são abordados.

O Capítulo 5 foi dedicado à metodologia numérica de solução da análise termo estrutural. Ou seja, são mostrados os fundamentos para a análise avançada de estruturas em aço e concreto armado em situação de incêndio, e que foram implementados no módulo

computacional CS-ASA/FSA. Atenção especial é dada à obtenção das curvas de interação normal-momento (N-M) (ou curvas de resistência) para diferentes temperaturas.

Nos Capítulos 6 e 7, para avaliar as formulações propostas e implementações realizadas, estudam-se, respectivamente, seis sistemas estruturais metálicos e oito sistemas estruturais em concreto armado. As respostas são comparadas às soluções experimentais e numéricas encontradas na literatura.

Finalizando, no Capítulo 8, algumas observações e conclusões referentes à pesquisa realizada são estabelecidas. Com o objetivo de continuar este trabalho e expandir o sistema computacional, alguns temas importantes são sugeridos.

Para complementar o trabalho, no Apêndice A, são apresentados os arquivos que se referem a entrada de dados para a análise térmica de seções transversais e também para a análise termo estrutural no sistema computacional CS-ASA.

Já no Apêndice B, as funções de forma adotadas para os elementos finitos planos triangulares e quadriláteros (T3, T6, Q4, Q8) e as matrizes e vetores do elemento triangular linear (T3) implementado para a realização da análise térmica são apresentadas.

No Apêndice C são mostradas as curvas nominais e paramétricas, prescritas em normas vigentes, que são adotadas para representarem o modelo de incêndio nas análises térmica e termo estrutural.

Exemplos de análise térmica, de seções transversais de elementos estruturais de aço, de concreto armado e mistos em regimes permanente e transiente, encontrados na literatura, são estudados no Apêndice D.

Fechando a tese, no Apêndice E, são construídas as curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais empregados na construção civil (de aço, de concreto armado e mistos), submetidos a ação do fogo, obtidas através da estratégia generalizada baseada no método da compatibilidade de deformações (MCD).

# Capítulo 2

## O Sistema Computacional CS-ASA e os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA

### 2.1 Introdução

Neste capítulo são mostradas as características da ferramenta computacional para análise estrutural empregada neste trabalho. Silva (2009) destaca que, na medida em que novas formulações e novos tipos de elementos finitos surgem, há a necessidade de que os programas computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) possam ser adaptados de maneira fácil e rápida. Para que isso ocorra, deve-se buscar o máximo reaproveitamento de código, se possível apenas com o acréscimo de novas funcionalidades sem que haja alteração substancial no código fonte original.

Seguindo esse raciocínio, o CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*; Silva, 2009) foi escrito em linguagem Fortran 95 (Chapman, 2003) através de uma programação estruturada em módulos cujo funcionamento interno pode ser alterado sem a necessidade de modificar o programa que o utiliza. Desde então, isso vem favorecendo a melhoria da produtividade da programação, e facilitando a expansão do CS-ASA com o desenvolvimento de novas funcionalidades.

O CS-ASA foi criado a partir da base computacional desenvolvida por Silveira (1995), em linguagem Fortran 77. Ele investigou a instabilidade elástica de colunas, arcos e anéis com restrições unilaterais de contato. Usando essa base computacional, Galvão (2000) implementou diversas formulações geometricamente não lineares para elementos de pórticos planos. Neste mesmo ano, Rocha (2000) introduziu diversas estratégias de solução não linear para o traçado completo da trajetória de equilíbrio. Ainda com relação à análise estática,

Pinheiro (2003) concentrou-se no estudo e implementação de formulações não lineares para análise de sistemas treliçados planos e espaciais, e também, a possibilidade da modelagem de pórticos planos com ligações semirrígidas. Para análise dinâmica, Galvão (2001, 2004) tornou possível a análise de vibração em treliças planas, pórticos planos e espaciais e implementou métodos de integração numérica, explícitos e implícitos, para análise de pórticos planos considerando o efeito da flexibilidade da conexão. Além disso, estratégias adaptativas que permitem o controle automático dos intervalos de tempo no processo de integração das equações diferenciais de movimento foram acrescentadas. Novamente com relação à análise estática, formulações não lineares que consideram o efeito da inelasticidade do aço em pórticos planos com ligações rígidas foram implementadas por Machado (2005). Rocha (2006) e Santos (2007) consideraram em um único elemento finito de viga-coluna os efeitos não lineares, possibilitando a análise inelástica de segunda ordem em estruturas metálicas com ligações semirrígidas.

Assim, Silva (2009) incluiu todas essas formulações, desenvolvidas pelos pesquisadores acima citados dando origem ao CS-ASA. Com a facilidade da introdução de novas funcionalidades, em anos posteriores, Pires (2012) contribuiu com novas estratégias de iteração no processo de solução não linear. Gonçalves (2013), trabalhou com a modelagem do comportamento inelástico de estruturas de aço. Lemes (2015) e Lemes *et al.* (2017) viabilizaram a análise avançada estática de estruturas de concreto e mistas (aço e concreto) no CS-ASA. Paralelamente, Silva (2016) introduziu formulações corrotacionais 2D para análise não linear geométrica de estruturas reticuladas e Barros (2016) iniciou o processo de expansão do CS-ASA para a análise de estruturas metálicas em situação de incêndio. Mais recentemente, Lemes (2018) apresentou um estudo numérico avançado de estruturas de aço, concreto e mistas abordando várias fontes de não linearidades, como os efeitos de segunda ordem, a inelasticidade, as ligações semirrígidas e a interação parcial em vigas mistas.

Baseado nessas considerações, este trabalho objetiva, como mencionado no capítulo anterior, realizar análise avançada de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio através do desenvolvimento de um sistema computacional. Ou seja, expandir o CS-ASA com a implementação de dois novos módulos capazes de reproduzir o comportamento estrutural sob altas temperaturas. Como destacado no Capítulo 1, o primeiro módulo, denominado CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*) foi implementado com o intuito de se determinar o campo de temperatura na seção transversal dos elementos estruturais através da análise térmica via MEF em regime

permanente e transiente. O segundo módulo, o CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*), foi criado para realizar a análise (estática) inelástica de segunda ordem utilizando formulações do MEF baseadas no Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) acoplado ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) o que se torna um diferencial do estudo realizado. O uso do MCD possibilita análises mais realistas ante as prescrições normativas. Dessa forma, ele é utilizado tanto para a avaliação dos limites plásticos da seção transversal, quanto para a determinação das rigidezes axial e à flexão dos elementos analisados sob altas temperaturas.

O CS-ASA é baseado no MEF e, no âmbito da Engenharia de Estruturas, esse método é utilizado para discretização de um problema contínuo e, a partir daí a obtenção de soluções numéricas aproximadas. Tal método tem sido uma das ferramentas de solução numérica mais utilizada nessa área, principalmente devido à sua eficiência e aplicabilidade. No MEF procura-se dividir os domínios em subdomínios (elementos), ligados através dos pontos nodais onde são definidos os graus de liberdade, que podem ser os deslocamentos a serem determinados.

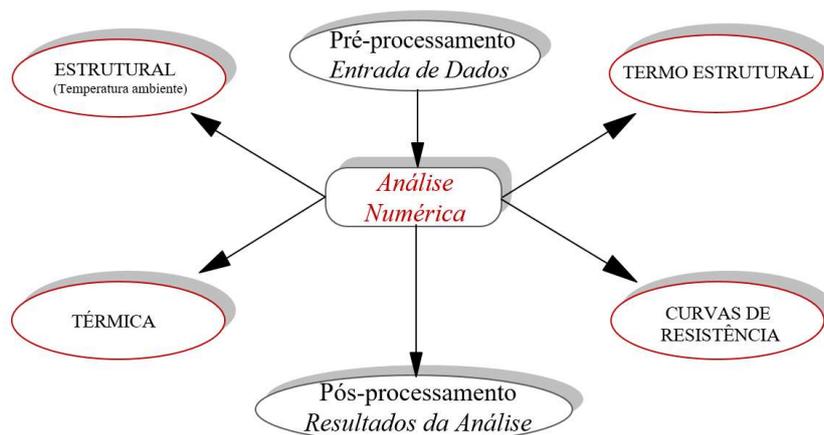
As características gerais do CS-ASA são apresentadas na próxima seção. Detalhes referentes às novas possibilidades de análises, através dos novos módulos implementados, são destacados.

## **2.2 Características Gerais**

Seguindo um formato tradicional de um programa de elementos finitos, a nova versão do sistema computacional CS-ASA deverá ser capaz de realizar, além da análise estrutural (estática e dinâmica), a análise térmica de seções transversais e a análise termo estrutural de estruturas de aço, concreto e mistas (aço e concreto) como ilustrado na Figura 2.1. De uma forma geral, o processo de simulação numérica em mecânica computacional é dividido em três etapas: pré-processamento, análise numérica e pós-processamento, sendo normalmente tratadas de forma independente (Figura 2.1). Tradicionalmente, a etapa da análise computacional se inicia após a leitura de um arquivo de dados, os quais são processados para determinação das soluções e, finalmente, essas soluções são impressas em arquivos para pós-processamento.

Na Figura 2.2 é mostrado um resumo das análises que poderão ser realizadas com a nova expansão do CS-ASA. Para qualquer uma das análises, a entrada de dados é feita através de arquivos com formato de texto. Os arquivos de dados para a análise estrutural à

temperatura ambiente não foram alterados, ou seja, continuam os mesmos conforme o trabalho de Lemes *et al.* (2017). Para as análises térmica, termo estrutural, bem como a obtenção das curvas de resistência, fez-se necessário a criação de mais dois arquivos de dados contendo as informações referentes às condições de contorno da seção transversal dos membros e parâmetros das análises. Esses arquivos de dados são apresentados e detalhados no Apêndice A.

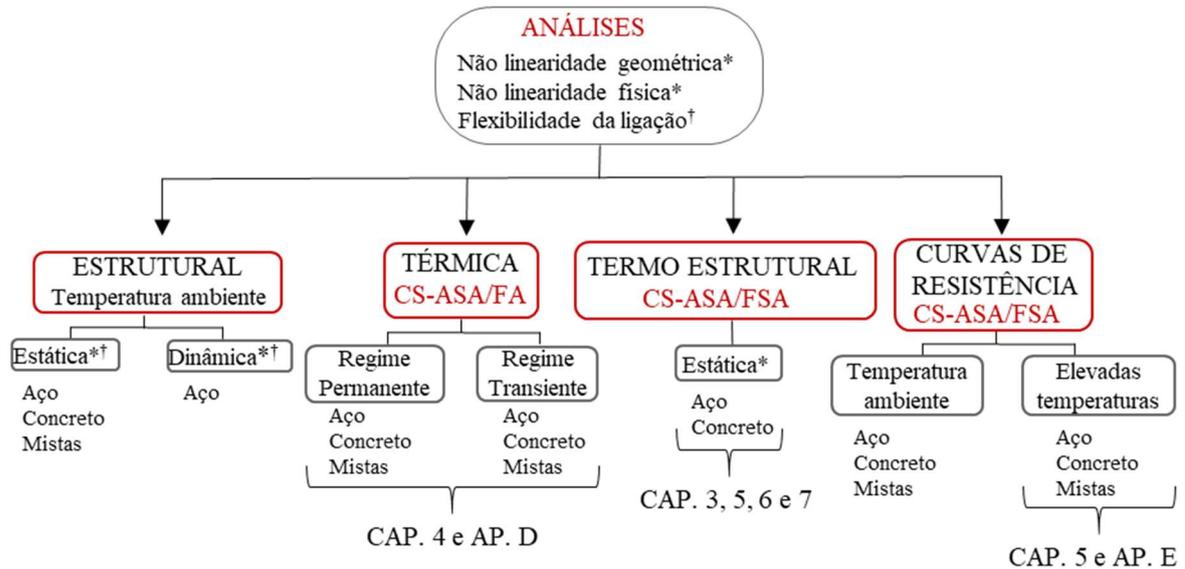


**Figura 2.1** Fluxograma geral do CS-ASA

A modelagem da seção transversal dos elementos da estrutura a ser analisada e a geração da respectiva malha de elementos finitos são proporcionadas pelo pré e pós-processador gráfico GID, elaborado pelo CIMNE (2004). Modificações na configuração do tipo de problema (*problem type*), no GID, foram implementadas com o objetivo de facilitar a elaboração dos novos arquivos de dados necessários. Vale destacar que os módulos desenvolvidos para as análises térmica e termo estrutural utilizam elementos finitos isoparamétricos, triangular (3 e 6 nós) e quadrilateral (4 e 8 nós), para a discretização da seção transversal. Esses elementos finitos são tratados no Apêndice B. Detalhes referentes à implementação no GID não serão apresentados neste trabalho.

A partir das novas modificações e expansões realizadas no presente trabalho, o funcionamento do CS-ASA pode ser melhor compreendido observando-se o algoritmo da Figura 2.3. O programa inicia questionando o usuário que análise será realizada. Para a análise estrutural à temperatura ambiente e para a análise termo estrutural, é realizado o ciclo incremental-iterativo para a aplicação do carregamento e obtenção dos deslocamentos da estrutura. Se o intuito é apenas a análise estrutural à temperatura ambiente, segue-se, após a solução do problema, para a impressão dos resultados. No caso da análise termo estrutural,

parte-se para o ciclo incremental no tempo. Para cada incremento de tempo são calculadas as temperaturas nos elementos que discretizam a seção transversal do elemento estrutural. Em seguida, obtém-se a curva de resistência e, através do processo iterativo de Newton-Raphson, chega-se aos deslocamentos devido ao aumento de temperatura. Esse procedimento se repete até que seja alcançado o número total de incrementos de tempo.



**Figura 2.2** Tipos de análises que podem ser realizadas através do CS-ASA

Se o usuário pretende obter apenas as curvas de resistência em função da temperatura, o processo é análogo ao da análise termo estrutural até a montagem da curva de resistência. O programa gera as curvas para cada incremento de tempo, definido pelo usuário, e imprime essas curvas em arquivos de saída separados.

Caso a opção de análise seja apenas a análise térmica, para o regime permanente, monta-se o sistema global e calcula-se as temperaturas nodais de forma direta. Se o regime transiente for adotado, entra-se no ciclo incremental de tempo. As temperaturas nodais são obtidas para cada incremento de tempo e a análise termina quando é atingido o último incremento de tempo definido pelo usuário. A metodologia de cálculo detalhada para as análises térmica e termo estrutural é apresentada nos Capítulos 4 e 5, respectivamente.

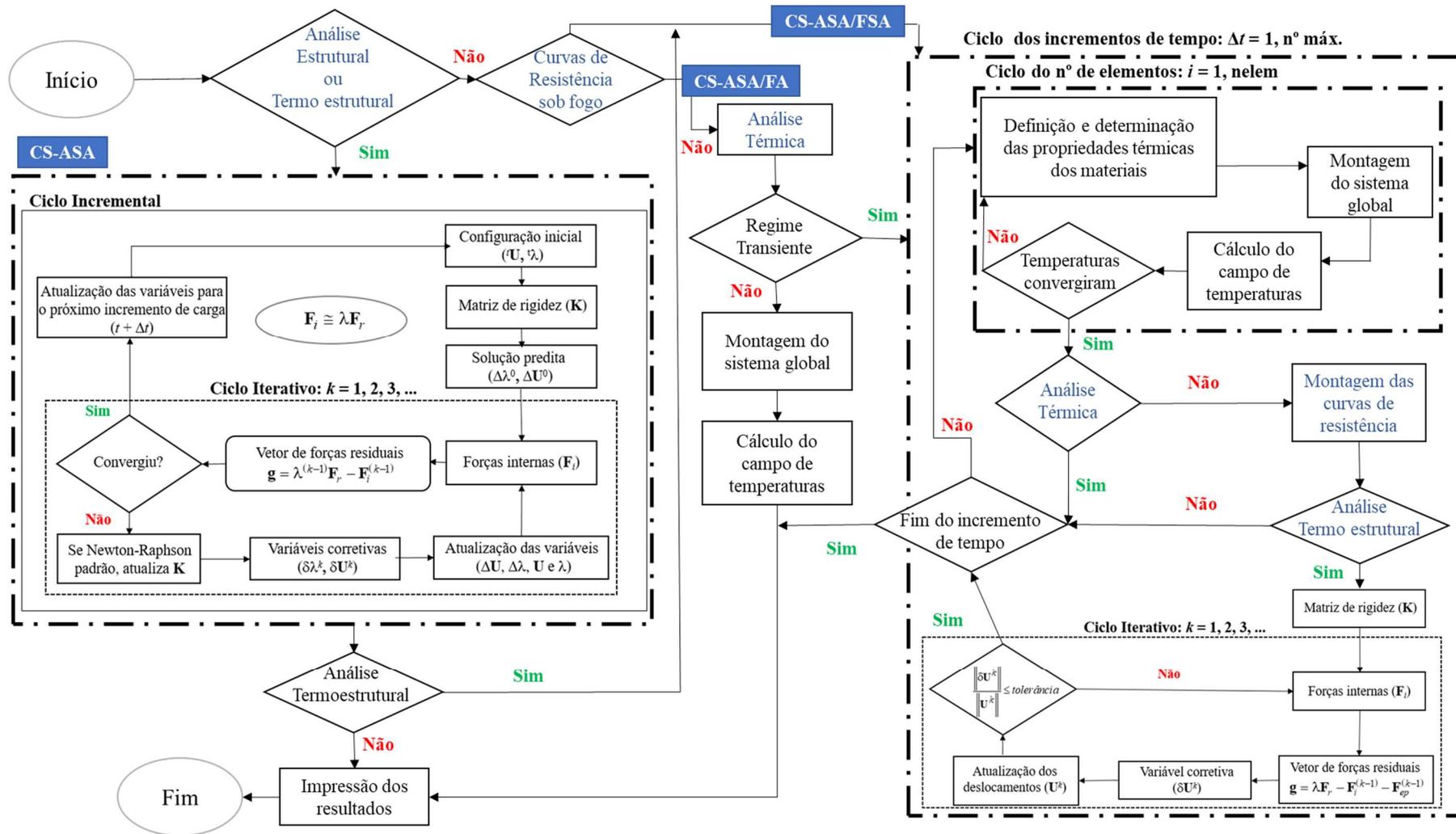


Figura 2.3 Algoritmo geral do programa computacional CS-ASA e os novos módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA

# Capítulo 3

## Fundamentos do Problema Termo Estrutural

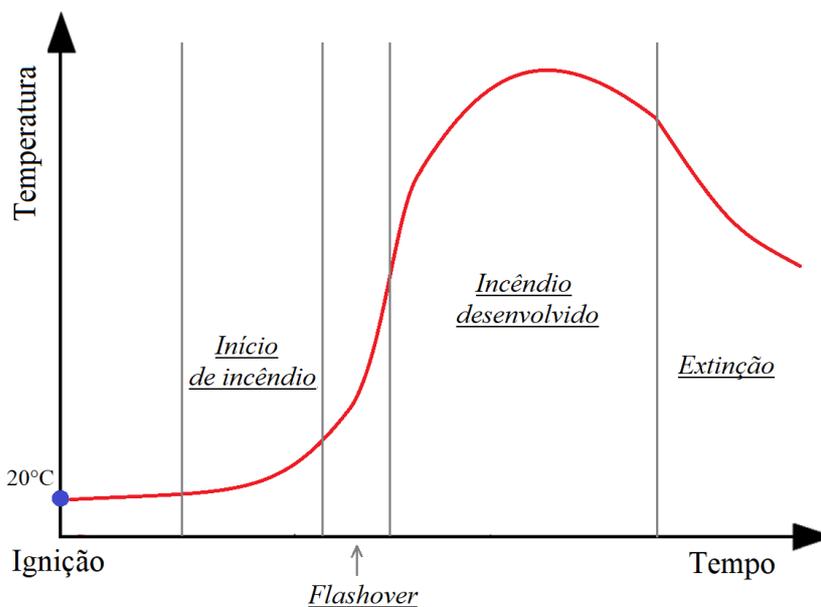
### 3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados aspectos conceituais e procedimentos referentes ao problema termo estrutural. O objetivo consiste em mostrar como o aumento da temperatura, proporcionado em situações de incêndio, influencia e compromete o comportamento dos elementos estruturais de uma edificação. A obtenção da elevação de temperatura nos elementos estruturais é fundamental para a análise/dimensionamento de estruturas sob fogo e envolve principalmente a modelagem da evolução do incêndio. Além disso, envolve as devidas considerações das variações no comportamento das propriedades físicas e mecânicas dos materiais, aço e concreto, em função dessa elevação de temperatura. Existem basicamente duas categorias de modelos de cálculo para a determinação da elevação de temperatura no elemento estrutural que são: modelos simplificados e modelos avançados de cálculo. O modelo simplificado previsto nas normas vigentes é tratado neste capítulo, enquanto que o modelo avançado, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), é apresentado detalhadamente no Capítulo 4.

### 3.2 Caracterização do Incêndio

O incêndio acontece a partir da origem do fogo, que é um fenômeno físico-químico, caracterizado por uma reação de oxidação, com emissão de calor e luz, produtos da combustão de materiais inflamáveis. Ou seja, para que ocorra um incêndio torna-se

necessária a existência simultânea de três fatores que compõem o triângulo do fogo: uma fonte de calor, o combustível e o comburente (oxigênio). A forma comum de se modelar o incêndio é através de curvas que relacionam a elevação da temperatura dos gases em um ambiente em chamas com o tempo de duração do incêndio. A curva temperatura-tempo típica de um incêndio compartimentado é representada na Figura 3.1.



**Figura 3.1** Desenvolvimento de um incêndio em um compartimento de pequeno volume

A partir dessa curva, são observadas, para fins de modelagem do incêndio, quatro fases sucessivas: a fase inicial do incêndio caracterizada pela ignição; a fase do desenvolvimento do incêndio; a fase do incêndio desenvolvido e; a fase da extinção.

Na fase inicial, a temperatura varia entre 20°C e 70°C e sua duração é da ordem de 3-5 minutos. O volume de chamas é relativamente pequeno e a produção de fumaça pode ser intensa dependendo do material que está em combustão, da disponibilidade de oxigênio e das correntes de ar no ambiente (Gouveia, 2017).

A fase de desenvolvimento do incêndio é caracterizada pelo grande volume de chamas onde o uso de aparelhos extintores não são suficientes para extinguir o fogo. A temperatura dos gases varia entre 70°C e 300°C. O fogo se propaga por convecção ou radiação e poderá ocorrer a repentina elevação da temperatura no local, com o rápido desenvolvimento de fumaça e gases inflamáveis, ocasionado pela combustão simultânea de vários materiais envolvidos. Com a oxigenação do local, devido às aberturas de portas e janelas, e à constante

inflamação dos objetos, há um aumento cada vez maior da temperatura interna. Chega-se então a um momento em que o incêndio atinge a sua inflamação generalizada – *flashover*.

A terceira fase consiste no incêndio desenvolvido. As temperaturas crescem rapidamente acima dos 300°C até o máximo atingido pelo incêndio, tipicamente entre 900°C e 1100°C (Gouveia, 2017). O ambiente passa a ser completamente tomado pelas chamas e os gases quentes, a partir daí o incêndio pode se propagar para outros compartimentos vizinhos, em geral percorrendo as duas fases anteriores até se tornar, aí também, um incêndio desenvolvido. As temperaturas crescem até o consumo de cerca de 80% da carga combustível, iniciando-se a quarta fase que é a de extinção.

A quarta fase caracteriza-se por temperaturas decrescentes e tem uma duração entre 2h e 3h. O incêndio poderá ter sua intensidade reduzida, entrando na fase de resfriamento. É importante destacar que os materiais incombustíveis, que sofreram expansão nas fases anteriores, agora sofrem retração e podem apresentar fenômenos de instabilidade na posição.

### 3.3 Curvas de Incêndio

Representar o desenvolvimento de incêndios reais e, conseqüentemente, os efeitos provocados pelo aumento de temperaturas nas estruturas não é uma tarefa simples. A curva temperatura-tempo de incêndio depende da geometria do compartimento incendiado, das características térmicas dos materiais de vedação, da quantidade e disposição do material combustível e do grau de ventilação do ambiente. Sendo assim, simplifiadamente, as normas e regulamentos vigentes apresentam algumas maneiras de modelar a temperatura dos gases em um compartimento incendiado por meio de curvas de incêndios nominais e paramétricas. Nelas, a variação de temperatura parte do princípio de que o incêndio já tenha atingido o ponto de *flashover*, desprezando-se a fase inicial de elevação progressiva da temperatura, conforme detalhado na Figura 3.1.

As curvas nominais podem ser definidas por uma expressão simples e independem da dimensão ou tipo dos edifícios ou compartimento afetado. O EN 1991-1-2:2002 estabelece três curvas de incêndios nominais:

- Incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999):

$$T_{\text{gases}} = T_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (3.1)$$

- Incêndio para elementos exteriores ao compartimento onde há fogo:

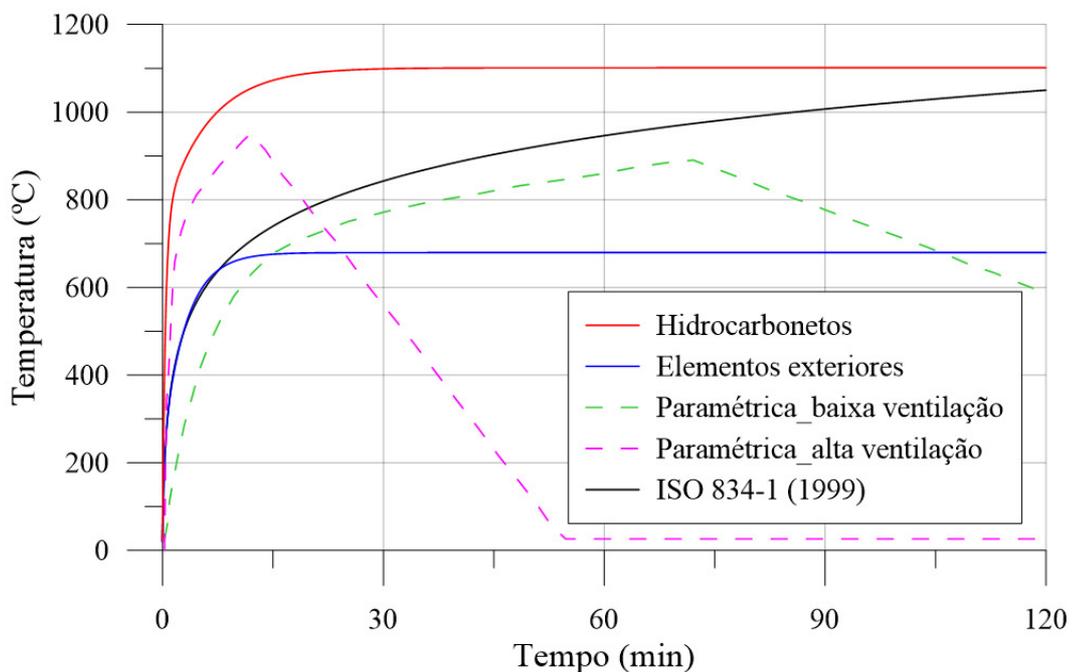
$$T_{\text{gases}} = T_0 + 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) \quad (3.2)$$

- Incêndio de hidrocarbonetos:

$$T_{\text{gases}} = T_0 + 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) \quad (3.3)$$

em que  $T_{\text{gases}}$  é a temperatura dos gases em °C,  $T_0$  é a temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20 °C, e  $t$  é o tempo de exposição ao fogo em minutos.

Diferentemente das curvas nominais, as curvas paramétricas permitem a consideração, de forma mais apropriada, dos parâmetros que influenciam a extensão e o desenvolvimento de incêndios, ou seja: a densidade de carga de incêndio (quanto maior a carga de incêndio, maior será a duração do incêndio); condições de arejamento, função principalmente da geometria, dimensões e distribuição das aberturas do compartimento (grandes aberturas de ventilação implicam em incêndios rápidos, porém mais severos); propriedades das paredes envolventes do compartimento de incêndio (a absorção de energia pelas paredes limita a temperatura do incêndio). Além disso, possuem a fase de arrefecimento, como pode ser observado na Figura 3.2, onde as curvas de incêndio descritas e implementadas no presente trabalho são apresentadas. As expressões relativas às curvas paramétricas e suas limitações quanto ao fator de abertura, fator de absorção de energia pelas paredes, carga de incêndio, área máxima de piso e altura máxima do compartimento, podem ser consultadas diretamente no EN 1991-1-2:2002 e são mostradas no Apêndice C.



**Figura 3.2** Curvas de incêndio propostas no EN 1991-1-2:2002

É importante destacar que, a curva de incêndio padrão da ISO 834-1 (1999) é a utilizada nos ensaios de laboratório em fornos para determinação da resistência ao fogo dos elementos estruturais. Mesmo com pouca realidade física, o propósito da utilização desta curva normalizada foi e continua a ser o de unificar os programas térmicos dos ensaios em fornos, permitindo a comparação de resultados experimentais obtidos em laboratórios diferentes (Vila Real, 2003).

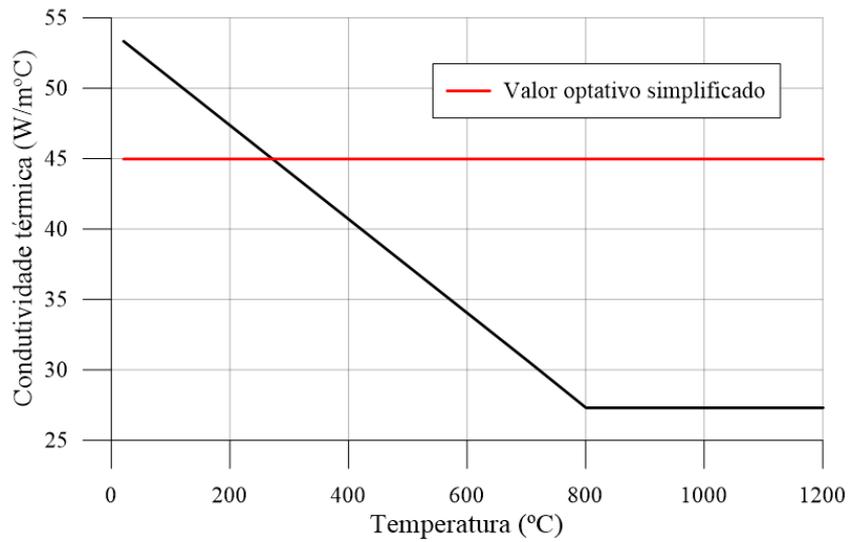
### **3.4 Propriedades do Aço e Concreto sob Altas Temperaturas**

Como mencionado anteriormente, o entendimento da influência de elevadas temperaturas no comportamento estrutural e nas propriedades dos materiais construtivos é o que pode garantir a integridade da edificação em situação de incêndio. As propriedades que estão sujeitas a variações devido ao aumento de temperatura podem ser classificadas como térmicas (condutividade térmica, calor específico e alongamento térmico) e mecânicas (resistência e rigidez).

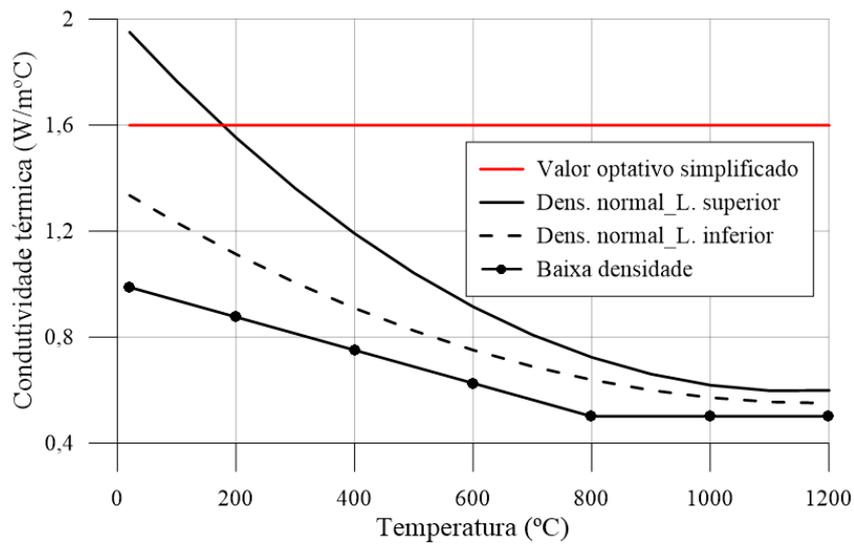
O comportamento das propriedades mostrado adiante são recomendações da ABNT NBR 14323:2013 que, por sua vez, têm por base as informações apresentadas na EN 1993-1-2:2005 para o aço e na EN 1992-1-2:2004 para o concreto. Cabe destacar que tais propriedades descritas pela ABNT NBR 14323:2013 são aplicáveis apenas para os tipos de aço descritos na ABNT NBR 8800:2008 e na ABNT NBR 14762:2010, bem como para os concretos de densidade normal previstos pela ABNT NBR 6118:2014, e os de baixa densidade por norma ou especificação estrangeira. Considera-se  $T_{aço}$  e  $T_{conc}$  como as temperaturas nos elementos de aço e de concreto, respectivamente, em °C.

#### **3.4.1 Condutividade Térmica**

A condutividade térmica está relacionada à capacidade que o material tem de conduzir calor e é expressa em Watt por metro e por grau Celsius ( $W/m^{\circ}C$ ). O comportamento da condutividade térmica do aço e concreto em função da temperatura é ilustrado na Figura 3.3. Para modelos de cálculos simplificados, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do material. Neste caso, o valor pode ser tomado igual a  $45 W/m^{\circ}C$  e  $1,60 W/m^{\circ}C$  para o aço e concreto, respectivamente.



a) Aço



b) Concreto

**Figura 3.3** Condutividade térmica em função da temperatura

As equações que descrevem o comportamento dessa propriedade são dadas da seguinte forma:

Aço

$$\begin{aligned}
 \lambda_{\text{aço}} &= 54 - 3,33 \times 10^{-2} T_{\text{aço}} & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} < 800^{\circ}\text{C} \\
 \lambda_{\text{aço}} &= 27,3 & 800^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} \leq 1200^{\circ}\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

### Concreto de densidade normal

-Limite superior

$$\lambda_{\text{conc}} = 2 - 0,2451 \left( \frac{T_{\text{conc}}}{100} \right) + 0,0107 \left( \frac{T_{\text{conc}}}{100} \right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.5)$$

-Limite inferior

$$\lambda_{\text{conc}} = 1,36 - 0,136 \left( \frac{T_{\text{conc}}}{100} \right) + 0,0057 \left( \frac{T_{\text{conc}}}{100} \right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.6)$$

### Concreto de baixa densidade

$$\lambda_{\text{conc}} = 1,0 - \left( \frac{T_{\text{conc}}}{1600} \right) \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.7)$$

$$\lambda_{\text{conc}} = 0,5 \quad T_{\text{conc}} \geq 800^\circ\text{C}$$

Ressalta-se que para o concreto de densidade normal, a curva do limite superior foi deduzida a partir de ensaios com estruturas mistas, enquanto a curva do limite inferior foi definida com base em ensaios de diferentes tipos de estruturas de concreto em situação de incêndio, conforme destacado na EN 1992-1-2:2004.

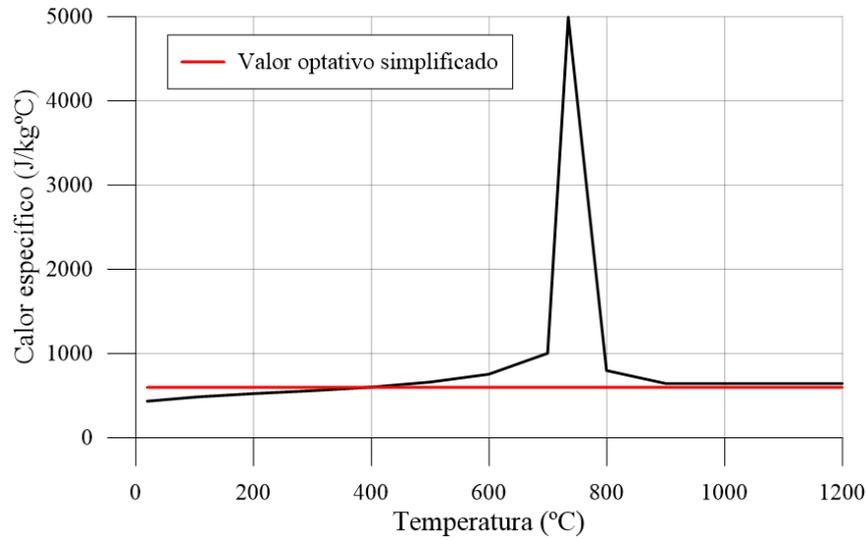
## **3.4.2 Calor Específico**

O calor específico é definido como a quantidade de calor necessária para elevar em um grau a temperatura de uma unidade de massa de determinado material e é expresso em Joule por quilograma e por grau Celsius (J/kg °C). As curvas com o comportamento do calor específico em função da temperatura para o aço e concreto são apresentadas na Figura 3.4.

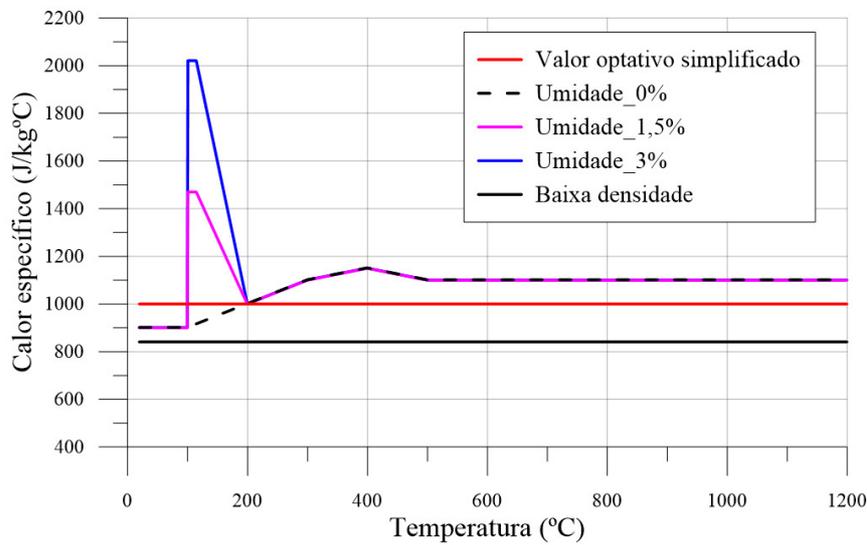
A umidade do concreto permite definir três funções distintas para o calor específico acrescentando um valor constante de pico ( $c_{\text{conc,pico}}$ ), situado entre 100 °C e 115 °C com decaimento linear entre 115 °C e 200 °C (EN 1992-1-2:2004). Esse pico ocorre devido à evaporação da água livre no concreto e é considerado como:

- $c_{\text{conc,pico}} = 900 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  para teor de umidade  $u = 0,0\%$  da massa do concreto.
- $c_{\text{conc,pico}} = 1470 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  para teor de umidade  $u = 1,5\%$  da massa do concreto.
- $c_{\text{conc,pico}} = 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  para teor de umidade  $u = 3,0\%$  da massa do concreto.

É permitida a interpolação linear entre os valores acima para outros teores de umidade. Para concreto de baixa densidade, o calor específico é considerado independente da temperatura e com valor igual a 840 J/kg °C. É permitida a utilização de um valor constante do calor específico para cálculos simplificados. Para o aço e para o concreto com densidade normal, esse valor corresponde a 600 J/kg °C e 1000 J/kg °C, respectivamente.



a) Aço



b) Concreto

**Figura 3.4** Calor específico em função da temperatura

A variação dessa propriedade com a temperatura é dada por:

Aço

$$c_{aço} = 425 + 0,773 T_{aço} - 1,69 \times 10^{-3} T_{aço}^2 + 2,22 \times 10^{-6} T_{aço}^3 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 600^\circ\text{C}$$

$$c_{aço} = 666 + \frac{13002}{738 - T_{aço}} \quad 600^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 735^\circ\text{C}$$

$$c_{aço} = 545 + \frac{17820}{T_{aço} - 731} \quad 735^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 900^\circ\text{C}$$

$$c_{aço} = 650 \quad 900^\circ\text{C} \leq T_{aço} \leq 1200^\circ\text{C}$$

(3.8)

Concreto de densidade normal e seco (umidade=0%)

$$\begin{aligned}c_{\text{conc}} &= 900 & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 100^{\circ}\text{C} \\c_{\text{conc}} &= 900 + (T_{\text{conc}} - 100) & 100^{\circ}\text{C} < T_{\text{conc}} \leq 200^{\circ}\text{C} \\c_{\text{conc}} &= 1000 + \left(\frac{T_{\text{conc}} - 200}{2}\right) & 200^{\circ}\text{C} < T_{\text{conc}} \leq 400^{\circ}\text{C} \\c_{\text{conc}} &= 1100 & 400^{\circ}\text{C} < T_{\text{conc}} \leq 1200^{\circ}\text{C}\end{aligned} \quad (3.9)$$

### 3.4.3 Alongamento Térmico

O alongamento é definido como a relação entre a expansão térmica provocada pelo aumento temperatura e o comprimento, à temperatura inicial de 20 °C, sem restrição ao deslocamento axial. Na Figura 3.5 são mostradas as curvas de variação do alongamento térmico em função da temperatura para o aço e o concreto.

As expressões que demonstram essa variação são:

Aço

$$\begin{aligned}\epsilon_{\text{aço}} &= 1,2 \times 10^{-5} T_{\text{aço}} + 0,4 \times 10^{-8} T_{\text{aço}}^2 - 2,416 \times 10^{-4} & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} < 750^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_{\text{aço}} &= 1,1 \times 10^{-2} & 750^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} < 860^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_{\text{aço}} &= 2 \times 10^{-5} T_{\text{aço}} - 6,2 \times 10^{-3} & 860^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} \leq 1200^{\circ}\text{C}\end{aligned} \quad (3.10)$$

Concreto de densidade normal e agregados silicosos

$$\begin{aligned}\epsilon_{\text{conc}} &= 9 \times 10^{-6} T_{\text{conc}} + 2,3 \times 10^{-11} T_{\text{conc}}^3 - 1,8 \times 10^{-4} & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 700^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_{\text{conc}} &= 1,4 \times 10^{-2} & 700^{\circ}\text{C} < T_{\text{conc}} \leq 1200^{\circ}\text{C}\end{aligned} \quad (3.11)$$

Concreto de densidade normal e agregado calcário

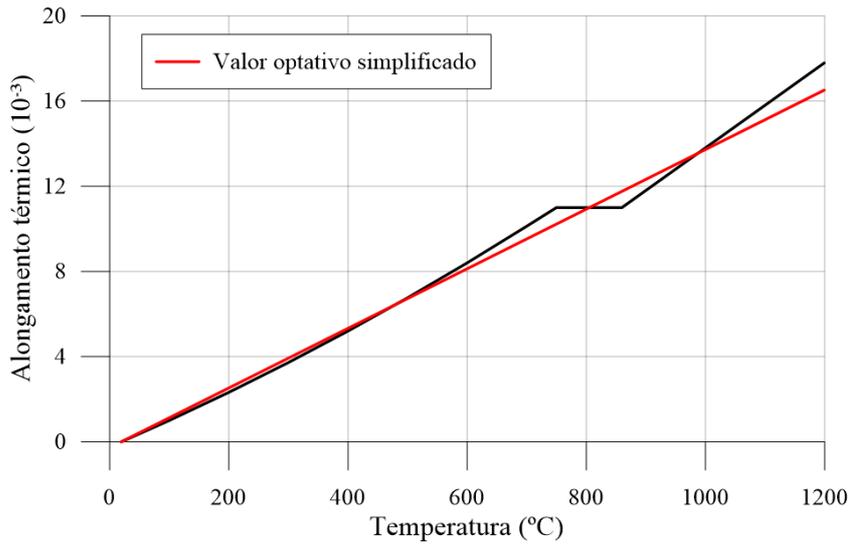
$$\begin{aligned}\epsilon_{\text{conc}} &= 6 \times 10^{-6} T_{\text{conc}} + 1,4 \times 10^{-11} T_{\text{conc}}^3 - 1,2 \times 10^{-4} & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 805^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_{\text{conc}} &= 1,2 \times 10^{-2} & 805^{\circ}\text{C} < T_{\text{conc}} \leq 1200^{\circ}\text{C}\end{aligned} \quad (3.12)$$

Concreto de baixa densidade

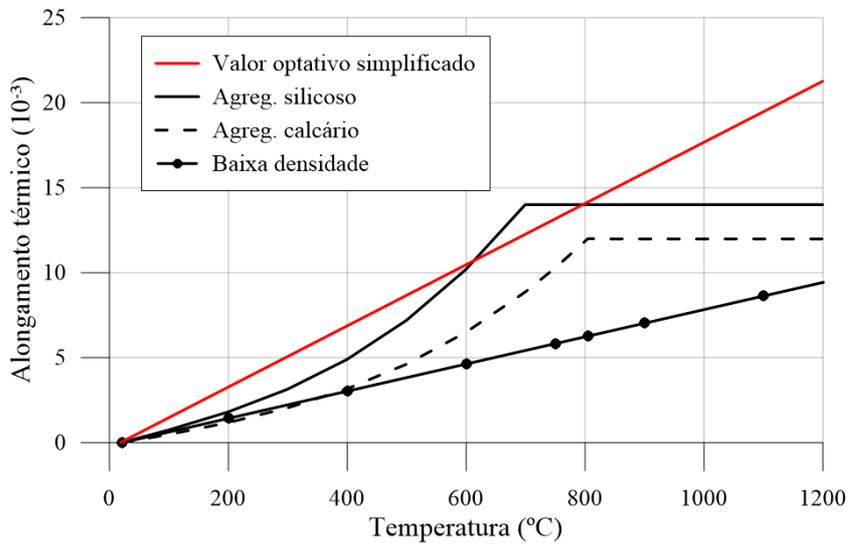
$$\epsilon_{\text{conc}} = 8 \times 10^{-6} (T_{\text{conc}} - 20) \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.13)$$

Para modelos de cálculos simplificados, pode-se adotar uma relação linear entre o alongamento térmico e a temperatura para o aço e concretos de densidade normal, respectivamente:

$$\begin{aligned}\epsilon_{\text{aço}} &= 14 \times 10^{-6} (T_{\text{aço}} - 20) & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{aço}} \leq 1200^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_{\text{conc}} &= 18 \times 10^{-6} (T_{\text{conc}} - 20) & 20^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{conc}} \leq 1200^{\circ}\text{C}\end{aligned} \quad (3.14)$$



a) Aço



b) Concreto

**Figura 3.5** Alongamento térmico em função da temperatura

### 3.4.4 Resistência e Rigidez

Dentre os efeitos causados nas propriedades do material devido às altas temperaturas, os mais relevantes estão associados à modificação da resistência e rigidez. A resistência está relacionada à tensão de escoamento no aço e à tensão característica no concreto, enquanto a rigidez está relacionada ao módulo de elasticidade desses materiais. Na Figura 3.6 ilustra-se o comportamento dessas duas propriedades em função do aumento da temperatura.

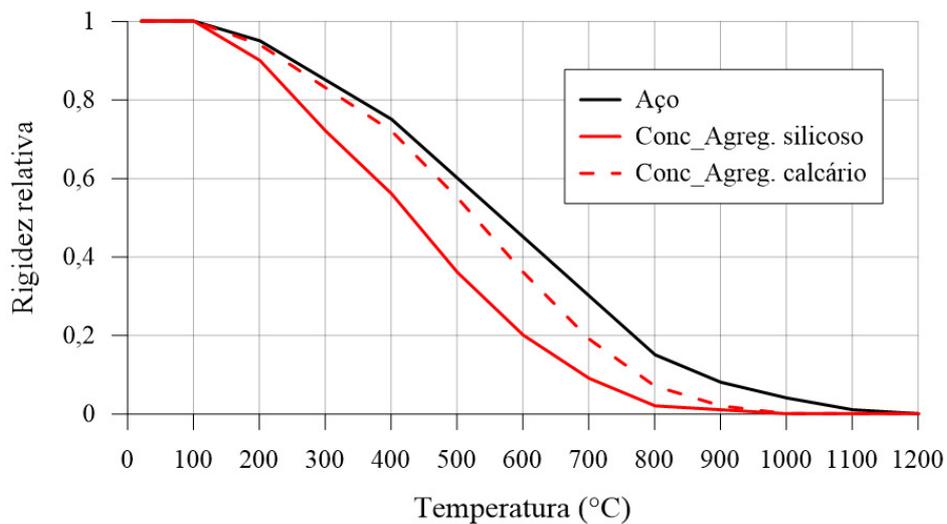
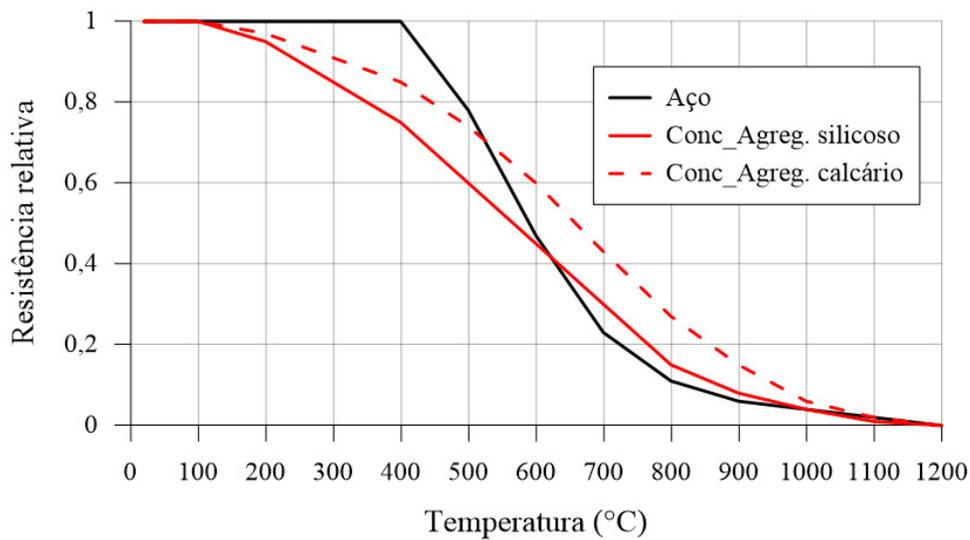
A redução na resistência ao escoamento do aço e na tensão característica do concreto bem como em seus módulos de elasticidade, consequências da elevação da temperatura, é dada por fatores de redução específicos, expressos da seguinte forma:

$$k_{y,T_{aço}} = \frac{f_{y,T_{aço}}}{f_{y,20^{\circ}C}} \quad (3.15)$$

$$k_{E_{aço},T_{aço}} = \frac{E_{aço,T_{aço}}}{E_{aço,20^{\circ}C}} \quad (3.16)$$

$$k_{c,T_{conc}} = \frac{f_{c,T_{conc}}}{f_{c,20^{\circ}C}} \quad (3.17)$$

$$k_{E_{conc},T_{conc}} = \frac{E_{conc,T_{conc}}}{E_{conc,20^{\circ}C}} \quad (3.18)$$



**Figura 3.6** Resistência e rigidez dos materiais em função da temperatura

com:

$k_{y,T_{aço}}$  : fator de redução, relativo a 20°C, da resistência ao escoamento do aço.

$f_{y,T_{aço}}$  : resistência ao escoamento do aço a uma temperatura  $T_{aço}$ .

$f_{y,20°C}$  : resistência ao escoamento do aço a 20°C.

$k_{E_{aço},T_{aço}}$  : fator de redução, relativo a 20°C, do módulo de elasticidade do aço.

$E_{aço,T_{aço}}$  : módulo de elasticidade do aço a uma temperatura  $T_{aço}$ .

$E_{aço,20°C}$  : módulo de elasticidade do aço a 20°C.

$k_{c,T_{conc}}$  : fator de redução, relativo a 20°C, da tensão característica do concreto.

$f_{c,T_{conc}}$  : tensão característica do concreto a uma temperatura  $T_{conc}$ .

$f_{c,20°C}$  : tensão característica do concreto a 20°C.

$k_{E_{conc},T_{conc}}$  : fator de redução, relativo a 20°C, do módulo de elasticidade do concreto.

$E_{conc,T_{conc}}$  : módulo de elasticidade do concreto a uma temperatura  $T_{conc}$ .

$E_{conc,20°C}$  : módulo de elasticidade do concreto a 20°C.

Os valores normativos para  $k_{y,T_{aço}}$  e  $k_{E_{aço},T_{aço}}$  são mostrados na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** Fatores de redução do aço (Fonte: EN 1993-1-2:2005)

| <b>Temperatura<br/>do aço<br/><math>T_{aço}</math> (°C)</b> | $k_{y,T_{aço}} = \frac{f_{y,T_{aço}}}{f_{y,20°C}}$ | $k_{u,T_{aço}} = \frac{f_{u,T_{aço}}}{f_{y,20°C}}$ | $k_{p,T_{aço}} = \frac{f_{p,T_{aço}}}{f_{y,20°C}}$ | $k_{E_{aço},T_{aço}} = \frac{E_{aço,T_{aço}}}{E_{aço,20°C}}$ |
|---|--|--|--|--|
| 20  | 1,000  | 1,250  | 1,000  | 1,000  |
| 100   | 1,000  | 1,250  | 1,000  | 1,000  |
| 200   | 1,000  | 1,250  | 0,807  | 0,900  |
| 300   | 1,000  | 1,250  | 0,613  | 0,800  |
| 400   | 1,000  | 1,000  | 0,420  | 0,700  |
| 500   | 0,780  | 0,780  | 0,360  | 0,600  |
| 600   | 0,470  | 0,470  | 0,180  | 0,310  |
| 700   | 0,230  | 0,230  | 0,075  | 0,130  |
| 800   | 0,110  | 0,110  | 0,050  | 0,090  |
| 900   | 0,060  | 0,060  | 0,038  | 0,068  |
| 1000  | 0,040  | 0,040  | 0,025  | 0,045  |
| 1100  | 0,020  | 0,020  | 0,013  | 0,023  |
| 1200  | 0,000  | 0,000  | 0,000  | 0,000  |

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita a interpolação linear.

Nessa tabela,  $f_{u,T_{aço}}$  é a tensão de ruptura do aço e  $f_{p,T_{aço}}$  é a tensão do limite de proporcionalidade. Já os valores para  $k_{c,T_{conc}}$  e  $k_{E_{conc},T_{conc}}$  são apresentados na Tabela 3.2, onde destacam-se os valores para concretos com agregado silicoso e agregado calcário.

**Tabela 3.2** Fatores de redução do concreto (Fonte: EN 1992-1-2:2004)

| Temperatura do concreto<br>$T_{conc}$ (°C) | Agregado silicioso         |                                | Agregado calcário          |                                |
|--|----------------------------|--------------------------------|----------------------------|--------------------------------|
|  | $k_{c,Tconc}$ <sup>a</sup> | $k_{Econc,Tconc}$ <sup>a</sup> | $k_{c,Tconc}$ <sup>a</sup> | $k_{Econc,Tconc}$ <sup>a</sup> |
| 20   | 1,000                      | 1,000                          | 1,000                      | 1,000                          |
| 100  | 1,000                      | 1,000                          | 1,000                      | 1,000                          |
| 200  | 0,950                      | 0,900                          | 0,970                      | 0,940                          |
| 300  | 0,850                      | 0,720                          | 0,910                      | 0,830                          |
| 400  | 0,750                      | 0,560                          | 0,850                      | 0,720                          |
| 500  | 0,600                      | 0,360                          | 0,740                      | 0,550                          |
| 600  | 0,450                      | 0,200                          | 0,600                      | 0,360                          |
| 700  | 0,300                      | 0,090                          | 0,430                      | 0,190                          |
| 800  | 0,150                      | 0,020                          | 0,270                      | 0,070                          |
| 900  | 0,080                      | 0,010                          | 0,150                      | 0,020                          |
| 1000                                       | 0,040                      | 0,000                          | 0,060                      | 0,000                          |
| 1100                                       | 0,010                      | 0,000                          | 0,020                      | 0,000                          |
| 1200                                       | 0,000                      | 0,000                          | 0,000                      | 0,000                          |

<sup>a</sup> Para valores intermediários da temperatura do concreto pode ser feita a interpolação linear.

### 3.5 Distribuição de Temperatura no Elemento Estrutural – Método Simplificado

A verificação de elementos estruturais em situação de incêndio exige, para os métodos simplificados e para os métodos avançados de cálculo, a determinação da distribuição de temperatura nesses elementos. Nos modelos simplificados de cálculo, a elevação de temperatura é considerada de forma homogênea para toda a seção transversal e ao longo do comprimento do elemento estrutural de interesse, empregando-se simples equações analíticas no caso do aço e por meio de gráficos de isotermas para o concreto. Já nos modelos avançados de cálculo, aplicam-se métodos numéricos como, por exemplo, diferenças finitas e elementos finitos para obter o campo de temperaturas no elemento estrutural de forma mais realista ao longo do processo de aquecimento. No entanto, essa abordagem requer um esforço computacional maior diante da complexidade numérica inerente à resolução do problema. Nesta seção é mostrado o método simplificado de cálculo da temperatura do elemento estrutural prescrito pelas normas brasileira e europeias (ABNT NBR 14323:2013; EN 1993-1-2:2005; EN 1992-1-2:2004). O modelo avançado de cálculo baseado no MEF será tratado, em detalhes, no próximo capítulo do presente trabalho.

### 3.5.1 Elemento estrutural em aço

Pelo modelo térmico simplificado, a elevação de temperatura em elementos estruturais de aço, submetidos a uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e situado no interior da edificação é dada a seguir, considerando a não utilização de revestimento contra fogo:

$$\Delta T_{\text{aço},t} = k_{\text{sh}} \frac{(u/A)}{c_{\text{aço}} \rho_{\text{aço}}} \phi \Delta t \quad (3.19)$$

em que  $k_{\text{sh}}$  é um fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado como igual a 1;  $c_{\text{aço}}$  é o calor específico do aço definido conforme 3.4.2;  $\rho_{\text{aço}}$  é a massa específica do aço considerada independente da temperatura igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>;  $\Delta t$  é o intervalo de tempo em segundos, não podendo ser tomado como maior que 5s;  $u$  é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural, em metros (m); e  $A$  é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural em aço, em m<sup>2</sup>. A relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal ( $u/A$ ), para barras prismáticas de comprimento  $L$ , define o fator de massividade. Verifica-se claramente que, para elementos estruturais com seção transversal de mesma área, o aumento de temperatura ocorrerá mais rapidamente para aquele que possuir maior superfície exposta ao incêndio. Ainda da equação anterior,  $\phi$  é o fluxo de calor por unidade de área, expresso em Watts por m<sup>2</sup> (W/m<sup>2</sup>).

Esse fluxo é resultante da diferença de temperatura existente entre os gases quentes do ambiente e os elementos estruturais, sendo dado pela soma das energias transmitida por convecção e por radiação:

$$\phi = \phi_{c,t} + \phi_{r,t} \quad (3.20)$$

com:

$$\phi_{c,t} = \alpha_c (T_{\text{gases},t} - T_{\text{aço},(t-\Delta t)}) \quad (3.21)$$

$$\phi_{r,t} = 5,67 \times 10^{-8} \epsilon_{\text{res}} \left[ (T_{\text{gases},t} + 273)^4 - (T_{\text{aço},(t-\Delta t)} + 273)^4 \right] \quad (3.22)$$

Na Equação (3.21),  $\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção, que é tomado para efeitos práticos, como igual a 25 W/m<sup>2</sup>°C;  $T_{\text{gases},t}$  é a temperatura dos gases, em °C, obtida conforme Seção 3.3, no passo de tempo corrente;  $T_{\text{aço},(t-\Delta t)}$  é a temperatura do elemento estrutural em aço, no passo de tempo anterior. Em (3.22),  $\epsilon_{\text{res}}$  é a emissividade resultante do material; o valor  $5,67 \times 10^{-8}$  W/m<sup>2</sup> °C<sup>4</sup> é a constante de Stefan-Boltzmann.

Para elementos estruturais de aço com proteção térmica que estão situados no interior do edifício, a elevação de temperatura, quando a seção transversal está submetida a um aquecimento uniforme, é dada considerando também a influência das propriedades e espessura do material de proteção, de forma que:

$$\Delta T_{aço,t} = \frac{\lambda_m (u_m/A) (T_{gases,t} - T_{aço,t}) \Delta t}{t_m c_{aço} \rho_{aço}} - \frac{\Delta T_{gases,t}}{(4/\xi) + 1} \quad (3.23)$$

Mas  $\Delta T_{aço,t} \geq 0$  se  $\Delta T_{gases,t} > 0$ , e ainda com:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_{aço} \rho_{aço}} t_m (u_m/A) \quad (3.24)$$

com  $\lambda_m$ ,  $t_m$ ,  $c_m$  e  $\rho_m$  sendo a condutividade térmica, a espessura, o calor específico e a massa específica do material de revestimento contra fogo, respectivamente;  $T_{aço,t}$  é a temperatura do elemento estrutural em aço, no passo de tempo corrente;  $\Delta T_{gases,t}$  é a variação de temperatura dos gases, no passo de tempo corrente;  $u_m$  é o perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo em m; a relação  $u_m/A$  define o fator de massividade do elemento estrutural protegido;  $\Delta t$ , neste caso, não pode ser adotado maior que 30 s.

Dessa forma, para ambos os casos tratados, a temperatura no elemento estrutural em aço, no instante de tempo corrente, é dada da seguinte forma:

$$T_{aço,t} = T_{aço,t-\Delta t} + \Delta T_{aço,t} \quad (3.25)$$

Deve-se destacar que o procedimento apresentado para a determinação da elevação de temperatura nos elementos estruturais de aço, com e sem proteção térmica, é do tipo incremental simples para quaisquer curvas de incêndio. A temperatura é avaliada em cada intervalo de tempo no decorrer do incêndio até que seja atingido o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Nunes (2014) ainda ressalta que esse procedimento não pode ser aplicado quando a proteção térmica for feita por pintura intumescente ou por algum outro material de comportamento similar, sendo a elevação de temperatura, neste caso, determinada através de ensaios experimentais.

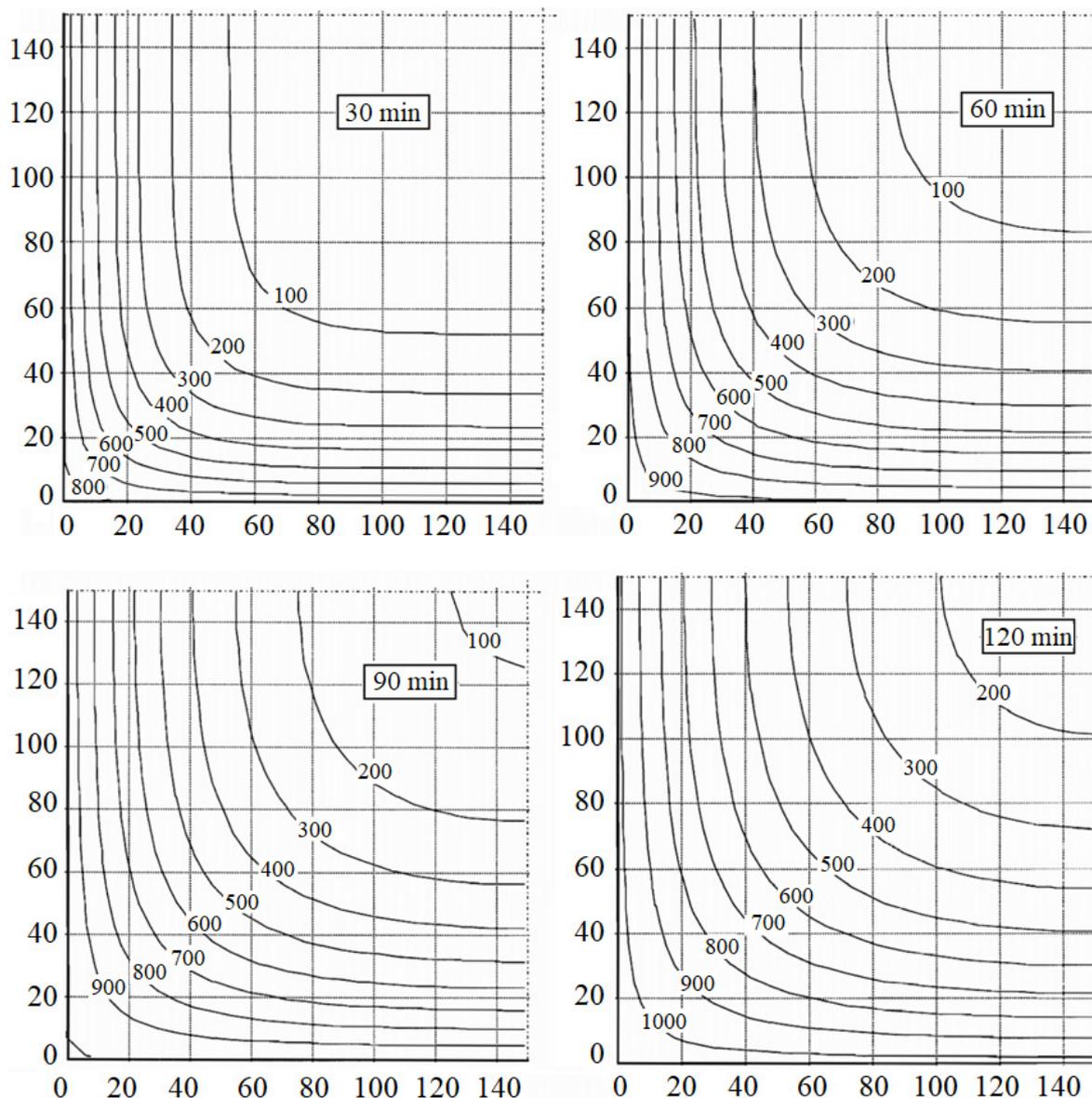
Outro aspecto relevante diz respeito à elevação de temperatura em vigas mistas de aço e concreto. Quando a viga de aço não for envolvida por material de revestimento contra incêndio, ou possuir proteção tipo contorno, a distribuição de temperatura na mesma deve ser tomada como não uniforme, com a seção transversal dividida em três partes: mesa inferior, alma e mesa superior. Nesse caso são considerados os seguintes aspectos: não existe transferência de calor entre as três partes da seção e nem entre a mesa superior e a laje de

concreto; a temperatura da alma pode ser considerada igual à temperatura da mesa inferior; o acréscimo de temperatura,  $\Delta T_{aço,t}$ , das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo,  $\Delta t$ , deve ser determinado conforme a Equação (3.19) ou (3.23), respectivamente, se o perfil de aço não for revestido ou tiver revestimento tipo contorno; e o fator de massividade para as mesas inferior e superior devem ser determinadas conforme anexo A da ABNT NBR 14323:2013.

### 3.5.2 Elemento estrutural em concreto

De modo geral, o concreto apresenta comportamento bastante complexo e instável nos primeiros instantes do aquecimento devido às mudanças na microestrutura do material. As propriedades termo-hidro-mecânicas também variam em função da temperatura, taxa de aquecimento, teor de umidade inicial, geometria e dimensões do elemento estrutural, materiais constituintes, interações físico-químicas, dentre outras (Klein Jr., 2011). A distribuição de temperatura em elementos estruturais de concreto depende das transferências de massa que ocorrem no seu interior devido à migração do vapor de água durante o aquecimento. A baixa condutividade do material provoca uma elevação de temperatura não uniforme no interior dos elementos. O aumento de temperatura é mais intenso nas faces expostas às chamas (principalmente nos cantos) e decresce na medida em que se progride para o seu interior. Por esse motivo, o aquecimento do concreto mostra-se mais complexo de ser equacionado quando comparado ao aquecimento dos elementos de aço.

O aquecimento em elementos estruturais de concreto para fins de modelo de cálculo simplificado é, geralmente, representado através de gráficos de isotermas, como destacado anteriormente. O anexo A da EN 1992-1-2:2004 fornece perfis de temperatura calculados para lajes, vigas e pilares de concreto expostos ao incêndio. Para exemplificar, são mostradas na Figura 3.7 as isotermas obtidas para um pilar de concreto com seção quadrada de dimensões 30 x 30 cm exposto ao incêndio por todos os lados, para os tempos de exposição ao fogo de 30, 60, 90 e 120 min. Devido à simetria, é apresentada apenas a quarta parte da seção transversal de cada elemento estrutural, em mm. As isotermas, em °C, foram obtidas para um concreto com umidade relativa de 1,5% e considerando a curva do limite inferior para a condutividade térmica conforme Equação (3.6). Com relação às condições de contorno, considerou-se um coeficiente de transferência de calor por convecção,  $\alpha_c$ , igual a 25 W/m<sup>2</sup> °C e uma emissividade resultante do material,  $\epsilon_{res}$ , igual a 0,7.



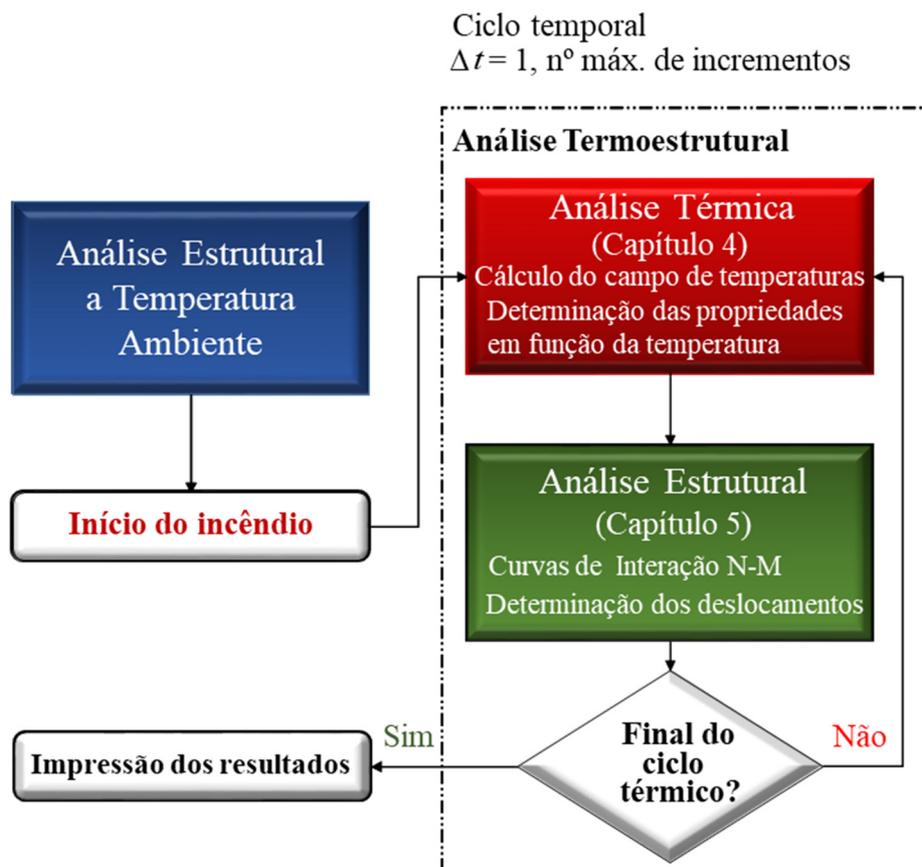
**Figura 3.7** Isotermas para pilar de concreto 30 x 30 cm (Fonte: EN 1992-1-2:2004)

### 3.6 O Problema Termo Estrutural

No presente capítulo foram tratados os fundamentos básicos e necessários para a compreensão do comportamento de estruturas/elementos estruturais de aço e concreto em situação de incêndio. Uma análise termo estrutural consiste basicamente na determinação da distribuição de temperatura nos elementos estruturais (análise térmica) e na simulação dos deslocamentos, deformações e tensões internas na estrutura (análise estrutural), considerando a perda de resistência e de rigidez do material estrutural com o aumento da temperatura.

O problema termo estrutural tem sua solução através de um sistema acoplado, já que as temperaturas influenciam nas propriedades mecânicas dos materiais, conforme apresentado em 3.4, e nas deformações térmicas. As deformações por sua vez influenciam na densidade que interfere no campo de temperaturas. Segundo Vila Real (1993), no entanto, em uma análise com um procedimento de solução incremental-iterativo, os incrementos são geralmente pequenos o suficiente para que a variação da densidade seja muito pequena dentro do intervalo em que o incremento é considerado. Assim, a resolução do problema estrutural, com base em uma configuração térmica relativa ao início do intervalo, não promove erros que possam prejudicar a precisão do problema (Ribeiro, 2009).

Sendo assim, no presente trabalho é adotado o procedimento da resolução consecutiva de dois sistemas de equações dentro de cada intervalo de tempo: um sistema resultante da integração da equação de condução de calor (análise térmica) e um sistema correspondente às equações incrementais de equilíbrio (análise estrutural) conforme ilustra-se no fluxograma mostrado na Figura 3.8.



**Figura 3.8** Fluxograma simplificado da solução do problema termo estrutural

A análise termo estrutural parte de uma análise estrutural inicial a temperatura ambiente. O objetivo é determinar os deslocamentos e esforços presentes na estrutura devido ao carregamento aplicado antes da ocorrência do suposto incêndio. Considerando a ocorrência do incêndio, inicia-se a determinação do campo de temperaturas na seção transversal dos elementos estruturais afetados pelo fogo, para cada instante estabelecido do incêndio. Nessa fase, a temperatura no elemento estrutural pode ser obtida pelo método simplificado destacado em 3.5 ou, de forma mais precisa, pela análise numérica via MEF que é apresentada no Capítulo 4. Deve-se ressaltar que sempre serão consideradas a variação das propriedades térmicas dos materiais em função do aumento da temperatura.

Com o campo de temperaturas estabelecido na análise térmica, obtém-se a variação das propriedades mecânicas (resistência e rigidez) e térmicas (alongamento relativo) dos materiais em função da temperatura para serem considerados na análise estrutural, estabelecendo-se assim um acoplamento fraco entre essas análises (térmica e estrutural).

# Capítulo 4

## Análise Térmica do Elemento Estrutural

### 4.1 Introdução

A análise térmica de um elemento estrutural submetido à situação de incêndio consiste em determinar a variação de temperatura ou o campo de temperaturas no elemento de interesse, a partir das condições de contorno provenientes do modelo de incêndio adotado. Nos problemas de estruturas em situação de incêndio, a análise térmica envolve, basicamente, duas partes: a determinação do calor transferido por convecção e radiação, proveniente do incêndio, no contorno do elemento de interesse; e, a determinação da transferência de calor por condução no interior dos elementos estruturais.

Sendo assim, deve-se entender adequadamente os mecanismos de transferência de calor, por convecção, radiação e condução, os quais possibilitam determinar a transferência de energia para um elemento/corpo qualquer. Além disso, para determinação correta da transferência de calor no interior dos elementos estruturais, é necessário considerar a variação das propriedades térmicas dos materiais constituintes em função da temperatura, conforme destacado no capítulo anterior.

A análise térmica desenvolvida e implementada no presente trabalho visa basicamente determinar a distribuição de temperatura nos elementos estruturais em situação de incêndio, de modo que uma análise mecânica tenha os subsídios necessários para a avaliação da perda de resistência e de rigidez do material estrutural com o aumento de temperatura.

Neste capítulo são apresentados os mecanismos de transferência de calor, o problema de condução de calor, bem como a formulação para análise térmica via Método dos

Elementos Finitos (MEF) obtida por uma formulação baseada no Método dos Resíduos Ponderados (MRP) implementada no módulo computacional desenvolvido, CS-ASA/FA, para análise térmica.

## 4.2 Mecanismos de Transferência de Calor

Para um entendimento adequado dos mecanismos de transferência de calor, as definições de temperatura e calor precisam estar bem claras. A temperatura trata-se de uma grandeza escalar que determina o grau de agitação das moléculas de um corpo, indicando se ele está quente ou frio. Além disso, pode ser usada para prever a direção da transferência de calor. Já o calor é a energia térmica em trânsito motivada pela diferença de temperatura entre dois corpos.

Em um ambiente em chamas, a temperatura dos elementos estruturais, após certo intervalo de tempo, tende a se aproximar da temperatura dos gases quentes. Para que a elevação térmica nos elementos seja determinada, é necessário conhecer os mecanismos de transferência de calor envolvidos, conhecidos por condução, convecção e radiação.

A condução é descrita como um mecanismo de transferência de calor essencialmente entre materiais sólidos por contato, envolvendo elétrons livres. Dessa forma, materiais considerados bons condutores elétricos também são bons condutores de calor. Em materiais de baixa condutividade térmica, o calor é conduzido por uma vibração mecânica da cadeia molecular. Para os corpos sólidos (elementos estruturais, por exemplo), as trocas de calor no domínio (volume do corpo) ocorrem apenas por condução. Portanto, a modelagem numérica do campo térmico de seções transversais de elementos estruturais em aço, concreto armado e mistos de aço e concreto depende essencialmente do problema de condução de calor entre as partes, que é apresentado na Seção 4.3.

A transferência de calor por convecção ocorre na interface formada entre duas superfícies de estados físicos diferentes. Ou seja, entre as partes em movimento de um fluido (líquido ou gasoso) ou entre esse e superfícies sólidas a diferentes temperaturas. As correntes de convecção em um fluido estão sempre associadas a diferenças de pressão. Quando as correntes de convecção se desenvolvem devido unicamente à diferença de densidade do fluido oriunda dos gradientes térmicos, a convecção é dita natural. Se as diferenças de pressão forem motivadas por causas externas como ventiladores, bombas, explosões ou reações de queima, a convecção é dita forçada (Chapman, 1984; Moran *et al.*, 2003; Kreith *et al.*, 2014).

Na análise térmica de uma estrutura em situação de incêndio, a convecção ocorre entre um fluido e a superfície de um sólido. Assim, o processo de transferência de calor por convecção é aproximado como um tipo de condição de contorno para o domínio sólido conforme é destacado na subseção 4.3.2.

A transferência de calor por radiação consiste no fato de que todos os corpos emitem constantemente energia por meio de ondas eletromagnéticas que podem propagar-se no vácuo. Todos os corpos emitem radiações térmicas que são proporcionais à sua temperatura. Quanto maior a temperatura, maior a quantidade de calor que o objeto irradia. Simplificadamente, o mecanismo da radiação consiste na emissão de ondas eletromagnéticas por um corpo aquecido, que, ao serem absorvidas por um receptor, transformam-se em energia térmica. O fluxo de calor radiativo entre esses corpos depende também da característica de suas superfícies (Kreith *et al.*, 2014).

Quando a energia térmica radiante atinge qualquer objeto na sua trajetória, este corpo pode absorver, refletir ou transmitir a radiação térmica incidente. Diante disso, empregam-se os termos absorptância, refletividade e transmitância como fatores que permitem representar as frações de radiação que um corpo absorve, reflete e transmite, respectivamente (Wang, 2002). Assim como na convecção, o processo de transferência de calor por radiação é utilizado também como um tipo de condição de contorno para o domínio sólido, na análise térmica.

### 4.3 Problema de Condução de Calor

A lei física que rege a transmissão de calor por condução é denominada Lei de Fourier, estabelecida em 1822. Segundo essa lei, a quantidade de calor que atravessa uma área normal à direção do fluxo calorífico, na unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico, ou seja (Bathe, 1996),

$$q' = -kA \frac{\partial T}{\partial n} \quad (4.1)$$

em que  $A$  é a área da seção transversal através da qual o calor flui por condução, medida perpendicularmente à direção do fluxo,  $k$  é a constante de proporcionalidade, denominada condutividade térmica do material, e  $\partial T / \partial n$  é o gradiente de temperatura na seção, isto é, a razão de variação da temperatura  $T$  com a distância, na direção  $n$  do fluxo de calor. O sinal

negativo na Equação (4.1) significa que o fluxo de calor ocorre em sentido contrário ao gradiente de temperatura.

A quantidade de calor por unidade de área e por unidade de tempo é chamado fluxo de calor, e é dado por:

$$q = \frac{q'}{A} = -k \frac{\partial T}{\partial n} \quad (4.2)$$

que é a expressão do princípio básico da condução de calor unidimensional em regime permanente.

Considerando um elemento infinitesimal de um corpo bidimensional (de espessura constante) com domínio  $\Omega$  e contorno  $\Gamma$ , com referência a um sistema de coordenadas cartesianas  $(x, y)$  (Figura 4.1), é possível determinar a equação que governa o problema de condução de calor em um meio bidimensional em equilíbrio aplicando-se a primeira lei da termodinâmica, Lei de Conservação da Energia, no elemento infinitesimal bidimensional:

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Fluxo de} & & \text{Fluxo de} & & \text{Calor} & & \text{Variação da} \\ \text{calor que} & - & \text{calor que} & + & \text{gerado} & = & \text{energia interna do} \\ \text{entra} & & \text{sai} & & \text{internamente} & & \text{elemento} \end{array}$$

Sendo  $q_x$  e  $q_y$  as componentes do vetor fluxo de calor, a diferença entre o fluxo que entra e o que sai no elemento é dada por (Kreith *et al.*, 2014):

$$(q_x + q_y) - \left[ \left( q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) + \left( q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) \right] \quad (4.3)$$

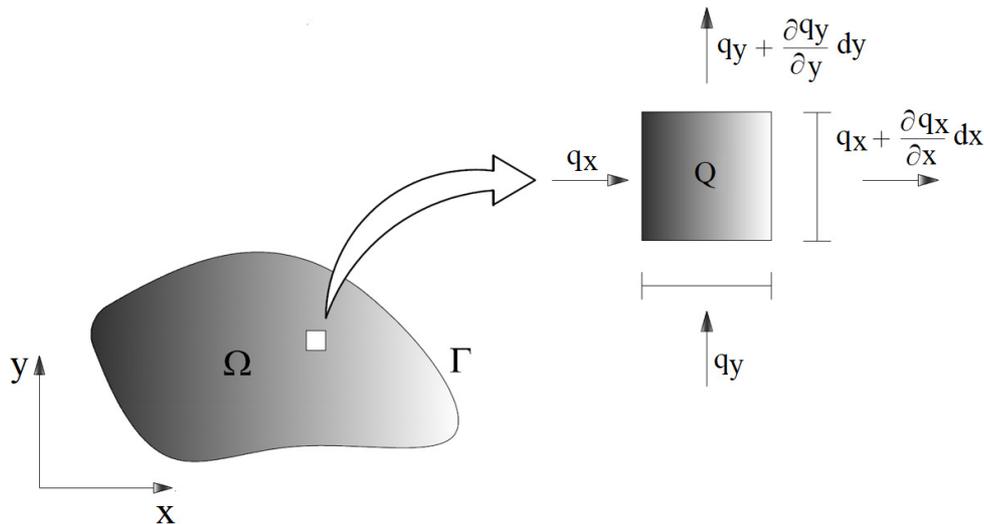
O calor gerado no interior do elemento por unidade de volume e tempo,  $Q$ , considerando, sem perda de generalidade, que a espessura do corpo é unitária, pode ser dado por:

$$Q dx dy \quad (4.4)$$

A variação da energia interna na unidade de tempo é expressa por:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} dx dy \quad (4.5)$$

com  $\rho$  sendo a massa específica do material,  $c$  é o calor específico do material e  $T(x,y,t)$  é a distribuição de temperatura.



**Figura 4.1** Fluxo de calor em um elemento bidimensional infinitesimal

Substituindo as Equações (4.3), (4.4) e (4.5) na lei de conservação de energia, chega-se na equação correspondente à propagação de calor por condução, isto é:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} - Q + \rho c \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (4.6)$$

A equação anterior ainda pode ser reescrita aplicando-se a lei de Fourier (4.2), então:

$$\left( k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right) + \left( k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.7)$$

Supondo as hipóteses de homogeneidade térmica e isotropia, a condutividade térmica,  $k$ , é constante em qualquer ponto do material e em qualquer direção. Sendo assim, a Equação (4.7) é reescrita como:

$$k \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad \text{ou} \quad \nabla^2 T + \frac{Q}{k} = \frac{\rho c}{k} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.8)$$

em que  $\nabla$  é o operador Laplaciano e  $k/\rho c$  é a difusividade térmica do material.

No caso particular de regime permanente (ou estacionário), a temperatura não varia com o tempo ( $\partial T/\partial t = 0$ ) e a Equação (4.8) transforma-se na *equação de Poisson*, que governa vários dos problemas de campo importantes na Engenharia. Além disso, em regime permanente e não havendo geração interna de calor ( $Q = 0$ ), tem-se em (4.8) a equação conhecida como *equação de Laplace*.

### 4.3.1 Condições Iniciais e de Contorno

O campo de temperaturas que satisfaz a equação de condução de calor (4.7) deve satisfazer as condições iniciais e de contorno do problema, ou seja, para a obtenção da solução da Equação (4.7), é necessário especificar condições iniciais (tempo  $t = t_0$ ) no domínio,  $\Omega$ , bem como condições de contorno associadas à superfície,  $\Gamma$ , para o problema de interesse. Para os corpos sólidos, como já comentado, as trocas de calor no volume do corpo (domínio) ocorrem apenas por condução. Estando um corpo sólido envolvido por um fluido, como mostrado na Figura 4.2, pode-se adotar a convecção conjuntamente com a radiação como condição de contorno para o problema de domínio sólido (*contorno convectivo radiativo*), além de um fluxo de calor prescrito.

No que diz respeito às condições iniciais a serem consideradas, essas consistem de um campo de temperaturas no início da análise, especificadas conforme:

$$T = T_0(x, y, 0) \quad \text{em } \Omega, \text{ para } t = t_0 \quad (4.9)$$

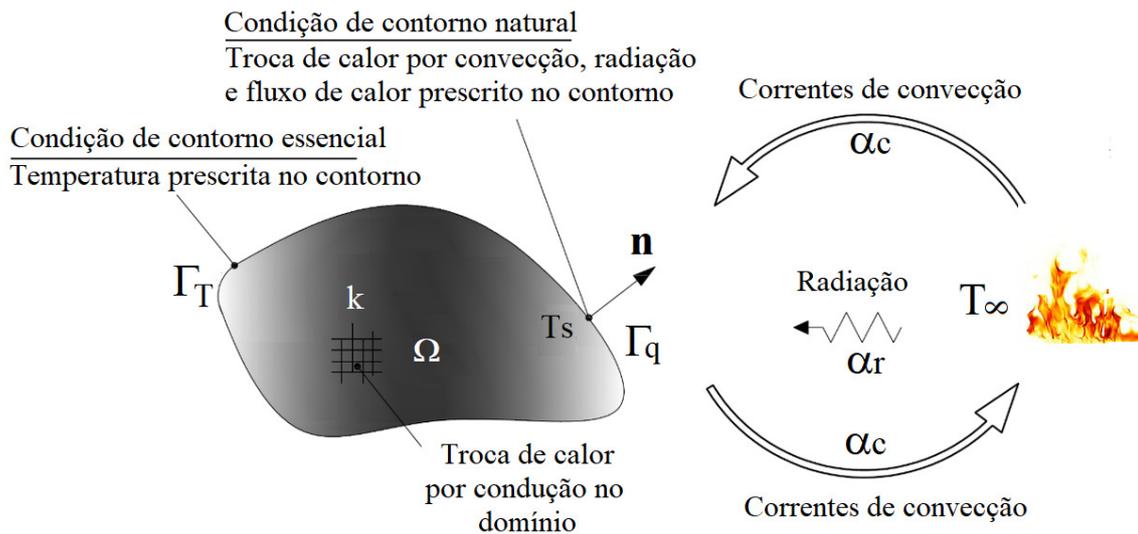
partindo de um instante de tempo  $t_0$ . Adicionalmente, as condições de contorno a serem estabelecidas podem ser divididas em essenciais ou naturais. As condições de contorno essenciais, ou também chamadas de *Dirichlet*, correspondem a temperaturas prescritas numa parte do contorno ( $\Gamma_T$ ):

$$T = T(x, y, t) \quad \text{em } \Gamma_T \quad (4.10)$$

As condições de contorno naturais, ou de *Neumann*, correspondem à troca de calor por convecção, radiação e fluxos de calor prescritos em uma parte do contorno ( $\Gamma_q$ ), saindo do domínio na direção normal  $\mathbf{n}$  ao contorno, isto é:

$$q = -k \frac{\partial T}{\partial n} = q_0(x, y, t) + h(T_s - T_\infty) \quad \text{em } \Gamma_q \quad (4.11)$$

sendo  $q_0(x, y, t)$  o fluxo de calor prescrito no instante  $t$ ,  $h$  é o coeficiente combinado de transmissão de calor por convecção e radiação ( $h = \alpha_c + \alpha_r$ ),  $T_s$  e  $T_\infty$  são as temperaturas na superfície do corpo sólido e dos gases, respectivamente. No caso de uma superfície perfeitamente isolada (ou adiabática), o fluxo de calor é tomado igual a zero.



**Figura 4.2** Condições de contorno em um problema de domínio sólido

## 4.4 MEF Aplicado ao Problema de Condução de Calor

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos de aproximação mais difundidos, tanto no meio acadêmico como entre os engenheiros e projetistas na modelagem computacional de uma forma geral. Isso se deve à grande aplicabilidade e simplicidade do mesmo, podendo servir às mais diversas análises, como: corpos sólidos, fluidos, meios porosos, meios elásticos ou hiper elásticos, plásticos, em análise linear e não linear, análise estática e dinâmica, entre outras. A ideia básica do método é a de que os corpos podem ser estudados como sendo constituídos por elementos de dimensões finitas que se relacionam uns com os outros por meio de seus nós, ou seja, o meio contínuo é discretizado (dividido) em subdomínios, referidos como elementos, que são interligados através de seus pontos nodais onde são definidos os graus de liberdade a serem determinados.

Uma rede de pontos (elementos) define a malha de elementos finitos, e o refinamento dessa malha pode proporcionar melhores respostas do problema estudado. Porém, esse refinamento aumenta o número de incógnitas e, conseqüentemente, o custo computacional. Entretanto, deve-se adotar um número de elementos que leve a uma solução satisfatória dentro da precisão desejada e do tempo de processamento esperado.

O problema de condução de calor, conforme apresentado na seção anterior, consiste em resolver uma equação diferencial parcial, considerando as características térmicas do material (Lei de Fourier) e satisfazendo as condições iniciais, bem como as de contorno. Muitos problemas de Engenharia são regidos por equações diferenciais, no entanto, apenas

para alguns casos mais simples são conhecidas as soluções analíticas para essas equações. Soluções aproximadas para equações diferenciais podem ser obtidas através do Método dos Resíduos Ponderados (MRP) (Bathe, 1996). Tal método é aplicável a uma grande variedade de problemas e, por isso, se faz desnecessário buscar uma formulação variacional para aplicação do MEF nesses problemas.

Uma solução aproximada da Equação (4.6), com condições de contorno apropriadas, pode ser encontrada com o emprego de um somatório, conforme descrito a seguir (Ribeiro, 2009):

$$T \cong \hat{T} = \sum_{i=1}^m N_i a_i = \mathbf{N} \mathbf{a} \quad (4.12)$$

em que  $a_i$  são parâmetros ainda desconhecidos, e  $N_i$  são denominadas funções de interpolação (ou de forma ou de base). A solução aproximada  $\hat{T}$  deve, necessariamente, satisfazer as condições de contorno essenciais do problema e é considerada uma boa aproximação se o resíduo

$$R_{\Omega} = A(\hat{T}) = A\left(\sum_{i=1}^n N_i a_i\right) \quad (4.13)$$

for pequeno no domínio  $\Omega$ , para  $A$  um operador diferencial. No MRP, os parâmetros  $a_i$  são escolhidos de modo a tornar nulo, não o valor do resíduo  $R_{\Omega}$ , mas sim certas médias ponderadas:

$$\int_{\Omega} W_i R_{\Omega} d\Omega = 0 \quad (4.14)$$

sendo  $W_i$  um conjunto de funções de peso (ou ponderadoras) independentes. O conceito do MRP é estendido às condições de contorno, assim, há a necessidade de se considerar um novo resíduo no contorno  $\Gamma$ :

$$R_{\Gamma} = C(\hat{T}) = C\left(\sum_{i=1}^n N_i a_i\right) \quad (4.15)$$

Aplicando o conceito de nulidade das médias ponderadas e considerando um conjunto de funções de peso independentes para o contorno, tem-se:

$$\int_{\Gamma} W_i R_{\Gamma} d\Gamma = 0 \quad (4.16)$$

É importante ressaltar que existe uma variedade de métodos para a escolha das funções de peso aplicáveis ao problema como, por exemplo: método da colocação, método da sub-região, método dos mínimos quadrados e método de Galerkin. No presente trabalho será empregado o método de Galerkin, uma vez que esse método é capaz de gerar matrizes simétricas (sendo  $A$  um operador diferencial simétrico), o que é preferido para o uso posterior do MEF.

#### 4.4.1 Equação de Equilíbrio via MEF

No método de Galerkin a função de peso em (4.14) e (4.16) é assumida igual às funções interpoladoras  $N_i$ , que são organizadas na forma matricial como  $\mathbf{N}$ , a expressão do resíduo para a Equação (4.6) é dada por:

$$\mathbf{R}_\Omega = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} - Q + \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.17)$$

Substituindo (4.17) em (4.14), vem:

$$\int_\Omega \mathbf{N}^T \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) d\Omega - \int_\Omega \mathbf{N}^T Q d\Omega + \int_\Omega \mathbf{N}^T \rho c \frac{\partial T}{\partial t} d\Omega = 0 \quad (4.18)$$

Aplicando a regra da cadeia na primeira integral e realizando algumas manipulações algébricas, tem-se:

$$\int_\Omega \left[ \frac{\partial}{\partial x} (\mathbf{N}^T q_x) + \frac{\partial}{\partial y} (\mathbf{N}^T q_y) \right] d\Omega - \int_\Omega \left( \frac{\partial \mathbf{N}^T}{\partial x} q_x + \frac{\partial \mathbf{N}^T}{\partial y} q_y \right) d\Omega \quad (4.19)$$

Na primeira integral da equação anterior é aplicado o teorema da divergência, resultando em (Rigobello, 2011):

$$\int_\Gamma \mathbf{N}^T q_n d\Gamma \quad \text{com } q_n = \mathbf{q}_x \mathbf{n}_x + \mathbf{q}_y \mathbf{n}_y = \mathbf{q} \cdot \mathbf{n} \quad (4.20)$$

O termo  $q_n$  é conhecido no contorno, portanto, é possível expandir a integral de superfície (4.20) em três integrais, uma para cada região do contorno, conforme indicado na Figura 4.2, e considerando (4.11):

$$\int_{\Gamma_T} \mathbf{N}^T q_n d\Gamma + \int_{\Gamma_q} \mathbf{N}^T q_0 d\Gamma + \int_{\Gamma_q} \mathbf{N}^T h (T_s - T_\infty) d\Gamma \quad (4.21)$$

Cabe destacar que a integral no contorno  $\Gamma_T$  pode ser desprezada já que a mesma ocorre no contorno de temperaturas prescritas e são impostas na resolução do sistema de equações. Por fim, substituindo (4.21) em (4.19) e, em seguida, substituindo (4.19) em (4.18) chega-se:

$$\int_{\Gamma_q} \mathbf{N}^T q_0 d\Gamma + \int_{\Gamma_q} \mathbf{N}^T h(T_s - T_\infty) d\Gamma - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T Q d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \rho c \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} d\Omega = 0 \quad (4.22)$$

Através da discretização do domínio em elementos finitos, as temperaturas são interpoladas no interior de cada elemento como:

$$\mathbf{T} = \sum_{i=1}^n \mathbf{N}_i T_i = \mathbf{N} \mathbf{T}^e \quad (4.23)$$

com  $\mathbf{N}$ , matriz das funções interpoladoras, definida para cada elemento, enquanto  $\mathbf{T}^e$  é o vetor que contém o valor das temperaturas nodais no elemento. Definindo as relações (domínio bidimensional) a seguir:

$$\mathbf{B} = \left[ \frac{\partial \mathbf{N}}{\partial x} \quad \frac{\partial \mathbf{N}}{\partial y} \right]^T \quad (4.24)$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

e substituindo-as juntamente com (4.23) em (4.22), chega-se na equação de equilíbrio do problema transiente de condução de calor para um elemento finito, ou seja:

$$\mathbf{C}^e \left\{ \frac{\partial \mathbf{T}^e}{\partial t} \right\} + \mathbf{K}^e \{ \mathbf{T}^e \} = \mathbf{R}^e \quad (4.26)$$

com:

$$\mathbf{C}^e = \int_{\Omega} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega \text{ sendo a matriz de capacitância (capacidade térmica);}$$

$$\mathbf{K}^e = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + h \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Gamma \text{ definindo a matriz de condutividade térmica; e}$$

$$\mathbf{R}^e = Q \int_{\Omega} \mathbf{N}^T d\Omega + h T_\infty \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma - q_0 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma \text{ é o vetor de fluxos de calor nodais;}$$

Considerando a contribuição de todos os elementos do sistema estrutural, equação de equilíbrio global do problema transiente de condução de calor é dada como:

$$\mathbf{C} \left\{ \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} \right\} + \mathbf{K} \{ \mathbf{T} \} = \mathbf{R} \quad (4.27)$$

em que  $\mathbf{T}$  é o vetor de temperaturas nodais da estrutura que se deseja determinar.

É importante lembrar que os efeitos de ações térmicas podem ser analisados considerando os problemas térmicos em regime permanente, ou seja, as ações térmicas no contorno não variam com o tempo e, portanto, o campo de temperaturas resultante é constante. Assim, equação de equilíbrio do problema estacionário de condução de calor é dada fazendo-se o termo  $\partial \mathbf{T} / \partial t$  em (4.27) igual à zero, portanto:

$$\mathbf{K} \{ \mathbf{T} \} = \mathbf{R} \quad (4.28)$$

Uma estrutura em situação de incêndio está sujeita a temperaturas variadas do ambiente em chamas. Sendo assim, o emprego de uma análise térmica em regime transiente é mais adequado para a obtenção do campo de temperaturas nos elementos estruturais.

#### 4.4.2 Solução do Problema Transiente de Condução de Calor

Para determinar os valores aproximados das temperaturas, isto é, a solução da Equação (4.27), em qualquer malha de elementos finitos, é adotado um modelo numérico de integração no tempo baseado no Método das Diferenças Finitas (solução de Newmark), conforme apresentado em Lewis *et al.* (2004), Rigobello (2011) e Nunes (2014). Na Figura 4.3 é mostrada a variação de temperatura no intervalo de tempo  $\Delta t$  onde, através da série de Taylor (Press *et al.*, 1986; Heath, 1997), pode-se escrever a variação da temperatura em  $t_{n+\theta}$  como:

$$T_{n+\theta} = T_n + \theta \Delta t \frac{\partial T_{n+\theta}}{\partial t} + \theta \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial^2 T_{n+\theta}}{\partial t^2} + \dots \quad (4.29)$$

Considerando a aproximação para um dado intervalo de tempo  $\Delta t$ , tem-se:

$$\frac{\partial T_{n+\theta}}{\partial t} = \frac{T_{n+1} - T_n}{\Delta t} \quad (4.30)$$

e considerando-a em (4.29), a temperatura num instante  $t_{n+\theta}$ , desprezando-se os termos de ordem superior, é dada por:

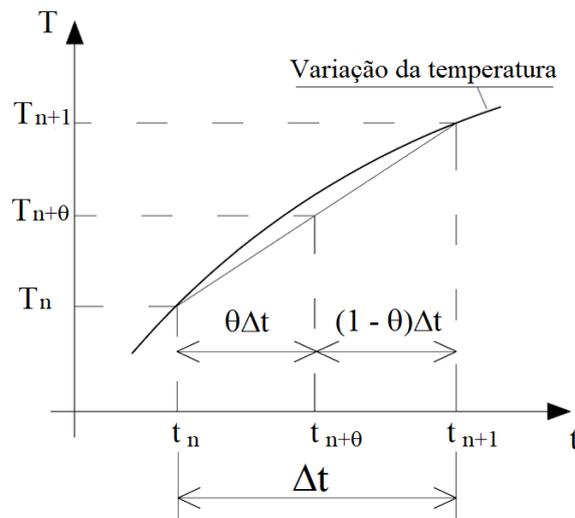
$$T_{n+\theta} = \theta T_{n+1} + (1 - \theta) T_n \quad (4.31)$$

A equação de equilíbrio do problema transiente de condução de calor (4.27) pode ser reescrita na forma:

$$\mathbf{C}_{n+\theta} \left\{ \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} \right\}_{n+\theta} + \mathbf{K}_{n+\theta} \{ \mathbf{T} \}_{n+\theta} = \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.32)$$

Substituindo então as Equações (4.30) e (4.31) na Equação (4.32), vem:

$$\mathbf{C}_{n+\theta} \left\{ \frac{T_{n+1} - T_n}{\Delta t} \right\} + \mathbf{K}_{n+\theta} \{ \theta T_{n+1} + (1-\theta) T_n \} = \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.33)$$



**Figura 4.3** Variação da temperatura no intervalo de tempo  $\Delta t$

A equação anterior pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$\{ \mathbf{T}_{n+1} \} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})^{-1} [ \mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta} ] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.34)$$

ou ainda, de forma mais compacta, como:

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} \{ \mathbf{T} \}_{n+1} = \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} \quad (4.35)$$

com:

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = \mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta} \quad (4.36)$$

$$\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [ \mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta} ] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.37)$$

Na Equação (4.35),  $n$  é o número total de intervalos de tempo, enquanto  $\theta$  é um parâmetro que define, dentro de cada intervalo de tempo, o instante em que a Equação (4.27)

será satisfeita. Através da variação de  $\theta$ , diferentes esquemas de integração no tempo podem ser obtidos, como apresentado na Tabela 4.1 (Cook *et al.*, 1989).

**Tabela 4.1** Diferentes esquemas de integração no tempo

| $\theta$ | Esquema de Integração | Nome do Esquema |
|----------|-----------------------|-----------------|
| 0        | Explícito             | Forward-Euler   |
| 1/2      | Implícito             | Crank-Nicolson  |
| 2/3      | Implícito             | Galerkin        |
| 1        | Implícito             | Backward-Euler  |

Como pode ser observado, a Equação (4.35) é fortemente não linear devido à dependência estabelecida das propriedades do material com a temperatura. Vale destacar que não há um método geral para resolver tal sistema não linear de equações. No entanto, existem várias técnicas numéricas essencialmente baseadas numa integração linear no tempo e utilizando processos iterativos.

Neste trabalho foram implementados dois procedimentos de resolução do sistema de equações descrito por (4.35): incremental simples; e incremental-iterativo. Para o último, as iterações podem ser realizadas através dos algoritmos de Picard, também conhecido como método das aproximações sucessivas, e Newton-Raphson. Tais procedimentos de solução numérica são detalhados a seguir.

#### 4.4.3 Algoritmo Incremental Simples

O algoritmo de solução baseado em um procedimento incremental simples é mostrado na Quadro 4.1. Alguns autores utilizaram esse procedimento de solução, como exemplo Mouço (2008), em que foi destacado que a precisão do procedimento é suficiente e não afeta consideravelmente a resposta estrutural, principalmente quando intervalos reduzidos de tempo são escolhidos.

#### 4.4.4 Algoritmo Incremental-Iterativo de Picard

Como destacado anteriormente, o fato da Equação (4.35) ser não linear, a utilização de um método iterativo pode ser necessária. Uma forma de resolver (4.35) é através do método das aproximações sucessivas introduzido por Charles Émile Picard (Reddy e Gartling, 1985; Carmo e Faria, 2015). O método de Picard envolve a estimativa sequencial da temperatura

( $\mathbf{T}$ ) usando as estimativas da matriz  $\hat{\mathbf{K}}$  e do vetor  $\hat{\mathbf{R}}$ . O algoritmo de solução baseado no processo iterativo de Picard é apresentado na Quadro 4.2.

**Quadro 4.1** Algoritmo incremental simples

---

**1. SOLUÇÃO DO PROBLEMA TRANSIENTE DE CONDUÇÃO DE CALOR:**

**1a.** Definem-se os dados de entrada, condições iniciais e de contorno

**1b.** Faz:  $T_n = T_{n+1} = T_0 = 20^\circ\text{C}$  (Temperatura ambiente)

**2. PROCESSO INCREMENTAL:** *incremento de tempo = 1, 2, 3, ..., n<sub>máx</sub>*

**2a.** Calcula: Matriz de Capacitância:  $\mathbf{C}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega$

**2b.** Calcula: Matriz de Condução Térmica:  $\mathbf{K}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + h \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Gamma$

**2c.** Calcula: Fluxo de Calor:  $\mathbf{R}_{n+\theta} = Q \int_{\Omega} \mathbf{N}^T d\Omega + h T_{\infty} \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma - q_0 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma$

**2d.** Obtém:  $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})$

**2e.** Obtém:  $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [\mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta}] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta}$

**2f.** Resolve o sistema de equações:  $\{\mathbf{T}\}_{n+1} = [\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}]^{-1} \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$

---

**3. REALIZA UM NOVO INCREMENTO DE TEMPO E VOLTA AO PASSO 2**

---

A partir dos valores de temperatura no início de um dado incremento ( $\mathbf{T}_0$ ) e da primeira aproximação destes valores no meio do incremento ( $\mathbf{T}_{n+\theta}$ ), pode-se obter a primeira aproximação para o vetor de temperaturas ( $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$ ) resolvendo a Equação (4.35), de modo que:

$$\mathbf{T}_{n+\theta}^1 = [\hat{\mathbf{K}}(\mathbf{T}_{n+\theta})]^{-1} \hat{\mathbf{R}}(\mathbf{T}_{n+\theta}, \mathbf{T}_0) \quad (4.38)$$

sendo:

$$\hat{\mathbf{K}}(\mathbf{T}_{n+\theta}) = \mathbf{C}(\mathbf{T}_{n+\theta}) + \theta \Delta t \mathbf{K}(\mathbf{T}_{n+\theta}) \quad (4.39)$$

$$\hat{\mathbf{R}}(\mathbf{T}_{n+\theta}, \mathbf{T}_0) = [\mathbf{C}(\mathbf{T}_{n+\theta}) - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}(\mathbf{T}_{n+\theta})] \mathbf{T}_0 + \mathbf{R}_{n+\theta} \quad (4.40)$$

Uma segunda aproximação ( $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$ ) é calculada através de uma extrapolação linear, fazendo-se:

$$\mathbf{T}_{n+\theta}^2 = \mathbf{T}_0 + 2(\mathbf{T}_{n+\theta} - \mathbf{T}_0) \quad (4.41)$$

Os valores de  $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$  e  $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$  são utilizados para a verificação do critério de convergência dado por:

**Quadro 4.2** Algoritmo incremental iterativo de Picard

---

**1. SOLUÇÃO DO PROBLEMA TRANSIENTE DE CONDUÇÃO DE CALOR:**

**1a.** Define os dados de entrada, condições iniciais e de contorno

**1b.** Faz:  $\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_0 = 20^\circ\text{C}$  (Temperatura ambiente)

**2. PROCESSO INCREMENTAL:** *incremento de tempo* = 1, 2, 3, ..., *nmáx*

**3. PROCESSO ITERATIVO PICARD:** *k* = 1, 2, 3, ..., *nmáx*

**3a.** Faz:  $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 = \mathbf{T}_{n+\theta}^2 = 0$

**3b.** Calcula a Matriz de Capacitância:  $\mathbf{C}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega$

**3c.** Calcula a Matriz de Condução Térmica:  $\mathbf{K}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + h \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Gamma$

**3d.** Calcula o Fluxo de Calor:  $\mathbf{R}_{n+\theta} = Q \int_{\Omega} \mathbf{N}^T d\Omega + h T_{\infty} \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma - q_0 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma$

**3e.** Obtém:  $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})$

**3f.** Obtém:  $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [\mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta}] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta}$

**3g.** Determina a 1ª aproximação:  $\mathbf{T}_{n+\theta}^1 = [\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}]^{-1} \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$

**3h.** Determina a 2ª aproximação:  $\mathbf{T}_{n+\theta}^2 = \mathbf{T}_0 + 2(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0)$

**3i.** Verifica a convergência:  $\frac{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_{n+\theta}^2\|}{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1\|} < \text{tolerância}$

**SIM:**

Calcula o vetor  $\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0)$

Atualiza o vetor  $\mathbf{T}_0 = \mathbf{T}_{n+\theta}^1$  e siga para o item 4

**NÃO:**

Se *k* < *nmáx*, calcula  $\mathbf{T}_{n+\theta} = 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 + 0,5(\mathbf{T}_{n+\theta}^1 + \mathbf{T}_0))$  e retorna ao passo 3

Se *k* = *nmáx*, pare e tente outra estratégia

---

**4. REALIZA UM NOVO INCREMENTO DE TEMPO E VOLTA AO PASSO 2**

---

$$\frac{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_{n+\theta}^2\|}{\|\mathbf{T}_{n+\theta}^1\|} < \text{tolerância} \quad (4.42)$$

onde  $\|\cdot\|$  é a norma Euclidiana de um vetor.

Se o critério de convergência não é verificado para uma dada tolerância pré-estabelecida, então o valor de  $\mathbf{T}_{n+\theta}$  é atualizado fazendo-se:

$$\mathbf{T}_{n+\theta} = 0,5 \left( \mathbf{T}_{n+\theta} + 0,5 \left( \mathbf{T}_{n+\theta}^1 + \mathbf{T}_0 \right) \right) \quad (4.43)$$

Com este novo valor  $\mathbf{T}_{n+\theta}$  reavalia-se a matriz  $\hat{\mathbf{K}}$  e o vetor  $\hat{\mathbf{R}}$ , obtendo-se uma nova aproximação para  $\mathbf{T}_{n+\theta}^1$  e  $\mathbf{T}_{n+\theta}^2$ . O critério de convergência (Equação 4.42) é avaliado novamente. O processo iterativo se repete até que o critério de convergência seja satisfeito. Quando isso acontece, um novo valor de  $\mathbf{T}_{n+\theta}$  é calculado da seguinte forma:

$$\mathbf{T}_{n+\theta} = \mathbf{T}_{n+\theta}^1 + 0,5 \left( \mathbf{T}_{n+\theta}^1 - \mathbf{T}_0 \right) \quad (4.44)$$

Uma vez finalizado o ciclo iterativo, atualiza-se o valor de  $\mathbf{T}_0 = \mathbf{T}_{n+\theta}^1$  e dá-se continuidade ao incremento de tempo.

#### 4.4.5 Algoritmo Incremental-Iterativo de Newton-Raphson

Em uma análise numérica, o uso do método de Newton-Raphson (Cook *et al.*, 1989) tem como objetivo determinar as raízes ou zeros de uma equação não linear. Neste método, admite-se que, dada uma estimativa inicial para a raiz, o problema consiste em determinar uma sequência de correções, até que se atinja a solução com uma precisão desejada. Para isso, a equação não linear, cujas raízes deverão ser determinadas, é aproximada através de uma série de Taylor. Grande parte dos métodos para solução de problemas estruturais não lineares baseia-se no emprego do método de Newton-Raphson. Na Quadro 4.3 descreve-se o algoritmo de solução da Equação (4.35) baseado no processo iterativo de Newton-Raphson.

Para iniciar o desenvolvimento do método de Newton-Raphson, a Equação (4.35) pode ser reescrita como:

$$\mathbf{g} = \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} - \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} \{\mathbf{T}\}_{n+1} \quad (4.45)$$

em que  $\mathbf{g}$  representa o vetor gradiente (ou desequilíbrio) que deve se anular ao longo do ciclo iterativo, indicando assim que um novo ponto de equilíbrio foi atingido.

A correção  $\delta \mathbf{T}^k$  é calculada, tal que:

$$\mathbf{g}\left(\mathbf{T}^{(k-1)} + \delta\mathbf{T}^k\right) \cong \mathbf{0} \quad (4.46)$$

**Quadro 4.3** Algoritmo incremental iterativo de Newton-Raphson

---

**1. SOLUÇÃO DO PROBLEMA TRANSIENTE DE CONDUÇÃO DE CALOR:**

1a. Defina os dados de entrada , condições iniciais e de contorno

1b. Faz:  $\mathbf{T}_n = \mathbf{T}_0 = 20^\circ\text{C}$  (Temperatura ambiente)

**2. PROCESSO INCREMENTAL:** *incremento de tempo = 1, 2, 3, ..., nmáx*

2a. Calcula a Matriz de Capacitância:  $\mathbf{C}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \rho c \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega$

2b. Calcula a Matriz de Condução Térmica:  $\mathbf{K}_{n+\theta} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + h \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Gamma$

2c. Calcula o Fluxo de Calor:  $\mathbf{R}_{n+\theta} = Q \int_{\Omega} \mathbf{N}^T d\Omega + h T_{\infty} \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma - q_0 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T d\Gamma$

2d. Obtém:  $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} = (\mathbf{C}_{n+\theta} + \theta \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta})$

2e. Obtém:  $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} = [\mathbf{C}_{n+\theta} - (1-\theta) \Delta t \mathbf{K}_{n+\theta}] \mathbf{T}_n + \mathbf{R}_{n+\theta}$

2f. Resolve o sistema:  $\mathbf{T}_{n+1} = \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}^{-1} \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$

**3. PROCESSO ITERATIVO NEWTON-RAPHSON:** *k = 1, 2, 3, ..., nmáx*

3a. Atualiza  $\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}$  e  $\hat{\mathbf{R}}_{n+\theta}$  para  $\mathbf{T}_{n+1}$

3b. Resolve, novamente, o sistema definido em 2f para obtenção de  $\mathbf{T}_{n+1}^k$

3c. Calcula o vetor de desequilíbrio:  $\mathbf{g} = \hat{\mathbf{R}}_{n+\theta} - \hat{\mathbf{K}}_{n+\theta} \{\mathbf{T}\}_{n+1}$

3d. Calcula a correção das temperaturas nodais:  $\delta\mathbf{T}^k = [\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}]^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)})$

3e. Atualiza as temperaturas nodais:  $\mathbf{T}_{n+1}^k = \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)} + \delta\mathbf{T}_{n+1}^k$

3f. Verifica a convergência:  $\frac{\|\mathbf{T}_{n+1}^k - \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)}\|}{\|\mathbf{T}_{n+1}^k\|} < \text{tolerância}$

**SIM:** Interrompa o processo iterativo e siga para o item 4

**NÃO:** Se  $k < nmáx$ , retorna ao passo 3

Se  $k = nmáx$ , pare e tente outra estratégia

---

**4. REALIZA UM NOVO INCREMENTO DE TEMPO E VOLTA AO PASSO 2**

---

Na equação anterior, os termos  $k$  e  $k-1$  referem-se, respectivamente, às iterações corrente e anterior. A partir da seguinte expansão em série de Taylor da equação anterior em torno de  $\mathbf{T}^{(k-1)}$ , ou seja,

$$\mathbf{g}\left(\mathbf{T}^{(k-1)} + \delta\mathbf{T}^k\right) \cong \mathbf{g}\left(\mathbf{T}^{(k-1)}\right) + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{T}^{(k-1)}} \delta\mathbf{T}^k + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 \mathbf{g}}{\partial (\mathbf{T}^{(k-1)})^2} (\delta\mathbf{T}^k)^2 + \dots \quad (4.47)$$

é possível determinar  $\delta\mathbf{T}^k$ .

Usando apenas os dois primeiros termos da série, e substituindo-a em (4.46), obtém-se:

$$\delta\mathbf{T}^k = -\frac{\mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)})}{\frac{\partial\mathbf{g}}{\partial\mathbf{T}^{(k-1)}}} = -\left(\frac{\partial\mathbf{g}}{\partial\mathbf{T}^{(k-1)}}\right)^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)}) \quad (4.48)$$

Da Equação (4.45), resulta que a derivada em (4.48) representa a soma da matriz  $-\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}$  com uma matriz não simétrica. Como aproximação, segundo Vila Real (2003) e Franssen (2005), pode-se desprezar a parte não simétrica com o objetivo de se manter a simetria do problema. De acordo ainda com Franssen (2005), com esse artifício, a convergência na busca da solução pode necessitar de algumas iterações a mais do que seria necessário se a matriz de iteração exata (assimétrica) fosse utilizada, mas as vantagens de se utilizar uma matriz simétrica, em termos de capacidade de armazenamento e tempo de processamento, compensam o tempo despendido com iterações adicionais.

Sendo assim, a Equação (4.48), que fornece a correção das temperaturas nodais, pode ser reescrita como:

$$\delta\mathbf{T}^k = [\hat{\mathbf{K}}_{n+\theta}]^{-1} \mathbf{g}(\mathbf{T}^{(k-1)}) \quad (4.49)$$

A nova estimativa para a solução, dada por:

$$\mathbf{T}^k = \mathbf{T}^{(k-1)} + \delta\mathbf{T}^k \quad (4.50)$$

é considerada a solução do problema até o critério de convergência, definido abaixo, for satisfeito, ou seja:

$$\frac{\|\mathbf{T}_{n+1}^k - \mathbf{T}_{n+1}^{(k-1)}\|}{\|\mathbf{T}_{n+1}^k\|} < \text{tolerância} \quad (4.51)$$

É importante destacar, que a análise térmica de várias seções transversais de elementos estruturais de aço, de concreto armado e mistos é mostrada no Apêndice D. O intuito é validar as implementações realizadas no CS-ASA/FA e avaliar a versatilidade do módulo na obtenção do campo de temperaturas de seções transversais.

# Capítulo 5

## Análise Estrutural sob Incêndio

### 5.1 Introdução

Uma análise estrutural em situação de incêndio consiste basicamente em verificar o comportamento de uma estrutura sob os efeitos da ação térmica provenientes dessa situação. A resposta estrutural se dá pela evolução dos deslocamentos, deformações e tensões na estrutura, em função da dilatação térmica e da degradação das propriedades mecânicas associadas à resistência e à rigidez dos materiais em decorrência da elevação temperatura. Conhecer bem a resposta estrutural sob a ação do fogo é fundamental para verificar/comprovar que a estrutura suporta o tempo mínimo estabelecido para o controle do incêndio sem danos à vida das pessoas envolvidas no local.

A metodologia de solução da análise termo estrutural empregada no presente trabalho consiste em três etapas. A primeira etapa se refere à análise estrutural inicial, à temperatura ambiente, para determinação dos deslocamentos e esforços presentes na estrutura devido ao carregamento aplicado antes da ocorrência do suposto incêndio. A segunda etapa consiste na determinação do campo de temperaturas na seção transversal dos elementos da estrutura afetados pelo fogo, para cada instante estabelecido do incêndio. Nessa etapa, a variação das propriedades dos materiais em função do aumento da temperatura é considerada. Ou seja, a partir dos resultados obtidos na análise térmica é possível determinar a variação das propriedades mecânicas (resistência e rigidez) e térmicas (alongamento relativo) dos materiais em função da temperatura. Dessa forma, na terceira etapa é realizada a obtenção dos deslocamentos e esforços na estrutura considerando-se a degradação das propriedades dos materiais, diante do aumento da temperatura, em cada instante estipulado da duração do incêndio. Assim, é estabelecida uma conexão entre as análises térmica e estrutural.

Como já foi destacado no Capítulo 1, as análises realizadas aqui utilizaram o programa computacional CS-ASA. Para atender aos objetivos propostos, este programa foi expandido com novas implementações e possibilidades de análises. Foram adicionados ao sistema computacional os módulos CS-ASA/FA (Capítulo 4) e CS-ASA/FSA, que são responsáveis pelas segunda e terceira etapas do processo de solução do problema termo estrutural, respectivamente.

Diante do que foi exposto nos parágrafos anteriores, neste capítulo são apresentados os fundamentos para a análise avançada de estruturas em aço, concreto e mistas de aço e concreto em situação de incêndio, e que foram implementados no módulo computacional CS-ASA/FSA. No contexto do CS-ASA, formulações numéricas foram desenvolvidas e implementadas ao longo dos últimos anos com o objetivo de descrever as não linearidades física e geométrica (Silva, 2009; Gonçalves, 2013; Lemes, 2015; Lemes *et al.*, 2017). Isso, aliado às estratégias de solução dos problemas não lineares cada vez mais eficientes (Pires, 2012), motiva a busca por resultados mais precisos.

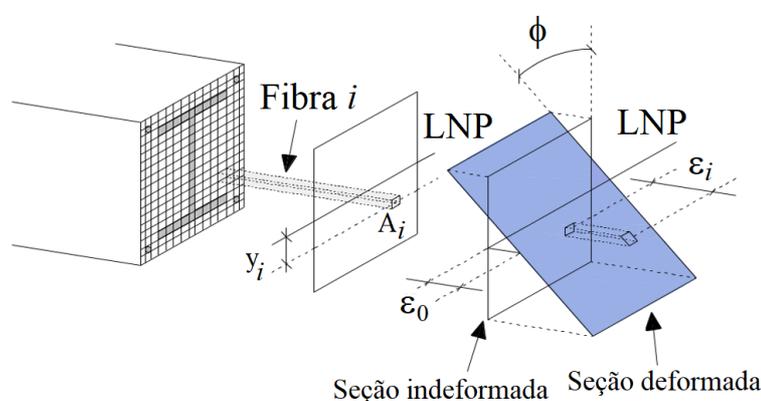
O comportamento inelástico de estruturas de aço, concreto e mistas de aço e concreto é avaliado através de uma abordagem baseada no Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) (Caldas, 2004; Chiorean, 2013; Lemes *et al.*, 2015, 2017) neste trabalho. Tal abordagem é também usada aqui para a avaliação tanto da capacidade resistente da seção transversal, quanto das rigidezes axial e à flexão. A construção da relação momento-curvatura é essencial para tal avaliação. Uma vez considerando a tangente à relação momento-curvatura, as rigidezes dependem somente do módulo de elasticidade dos materiais, retirado das respectivas relações constitutivas. Essa metodologia é acoplada ao Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), em que se avalia a plasticidade em termos nodais através dos parâmetros generalizados de rigidez. Dessa forma, não são empregadas as molas fictícias, como usadas em Silva (2009) e Gonçalves (2013), para a simulação da não linearidade dos materiais da seção transversal.

Na Seção 5.2 é apresentado o MCD e para tal o comportamento de cada um dos componentes da seção transversal é detalhado. A formulação numérica baseada no MRPR (Silva, 2009; Fong e Chan, 2012; Lemes *et al.*, 2015, 2017) é apresentada na Seção 5.3, incluindo o conceito de rigidez generalizada na montagem da matriz de rigidez do elemento. A solução do problema estático não linear é destacada na Seção 5.4.

## 5.2 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 (hipótese de Bernoulli), conforme ilustrado na Figura 5.1.

Como mencionado antes, a avaliação das rigidezes axial e à flexão 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.



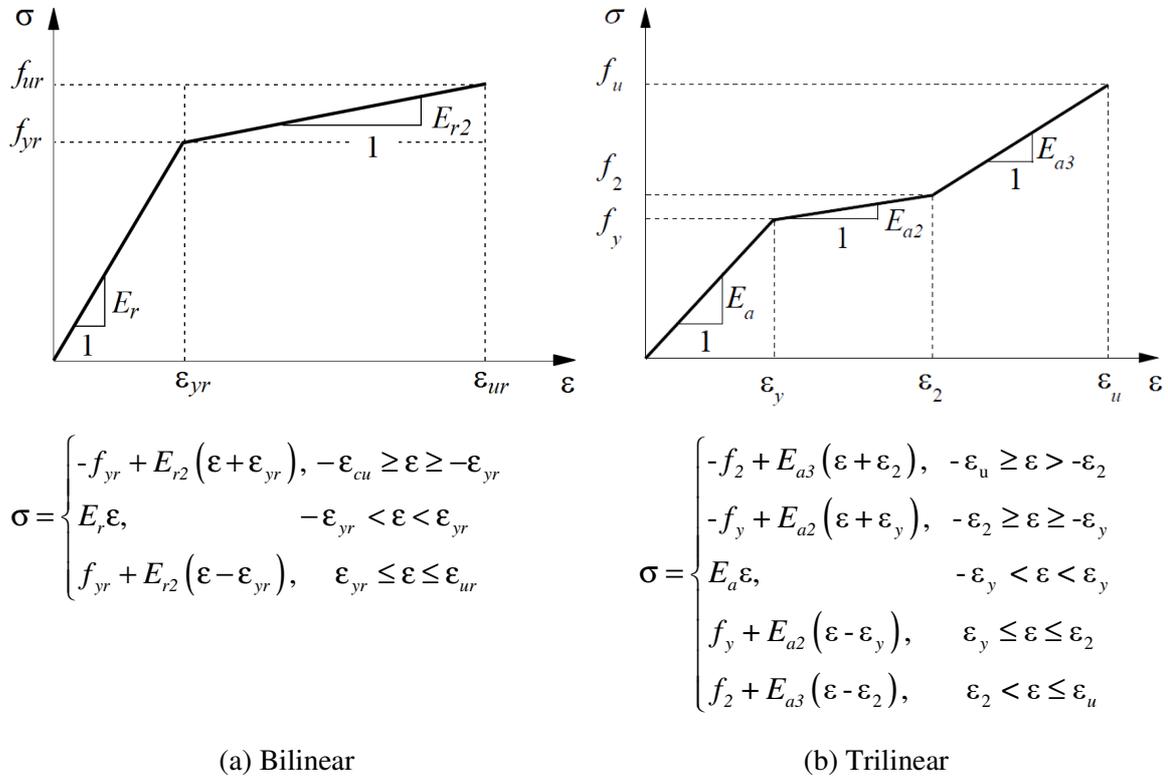
**Figura 5.1** Campo linear de deformações (Lemes *et al.*, 2015, 2017)

### 5.2.1 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. Considerando a análise estrutural em temperatura ambiente, existem na literatura algumas aproximações abordadas em modelos numéricos para o comportamento do aço que são ilustradas na Figura 5.2. Nessa figura, é mostrado apenas o trecho referente ao primeiro quadrante da relação constitutiva devido à isotropia do aço, ou seja, seu comportamento à tração é igual ao de compressão.

O modelo constitutivo trilinear (Figura 5.2b) é adotado neste trabalho para representar o comportamento do aço dos perfis. Deve-se ressaltar a possibilidade da consideração do encruamento do material. Já as armaduras, diferentemente do aço do perfil metálico, são modeladas por uma relação constitutiva bilinear (Figura 5.2a). O comportamento da armadura tende a ser limitado pelo comportamento do concreto de forma que os materiais

atuem em perfeita interação. Assim, a deformação limite,  $\epsilon_{lim}$ , sob compressão é limitada pela deformação máxima de compressão do concreto,  $\epsilon_{cu}$ . Quando a armadura está em uma região tracionada, o concreto inicia o processo de fissuração, então a deformação limite é igual a  $\epsilon_{ur}$ , e é determinada pela tensão última do material,  $f_{ur}$  (Lemes *et al.*, 2015, 2017).

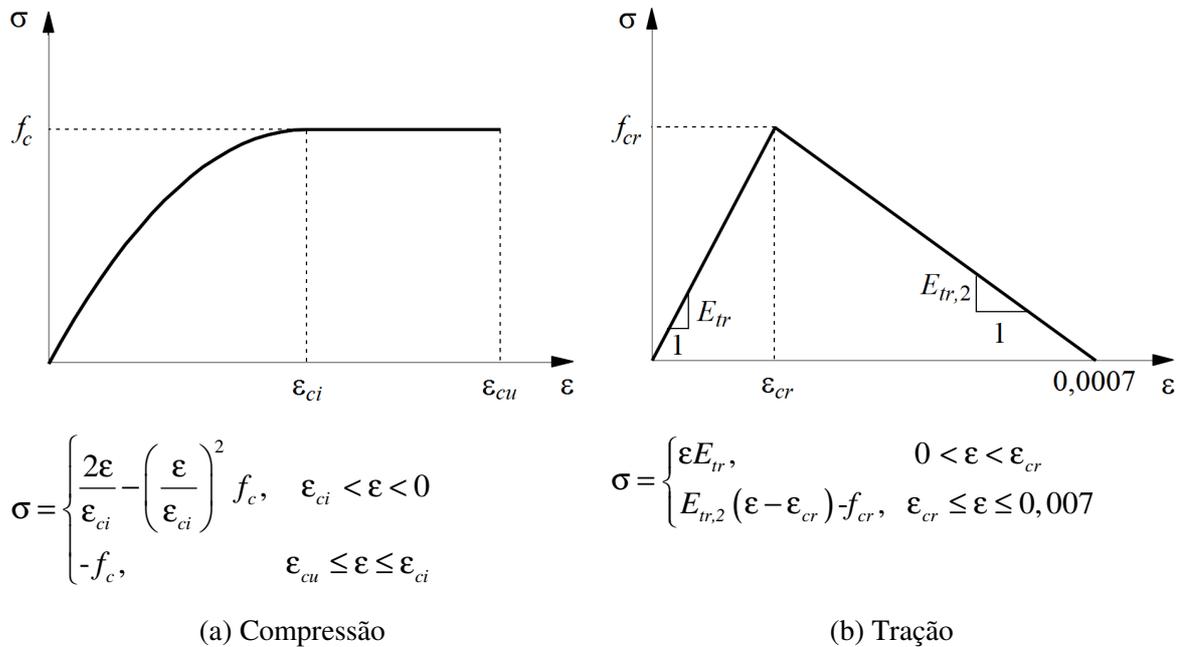


**Figura 5.2** Relações constitutivas – aço

Na Figura 5.2a,  $f_{yr}$  é a tensão de escoamento do aço das armaduras,  $E_r$  e  $E_{r2}$  são os módulos de elasticidades nos dois trechos lineares da relação constitutiva e  $\epsilon_{yr}$  é a deformação de início de escoamento. Já na Figura 5.2b,  $f_y$ ,  $f_2$ ,  $f_u$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_2$  e  $\epsilon_u$ , são respectivamente as tensões e deformações que delimitam os trechos lineares da relação constitutiva trilinear; e os parâmetros  $E_a$ ,  $E_{a2}$  e  $E_{a3}$  são os módulos de elasticidade. É importante ressaltar que  $\epsilon_y$  é determinado pela relação entre  $f_y$  e  $E_a$ , e  $\epsilon_2$  é tomado igual a 10  $\epsilon_y$ .

O concreto possui propriedades mecânicas distintas na tração e na compressão. Quando tracionado, esse material apresenta resistência máxima  $f_{cr}$ . Ao atingir a resistência  $f_{cr}$ , inicia-se o processo de fissuração. Para deformações superiores a  $\epsilon_{cr}$  o concreto perde resistência. Assim, vários pesquisadores e até mesmo as normas de projeto desconsideram sua contribuição quando tracionado (Caldas, 2004; Muniz, 2005; Fong e Chan, 2012). A

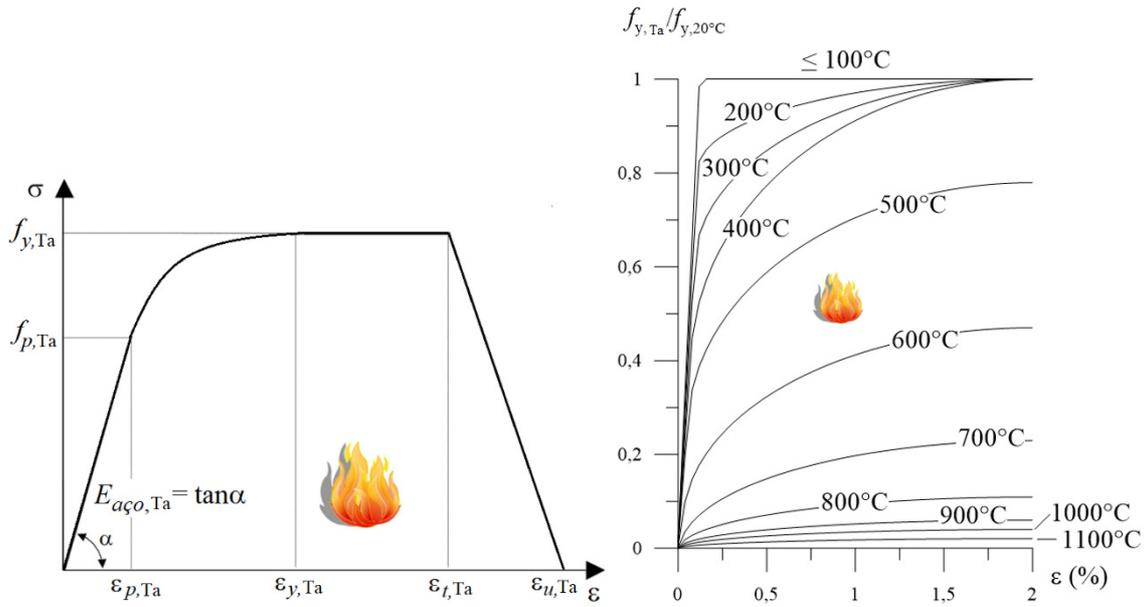
relação constitutiva utilizada para descrever o comportamento do concreto (temperatura ambiente) à compressão é apresentada na Figura 5.3a. Essa relação é proposta pela ABNT NBR 6118:2014 e usada neste trabalho. Na tração, o modelo proposto por Bazant e Oh (1983), optando por limitar a máxima deformação de tração em 0,0007 (Bratina *et al.*, 2004), ilustrado na Figura 5.3b, é adotado.



**Figura 5.3** Relação constitutiva – concreto

Ao serem aquecidos, como já comentado, os materiais perdem rigidez e resistência. Essas alterações são decorrentes dos processos físico-químicos particulares de cada material, conforme discutido no Capítulo 3. 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 3.1 e 3.2 (Capítulo 3). Para o aço, tais fatores foram baseados nos dados da 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%.

Os diagramas tensão-deformação em função da temperatura para os aços estruturais sem e com a presença do encruamento são ilustrados nas Figuras 5.4 e 5.5, respectivamente.



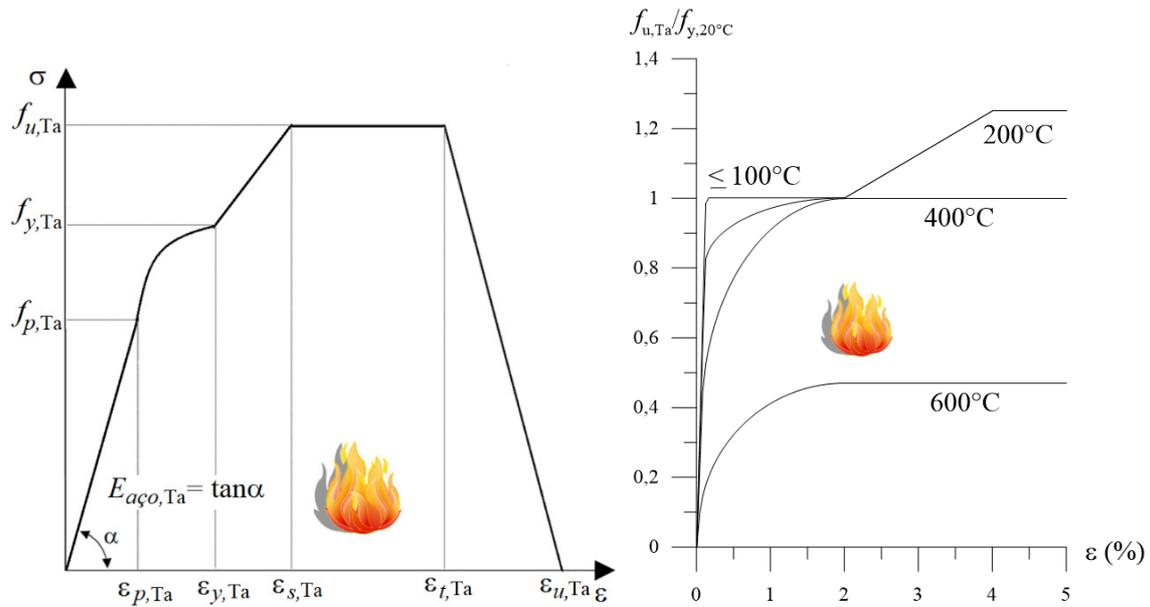
$$\sigma = \begin{cases} E_{aço,Ta} \varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_{p,Ta} \\ f_{p,Ta} - c + (b/a) \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon)^2}, & \varepsilon_{p,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,Ta} \\ f_{y,Ta}, & \varepsilon_{y,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{t,Ta} \\ f_{y,Ta} \left[ 1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,Ta}) / (\varepsilon_{u,Ta} - \varepsilon_{t,Ta}) \right], & \varepsilon_{t,Ta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,Ta} \\ 0, & \varepsilon = \varepsilon_{u,Ta} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Funções: } a^2 &= (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta} + c/E_{aço,Ta}) \\ b^2 &= c (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) E_{aço,Ta} + c^2 \\ c &= (f_{y,Ta} - f_{p,Ta})^2 / \left[ (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) E_{aço,Ta} - 2(f_{y,Ta} - f_{p,Ta}) \right] \end{aligned}$$

**Figura 5.4** Relação constitutiva do aço em condições de incêndio - sem encruamento

Nas Figuras 5.4 e 5.5,  $E_{aço,Ta}$  é o módulo de elasticidade,  $f_{y,Ta}$  é a tensão de escoamento,  $f_{u,Ta}$  é a tensão de ruptura do aço, considerando seu encruamento, e  $f_{p,Ta}$  é a tensão do limite de proporcionalidade entre as tensões e as deformações. Todos estes parâmetros são dependentes da temperatura, conforme apresentado na Tabela 3.1. Com exceção da deformação  $\varepsilon_{p,Ta}$ , definida como  $\varepsilon_{p,Ta} = f_{p,Ta} / E_{aço,Ta}$ , as demais deformações são independentes da temperatura, sendo  $\varepsilon_{y,Ta} = 0,02$ ,  $\varepsilon_{s,Ta} = 0,04$ ,  $\varepsilon_{t,Ta} = 0,15$  e  $\varepsilon_{u,Ta} = 0,20$ .

Através do primeiro quadrante da relação constitutiva definida na Figura 5.5, é possível observar que para temperaturas superiores a 400°C, o aço perde sua capacidade de encruar, como pode ser visto também na Figura 5.6, no trecho em que  $k_{y,Ta} = k_{u,Ta}$ .



$$\sigma = \begin{cases} E_{aço,Ta} \varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_{p,Ta} \\ f_{p,Ta} - c + (b/a) \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon)^2}, & \varepsilon_{p,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,Ta} \\ \left[ 50(f_{u,Ta} - f_{y,Ta}) \varepsilon + 2f_{y,Ta} - f_{u,Ta} \right], & \varepsilon_{y,Ta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{s,Ta} \\ f_{u,Ta}, & \varepsilon_{s,Ta} < \varepsilon < \varepsilon_{t,Ta} \\ f_{u,Ta} \left[ 1 - 20(\varepsilon - \varepsilon_{t,Ta}) \right], & \varepsilon_{t,Ta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,Ta} \\ 0, & \varepsilon = \varepsilon_{u,Ta} \end{cases}$$

$$\text{Funções: } a^2 = (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta} + c/E_{aço,Ta})$$

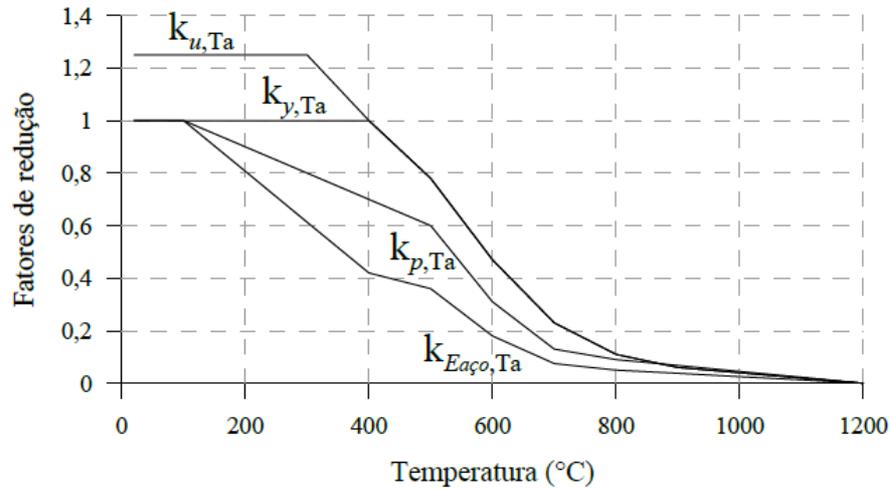
$$b^2 = c (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) E_{aço,Ta} + c^2$$

$$c = (f_{y,Ta} - f_{p,Ta})^2 / \left[ (\varepsilon_{y,Ta} - \varepsilon_{p,Ta}) E_{aço,Ta} - 2(f_{y,Ta} - f_{p,Ta}) \right]$$

**Figura 5.5** Relação constitutiva do aço em condições de incêndio – com encruamento

O diagrama tensão-deformação do concreto de densidade normal adotado neste trabalho é apresentado na Figura 5.7. Conservadoramente, 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,  $\varepsilon_{cr,Tc}$ , conforme Figura 5.7b. A relação tensão-deformação do concreto tracionado dessa figura foi utilizada por Huang *et al.* (2003a), posteriormente por Caldas (2008), e foi adotada neste trabalho também. Na Figura 5.7,  $\varepsilon_{cu,Tc} = 15 \varepsilon_{cr,Tc}$ , onde  $\varepsilon_{cr,Tc}$  é dado pela divisão da tensão

de fissuração a uma temperatura  $T_c$  pela rigidez inicial da relação tensão-deformação de compressão adotada,  $\varepsilon_{cr,Tc} = f_{cr,Tc} / E_{conc,Tc}$ .



**Figura 5.6** Fatores de degradação das propriedades mecânicas do aço

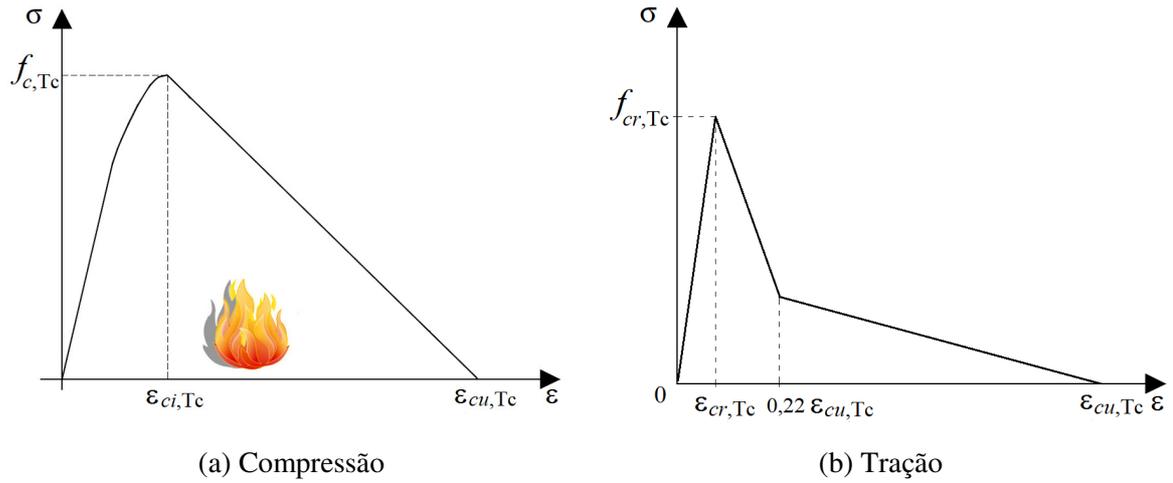
O fator de redução da resistência à tração do concreto (EN 1992-1-2:2004) é expresso da seguinte forma:

$$k_{cr,Tc} = \frac{f_{cr,Tc}}{f_{cr,20^{\circ}C}} \quad (5.1)$$

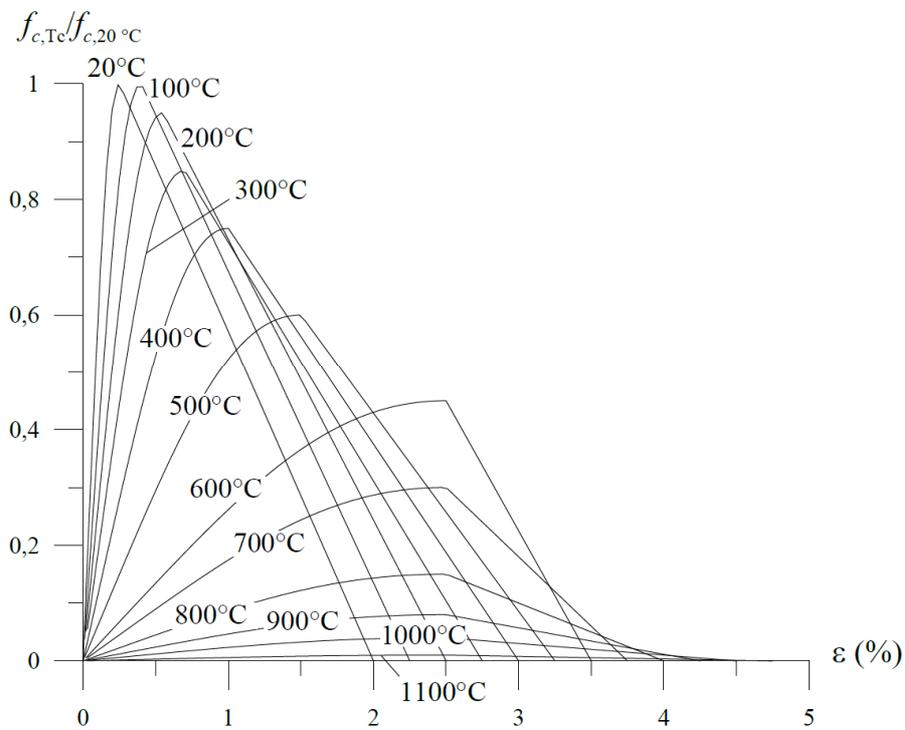
em que,  $f_{cr,20^{\circ}C}$  é a resistência à tração do concreto a 20°C dada por  $f_{cr,20^{\circ}C} = 0,3321\sqrt{f_{cr,20^{\circ}C}}$  (ASCE, 1982). O fator  $k_{cr,Tc}$  é definido conforme a seguir:

$$\begin{aligned} k_{cr,Tc} &= 1,0, & \text{para } 20^{\circ}C \leq Tc \leq 100^{\circ}C \\ k_{cr,Tc} &= 1,0 - 1,0(Tc - 100)/500, & \text{para } 100^{\circ}C < Tc \leq 600^{\circ}C \end{aligned} \quad (5.2)$$

Caldas (2008) destaca que os fatores de redução da resistência à tração são aproximados fazendo os fatores de redução da resistência a compressão elevados ao cubo. Tal aproximação possibilita a utilização de diferentes relações tensão-deformação à compressão e foi implementada no presente trabalho. Na Figura 5.8 são apresentados os fatores de redução conforme Equação (5.2) e a aproximação proposta por Caldas (2008) utilizando os fatores de redução à compressão para concretos com agregados silicosos.

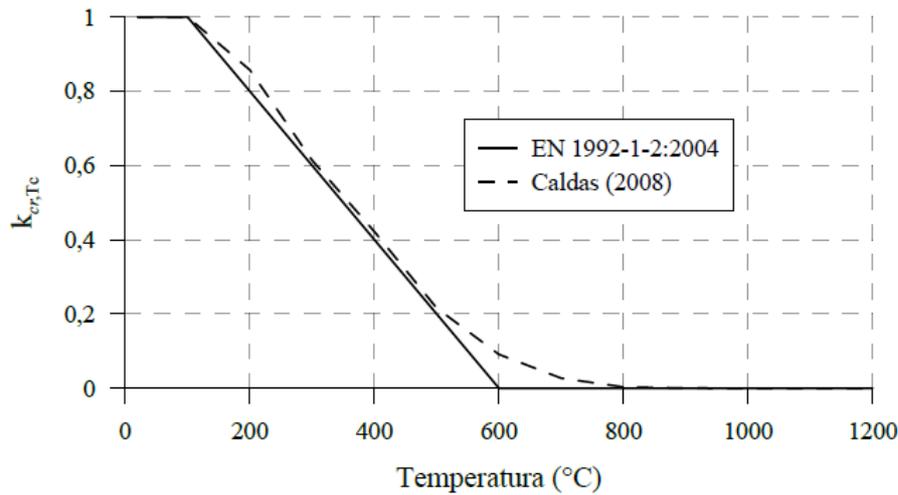


$$\sigma = \begin{cases} 3\epsilon f_{c,Tc} / \epsilon_{ci,Tc} \left[ 2 + (\epsilon / \epsilon_{ci,Tc})^3 \right], & 0 < \epsilon \leq \epsilon_{ci,Tc} \\ \left[ -f_{c,Tc} \epsilon / (\epsilon_{cu,Tc} - \epsilon_{ci,Tc}) \right] + \left[ f_{c,Tc} \epsilon_{cu,Tc} / (\epsilon_{cu,Tc} - \epsilon_{ci,Tc}) \right], & \epsilon_{ci,Tc} < \epsilon \leq \epsilon_{cu,Tc} \\ E_{conc,Tc} \epsilon, & 0 < \epsilon \leq \epsilon_{cr,Tc} \\ \left[ (\epsilon_{cr,Tc} - \epsilon) 0,67 f_{cr,Tc} / (0,22 \epsilon_{cu,Tc} - \epsilon_{cr,Tc}) \right] + f_{cr,Tc}, & \epsilon_{cr,Tc} < \epsilon \leq 0,22 \epsilon_{cu,Tc} \\ (0,33 f_{cr,Tc} / 0,78) (1 - \epsilon / \epsilon_{cu,Tc}), & 0,22 \epsilon_{cu,Tc} < \epsilon \leq \epsilon_{cu,Tc} \end{cases}$$



(c) Diagrama tensão-deformação de compressão para várias temperaturas

**Figura 5.7** Relação constitutiva do concreto em condições de temperatura elevada



**Figura 5.8** Aproximação proposta por Caldas (2008) para  $k_{cr,Tc}$

### 5.2.2 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 (ou elementos finitos) e suas respectivas posições. As coordenadas  $x$  e  $y$  de cada fibra são referenciadas ao centroide plástico (CP) da seção, de forma que os problemas de convergência são minimizados (Chen *et al.*, 2001; Sfakianakis, 2002; Caldas, 2004; Lemes *et al.*, 2017).

É importante destacar que, no presente trabalho, a análise estrutural inicial a temperatura ambiente é realizada utilizando a divisão da seção conforme Lemes *et al.* (2015). A seção transversal dos elementos estruturais é discretizada em fibras de acordo com a Figura 5.1, aplicando o conceito de sub-regiões. A seção é dividida em regiões menores, através da aplicação de um gerador de malha estruturada. Essa metodologia é aplicada a diversas tipologias de seções mistas, metálicas e de concreto armado. Para a análise termoestrutural, a mesma discretização em elementos finitos usada na determinação do campo de temperaturas na seção transversal (análise térmica, Capítulo 4) é adotada.

O propósito da discretização da seção transversal é capturar a deformação axial,  $\epsilon$ , no CP de cada fibra (ou elemento finito) e assim, através das relações constitutivas dos materiais, obter as respectivas tensões,  $\sigma_i$ . Na mesma Figura 5.1, 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,  $\epsilon_i$ , é dada por:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi y_i \quad (5.3)$$

em que  $y_i$  é a distância entre os centroides plásticos da fibra analisada e da seção transversal,  $\varepsilon_0$  é a deformação axial no CP da seção e  $\phi$  a respectiva curvatura.

Para a notação matricial, as variáveis  $\varepsilon_0$  e  $\phi$  são componentes do vetor de deformações  $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \ \phi]^T$ . Na obtenção das rigidezes axial e à flexão, Chiorean (2013) ressalta que, adotando-se  $\mathbf{X} = \mathbf{0}$  na primeira iteração, a convergência é atingida rapidamente. Além disso, 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, 2017). Numericamente, pode-se dizer que o equilíbrio da seção é obtido quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} \cong \mathbf{0} \quad (5.4)$$

em que o vetor de forças externas  $\mathbf{f}_{ext}$  é dado pelo esforço axial,  $N_{ext}$ , e de momento fletor,  $M_{ext}$ . O vetor de forças internas,  $\mathbf{f}_{int}$ , é definido pelos termos  $N_{int}$  e  $M_{int}$ , que são os esforços internos normal e momento fletor, respectivamente. Na forma matricial, a equação anterior é reescrita como:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \begin{bmatrix} N_{ext} \\ M_{ext} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} N_{int} \\ M_{int} \end{bmatrix} \cong \mathbf{0} \quad (5.5)$$

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

$$N_{int} = \iint_{A_a} \sigma_a dA + \iint_{A_c} \sigma_c dA + \iint_{A_b} \sigma_b dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fib,c}} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_{fib,b}} \sigma_{bi} A_{bi} \quad (5.6)$$

$$M_{int} = \iint_{A_a} \sigma_a y dA + \iint_{A_c} \sigma_c y dA + \iint_{A_b} \sigma_b y dA \\ = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} y_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fib,c}} \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{i=1}^{n_{fib,b}} \sigma_{bi} A_{bi} y_{bi} \quad (5.7)$$

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 à Linha Neutra Plástica (LNP) (Figura 5.1).

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:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (5.8)$$

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

$$\mathbf{F}' = \left( \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}} \right) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Os termos dessa matriz Jacobiana da seção transversal são dados pelas expressões:

$$\begin{aligned} f_{11} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[ \int_A \sigma(\varepsilon(\varepsilon_0, \phi)) dA \right] = \int_A E_t dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i \\ f_{12} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left[ \int_A \sigma(\varepsilon(\varepsilon_0, \phi)) dA \right] = \int_A E_t y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i \\ f_{21} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_0} \left[ \int_A \sigma(\varepsilon(\varepsilon_0, \phi)) y dA \right] = \int_A E_t y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i \\ f_{22} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left[ \int_A \sigma(\varepsilon(\varepsilon_0, \phi)) y dA \right] = \int_A E_t y^2 dA = \sum_{i=1}^{n_{fib}} E_{t,i} A_i y_i^2 \end{aligned} \quad (5.10)$$

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, para a análise termo estrutural, o módulo de elasticidade tangente é multiplicado pelo fator de redução, de acordo com cada material, conforme destacado em 5.2.1.

O critério de convergência é baseado na razão das normas Euclidianas do vetor de forças desequilibradas,  $\mathbf{F}$ , e do vetor de forças externas,  $\mathbf{f}_{ext}$ . escreve-se então:

$$\frac{\|\mathbf{F}\|}{\|\mathbf{f}_{ext}\|} \leq Tol \quad (5.11)$$

com  $Tol$  sendo a tolerância, que é assumida aqui igual  $10^{-5}$ . O processo iterativo descrito, para um determinado valor de esforço externo, é ilustrado pela Figura 5.9a.

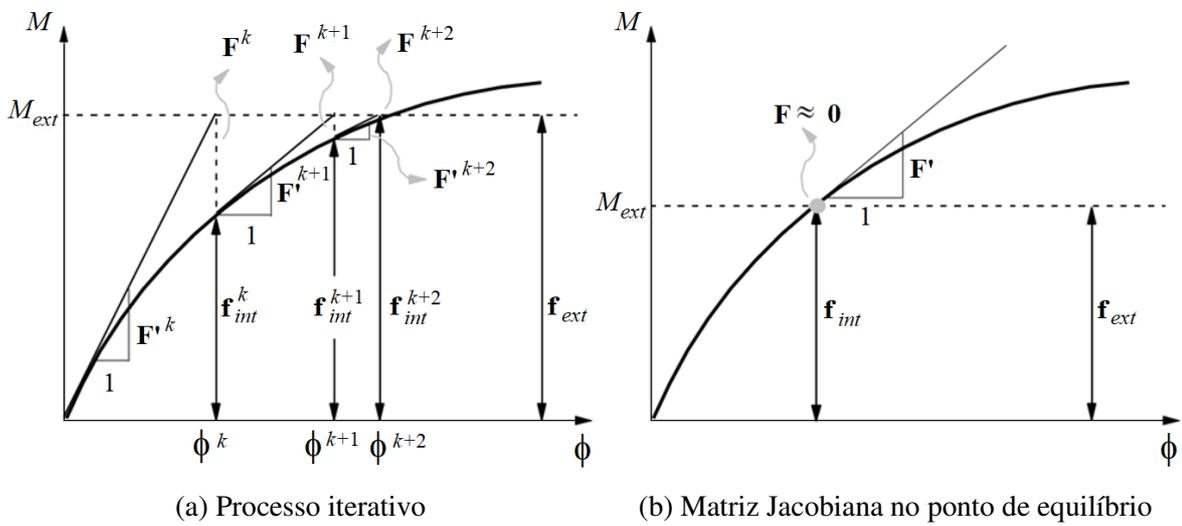
Uma vez atendido o critério de convergência do ciclo iterativo apresentado na Figura 5.9a, um ponto de equilíbrio é alcançado. Nesse ponto, calculam-se os parâmetros de rigidezes generalizadas,  $EA_t$  e  $EI_t$ , utilizando as deformações nas fibras em relação a

configuração deformada. As deformações nas fibras são utilizadas para o cálculo da matriz Jacobiana no ponto de equilíbrio, conforme Figura 5.9b. Os termos  $EA_t$  e  $EI_t$  são dados por (Lemes *et al.*, 2015, 2017):

$$EA_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{22}} \quad (5.12)$$

$$EI_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{11}} \quad (5.13)$$

com os termos  $f_{11}$ ,  $f_{12}$ ,  $f_{21}$ , e  $f_{22}$  definidos através da Equação (5.10).



**Figura 5.9** Relação momento-curvatura (Lemes *et al.*, 2015, 2017)

### 5.2.3 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 em 5.2.2 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 Zubyan (2013), ou seja:

$$M_{n+1} = M_n + d\phi EI_t \quad (5.14)$$

em que  $d\phi$  é um incremento de curvatura,  $EI_t$  é a rigidez à flexão tangente dada pela Equação (5.13), 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 no Quadro 5.1.

**Quadro 5.1** Montagem das curvas de interação (N-M)

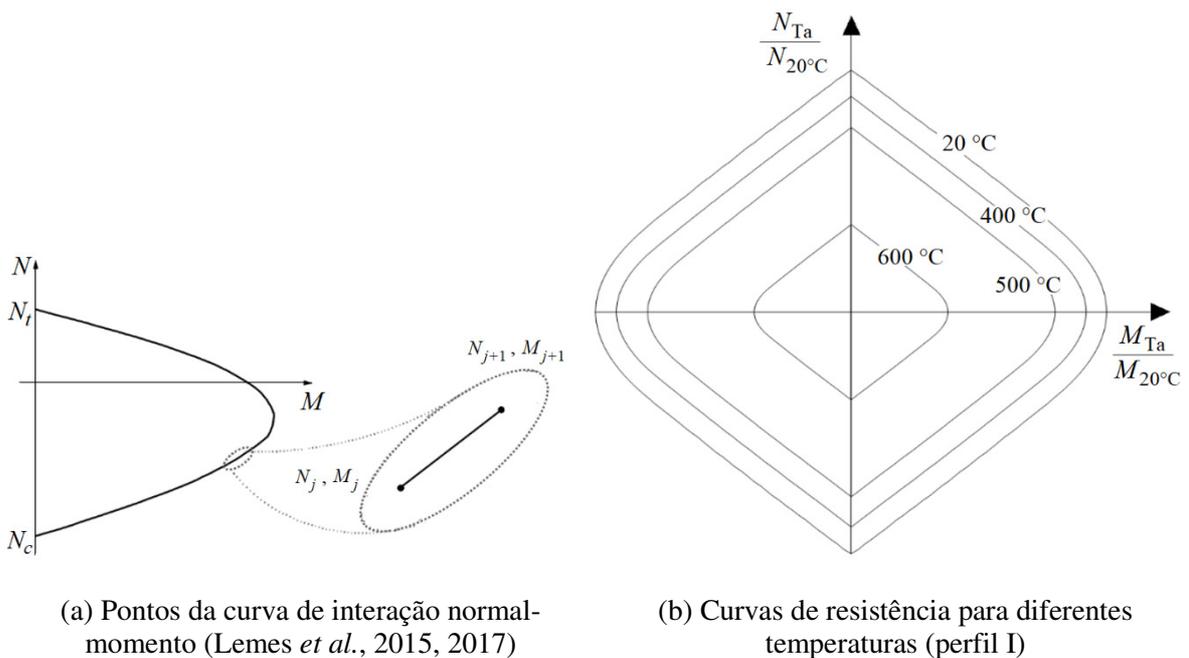
- 
- 1. CURVA DE ITERAÇÃO DE ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR:**
- 1a. Leitura de dados da seção e dos materiais
  - 1b. Discretização da seção em fibras
  - 1c. Obtenção do centroide plástico (CP)
  - 1d. Translação do sistema de referência para o CP
- 2. INCREMENTO DE ESFORÇO NORMAL:**  $i = 1, 2 \dots n_{máx}$
- 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:  $\mathbf{X} = \mathbf{0}$
- 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  $\mathbf{f}_{ext}$
- 4. PROCESSO ITERATIVO:**  $k = 1, 2 \dots n_{máx}$
- 4a. Determina-se  $a$  (Equação 5.3)
  - 4b. Monta-se  $\mathbf{f}_{int}$  (Equações 5.6 e 5.7)
  - 4c. Calcula-se  $\mathbf{F}(\mathbf{X})$  (Equação 5.4)
  - 4d. Se  $\|\mathbf{F}\| / \|\mathbf{f}_{ext}\| \leq Tol$ , vai para item 4h
  - 4e. Monta-se a matriz de rigidez tangente da seção  $\mathbf{F}'$  (Equação 5.9)
  - 4f. Verificação da singularidade de  $\mathbf{F}'$
  - 4g. Se  $\mathbf{F}'$  é singular, armazena  $N$  e  $M$  (pontos da curva de interação) e vai para item 4i
  - 4h. Correção do vetor de deformações  $\mathbf{X}$  (Equação 5.8)
  - 4i. Faz-se:  $N = N + \Delta N$
- 5. RETOMA AO PASSO 2**
- 

Sendo assim, a curva de interação (N-M) é construída através de uma série de pares ordenados NM. Uma vez iniciada a análise estrutural ou termo estrutural, 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 Figura 5.10a, pode ser obtido por interpolação linear, tal como:

$$M_{pr} = \left( \frac{M_{j+1} - M_j}{N_{j+1} - N_j} \right) (N - N_j) + M_j \quad (5.15)$$

Vale ressaltar que as curvas de interação (N-M), na análise estrutural, são construídas antes do início da análise. Isso porque dependem apenas da construção da relação momento-curvatura até o momento de plastificação de cada seção transversal. Além disso, essa construção durante o ciclo incremental-iterativo global demanda um esforço computacional elevado. Tal estratégia é adotada com o intuito de acelerar a execução das simulações numéricas a temperatura ambiente (Lemes *et al.*, 2015, 2017).

Considerando uma análise sob altas temperaturas, 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. A redução da capacidade resistente dos elementos estruturais em condições de altas temperaturas é claramente observada através das curvas de resistência, para diferentes temperaturas, mostradas na Figura 5.10b para uma seção em perfil I aquecida uniformemente, por exemplo.



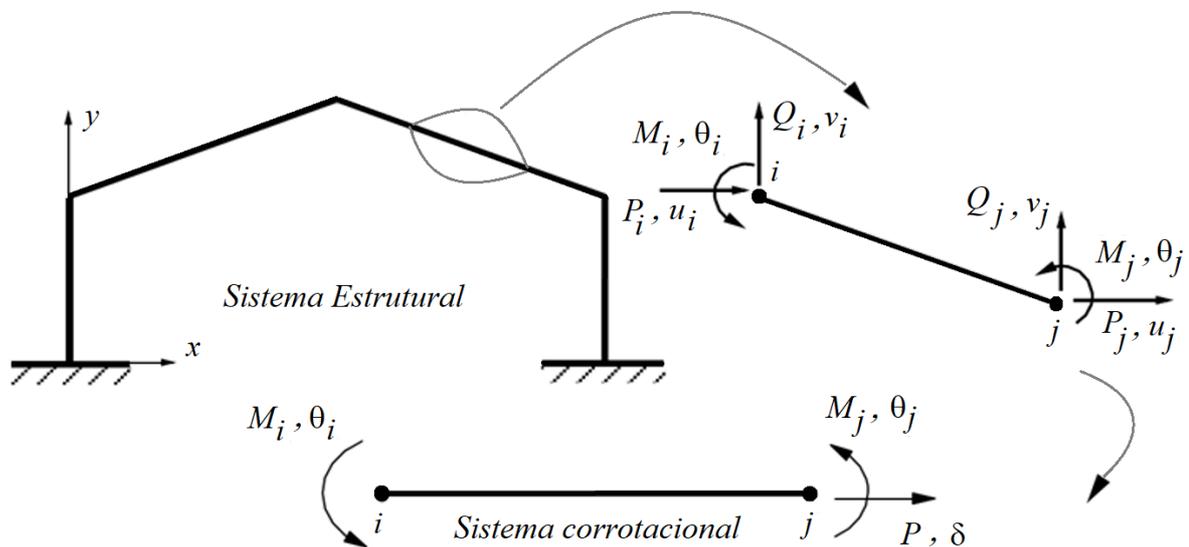
**Figura 5.10** Curva de interação esforço normal-momento fletor

### 5.3 Formulação de Elementos Finitos

Na modelagem do sistema estrutural via MEF, o elemento finito clássico de viga-coluna com seis graus de liberdade, sendo três em cada um dos nós de extremidade, é adotado neste trabalho. Cada nó pode realizar duas translações, uma no eixo  $x$  e outra no eixo  $y$ , além da rotação em torno do eixo ortogonal ao plano  $xy$ ,  $z$ , de acordo com a Figura 5.11.

Como destacado anteriormente, a inelasticidade é tratada no contexto do MRPR. No entanto, a não linearidade do material é simulada através da relação momento-curvatura (em 5.2.2), conforme Lemes *et al.* (2015, 2017). Dessa forma, como já enfatizado, as molas fictícias características do MRPR são eliminadas das extremidades do elemento finito. Algumas considerações são necessárias acerca da formulação adotada:

- ✓ todos os elementos são inicialmente retos e prismáticos e a seção transversal permanece plana após a deformação (Teoria de Euler-Bernoulli);
- ✓ são desprezados os efeitos de instabilidade locais, como a flambagem nas chapas componentes dos perfis de aço, assim a seção pode desenvolver sua capacidade total de rotação plástica;



**Figura 5.11** Elemento finito adotado nas análises inelásticas

- ✓ os efeitos de instabilidade globais que podem acontecer em problemas tridimensionais, como a flambagem lateral ou torcional, são ignorados considerando um sistema de travamento no eixo  $z$ ;
- ✓ grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos; e
- ✓ as deformações originadas pelo cisalhamento são ignoradas.

A relação de equilíbrio do elemento finito ilustrado na Figura 5.11, na forma incremental, é dada por (Silva, 2009):

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} \\ 0 & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (5.16)$$

ou ainda, na sua forma compacta, tem-se:

$$\Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_c \Delta \mathbf{u}_c \quad (5.17)$$

em que,  $\Delta P$ ,  $\Delta M_i$  e  $\Delta M_j$  são os incrementos de força axial e de momentos fletores e  $\Delta \delta$ ,  $\Delta \theta_i$  e  $\Delta \theta_j$  são os incrementos de deslocamento axial e rotações nodais, respectivamente. Os coeficientes da matriz de rigidez serão detalhados nos próximos parágrafos.

Os termos referentes à flexão da matriz apresentada na Equação (5.16) são obtidos conforme a proposta por Ziemian e McGuire (2002), e já adotados com sucesso em Gonçalves (2013) e Lemes *et al.* (2015, 2017). Como o momento fletor é avaliado nas extremidades  $i$  e  $j$  do elemento finito (Figura 5.11), os coeficientes  $k_{22}$ ,  $k_{23}$ ,  $k_{32}$  e  $k_{33}$  são calculados considerando que a rigidez tangente à relação momento-curvatura varia linearmente ao longo do comprimento do elemento finito, ou seja,

$$EI_t(x) = \left[ \left( 1 - \frac{x}{L} \right) EI_{t,i} + EI_{t,j} \frac{x}{L} \right] \quad (5.18)$$

em que  $EI_{t,i}$  e  $EI_{t,j}$  são as rigidezes à flexão, obtidas conforme Equação (5.13), nos pontos nodais  $i$  e  $j$ , respectivamente. Usando funções de interpolação apropriadas, os coeficientes da matriz de rigidez, desconsiderando as parcelas que introduzem o efeito da não linearidade geométrica, são definidos através das relações:

$$k_{22} = \int_0^L \left[ \frac{2}{L} \left( 2 - 3 \frac{x}{L} \right) \right]^2 EI_t(x) dx \quad (5.19)$$

$$k_{23} = k_{32} = \int_0^L \left[ \frac{2}{L} \left( 2 - 3 \frac{x}{L} \right) \right] \left[ \frac{2}{L} \left( 1 - 3 \frac{x}{L} \right) \right] EI_t(x) dx \quad (5.20)$$

$$k_{33} = \int_0^L \left[ \frac{2}{L} \left( 1 - 3 \frac{x}{L} \right) \right]^2 EI_t(x) dx \quad (5.21)$$

Resolvendo-se as integrais para os termos  $k_{22}$ ,  $k_{23}$ ,  $k_{32}$  e  $k_{33}$ , e considerando que a rigidez axial no elemento é dada pela média das rigidezes nos pontos nodais  $i$  e  $j$ , tem-se as seguintes expressões para os coeficientes da matriz de rigidez do elemento:

$$k_{11} = \frac{EA_{t,i} + EA_{t,j}}{2L} \quad (5.22)$$

$$k_{22} = \frac{3EI_{t,i} + EI_{t,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (5.23)$$

$$k_{23} = k_{32} = \frac{EI_{t,i} + EI_{t,j}}{L} - \frac{PL}{30} \quad (5.24)$$

$$k_{33} = \frac{EI_{t,i} + 3EI_{t,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (5.25)$$

Pode-se notar que há uma parcela adicional nos termos referentes à flexão. Essa parcela se refere à consideração da não linearidade geométrica, que é introduzida nesta metodologia por meio de uma formulação simplificada proposta por Yang e Kuo (1994).

Definidos no sistema corrotacional, os termos das Equações (5.16) ou (5.17) devem ser transformados para o sistema de coordenadas local e em seguida para o sistema global. O vetor de forças nodais do elemento,  $f_i$ , é obtido no sistema local por meio da expressão:

$$\mathbf{f}_l = \mathbf{T}_{cl} \mathbf{f}_c \quad (5.26)$$

em que  $\mathbf{f}_c$  e o vetor de forças no sistema corrotacional e  $\mathbf{T}_{cl}$  a matriz de transformação, obtida da seguinte forma (Lemes *et al.*, 2015, 2017):

$$\mathbf{T}_{cl}^T = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 1 & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

Na forma incremental,  $\Delta \mathbf{f}_l$ , é dado por:

$$\Delta \mathbf{f}_l = \Delta(\mathbf{T}_{cl} \mathbf{f}_c) = \mathbf{T}_{cl} \Delta \mathbf{f}_c + \Delta \mathbf{T}_{cl} \mathbf{f}_c \quad (5.28)$$

Chan e Chui (2000) definem que a parcela  $\Delta \mathbf{T}_{cl} \mathbf{f}_c$ , referente ao trabalho realizado pelas forças nodais básicas, da Equação (5.28), pode ser substituída por  $\mathbf{N} \Delta \mathbf{u}$ , sendo a matriz  $\mathbf{N}$  calculada como:

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P/L & 0 & 0 & -P/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -P/L & 0 & 0 & P/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.29)$$

Relacionando então os deslocamentos nodais incrementais no sistema local,  $\Delta \mathbf{u}$ , e no sistema corrotacional,  $\Delta \mathbf{u}_c$ , tem-se:

$$\Delta \mathbf{u}_c = \mathbf{T}_{cl}^T \Delta \mathbf{u} \quad (5.30)$$

e usando a forma compacta da relação força-deslocamento no sistema corrotacional, Equação (5.17), em (5.30) e substituindo em (5.28), chega-se a:

$$\Delta \mathbf{f}_l = (\mathbf{T}_{cl} \mathbf{K}_c \mathbf{T}_{cl}^T + \mathbf{N}) \Delta \mathbf{u} = \mathbf{K}_e \Delta \mathbf{u} \quad (5.31)$$

em que  $\mathbf{K}_e$  é a matriz de rigidez de elemento no sistema local. Essa matriz é transformada para o sistema global da seguinte forma (Lemes *et al.*, 2015, 2017):

$$\mathbf{K}_{eg} = \mathbf{R}^T \mathbf{K}_e \mathbf{R} \quad (5.32)$$

sendo  $\mathbf{R}$  a matriz de rotação, dada por:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.33)$$

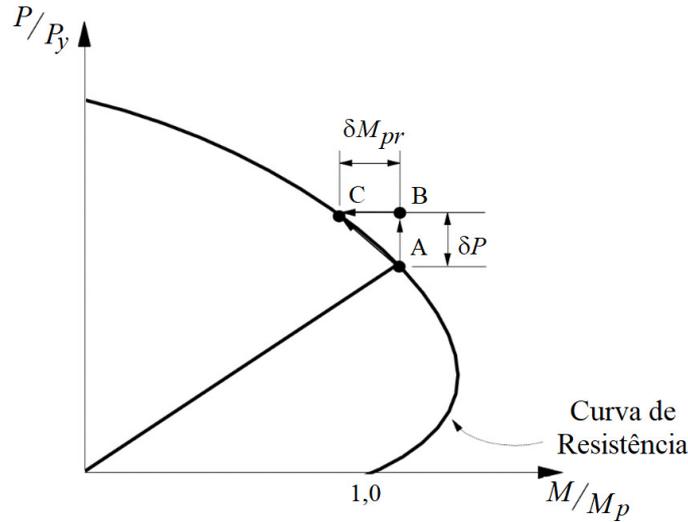
Em uma seção plastificada, ou seja, com a combinação de esforços  $N$  e  $M$  sobre a curva de interação esforço normal-momento fletor, isso significa que um o aumento da força axial externa resulta no desequilíbrio do sistema. Os esforços internos naquela seção ultrapassam o limite de resistência da mesma. Esse problema é contornado na formulação utilizada por meio da estratégia denominada *return mapping*. Aqui, é feita uma alteração na relação força-deslocamento do elemento, Equação (5.16), para que a resistência última da seção não seja violada, da seguinte forma (Silva, 2009):

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & c_1 K_{22} & 0 \\ 0 & 0 & c_2 K_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \rho_i \\ \rho_j \end{Bmatrix} \quad (5.34)$$

que, na forma compacta pode ser escrita como:

$$\Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_{ch} \Delta \mathbf{u}_c + \Delta \mathbf{f}_{ps} \quad (5.35)$$

sendo  $K_{22} = k_{c(2,2)} - k_{c(2,3)}k_{c(3,2)}/k_{c(3,3)}$  e  $K_{33} = k_{c(3,3)} - k_{c(2,3)}k_{c(3,2)}/k_{c(2,2)}$ , em que  $k_{c(m,n)}$  é o termo que corresponde à linha  $m$  e à coluna  $n$  na matriz de rigidez  $\mathbf{K}_c$ , Equação (5.16). O vetor  $\Delta \mathbf{f}_{ps}$  é o vetor de correção dos esforços internos, e  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $r_i$  e  $r_j$  são mostrados na Tabela 5.1, onde é apresentado o parâmetro  $\delta M_{pr}$ . Como pode ser observado na Figura 5.12, esse translado caracteriza o retorno de  $M$  à curva de interação, mantendo o esforço axial,  $P$ , constante.



**Figura 5.12** Return mapping (Silva, 2009)

**Tabela 5.1** Parâmetros da Equação (5.34) (Fonte: Silva 2009)

| Rótula Plástica       | Parâmetros |       |  |  |
|-----------------------|------------|-------|--|--|
|                       | $c_1$      | $c_2$ | $\rho_1$                                 | $\rho_2$                                 |
| Extremidade $i$       | 0          | 1     | $\delta M_{pri}$                         | $\delta M_{pri} (k_{c(3,2)}/k_{c(2,2)})$ |
| Extremidade $j$       | 1          | 0     | $\delta M_{prj} (k_{c(2,3)}/k_{c(3,3)})$ | $\delta M_{prj}$                         |
| Extremidade $i$ e $j$ | 0          | 0     | $\delta M_{pri}$                         | $\delta M_{prj}$                         |

## 5.4 Solução do Problema Termo Estrutural

No estudo do comportamento de uma estrutura sob incêndio, a resolução de equações algébricas não lineares é inevitável. O processo incremental-iterativo é necessário na solução dessas equações e continua sendo o procedimento mais adotado na comunidade científica para análise numérica não linear de sistemas estruturais. Na análise estrutural estática à

temperatura ambiente, esse processo consiste na aplicação fracionada do carregamento, chamado incremento de carga, acumulado ao longo da análise até que o carregamento seja todo aplicado. Em cada passo da análise, correspondente a um incremento de carga, as equações de equilíbrio são resolvidas por meio de métodos iterativos, como o de Newton-Raphson. Podem ser utilizadas, também, técnicas de continuação, que são equações de restrição adicionadas ao sistema algébrico com o intuito de ultrapassar os pontos críticos (pontos limites e pontos de bifurcação) que estejam presentes na trajetória de equilíbrio.

Na análise de estruturas sob incêndio, considera-se que o carregamento externo permaneça inalterado após o início do incêndio, ou seja, não ocorre o incremento de carga na estrutura (Najjar, 1994; Souza Jr, 1998; Iu e Chan, 2004; Caldas, 2008). Com o incêndio iniciado, são aplicados incrementos de tempo até atingir o tempo total estabelecido de duração. Para cada incremento de tempo, é obtida a temperatura do elemento estrutural que irá influenciar as propriedades dos materiais. Em outras palavras, os coeficientes de rigidez generalizadas,  $EA_t$  e  $EI_t$  (Subseção 5.2.2), trazem para a análise estrutural os efeitos da ação térmica, isto é, a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência, bem como a ação das deformações térmicas atuantes diretamente nas fibras da seção transversal.

É importante destacar que com o aumento da temperatura, onde pode haver deslocamentos ocorre a dilatação térmica. Onde não pode, ocorrem esforços térmicos. Esse conjunto pode provocar tensões e deformações térmicas nos elementos. Então, para cada elemento obtém-se um vetor de carregamentos, o qual representa o conjunto de forças nodais equivalentes. Esse vetor de forças de engastamento perfeito considera os efeitos decorrentes do alongamento axial, e também da rotação devida ao gradiente de temperatura na seção transversal (Mouço, 2008). O referido vetor ( $\mathbf{f}_{ep}$ ) é dado, para cada ponto nodal do sistema, pela expressão:

$$\mathbf{f}_{ep} = \begin{Bmatrix} P_{\theta} \\ 0 \\ M_{\theta} \end{Bmatrix} \quad (5.36)$$

onde as forças de engastamento perfeito,  $P_{\theta}$  e  $M_{\theta}$ , são calculadas da seguinte forma:

$$P_{\theta} = \int E_t \varepsilon_{th,a} dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \varepsilon_{th,a} EA_t \quad (5.37)$$

$$M_{\theta} = \int E_t \phi_{th} y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \phi_{th} y EA_t \quad (5.38)$$

Por fim, para cada incremento de tempo, como a matriz de rigidez e o vetor de forças internas do elemento estrutural são modificados, o equilíbrio estrutural precisa ser reestabelecido mais uma vez por métodos iterativos.

A equação que define o equilíbrio da estrutura é dada da seguinte forma:

$$\mathbf{F}_e - \mathbf{F}_i \cong 0 \rightarrow \lambda \mathbf{F}_r - \mathbf{F}_i \cong 0 \quad (5.39)$$

em que  $\mathbf{F}_i$  e  $\mathbf{F}_e$  são os vetores de forças internas e externas, respectivamente, sendo esse último o produto do parâmetro de carga,  $\lambda$ , pelo vetor de cargas incrementais de referência,  $\mathbf{F}_r$ .

Como já mencionado, a Equação (5.39) é resolvida, para cada incremento de carga ou de tempo, através do método de Newton-Raphson. De acordo com a metodologia de solução da análise termo estrutural adotada neste trabalho, é utilizada a estratégia de incremento de carga constante na análise estrutural inicial (temperatura ambiente). A resposta dessa análise inicial antes de se alcançar pontos críticos é suficiente. Assim, foi utilizado o método de Newton-Raphson padrão para a correção dos deslocamentos, isto é, sem o acoplamento de alguma estratégia de continuidade. Cabe ressaltar que o CS-ASA possui uma variedade de estratégias de incremento de carga e iteração. Essas estratégias, quando combinadas, são capazes de ultrapassar os pontos limites e obter a trajetória de equilíbrio completa da estrutura com eficiência, como pode ser visto em Silva (2009) e Pires (2012).

De forma análoga, considerando o início do incêndio, o equilíbrio da estrutura, Equação (5.39), é atingido adotando o incremento de tempo constante e o método de Newton-Raphson padrão. É importante destacar que nesta fase, o vetor de forças internas,  $\mathbf{F}_i$ , passa a ser calculado com base nos deslocamentos totais da estrutura (Iu e Chan, 2004) e deve ser adicionado ao vetor de cargas nodais equivalentes térmica,  $\mathbf{F}_{ep} \left( \sum_{n=1}^{npoin} \mathbf{f}_{ep} \right)$ .

No Quadro 5.2 é mostrado o algoritmo de solução do procedimento incremental-iterativo para estruturas sujeitas a elevadas temperaturas.

## Quadro 5.2 Metodologia de solução para a análise termo estrutural

---

### **Início da Análise Termo estrutural**

#### **1. Análise Estática Não Linear (Temperatura Ambiente)**

- 1a. Lê os dados gerais da estrutura e do tipo de análise
- 1b. Construção das curvas de interação (Subseção 5.2.3 – Tabela 5.1)
- 1c. Calcula-se o vetor de cargas nodais de referência,  $\mathbf{F}_r$

#### **2. Solução Incremental Tangente: $\Delta\lambda^0, \Delta\mathbf{U}^0$ (ninc = 1, 2, 3, ..., nmáx)**

- 2a. Monta a matriz de rigidez tangente:  $\mathbf{K}$
- 2b. Resolve:  $\delta\mathbf{U}_r = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{F}_r$
- 2c. Define  $\Delta\lambda^0$  usando a estratégia de incremento de carga constante
- 2d. Determina:  $\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0 \delta\mathbf{U}_r$
- 2e. Atualiza as variáveis na configuração  $t + \Delta t$ :  
 ${}^{(t+\Delta t)}\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0$  e  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}$

#### **3. Processo Iterativo Newton-Raphson: $k = 1, 2, 3, ..., nmáx$**

- 3a. Avalia o vetor de forças internas:  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)} = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$
- 3b. Calcula o vetor de forças residuais:  $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^{(t+\Delta t)}\lambda^{(k-1)}\mathbf{F}_r - {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)}$
- 3c. Verifica a convergência: critério baseado em forças  $\left\| \mathbf{g}^{(k-1)} \right\| / \left\| \Delta\lambda^{(k-1)} \mathbf{F}_r \right\| \leq \text{tolerância}$

**SIM:** Interrompa o processo iterativo e siga para o item 3j

- 3d. Se Newton-Raphson padrão, atualiza a matriz de rigidez tangente  $\mathbf{K}$
- 3e. Determina o vetor de correção dos deslocamentos nodais:  $\delta\mathbf{U}^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)} \mathbf{g}^{(k-1)}$
- 3f. Atualiza o parâmetro de carga,  $\lambda$ , e o vetor de deslocamentos nodais,  $\mathbf{U}$ :  
*Incremental:*  $\Delta\lambda^k = \Delta\lambda^{(k-1)}$  e  $\mathbf{U}^k = \Delta\mathbf{U}^{(k-1)} + \delta\mathbf{U}^k$   
*Total:*  ${}^{(t+\Delta t)}\lambda^k = {}^t\lambda + \Delta\lambda^k$  e  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k$
- 3g. Atualiza o sistema de variáveis (coordenadas nodais e vetor de forças internas)
- 3h. Se  $k < nmáx$ , retorna ao item 3
- 3i. Se  $k = nmáx$ , reduz  $\Delta\lambda^0$  à metade e reinicia o processo incremental, passo 2
- 3j. Se ninc  $< nmáx$ , realiza um novo incremento de carga e retorna ao passo 2

#### **4. Análise Estática Não Linear em Situação de Incêndio**

- 4a. Lê os dados gerais da seção transversal dos elementos estruturais

#### **5. Início do Incêndio: incremento de tempo (ninct = 1, 2, 3, ..., nmáx)**

- 5a. Calcula o campo de temperaturas na seção transversal dos elementos estruturais
- 5b. Construção das curvas de interação (Subseção 5.2.3 – Tabela 5.1)
- 5c. Monta-se a matriz de rigidez tangente  $\mathbf{K}$

#### **6. Processo Iterativo Newton-Raphson: $k = 1, 2, 3, ..., nmáx$**

- 6a. Avalia o vetor de forças internas:  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)} = \mathbf{K}\mathbf{U}^{(k-1)}$
- 6b. Calcula o vetor de forças residuais:  $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^{(t+\Delta t)}\lambda \mathbf{F}_r^{constante} - {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)} - {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_{ep}^{(k-1)}$
- 6c. Determina o vetor de correção dos deslocamentos nodais:  $\delta\mathbf{U}^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)} \mathbf{g}^{(k-1)}$
- 6d. Atualiza os deslocamentos totais:  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \delta\mathbf{U}^k$
- 6e. Verifica a convergência: critério baseado em deslocamentos  $\left\| \delta\mathbf{U}^k \right\| / \left\| \mathbf{U}^k \right\| \leq \text{tolerância}$

**SIM:** Interrompa o processo iterativo e siga para o item 6f

**NÃO:** Retorna ao passo 6

- 6f. Se ninct  $< nmáx$ , realiza um novo incremento de tempo e retorna ao item 5

### **Fim da Análise Termo estrutural**

---

# Capítulo 6

## Exemplos Numéricos Estruturas em Aço

### 6.1 Introdução

Esse capítulo destina-se à análise estrutural sob incêndio de sistemas estruturais reticulados planos em aço. Conforme destacado no Capítulo 3, verificar um sistema estrutural sob a ação do fogo consiste basicamente na determinação da distribuição de temperatura nos elementos estruturais (análise térmica), e na simulação dos deslocamentos, deformações e tensões internas na estrutura (análise estrutural), considerando a perda de resistência e de rigidez do material estrutural com o aumento de temperatura. Vale destacar que, no presente trabalho, a análise termo estrutural parte de uma análise estrutural inicial à temperatura ambiente. O objetivo é determinar os deslocamentos e esforços presentes na estrutura devido ao carregamento aplicado antes da ocorrência do suposto incêndio.

Nas próximas seções, são apresentadas as respostas da análise termo estrutural de seis sistemas estruturais em aço compostos por: viga e pilar isolados, pórticos simples, composto e em L, através das formulações numéricas apresentadas nos capítulos anteriores. Tais formulações foram implementadas dando origem ao sistema computacional CS-ASA/FSA que é utilizado nas análises do presente trabalho. Os resultados obtidos em outros trabalhos da literatura e com o programa computacional SAFIR (versão 2014.a.1, desenvolvido na Universidade de Liege; Franssen, 2005), são usados para comparação e validação.

Para a análise térmica da seção transversal, considerou-se a curva de incêndio padrão, Eq. (3.1), e o parâmetro que define o esquema de integração no tempo ( $\theta$ ) foi tomado igual a 0,9, conforme adotado no SAFIR. Além disso, os dois procedimentos de solução

implementados, incremental simples e incremental-iterativo (Picard e Newton-Raphson), são empregados em todos os exemplos. O intuito é verificar a influência do procedimento de solução na qualidade da resposta. O intervalo de tempo adotado nas análises,  $\Delta t$ , foi tomado igual a 15 s. As propriedades térmicas do aço são aquelas dadas pela EN 1993-1-2:2005, considerando a variação com a temperatura. Vale ressaltar que, no Apêndice D, foi realizado um estudo paramétrico buscando avaliar a influência do incremento de tempo e do procedimento de solução, bem como da malha da seção transversal.

Portanto, são adotadas aqui, as condições que melhor descreveram o comportamento dos sistemas estruturais metálicos em estudo, sob fogo. Outros parâmetros adotados são destacados em cada exemplo.

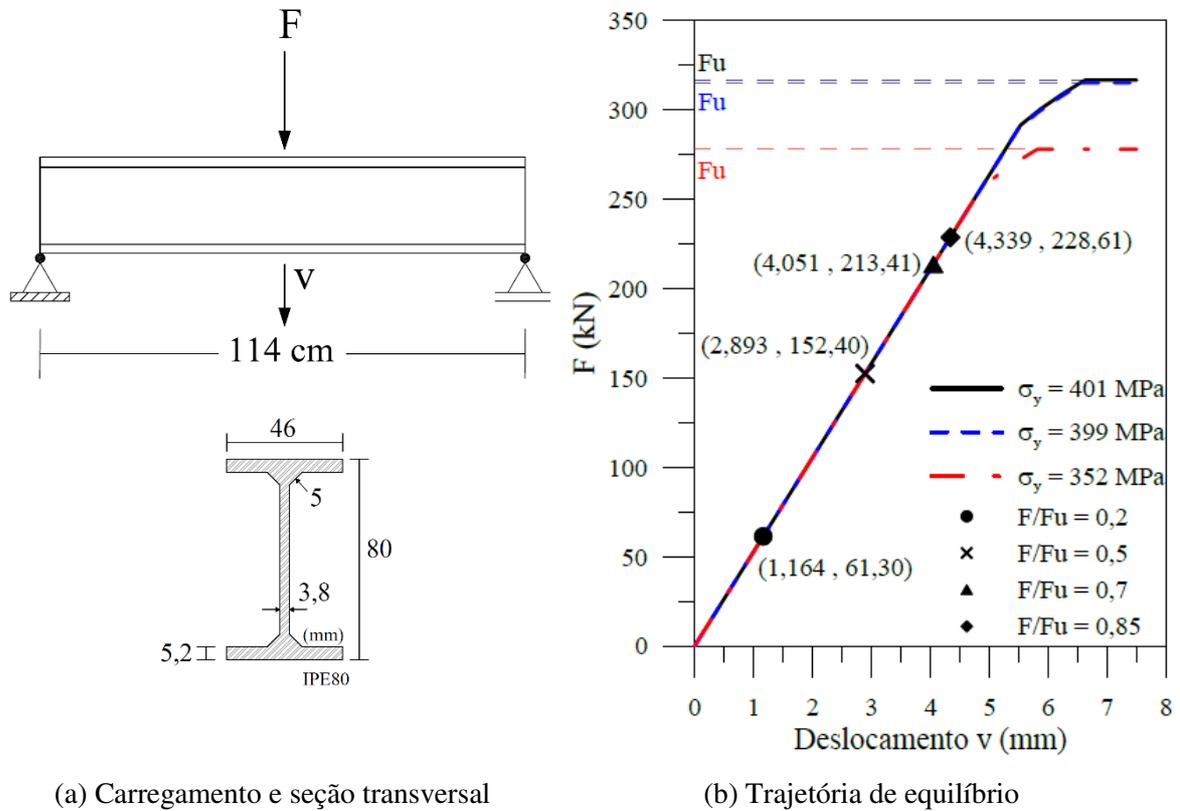
Iniciando o estudo, na Seção 6.2, trata-se uma viga simplesmente apoiada, composta por perfil metálico aparente e exposta ao fogo por todos os lados. O carregamento externo consiste em uma carga concentrada aplicada no meio do vão, variando em quatro níveis de intensidade. A ação combinada de esforços flexionais e axiais, concomitantes à ação do fogo, é considerada na análise de pilares isolados, apresentados na Seção 6.3. Para esse sistema estrutural são consideradas duas condições de exposição ao fogo. Por fim, nas Seções 6.4 e 6.5, o comportamento global inelástico de sistemas estruturais aporticados submetidos à ação de incêndios normalizados é mostrado. Nestas análises, pôde-se observar a capacidade do sistema computacional implementado (CS-ASA/FSA) de descrever o comportamento inelástico de sistemas estruturais compostos por perfis metálicos aquecidos, sob diferentes níveis de carregamento externo.

## **6.2 Viga Isolada em Incêndio**

Nesta seção são obtidos os resultados numéricos da análise termo estrutural de uma viga em escala reduzida simplesmente apoiada, carregada no meio do vão, conforme Figura 6.1a. Essa viga faz parte de uma série de testes realizados por Rubert e Schaumann (1986) com o objetivo de avaliar, experimentalmente, o comportamento desse elemento estrutural quando sujeito à ação simultânea de carregamento externo e variação de temperatura.

A viga ensaiada possui seção transversal composta pelo perfil IPE 80 e adotou-se o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa. Considerou-se a viga submetida a quatro situações de carregamento:  $F = 0,2 F_u$ ;  $F = 0,5 F_u$ ;  $F = 0,7 F_u$ ; e  $F = 0,85 F_u$ , com  $F_u$  sendo a carga de colapso à temperatura ambiente (20°C). A trajetória de equilíbrio da viga, em que se acompanha a variação do deslocamento  $v$  ( $L/2$ ) com a carga, na análise estrutural a

temperatura ambiente é apresentada na Figura 6.1b. Nessa figura são informadas também as frações de carregamento adotadas na análise termo estrutural.

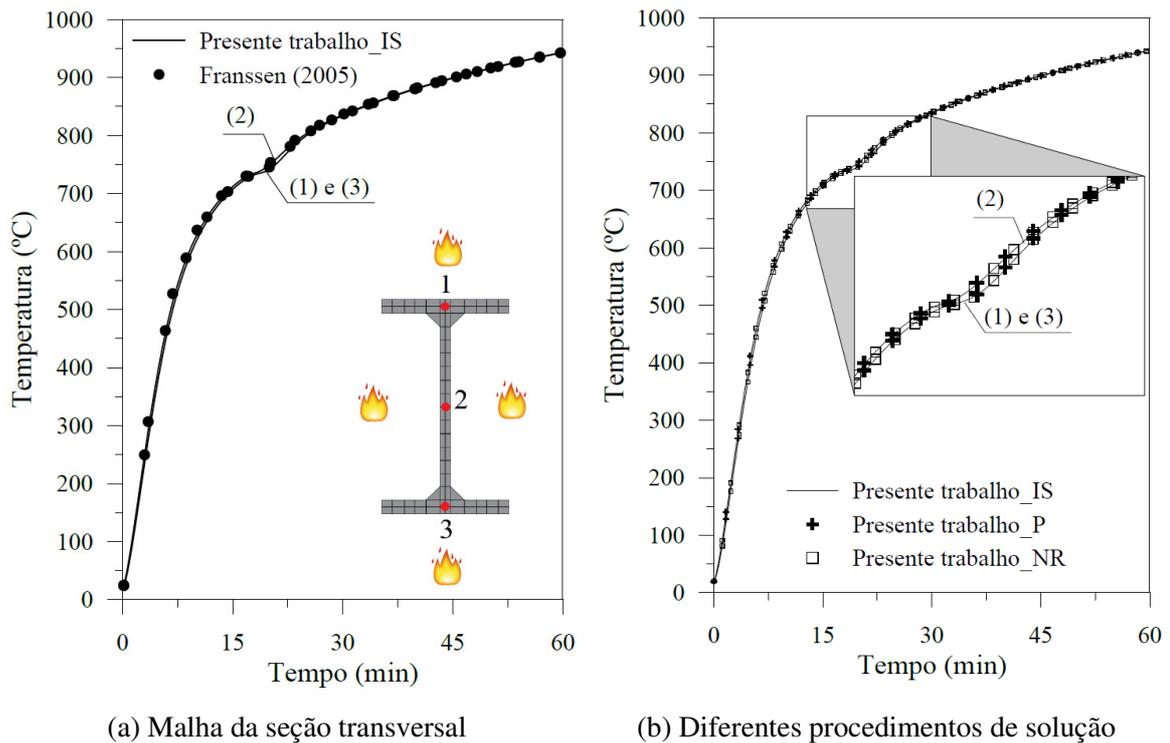


**Figura 6.1** Viga simplesmente apoiada e trajetória de equilíbrio

A tensão de escoamento foi assumida com valores entre 352 a 401 MPa. Foram utilizados 6 elementos finitos na discretização da viga e 76 elementos planos (quadrilaterais e triangulares lineares) para discretização da sua seção transversal. A malha da seção transversal é mostrada na Figura 6.2a, onde é apresentada a evolução da temperatura nas mesas e alma do perfil em aço. Devido a boa condutividade térmica do aço e como a seção transversal do perfil é pequena e constituída por chapas relativamente finas, as curvas para as mesas e alma quase coincidem. Comparou-se os resultados obtidos pelo procedimento de solução incremental simples (IS) com o resultado do SAFIR de onde se observa a boa concordância dos resultados. Na Figura 6.2b são mostrados os resultados para o procedimento de solução incremental-iterativo, em que se consideram as iterações de Picard (P) e Newton-Raphson (NR).

É possível perceber que os resultados são bem próximos. As diferenças aparecem quando levamos em conta o número total de iterações e conseqüentemente o tempo de

processamento da análise. Como pode ser visto na Tabela 6.1, o procedimento incremental simples é mais eficiente, neste caso, com relação ao tempo de processamento. O algoritmo de Picard necessita de mais iterações para realizar a análise do que o algoritmo de Newton-Raphson e, mesmo assim, num tempo de processamento menor. Isso pode ser explicado em função do algoritmo de solução mostrado no Quadro 4.3 (Iterações de NR), onde o volume de operações a serem realizadas e o trabalho computacional delas são maiores.



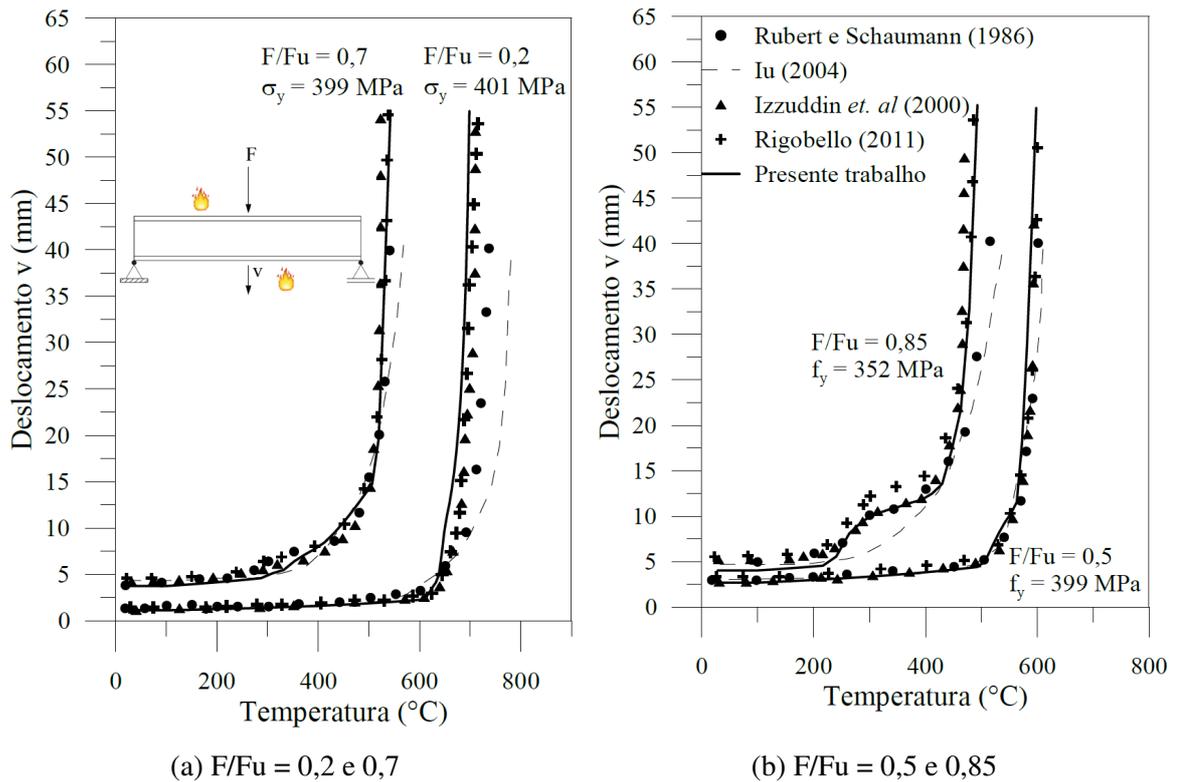
**Figura 6.2** Curvas temperatura  $x$  tempo do perfil IPE 80

**Tabela 6.1** Comparação entre os procedimentos de solução

| Procedimento de solução  | Tempo de processamento | Nº. de iterações |
|--------------------------|------------------------|------------------|
| Incremental simples (IS) | 10,99 s                | -                |
| Picard (P)               | 11,20 s                | 377              |
| Newton-Raphson (NR)      | 26,85 s                | 361              |

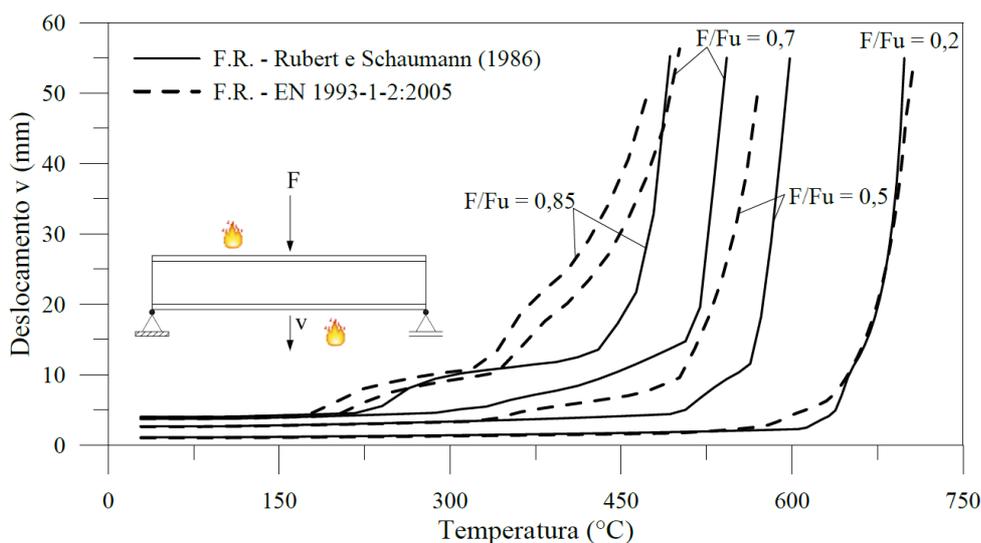
Os resultados da análise termo estrutural, realizada com o módulo CS-ASA/FSA, são apresentados na Figura 6.3. Pode-se observar que os resultados obtidos apresentam concordância satisfatória para todas as condições de carregamento estudadas, quando comparados aos resultados da literatura. Foram usadas as respostas experimentais de Rubert

e Schaumann (1986) para comparação, bem como os resultados numéricos fornecidos por Izzuddin *et al.* (2000) e Iu (2004), que adotaram elementos de pórtico e, Rigobello (2011) que utilizou elementos cúbicos para a discretização da viga. É importante ressaltar que foram considerados os fatores de redução para o módulo de elasticidade ( $k_{E,Ta}$ ), para o limite de proporcionalidade ( $k_{p,Ta}$ ) e para a resistência ao escoamento ( $k_{y,Ta}$ ), propostos por Rubert e Schaumann (1986), que podem ser encontrados em Rigobello (2011) e Barros (2016).



**Figura 6.3** Deslocamento  $x$  temperatura

Na Figura 6.4 está a comparação entre resultados obtidos neste trabalho utilizando os fatores de redução propostos por Rubert e Schaumann (1986) e aqueles segundo o EN 1993-1-2:2005. Observa-se, nessa figura, que as curvas possuem comportamento parecido. Os fatores de redução propostos pela EN 1993-1-2:2005 proporcionam, entretanto, curvas mais conservadoras com o aumento do carregamento aplicado.



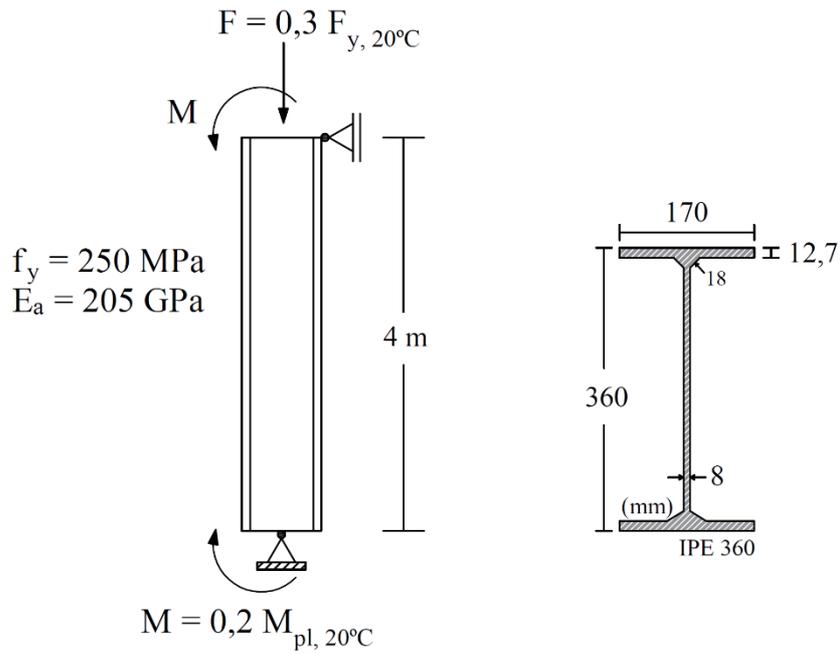
**Figura 6.4** Influência dos fatores de redução (F.R.) propostos pelo EN 1993-1-2:2005 e por Rubert e Schaumann (1986) nas curvas deslocamento vertical  $x$  temperatura

### 6.3 Pilar Isolado em Incêndio

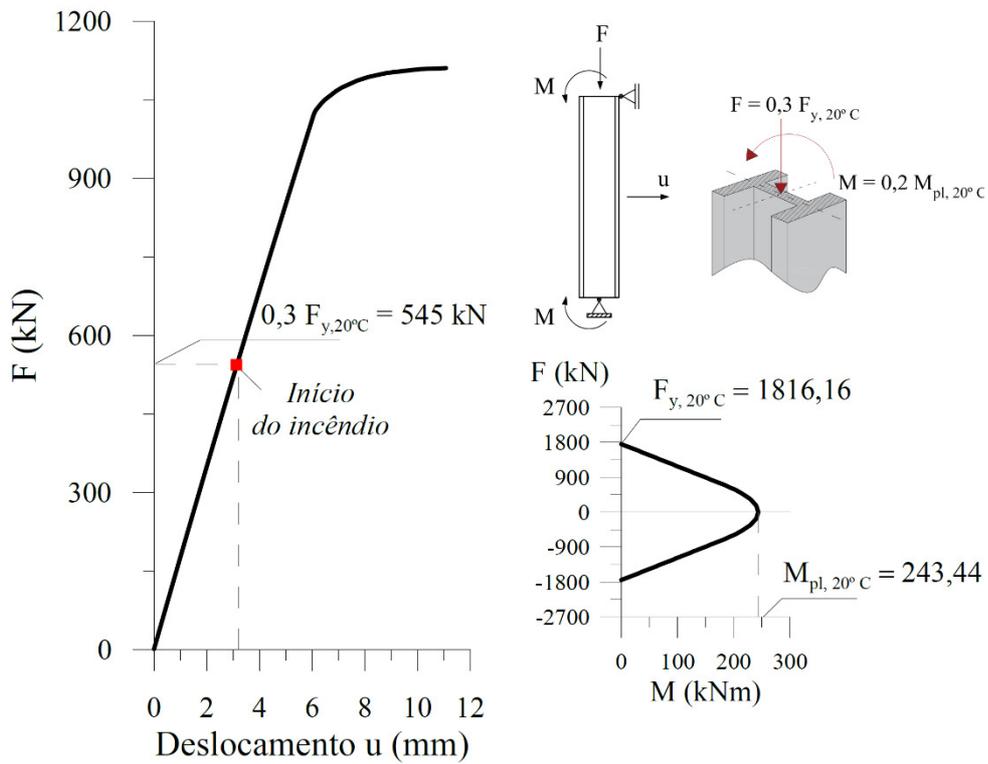
Este exemplo trata da análise termomecânica, realizada por meio do CS-ASA/FSA, do pilar biapoiado de 4 m de comprimento. Esse pilar é formado pelo perfil metálico IPE 360 e é submetido a uma força axial de compressão de 30% da força axial de plastificação e a um momento fletor de 20% do momento fletor de plastificação. Tal carregamento, bem como as propriedades físicas e características geométricas são mostrados na Figura 6.5.

É apresentada na Figura 6.6 a trajetória de equilíbrio à temperatura ambiente do pilar, onde é destacado o início do efeito térmico (incêndio) no sistema estrutural ( $F = 545\text{kN}$ ). Vale ressaltar a significativa reserva de resistência do pilar quando a análise termo estrutural é iniciada.

A análise termo estrutural do pilar é feita considerando duas condições de exposição das faces da seção transversal ao fogo: 3 faces e 4 faces. A primeira condição sugere um pilar situado no contorno da fachada de um edifício e admite que os elementos de vedação externos protegem parcialmente o perfil metálico da ação do fogo. Na segunda condição, toda a seção transversal do perfil está igualmente envolvida pelo fogo, simulando um pilar localizado no interior de um edifício. Inicialmente é determinado o campo de temperatura na seção transversal, Figura 6.7. As curvas temperatura *versus* tempo para três pontos na seção transversal são ilustradas na Figura 6.8. Os resultados alcançados com o módulo CS-ASA/FA são comparados aos resultados do SAFIR.



**Figura 6.5** Pilar isolado composto pelo perfil IPE 360



**Figura 6.6** Trajetória de equilíbrio, detalhe do carregamento atuante e curva de resistência da seção

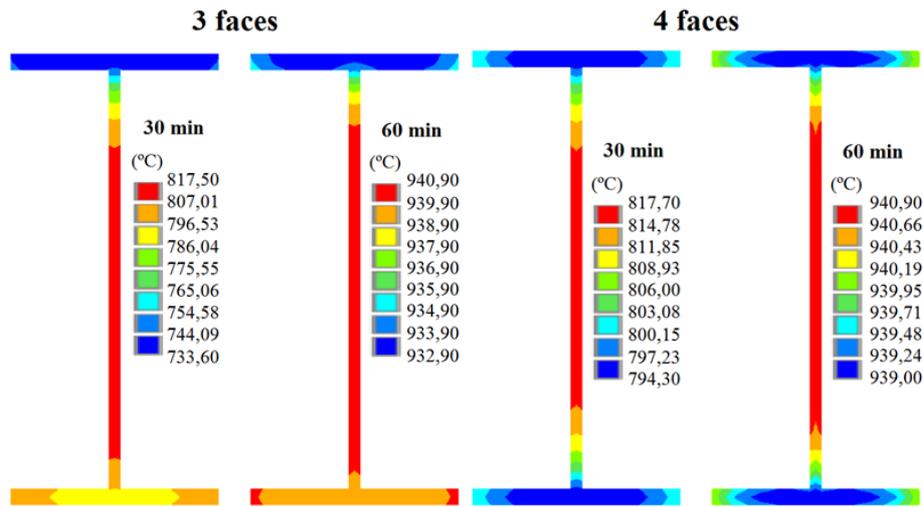


Figura 6.7 Campo de temperatura do perfil IPE 360

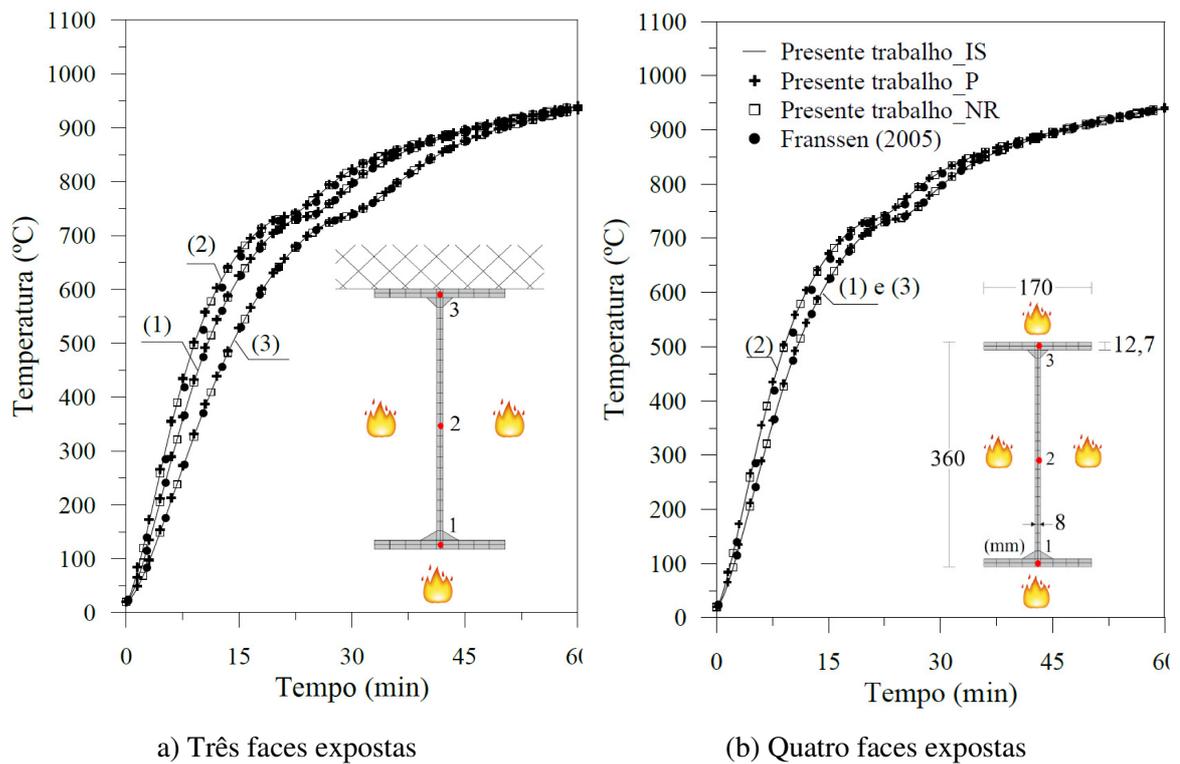
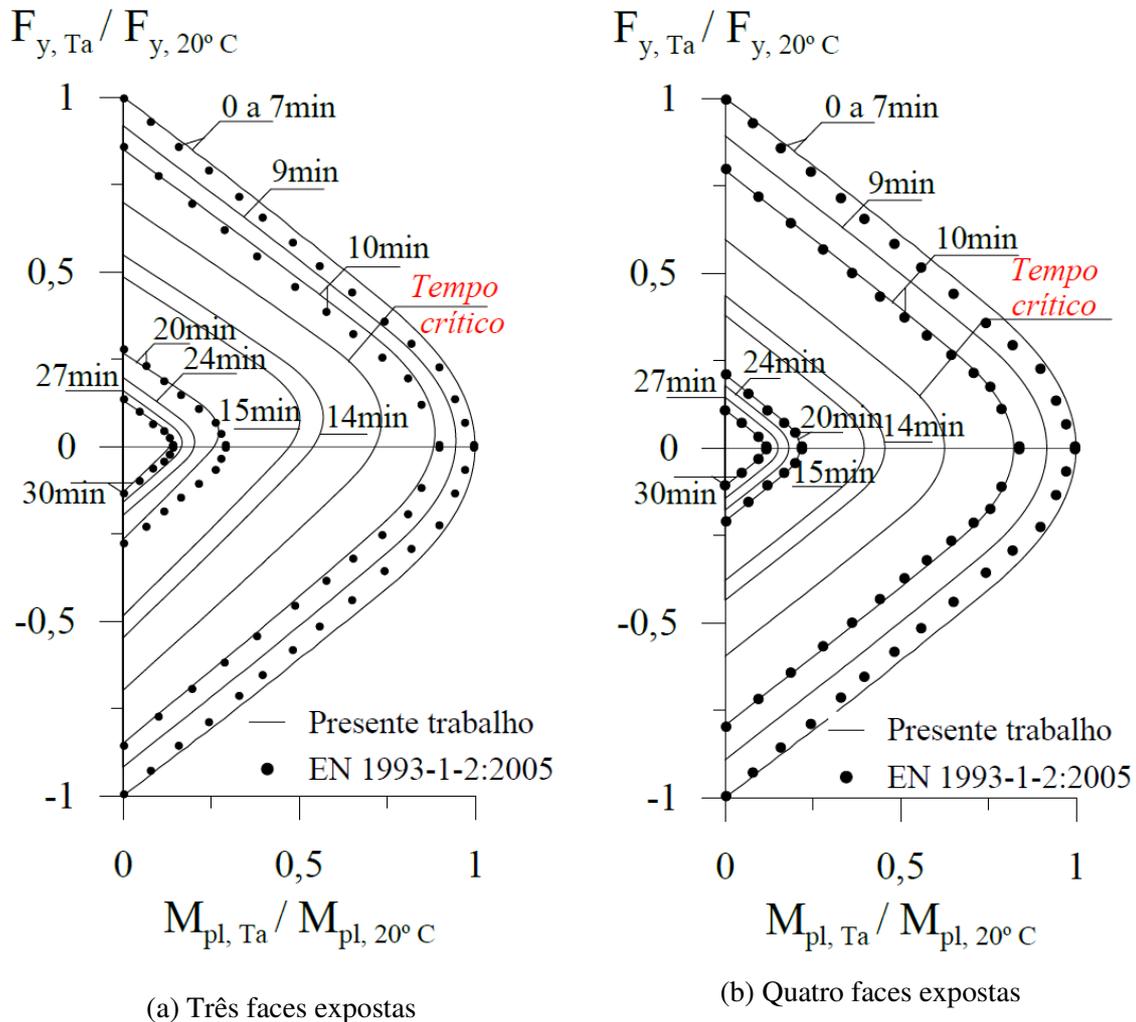


Figura 6.8 Curvas temperatura x tempo perfil IPE 360

Com o campo de temperaturas estabelecido, para cada incremento de tempo é construída a curva que define a superfície de resistência que expressa a interação entre esforço normal e momento fletor na seção transversal (curva N-M). A variação dos limites de resistência plástica para os intervalos de tempo iguais a 0, 10, 20 e 30 min, calculados a

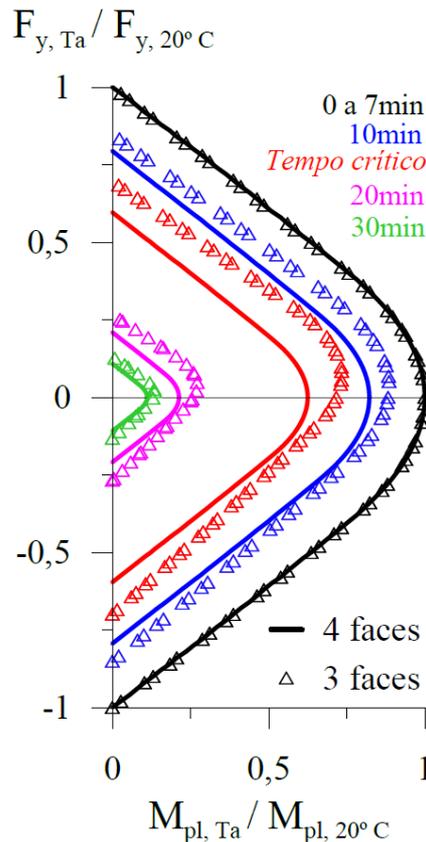
partir das recomendações previstas pela EN 1993-1-2:2005 e adotados por Landesmann (2003), são usados para comparação. As curvas obtidas com o módulo CS-ASA/FSA são apresentadas na Figura 6.9.



**Figura 6.9** Curvas de resistência da seção transversal do pilar

Na Figura 6.10, as curvas para 3 e 4 faces são sobrepostas, onde é possível observar a influência do gradiente térmico (3 faces), acarretando numa variação da posição da Linha Neutra Plástica (LNP) durante a análise do elemento estrutural em incêndio. A assimetria das curvas (N-M) para 3 faces expostas é evidenciada nessa figura. Além disso, verifica-se que, com a degradação dos limites plásticos da seção, ocasionada pela diminuição dos fatores de redução da resistência e rigidez do material com a elevação da temperatura, bem como a influência das deformações térmicas, a condição com 4 faces expostas apresenta níveis de redução de resistência ligeiramente maiores. Tal fato pode ser explicado devido ao maior

aquecimento médio da seção, o que resulta em uma degradação mais acelerada do material, e conseqüentemente capacidade resistente diminuída. Esse comportamento também pode ser verificado através das curvas deslocamento ( $u, L/2$ ) versus tempo ilustradas na Figura 6.11. Observa-se nessa figura que o tempo crítico de colapso do pilar biapoiado para a condição de 3 faces expostas ao fogo é 14:10 min, e para 4 faces expostas é 12:47 min.

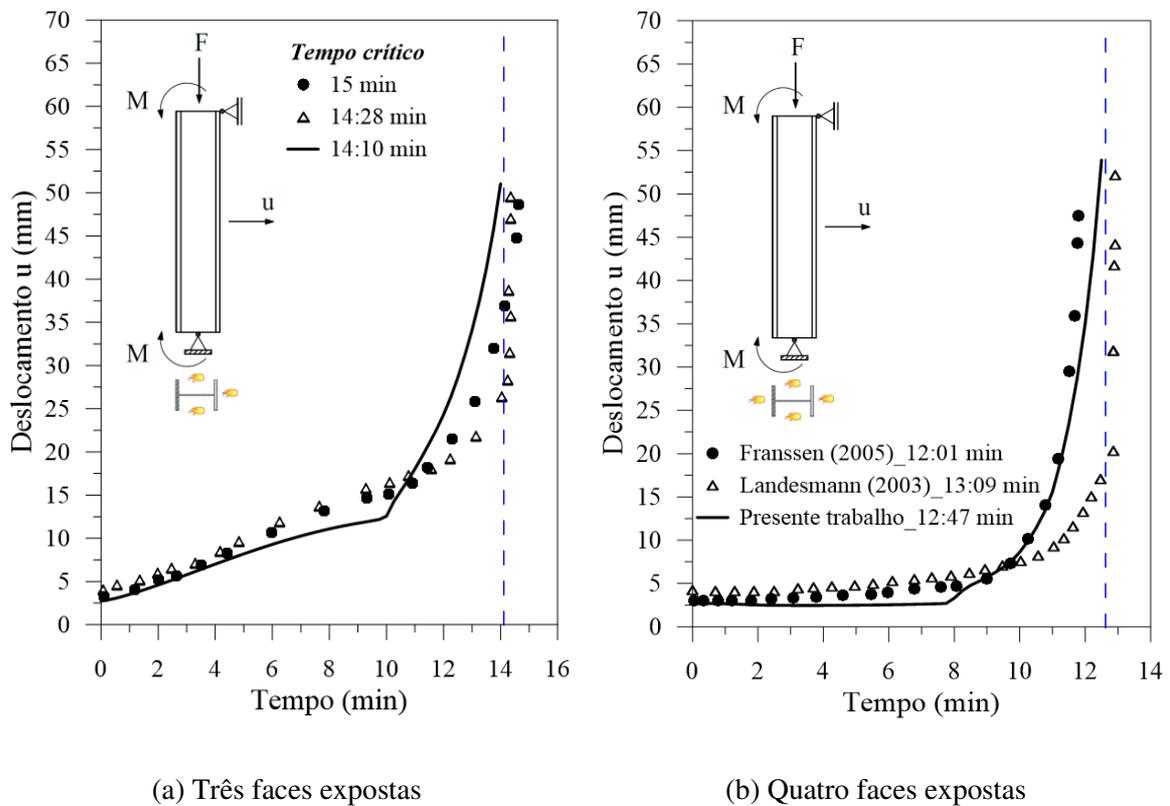


**Figura 6.10** Comparativo entre as curvas de resistência para três e quatro faces expostas

Ainda na Figura 6.11 pode-se perceber o comportamento distinto, entre as duas condições de aquecimento (3 e 4 faces), do deslocamento horizontal no centro do pilar com o aumento do tempo de exposição ao fogo. O gradiente térmico que ocorre quando 3 faces são aquecidas promove um aumento acentuado na configuração deformada da coluna até o tempo de colapso. O mesmo não é observado quando 4 faces são expostas.

Os resultados alcançados no presente trabalho com o módulo CS-ASA/FSA apresentam boa concordância principalmente com os resultados de Franssen (2005). É importante destacar que o critério de colapso estrutural foi adotado como um limite de

deslocamento com valor igual a 10 cm, conforme adotado no trabalho de Landesmann (2003).



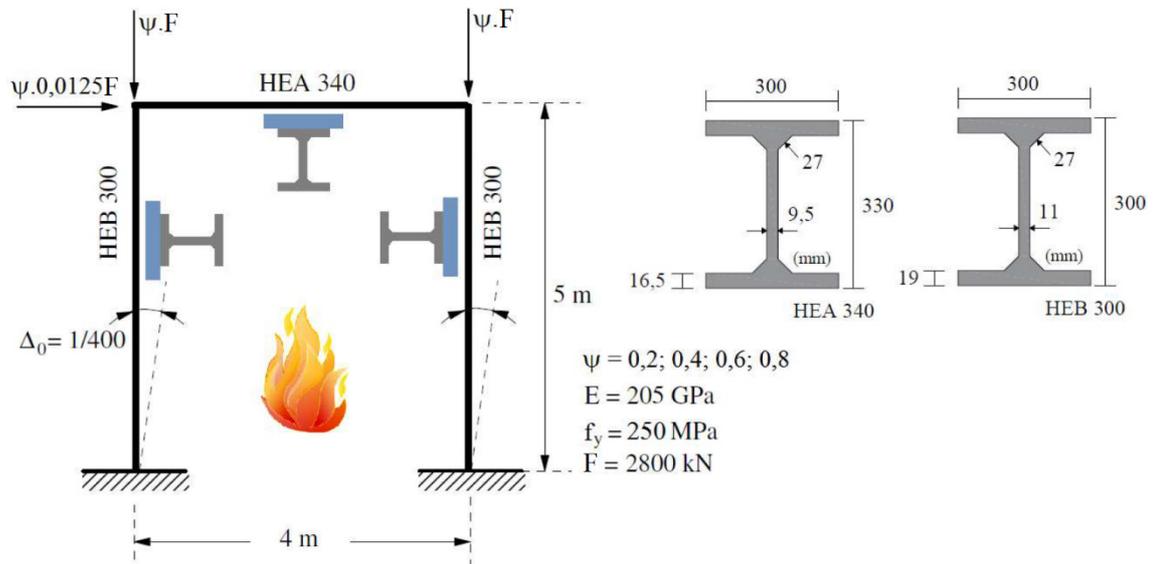
**Figura 6.11** Curvas deslocamento horizontal  $x$  tempo

## 6.4 Pórtico de Vogel em Incêndio

O exemplo desta seção, mostrado na Figura 6.12, refere-se a um portal simples biengastado. É um problema clássico empregado na avaliação de modelos numéricos que consideram o comportamento inelástico em estruturas de aço (Ziemian, 1990; Chen *et al.*, 1996; Silva, 2009) e analisado originalmente por Vogel (1985). Em Landesmann *et al.* (2005), esse pórtico foi submetido à ação de um incêndio normalizado (ISO 834-1) onde todos os perfis que compõem a estrutura foram sujeitos a um fluxo de calor nas três faces internas ao portal. Assim, assume-se o cenário em que os elementos estruturais encontram-se parcialmente protegidos da ação do fogo, conforme ilustra a Figura 6.12.

As colunas são constituídas por perfis HEB 300 e foram discretizadas aqui com quatro elementos, a viga é formada pelo perfil HEA 340 e foi discretizada com cinco elementos. Como indicado ainda na Figura 6.12, considerou-se uma imperfeição inicial  $\Delta_0$  nas colunas.

O módulo de elasticidade e a tensão de escoamento foram assumidos iguais a 205 GPa e 250 MPa, respectivamente. As cargas aplicadas à estrutura podem ser observadas também na Figura 6.12. Com o objetivo de se avaliar a resposta da estrutura aquecida, para diferentes níveis de carregamento, as cargas externas propostas por Vogel (1985) foram aplicadas ao modelo estrutural levando-se em conta progressivos fatores de carga,  $\psi$ .



**Figura 6.12** Pórtico de Vogel sob fogo

Na Figura 6.13 são mostradas as curvas deslocamento-tempo para os diferentes fatores de carga ( $\psi$ ). Foi considerado, na obtenção da curva, o deslocamento horizontal,  $u$ , no topo da coluna à direita. Usam-se para comparação as curvas obtidas em Landesmann *et al.* (2005), com o programa computacional SAFIR, e por Rigobello (2011). Observando as curvas, percebe-se que os resultados estão bem próximos daqueles encontrados por esses autores.

Verifica-se na Figura 6.13 que o modelo implementado, considerando o acoplamento do MCD e MRPR empregado neste trabalho, é capaz de capturar de forma satisfatória o comportamento inelástico do portal sob fogo. Destaca-se que o tempo crítico de resistência ao fogo associado ao colapso estrutural (10 cm como limite de deslocamento lateral para o modelo de pórtico plano em questão; Landesmann *et al.*, 2005) estimado pelo SAFIR e no presente trabalho foram bem próximos (diferença máxima de 2,1%), como pode ser observado na Tabela 6.2. As respostas térmicas dos perfis HEA 340 e HEB 300 apresentam comportamento análogo uma vez que possuem fatores de massividade (relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido do corpo) semelhantes (Figura 6.14).

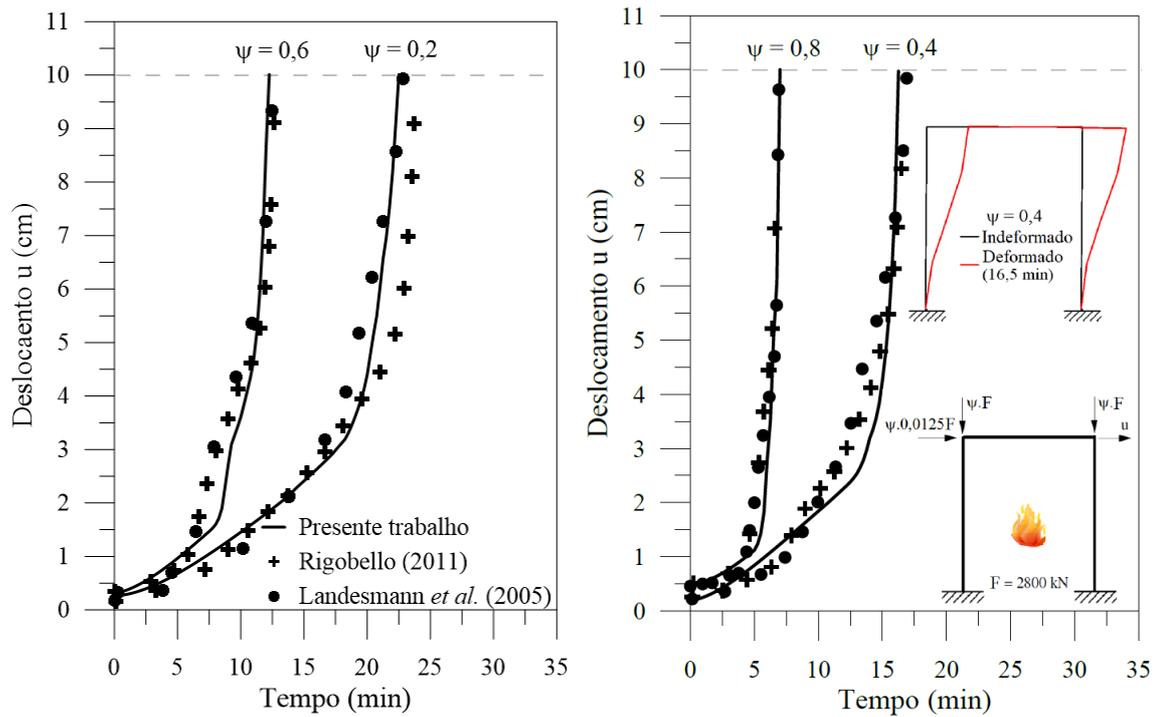


Figura 6.13 Curvas deslocamento  $\times$  tempo para os fatores de carga  $\psi$

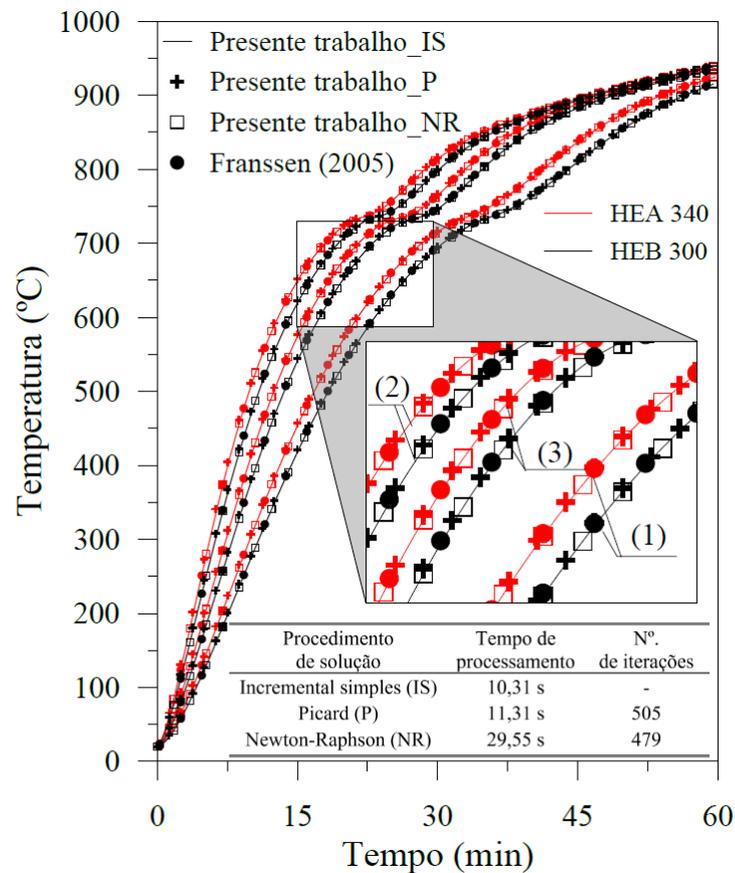
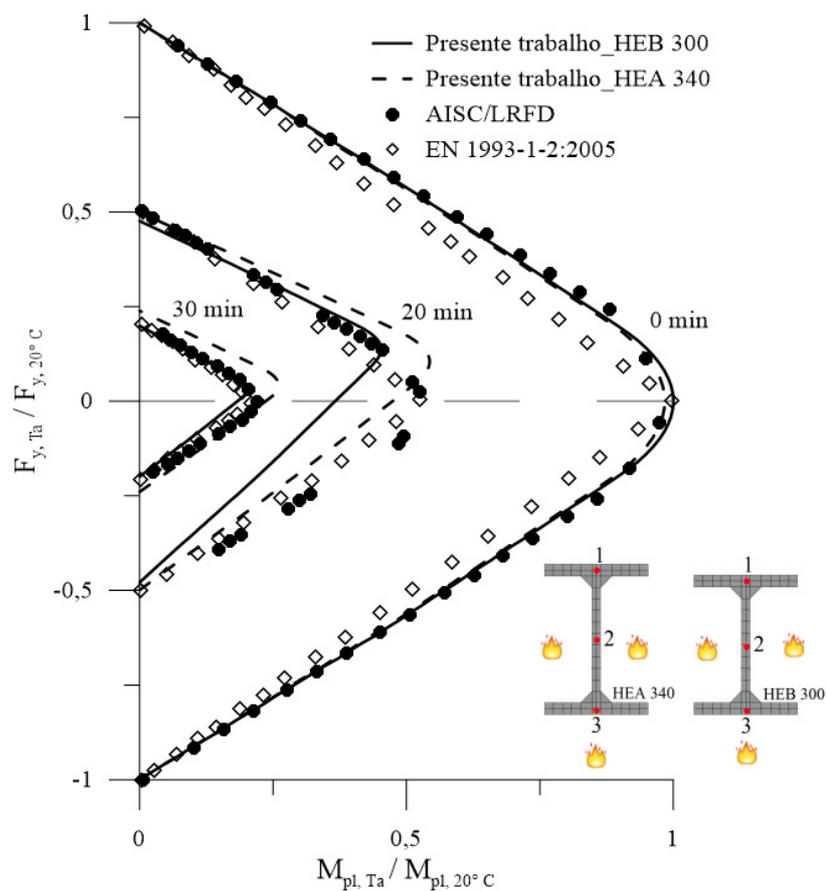


Figura 6.14 Curvas temperatura  $\times$  tempo para os perfis HEA 340 e HEB 300

**Tabela 6.2** Tempo de resistência ao fogo (min)

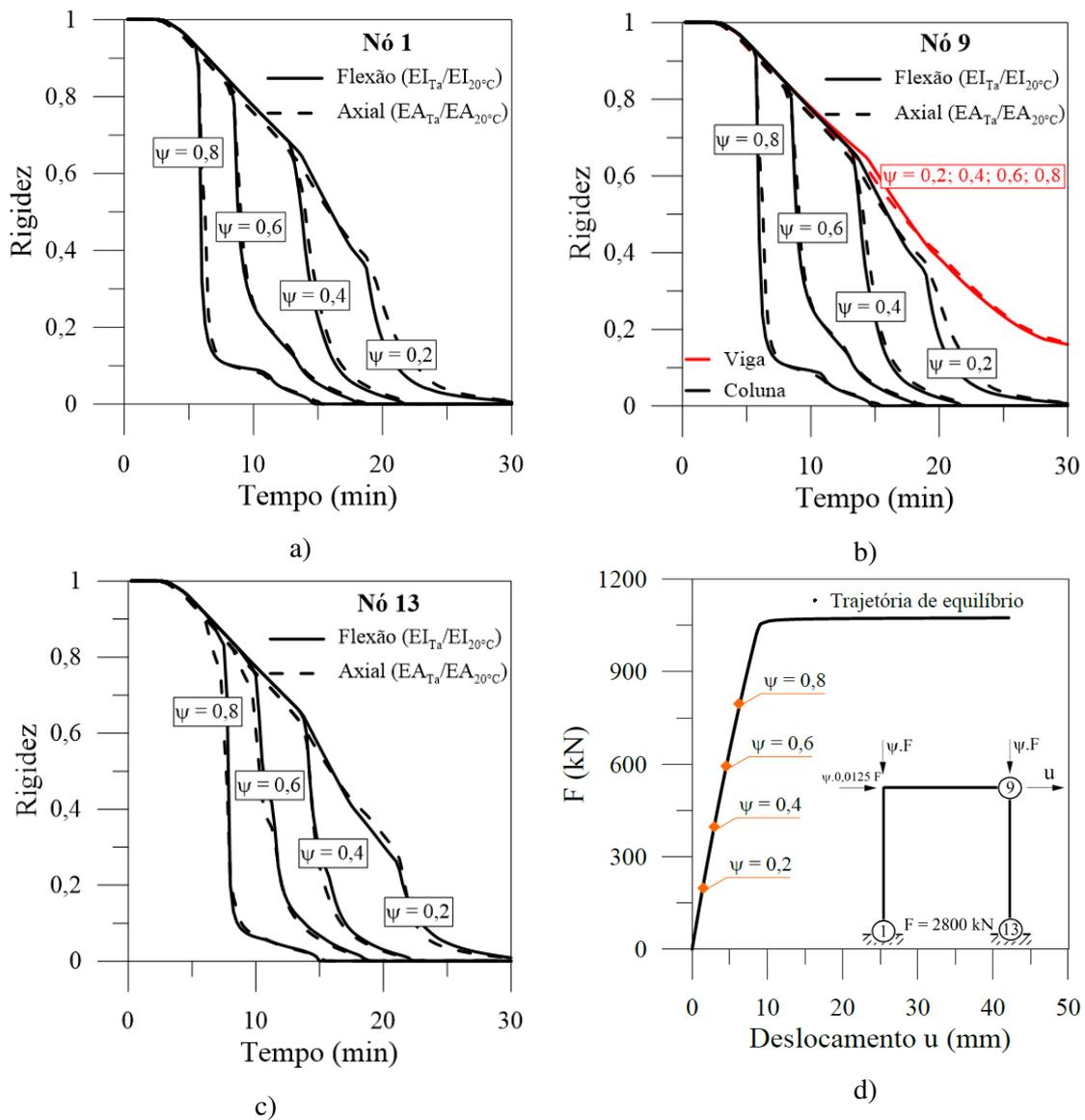
| Fator de carga<br>( $\psi$ ) | Landesmann <i>et al.</i> (2005)<br>(SAFIR) | Presente trabalho<br>(CS-ASA/FSA) | Erro<br>(%) |
|------------------------------|--|-----------------------------------|-------------|
| 0,2                          | 23,50                                      | 23,00                             | 2,10        |
| 0,4                          | 16,80                                      | 16,50                             | 1,80        |
| 0,6                          | 12,20                                      | 12,25                             | -0,40       |
| 0,8                          | 6,50                                       | 6,50                              | 0,00        |

Tomando-se por base as distribuições de temperaturas obtidas pela análise térmica para os perfis, aquecidos de forma assimétrica (3 faces), as curvas de resistência plástica são calculadas, conforme Capítulo 5, para diferentes instantes de tempo de incêndio padronizado. Utilizou-se para comparação as curvas calculadas de acordo com a EN 1993-1-2:2005 e AISC/LRFD, adotadas por Landesmann (2003), que empregou a mesma curva para os dois perfis. Mais uma vez as curvas de resistência são bem representadas, proporcionando uma análise termo estrutural satisfatória (Figura 6.15).



**Figura 6.15** Curvas de resistência dos perfis HEA 340 e HEB 300

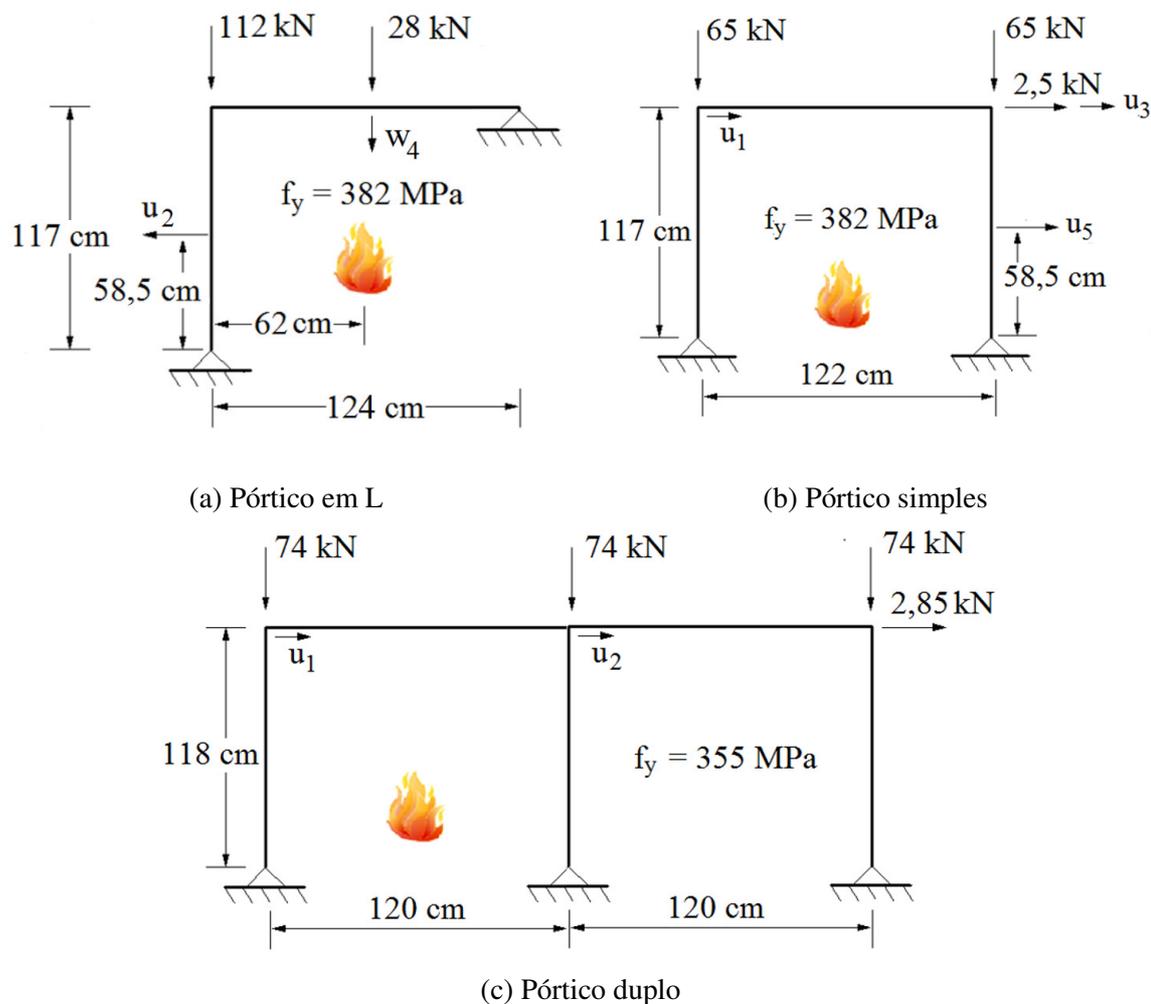
Na Figura 6.16a-c é apresentado o comportamento das rigidezes axial e à flexão em função do aumento da temperatura nos nós destacados na estrutura (Figura 6.16d). Na Figura 6.16d é mostrada a trajetória de equilíbrio da estrutura a temperatura ambiente onde são destacados os fatores  $\psi$  adotados neste trabalho. Observa-se em 6.16a-c que, em ambas rigidezes e nos três nós destacados, após um breve patamar no início do processo de incêndio, ocorre uma queda rápida dessas grandezas. Para o nó 9, considerando a viga, o comportamento das rigidezes decresce de forma constante e é praticamente o mesmo para os diferentes fatores de carga  $\psi$ . Já para os nós 1, 9 (na região da coluna) e 13, a medida que o  $\psi$  aumenta, as rigidezes apresentam decaimento repentino em um pequeno intervalo de tempo, chegando rapidamente ao valor nulo.



**Figura 6.16** Variação da rigidez com a temperatura (a-c) e trajetória de equilíbrio a 20° C (d)

## 6.5 Pórticos em Incêndio

Três pórticos são analisados nesta seção (Figura 6.17). Além do ensaio de vigas sob altas temperaturas, Rubert e Schaumann (1986) também apresentaram resultados experimentais referentes a uma série de ensaios de pórticos de aço submetidos a temperaturas elevadas.

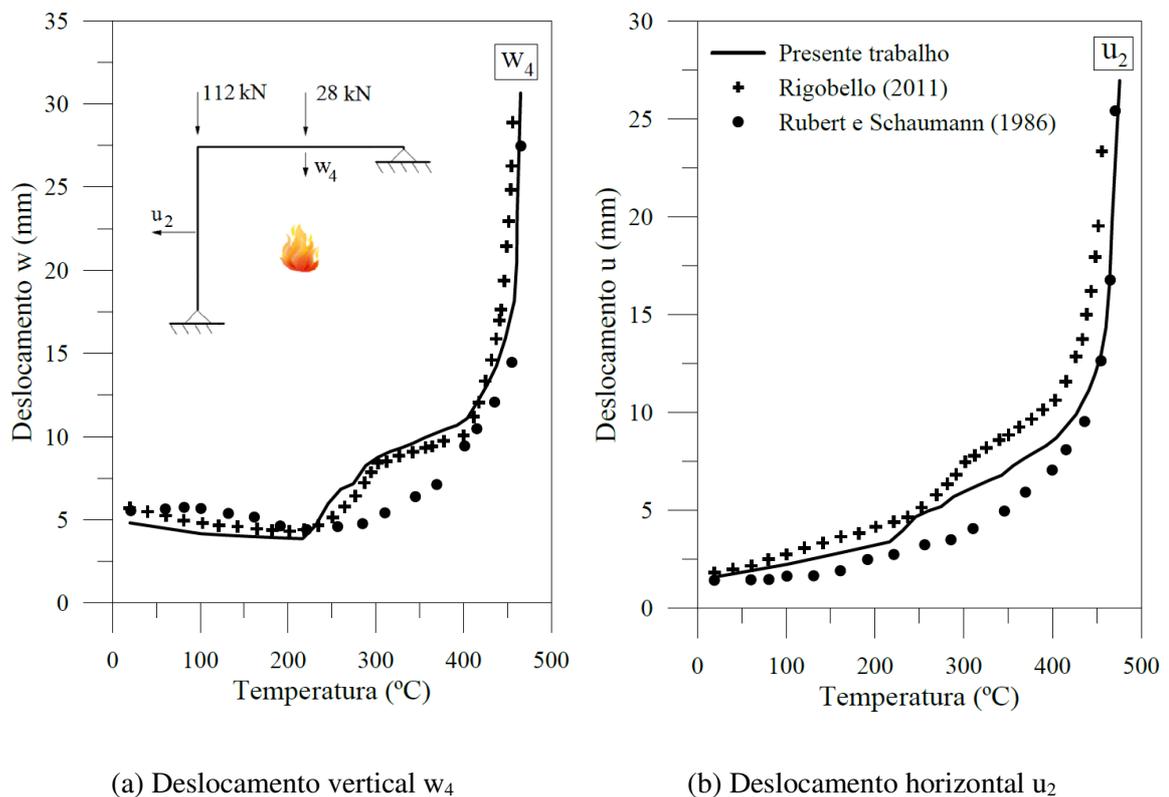


**Figura 6.17** Características geométricas e de carregamento dos pórticos ensaiados por Rubert e Schaumann (1986)

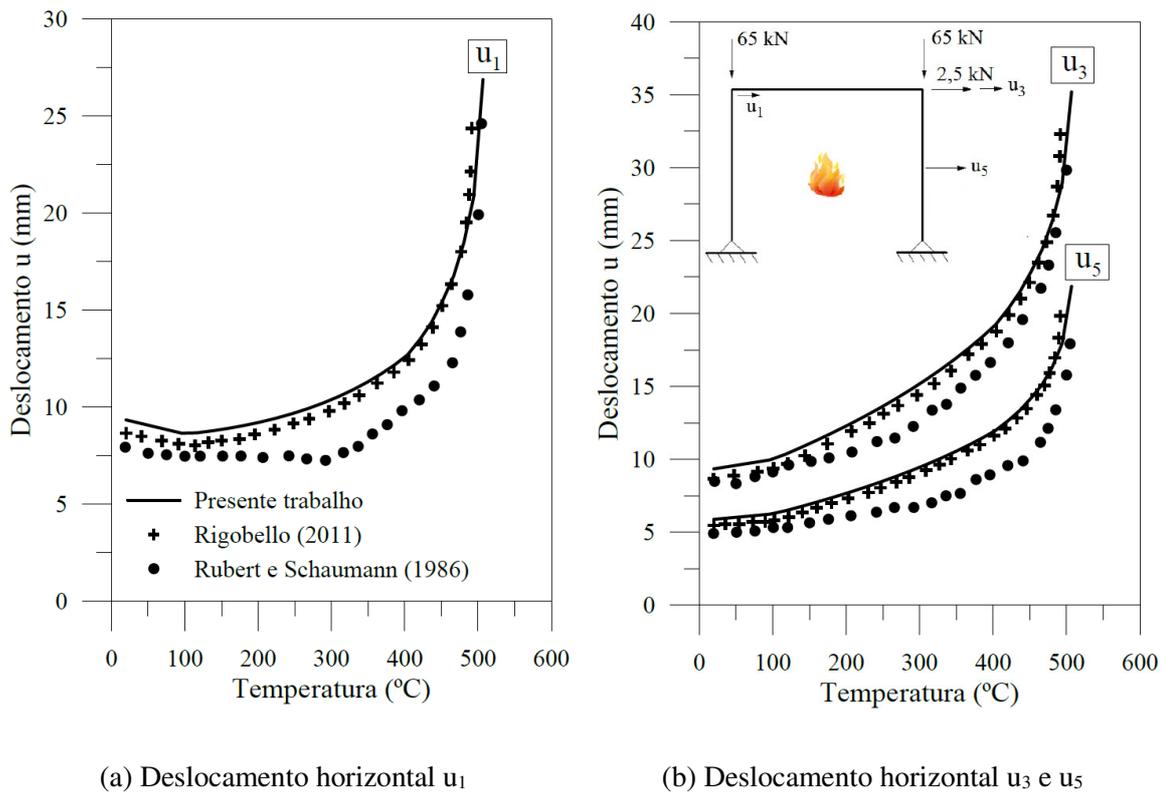
Os pórticos foram carregados e depois aquecidos por meio de dispositivos elétricos a uma taxa constante até o colapso. Todas as seções dos elementos que compõem os pórticos são constituídas pelo perfil IPE 80 e aquecida nas quatro faces (Figura 6.2a). O módulo de elasticidade do aço foi tomado igual a 210 GPa. Os fatores de redução adotados por Rubert e Schaumann (1986), referentes à resistência e rigidez, também foram usados para os pórticos. Das configurações apresentadas no trabalho desses autores, escolheu-se neste

trabalho para a análise, a configuração do pórtico em L, do pórtico biapoiado e do pórtico duplo cujas características, geométrica e física, além do carregamento empregado, são apresentados na Figura 6.17.

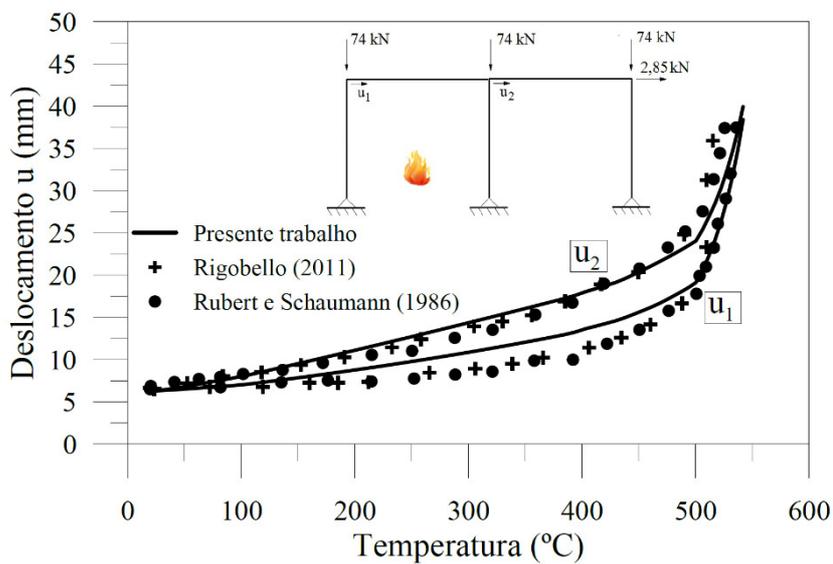
Vários autores analisaram numericamente os três sistemas estruturais, como Rigobello (2011), por exemplo. Os resultados obtidos por esse autor são usados para comparação, além dos resultados experimentais de Rubert e Schaumann (1986). Na Figura 6.18 mostram-se os resultados para o deslocamento horizontal  $u_2$  e vertical  $w_4$  (Figura 6.17a), na Figura 6.19 apresentam-se os resultados para os deslocamentos horizontais  $u_1$ ,  $u_3$  e  $u_5$  (Figura 6.17b) e na Figura 6.20, os resultados para os deslocamentos horizontais  $u_1$  e  $u_2$  (Figura 17c). É importante destacar que todos os elementos dos pórticos em L simples e biapoiado foram aquecidos uniformemente, enquanto que no pórtico duplo, apenas o compartimento esquerdo foi totalmente aquecido, com os demais elementos mantidos a temperatura ambiente.



**Figura 6.18** Curvas deslocamento  $x$  tempo para o pórtico em L



**Figura 6.19** Curvas deslocamento  $x$  tempo para o pórtico simples



**Figura 6.20** Curvas deslocamento horizontal  $x$  tempo para o pórtico duplo

As curvas deslocamento  $x$  tempo foram obtidas considerando a seção transversal da viga e colunas discretizada com 25 elementos quadrilaterais e o sistema foi dividido em 4

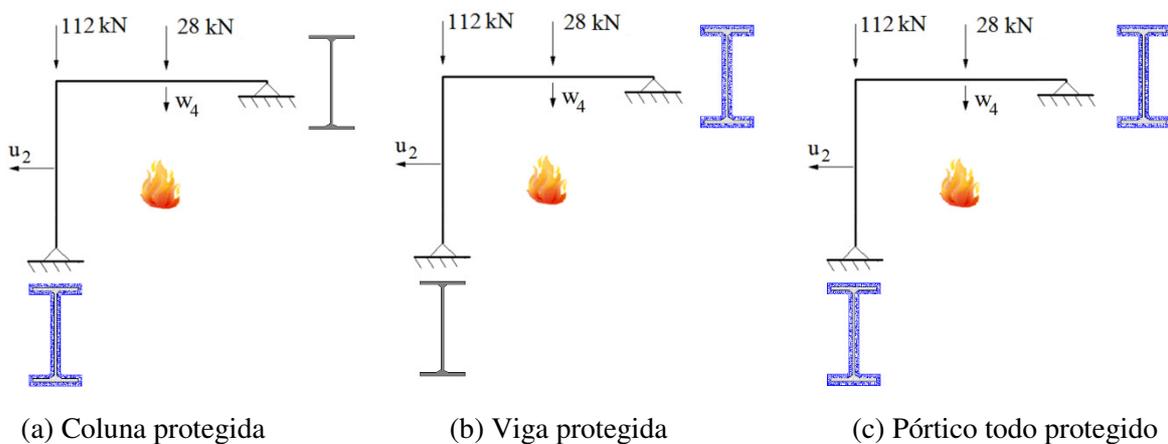
elementos finitos por membro estrutural. As temperaturas críticas alcançadas neste trabalho são apresentadas na Tabela 6.3 e também são comparadas às da literatura. Nota-se claramente, através dos resultados alcançados no presente trabalho, que o módulo CS-ASA/FSA apresenta resultados satisfatórios e coerentes com os da literatura tanto para os deslocamentos nos pontos destacados das estruturas quanto para as temperaturas críticas dos sistemas.

**Tabela 6.3** Temperatura de colapso (°C)

| Pórtico | Rubert e Shaumann (1986) | Rigobello (2011) | Presente trabalho (CS-ASA/FSA) | Erro* (%) |
|---------|--------------------------|------------------|--------------------------------|-----------|
| Em L    | 475                      | 455              | 476                            | -0,21     |
| Simples | 515                      | 491              | 507                            | 1,55      |
| Duplo   | 547                      | 515              | 549                            | -0,37     |

**Erro:** diferença relativa entre o resultado obtido pelo CS-ASA / FSA e os resultados dos ensaios de Rubert e Shaumann (1986)

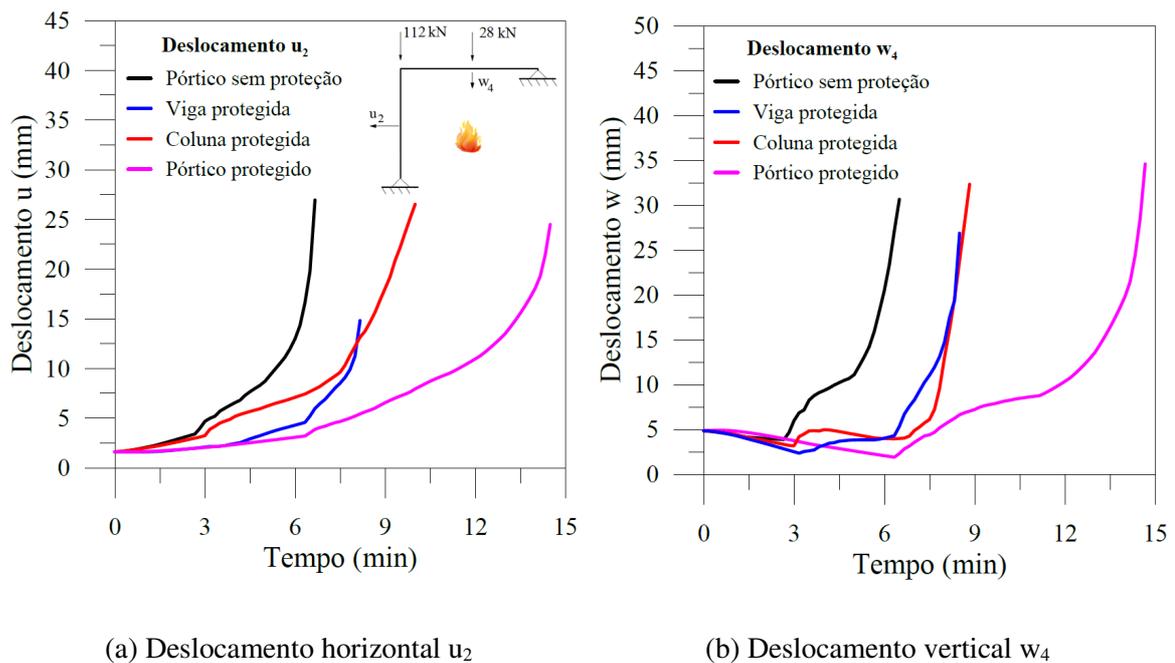
Uma vez constatado o bom desempenho do CS-ASA/FSA e das formulações empregadas neste trabalho, buscou-se avaliar a influência de uma proteção térmica, envolvendo o perfil metálico, no tempo crítico do pórtico em L. Foi considerada uma proteção tipo contorno constituída por argamassa projetada, Blaze Shield II, de espessura igual a 5 mm. As propriedades térmicas da argamassa podem ser consultadas no Apêndice D. Três situações de proteção foram analisadas: o pórtico todo protegido, apenas a viga protegida e apenas a coluna protegida, conforme ilustrado na Figura 6.21. Os deslocamentos  $u_2$  e  $w_4$  obtidos para as três situações são apresentados nos gráficos da Figura 6.22 onde os deslocamentos para a situação do pórtico todo desprotegido também são mostrados.



**Figura 6.21** Diferentes situações de proteção térmica no pórtico em L

Através das curvas deslocamento  $x$  tempo da Figura 6.22, é possível perceber como a proteção térmica influencia significativamente na capacidade do sistema estrutural em resistir a um tempo maior de exposição ao fogo, mesmo se tratando de um modelo em escala reduzida. Essa influência é nítida quando são comparadas as curvas do pórtico todo protegido e do pórtico desprotegido. Observa-se que o tempo crítico do modelo passa a ser o dobro quando a proteção térmica é utilizada. Destaca-se que o uso de uma proteção térmica no elemento estrutural metálico é uma alternativa cada vez mais comum visando aumentar a sua resistência em situação de incêndio.

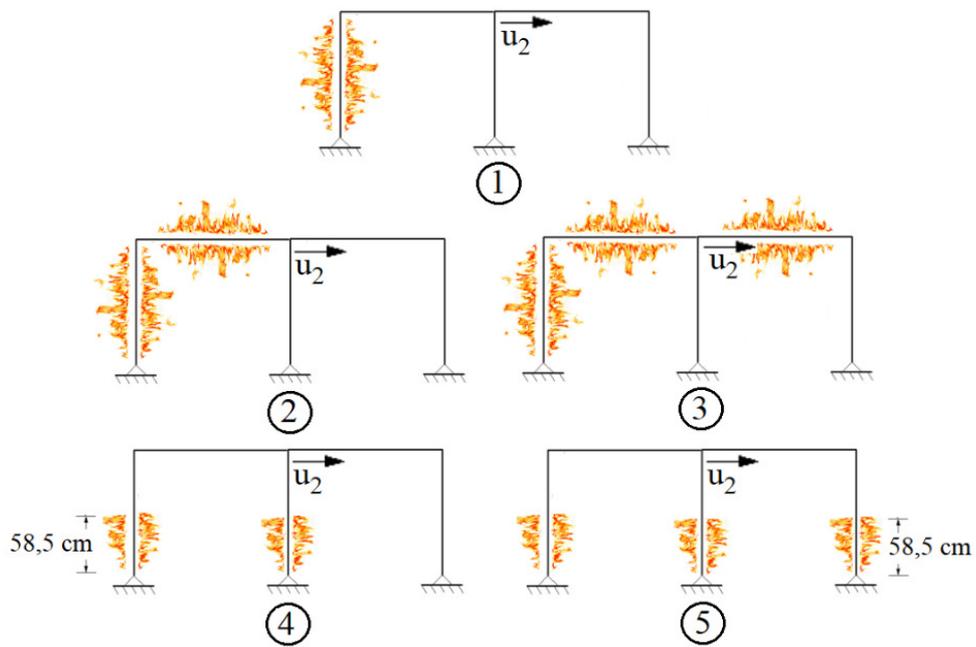
Outro estudo realizado trata a avaliação das temperaturas críticas para diferentes cenários de exposição ao fogo do pórtico duplo. Considerou-se a mesma condição de carregamento mostrada na Figura 6.17c e cinco cenários distintos, conforme Figura 6.23a. O gráfico da Figura 6.23b apresenta a variação do deslocamento horizontal  $u_2$  com a temperatura para os cinco casos.



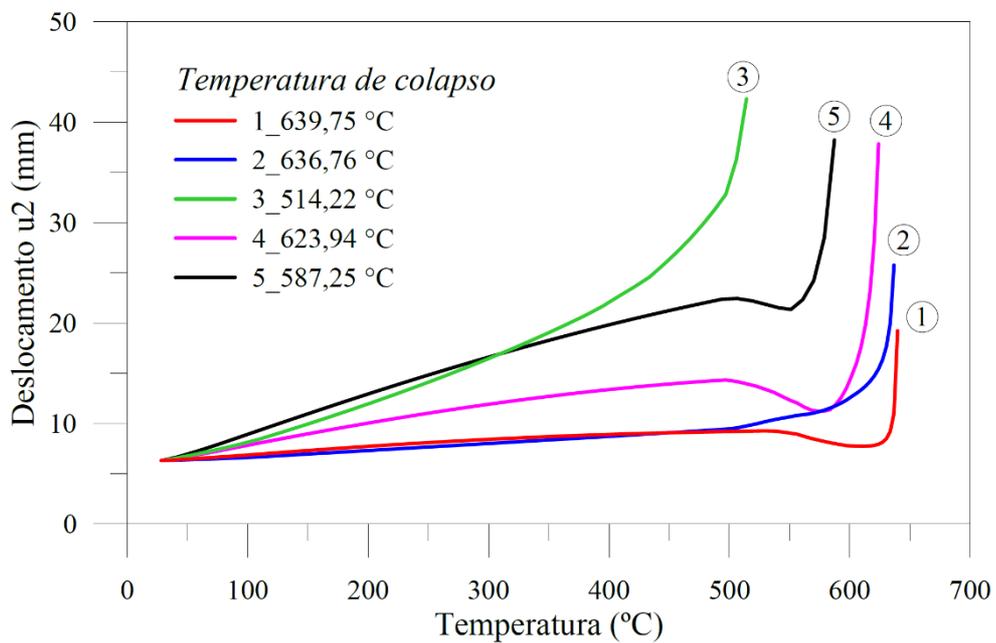
**Figura 6.22** Curvas deslocamento  $x$  tempo para diferentes situações de proteção térmica

Ter condições de avaliar a estrutura em situação de incêndio para diferentes configurações é importante pois sabe-se que o incêndio é um evento aleatório, podendo atingir a estrutura e se propagar de diversas formas. E dependendo da forma como o fogo atinge os elementos estruturais, ocorre uma diferença significativa na temperatura crítica da estrutura, como pode ser observado na Figura 6.23b. Transformando a temperatura crítica

dos cenários 1 e 3 para tempo crítico, por exemplo, tem-se uma diferença de 7 min no tempo de colapso (tempo crítico\_cenário 1 = 15 min; tempo crítico\_cenário 3 = 8 min).



(a) Cenários analisados



(b) Temperatura crítica para cada cenário

**Figura 6.23** Curvas deslocamento  $\times$  tempo para diferentes cenários de incêndio no pórtico duplo

# Capítulo 7

## Exemplos Numéricos Estruturas em Concreto Armado

### 7.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se a análise termo estrutural de vigas, colunas, pórticos de concreto armado. Seguindo a metodologia numérica proposta, nas próximas seções são mostrados os comportamentos sob ação do fogo de oito elementos estruturais em concreto armado compostos por: viga e pilar isolados, pórticos simples e composto.

Os módulos computacionais CS-ASA/FSA e CS-ASA/FA são utilizados novamente nas análises do presente capítulo. Assim, como no capítulo anterior, os resultados fornecidos por outros trabalhos da literatura e com o programa computacional SAFIR (Franssen, 2005), versão 2014.a.1, desenvolvido na Universidade de Liege, são usados para comparação e validação das análises computacionais realizadas aqui.

A análise térmica da seção transversal em concreto armado, considerou diferentes curvas de incêndio, as quais são destacadas em cada exemplo. O parâmetro que define o esquema de integração no tempo ( $\theta$ ) foi tomado igual a 0,9, assim como nas análises dos sistemas estruturais em aço (Capítulo 6), e apenas o procedimento de solução incremental simples foi empregado nos exemplos deste capítulo. O intervalo de tempo adotado nas análises,  $\Delta t$ , foi tomado também igual a 15 s. As propriedades térmicas do aço (para as barras de reforço) são aquelas dadas pela EN 1993-1-2:2005 e do concreto fornecidas pela EN 1992-1-2:2004, considerando a variação com a temperatura. Outros parâmetros adotados são destacados em cada exemplo.

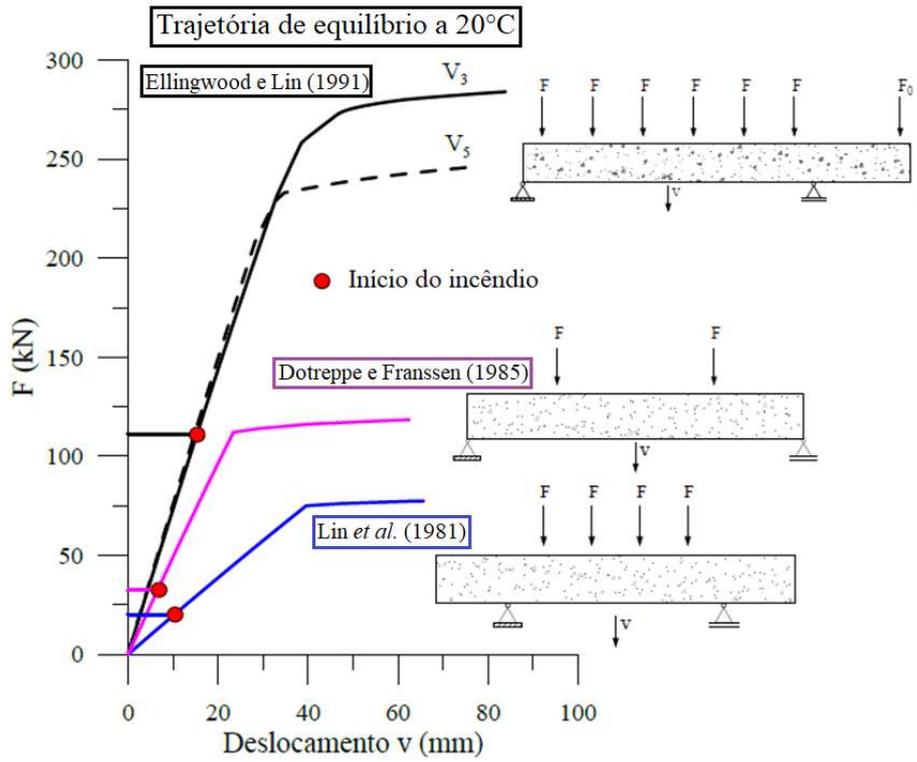
Os elementos estruturais apresentados na Seção 7.2 são caracterizados por vigas simplesmente apoiadas que foram estudadas experimentalmente por vários autores. São vigas aquecidas em três faces, submetidas a diferentes situações de carregamento externo e condições de contorno, diferentes seções transversais e comprimentos. Na sequência, a ação combinada de esforços axiais (centrados e excêntricos), concomitantes à ação do fogo, é considerada na Seção 7.3 através da análise de pilares isolados. Para esses elementos estruturais a seção transversal é considerada aquecida em todas as faces. Por fim, na Seção 7.4, o comportamento global inelástico de sistemas estruturais aporticados submetidos à ação de incêndios normalizados é mostrado.

## **7.2 Vigas de Concreto Armado em Incêndio**

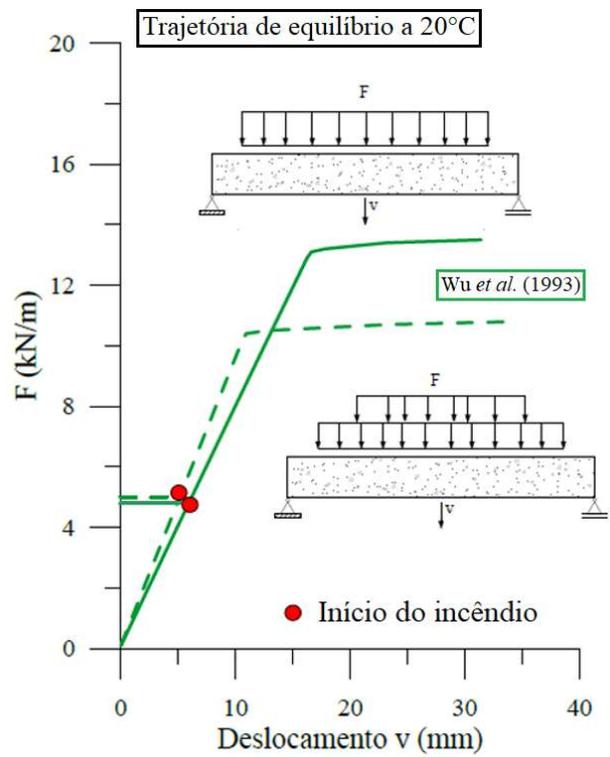
São analisadas uma série de vigas de concreto armado que foram ensaiadas sob ação do fogo. As vigas são ilustradas na Figura 7.1, onde as trajetórias de equilíbrio a temperatura ambiente são apresentadas para cada uma delas. Os resultados experimentais dos ensaios dessas vigas são usados por muitos autores principalmente com a finalidade de validar formulações de elementos finitos para análise estrutural em situação de incêndio. Vale destacar que se procurou, na medida do possível, ensaios em que seus resultados foram relatados com o máximo de detalhes para possibilitar melhor modelagem e simulações numéricas no presente trabalho. Além disso, diferentes condições de carregamento, seções transversais e condições de aquecimento são tratadas nos exemplos a seguir.

### **7.2.1 Ensaios de Ellingwood e Lin (1991)**

Uma série de ensaios com vigas de concreto armado, sob fogo, foi realizada no Laboratório de Tecnologia de Construção da Associação de Cimento de Portland por Ellingwood e Lin (1991). As vigas foram submetidas a um incêndio descrito pela curva da ASTM E119 e a um incêndio de curta duração e grande intensidade (*Short Duration High Intensity*, SDHI). Dois modelos dessa série de ensaios são utilizados neste trabalho para verificar a capacidade do acoplamento do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) com o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) em descrever o comportamento de elementos estruturais de concreto armado submetido a altas temperaturas.



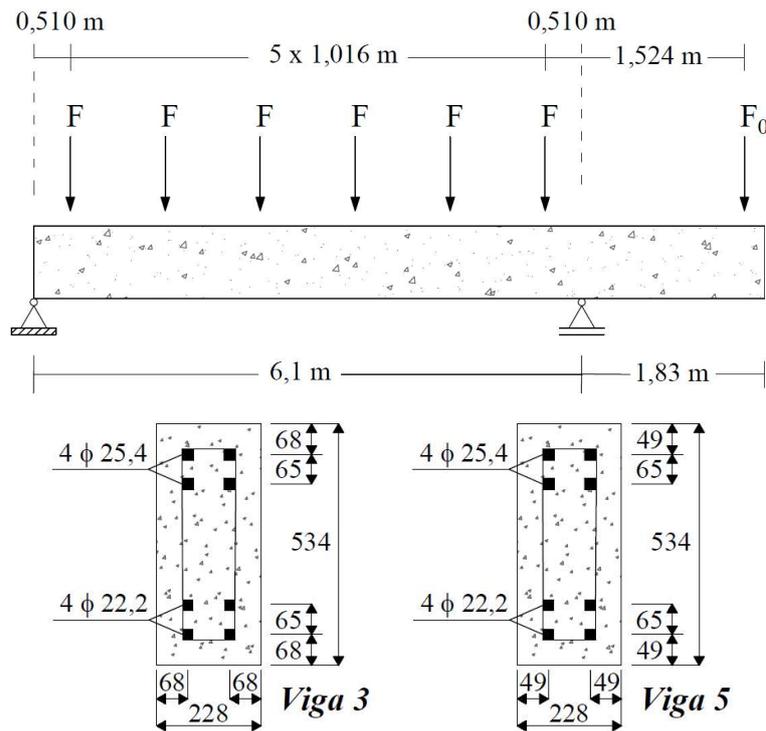
(a) Ensaio de: Ellingwood e Lin (1991), Dotrepe e Franssen (1985) e Lin *et al.* (1981)



(b) Ensaio de Wu *et al.* (1993)

**Figura 7.1** Trajetória de equilíbrio de vigas de concreto armado a temperatura ambiente

As vigas analisadas com a formulação proposta aqui são ilustradas na Figura 7.2 e correspondem às vigas 3 e 5 do trabalho de Ellingwood e Lin (1991). Nos ensaios, as vigas de concreto armado foram moldadas de acordo com o padrão ACI 318, cada uma com uma extensão de 6,1 m e um balanço de 1,83 m, como mostrado na Figura 7.2. O vão central (entre os apoios) foi exposto ao fogo nas faces laterais e inferior, enquanto o balanço foi mantido à temperatura ambiente. A viga 3 foi testada usando a exposição ao fogo conforme a curva da ASTM E119 e a viga 5 foi submetida a um incêndio SDHI.



**Figura 7.2** Detalhes das vigas 3 e 5 em concreto armado (dimensões das seções em mm)

As vigas foram submetidas a seis cargas concentradas ( $F$ ) no vão central e uma carga concentrada ( $F_0$ ) na extremidade do balanço. Foi utilizado concreto de densidade normal com armaduras de reforço de grau 60 em todas as vigas. Os detalhes e dados adotados na modelagem das vigas 3 e 5 são apresentados na Tabela 7.1.

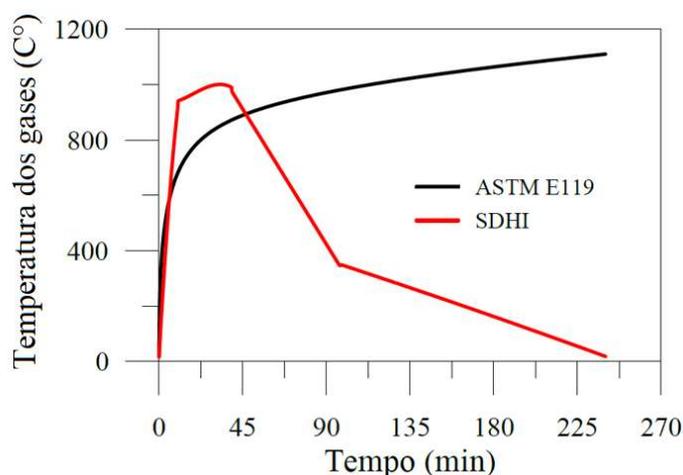
Essas vigas também foram analisadas numericamente por Cai *et al.* (2003) através do software Vulcan usando elementos tridimensionais generalizados de viga-coluna a temperaturas ambiente e elevada. Caldas (2008) também utilizou uma formulação com elemento de viga tridimensional para a modelagem de vigas na análise termomecânica. Por fim, Liao e Huang (2015) apresentaram uma formulação numérica também via elementos

finitos para modelar a fratura localizada de vigas de concreto armado a temperaturas elevadas. Os resultados desses autores são usados para comparação.

**Tabela 7.1** Detalhes das vigas ensaiadas

| Viga | Barras de aço<br>$f_y$ (MPa) - $\varepsilon_y$ (mm/mm) | Concreto<br>$f_{ck}$ (MPa) | Carga<br>F (kN) | Carga<br>$F_0$ (kN) | Exposição ao<br>fogo |
|------|--|----------------------------|-----------------|---------------------|----------------------|
| 3    | 509,54 – 0,0028  | 29,65                      | 44,48           | 111,2               | ASTM                 |
| 5    | 509,54 – 0,0028  | 33,72                      | 44,48           | 115,65              | SDHI                 |

Observa-se que as duas modelagens do incêndio, ASTM E119 e SDHI, ilustradas na Figura 7.3, apresentam comportamento bem distintos. Para SDHI, o fogo atinge o seu valor máximo acima de 900°C e em torno de 10 min. Neste ponto, a temperatura permanece praticamente uniforme por um tempo, e diminui rapidamente para 400°C em menos de 60 min. A temperatura definida pela curva da ASTM E119 sobe rapidamente durante os primeiros 10 minutos e continua a crescer, sem fase de decaimento. Isso leva a uma resposta térmica bastante diferente, como pode ser observado nas Figuras 7.4a-b e 7.5a-b onde a elevação de temperatura nas linhas de armadura de aço para a seção transversal das vigas 3 e 5 é avaliada, respectivamente. A boa concordância dos resultados obtidos aqui com os resultados da literatura também é observada nessas figuras.

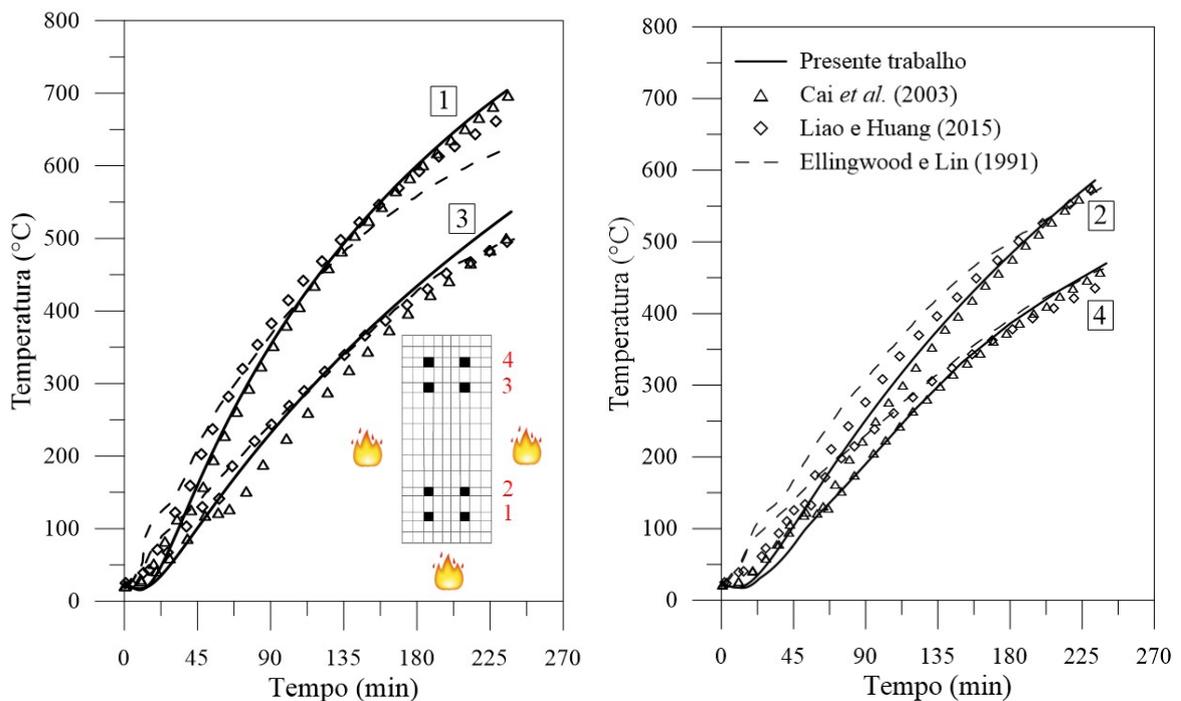


**Figura 7.3** Curvas de incêndio ASTM E119 e SDHI

No presente trabalho, as vigas foram discretizadas em 10 elementos finitos de viga-coluna (2D) e a seção transversal para a análise térmica foi dividida em 144 elementos quadriláteros planos. Vale ressaltar que Cai *et al.* (2003) e Caldas (2008) usaram em suas

análises 20 e 16 elementos, respectivamente. A temperatura ao longo da extensão da viga foi assumida como uniforme. Na Figura 7.6a, nota-se que o deslocamento vertical no meio do vão da viga 3 aumenta continuamente quando o incêndio é simulado através da curva da ASTM E119, enquanto o deslocamento vertical no meio do vão da viga 5 sob o incêndio de SDHI diminui ligeiramente após atingir um valor máximo (Figura 7.6b).

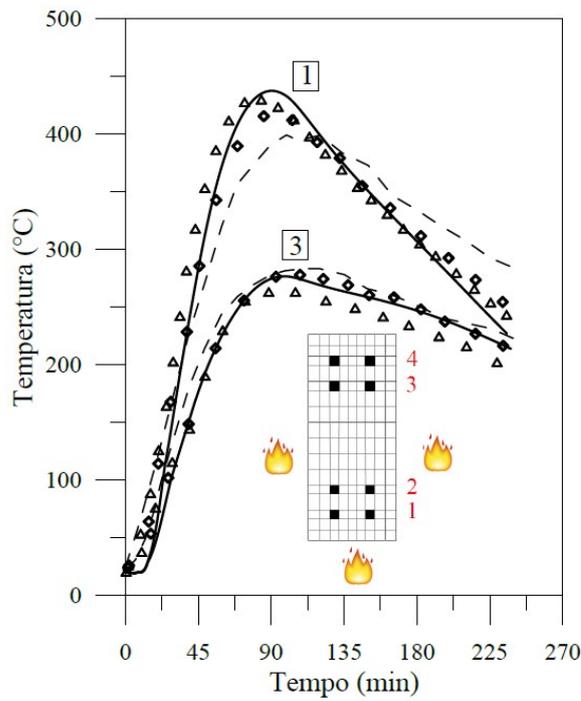
Percebe-se que o deslocamento máximo na viga 5 ocorreu mais tarde do que as temperaturas máximas. Isso está associado à condução térmica relativamente fraca do concreto (Cai *et al.*, 2003). Dadas as incertezas quanto às características detalhadas do ensaio experimental, como as características do forno, a proteção das extremidades da zona aquecida, a composição do concreto e seu teor de umidade, pode-se dizer que os resultados alcançados no presente trabalho se mostraram satisfatórios quanto a representação do comportamento de vigas em concreto armado sob ação do fogo.



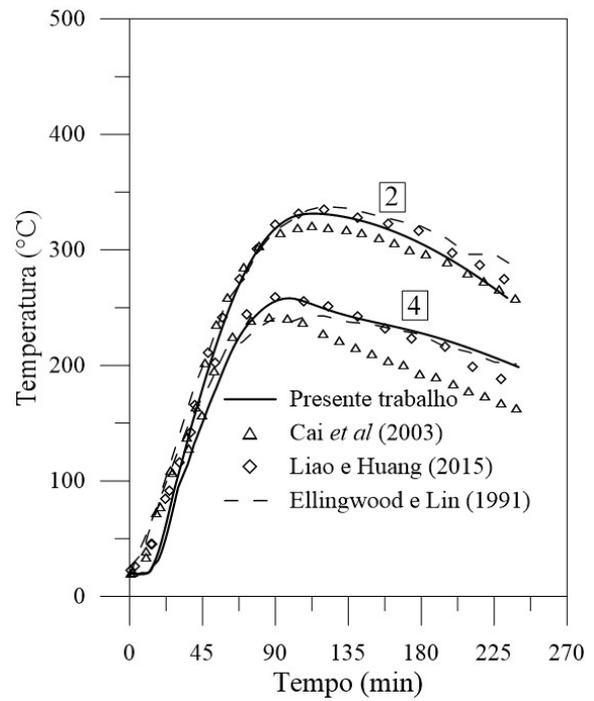
(a) Linhas de armaduras 1 e 3

(b) Linhas de armaduras 2 e 4

**Figura 7.4** Curvas temperatura x tempo viga 3

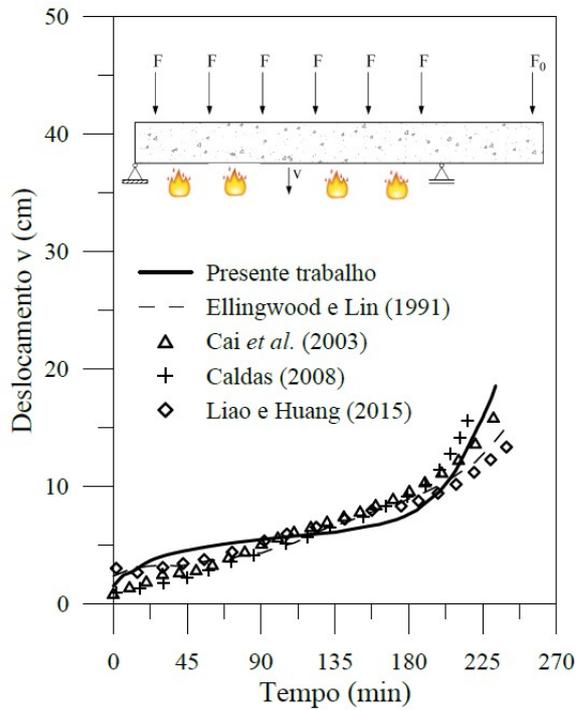


(a) Linhas de armaduras 1 e 3

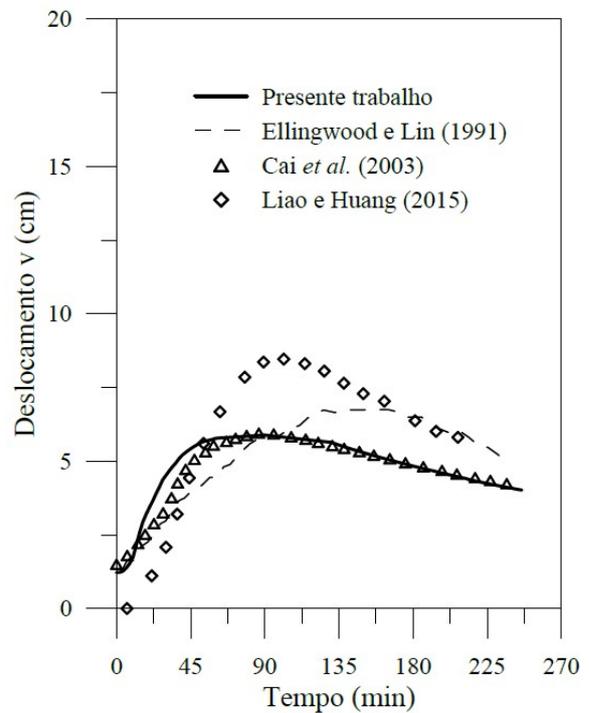


(b) Linhas de armaduras 2 e 4

**Figura 7.5** Curvas temperatura x tempo viga 5



(a) Viga 3: incêndio ASTM E119



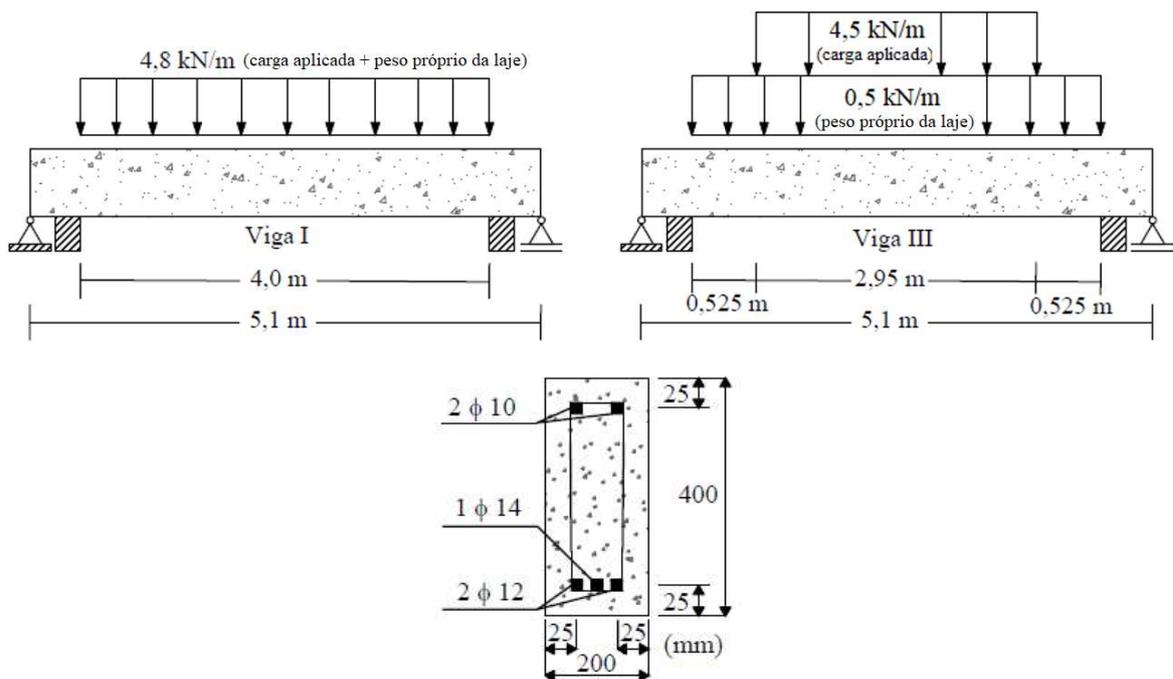
(b) Viga 5: incêndio SDHI

**Figura 7.6** Curvas deslocamento vertical x tempo

## 7.2.2 Ensaios de Wu *et al.* (1993)

Wu *et al.* (1993) apresentaram um relatório onde foram descritos os resultados dos ensaios em três modelos de viga em concreto armado, construídos e testados no *Tianjin Fire Research Institute* (TFRI). Os testes foram realizados principalmente com a finalidade de avaliar a resistência de vigas e lajes construídas com materiais comumente usados na China. As variáveis do estudo incluíam a composição, a dimensão e os materiais dos modelos.

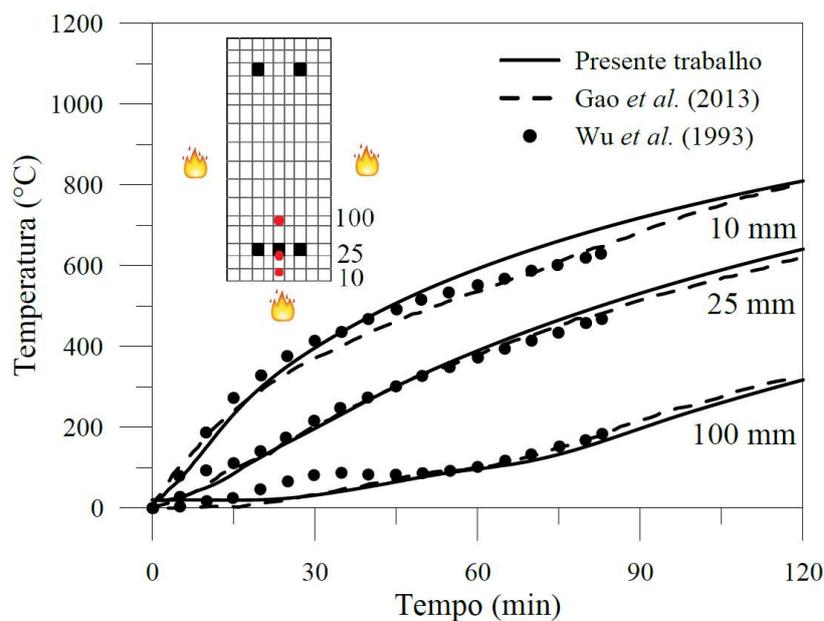
No presente trabalho é mostrada a análise termo estrutural para dois dos três modelos ensaiados, Viga I (Beam I) e Viga III (Beam III). As dimensões e os detalhes de carregamento dessas vigas são ilustrados na Figura 7.7. Durante o ensaio em incêndio, colocou-se uma laje sobreposta nas vigas. A laje tinha 80 mm de espessura para a Viga I e 120 mm de espessura para a Viga III. Além disso, uma carga distribuída foi aplicada no topo da laje sobreposta, de modo que a carga total atuante nas vigas durante o incêndio foi composta pela carga distribuída aplicada e o peso próprio da laje sobreposta (Figura 7.7).



**Figura 7.7** Detalhes das Vigas I e III em concreto armado

A tensão de escoamento das barras de aço foi tomada igual a 240 MPa e o módulo de elasticidade igual a 210 GPa. A resistência à compressão do concreto para as Vigas I e III foi considerada igual a 23,1 MPa e 27,1 MPa, respectivamente. As vigas foram submetidas ao incêndio padrão definido pela curva da ISO 834-1:1999 nas faces inferior e laterais e a seção transversal foi discretizada em 342 elementos finitos quadriláteros linear.

A Figura 7.8 mostra o aumento de temperatura previstos para as profundidades de 10 mm, 25 mm e 100 mm na seção transversal. Os resultados do presente trabalho são comparados aos resultados experimentais de Wu *et al.* (1993) e aos resultados de Gao *et al.* (2013) que utilizou uma formulação de elementos finitos 3D através do software ABAQUS (2008). Como pode ser verificado na Figura 7.8, os resultados obtidos aqui se mostraram próximos aos da literatura. A temperatura a 100 mm da face inferior é um pouco mais baixa nos primeiros 40 minutos de exposição ao fogo quando comparado ao resultado experimental. Essa diferença pode estar relacionada à migração da umidade para a parte interna da viga, como foi observado também por Gao *et al.* (2013). A subestimação da temperatura tem pouco efeito sobre o desempenho das vigas, neste caso, pelo fato das propriedades mecânicas do concreto e do aço permanecerem quase inalteradas já que a temperatura ainda é relativamente baixa (cerca de 100 °C).



**Figura 7.8** Curvas temperatura x tempo

As Figuras 7.9a-b apresentam comparações entre o deslocamento vertical no meio do vão obtidos nesta tese com os resultados, experimental e numérico, da literatura para as duas vigas. Vale destacar que a flecha inicial a temperatura ambiente não foi considerada no gráfico. De acordo com o padrão nacional da China GB 9978-88 (Wu *et al.*, 1993), o critério de falha da viga ou laje é atingido quando a sua deflexão máxima excede a  $L/20$  ("L" sendo o vão livre da viga ou laje), quando a temperatura média na face não exposta da laje

ultrapassa 140°C acima da temperatura média inicial ou quando a temperatura em qualquer local na face não exposta da laje seja maior que 180°C.

Nos dois ensaios tratados aqui, o espaço livre das vigas foi de 5100 mm e a deflexão máxima permitida foi, portanto, de 255 mm, destacada nos gráficos da Figura 7.9. Vale destacar que, nos ensaios realizados por Wu *et al.* (1993), os modos de falha para as Vigas I e III foram o aumento excessivo da temperatura local da laje e deflexão excessiva da laje, respectivamente. Pode-se observar nos gráficos a boa concordância entres os resultados desta pesquisa e aqueles da literatura, demonstrando, novamente, a validade e capacidade da formulação envolvendo o acoplamento do MCD e o MRPR proposta.

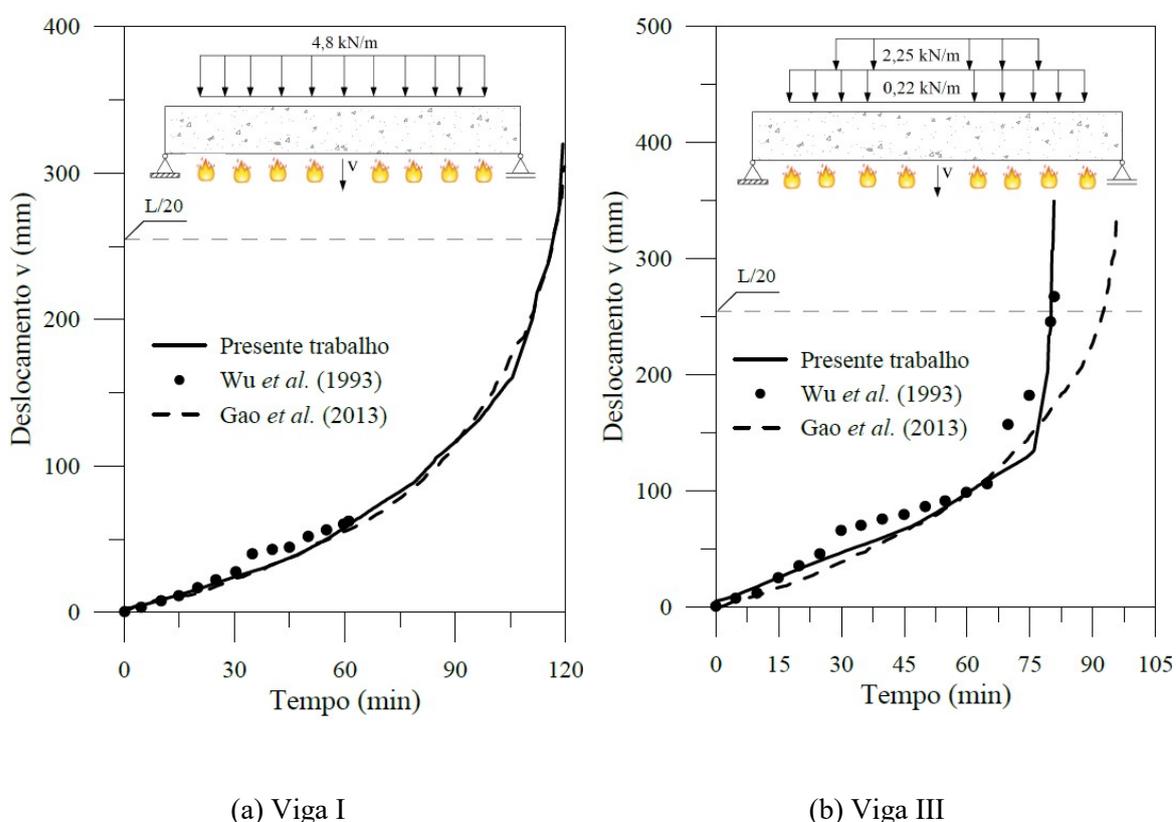


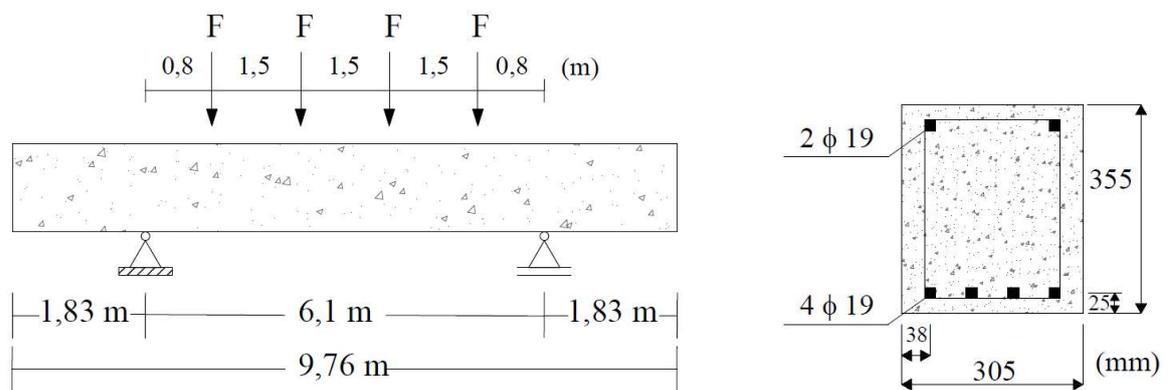
Figura 7.9 Curvas deslocamento vertical x tempo

### 7.2.3 Ensaios de Lin *et al.* (1981)

Outra série de ensaios de vigas em concreto armado em incêndio foi realizada no *Fire Research Laboratory of the Portland Cement Association* e relatado por Lin *et al.* (1981). Onze vigas retangulares, em escala real, foram testadas sob a ação do fogo conforme a curva padrão da ASTM E119. Nos ensaios foram analisados os efeitos de vários parâmetros, como

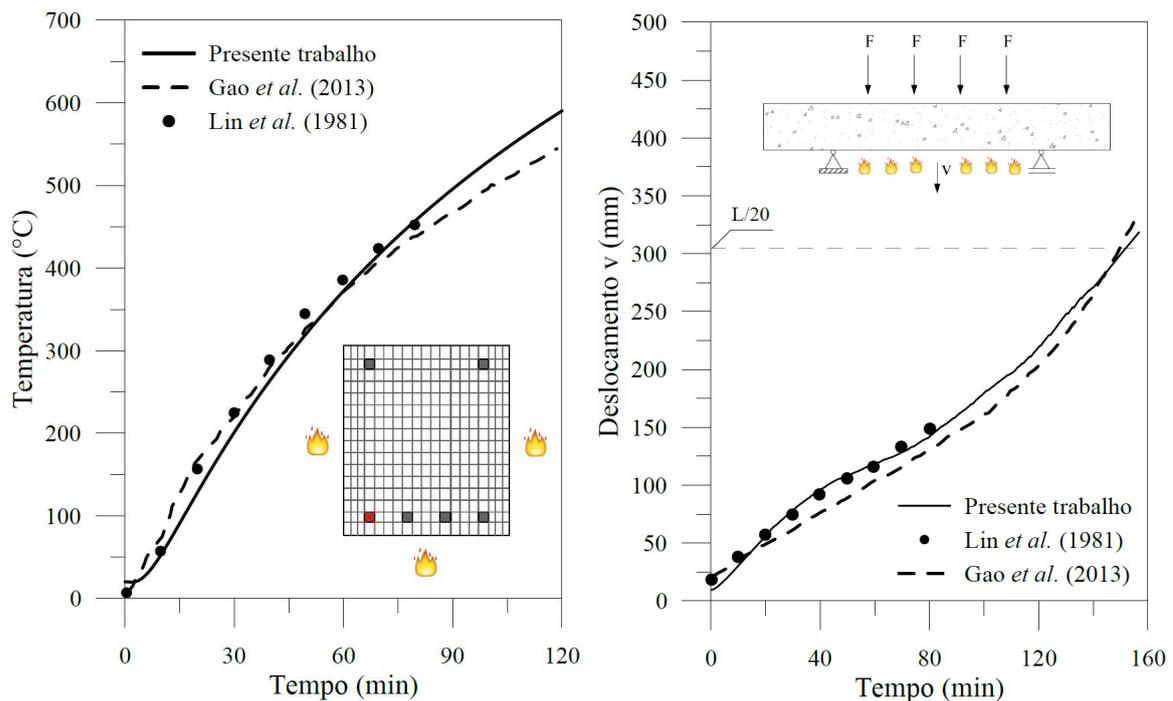
o tipo agregado e a redistribuição do momento fletor e a continuidade da viga sobre a resistência ao fogo.

Das onze vigas ensaiadas, escolheu-se a viga denominada B-124 para modelagem neste trabalho. Isto pois, além dos resultados experimentais, tem-se os resultados numéricos fornecidos por Gao *et al.* (2013) para comparação. A viga B-124 é ilustrada na Figura 7.10, onde são destacadas suas dimensões e carregamento aplicado. A tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço das barras foi de 435,8 MPa e 210 GPa, respectivamente, enquanto a resistência a compressão do concreto foi tomada 29,46 MPa. O carregamento simétrico com quatro cargas concentradas,  $F$ , de 20 kN foi mantido constante durante o ensaio. Para a análise térmica, a seção transversal exposta ao fogo por três faces (inferior e laterais) foi discretizada em 342 elementos finitos (quadrilateral linear). Para a discretização do sistema estrutural, foram usados 12 elementos finitos de viga-coluna.



**Figura 7.10** Detalhes da viga B-124 em concreto armado

A temperatura na barra de aço do canto inferior da seção e o deslocamento vertical no meio do vão previstos pela formulação numérica proposta são comparados com os resultados experimentais de Lin *et al.* (1981) e numéricos de Gao *et al.* (2013), e mostrados nas Figuras 7.11a-b, respectivamente. Observa-se a boa concordância entre as três análises ao longo do período de exposição ao fogo.



(a) Temperatura na barra de aço indicada

(b) Curva deslocamento vertical x tempo

**Figura 7.11** Análise termo estrutural para a viga B-124

#### 7.2.4 Ensaios de Dotreppe e Franssen (1985)

O último ensaio tratado nesta seção foi realizado por Dotreppe e Franssen (1985), e corresponde a uma viga de concreto armado biapoiada submetida a curva de incêndio padrão definida pela ISO 834-1:1999 em três faces (Figura 7.12).

A viga foi submetida a um carregamento simétrico composto por duas cargas concentradas (F) de 32,5 kN cada. A tensão de escoamento do aço e o módulo de elasticidade foram considerados iguais a 500 MPa e 210 GPa, respectivamente. A resistência média do concreto foi tomada igual a 25 MPa. Para a análise numérica, a seção transversal foi discretizada em 320 elementos finitos quadrilaterais linear e a viga foi dividida em 12 elementos finitos. Os resultados obtidos para o aumento da temperatura da barra de aço central e para o deslocamento vertical no meio do vão da viga são mostrados na Figura 7.13a-b, respectivamente. Mais uma vez, além dos resultados experimentais de Dotreppe e Franssen (1985), os resultados numéricos de Gao *et al.* (2013) são usados para comparação. Como pode ser observado nos gráficos da Figura 7.13, os resultados obtidos aqui são satisfatórios ao longo de toda a duração da exposição ao fogo.

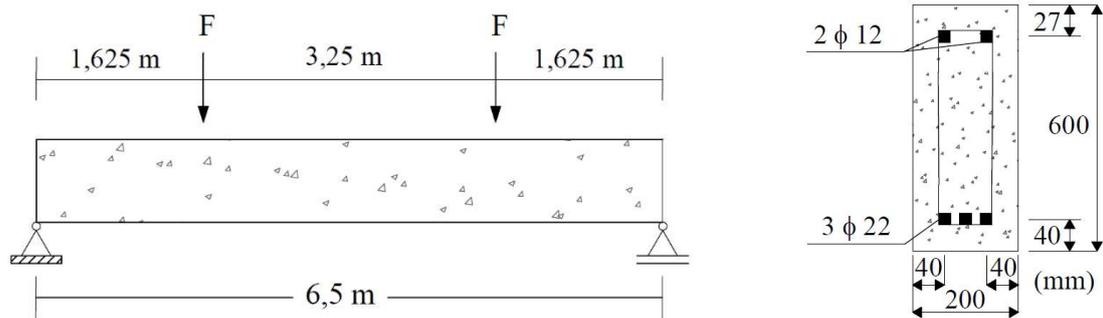
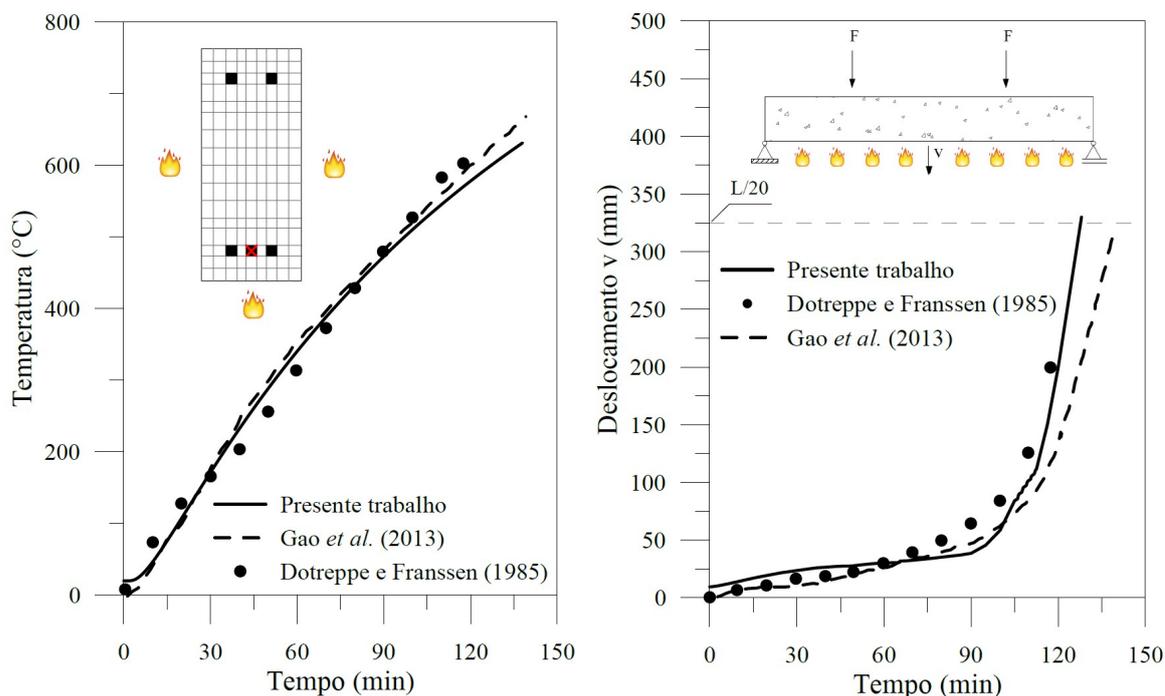


Figura 7.12 Detalhes da viga simplesmente apoiada em concreto armado



(a) Temperatura na barra de aço central

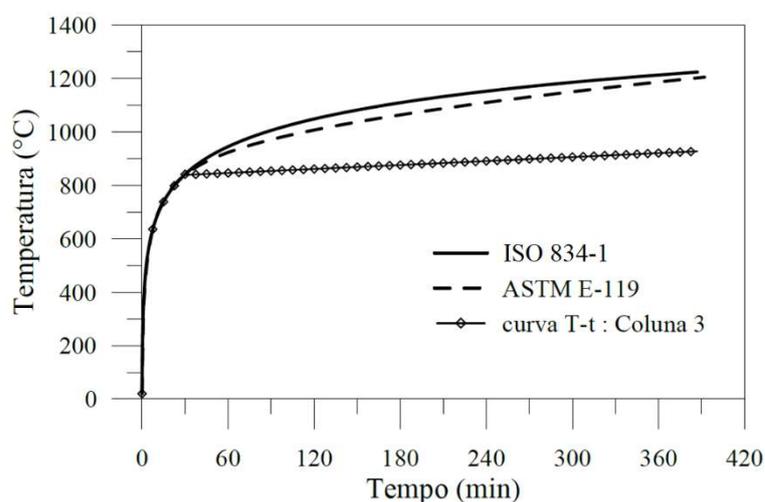
(b) Curva deslocamento vertical x tempo

Figura 7.13 Análise termo estrutural

### 7.3 Colunas de Concreto Armado em Incêndio

Nesta seção, colunas em concreto armado são estudadas para verificar a eficiência e avaliar, mais uma vez, a confiabilidade da análise termo estrutural via acoplamento do MCD e o MRPR, metodologia numérica proposta no presente trabalho. Algumas colunas ensaiadas em escala real são tratadas nas próximas subseções. Os resultados das modelagens numéricas tratadas aqui são comparados com os resultados experimentais e numéricos de outros autores. É importante destacar que todos os ensaios considerados foram realizados sob um

cenário de incêndio descrito por curvas padrão (ISO 834-1:1999, ASTM E-119 ou similar) sem fase de resfriamento, conforme Figura 7.14. Além disso, o critério de falha foi considerado como sendo o momento em que a célula de carga não era mais capaz de manter a carga aplicada na coluna.



**Figura 7.14** Curvas de incêndio adotadas no ensaio de colunas

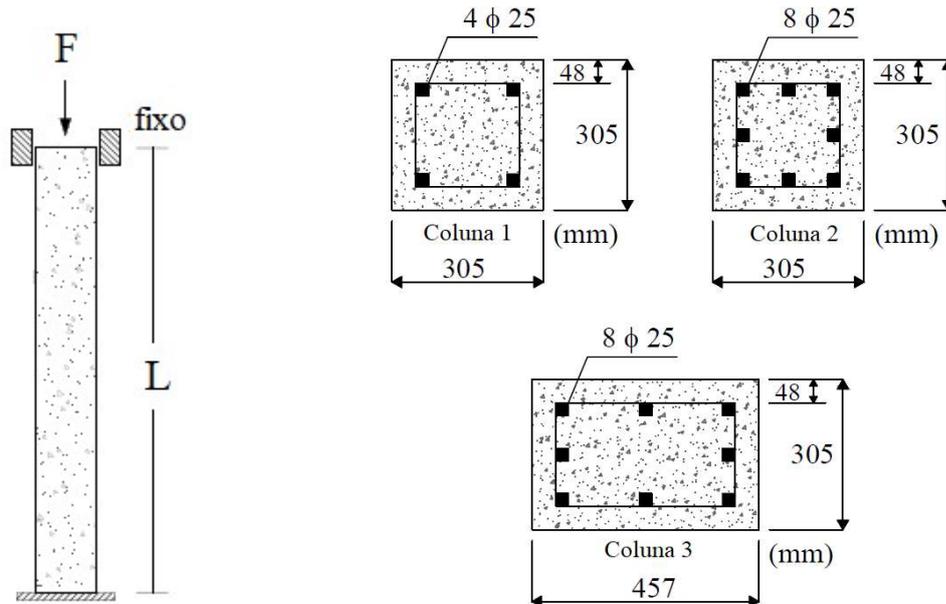
### 7.3.1 Colunas sob Carga Centrada

Três colunas em concreto armado, submetidas a uma carga centrada, são analisadas aqui. As colunas são compostas por concreto com agregado silicioso, possuem seção transversal quadrada (Colunas 1 e 2) e retangular (Coluna 3), e foram ensaiadas por Lie e Irwin (1990). Na Figura 7.15 são apresentados os detalhes da seção transversal de cada coluna bem como as condições de contorno e carregamento.

Todas as colunas foram aquecidas ao longo das quatro faces, sendo que as Colunas 1 e 2 seguindo a curva padrão ASTM E-119, enquanto a Coluna 3 foi submetida a ASTM E-119 por aproximadamente 30 min e, em seguida, a uma lei de temperatura-tempo aproximada pela equação  $T = 14,88t + 831,8$ , com T em °C e t em horas (Figura 7.14). A carga centrada foi aplicada antes do início do incêndio e mantida constante durante o ensaio. Os parâmetros referentes às características geométricas, físicas e de carregamento de cada coluna são mostrados na Tabela 7.2.

A temperatura medida experimentalmente e numericamente nos pontos a 13 mm, 64 mm e 152 mm da face superior das seções transversais são mostradas nas Figuras 7.16a e 7.18a. A concordância entre os resultados do presente trabalho e aqueles da literatura é boa

para todos os três pontos, principalmente a partir de 200 °C. Vale destacar que as curvas da Figura 7.16a obtidas no presente trabalho corresponde à média das temperaturas nos três pontos da seção das Colunas 1 e 2, que são semelhantes quanto à geometria e condições de contorno. Esse procedimento também foi adotado por Bamonte e Lo Monte (2015). Além disso, o comportamento similar com relação a temperatura nos três pontos destacados nas seções dessas colunas pode ser observado na Figura 7.16b.

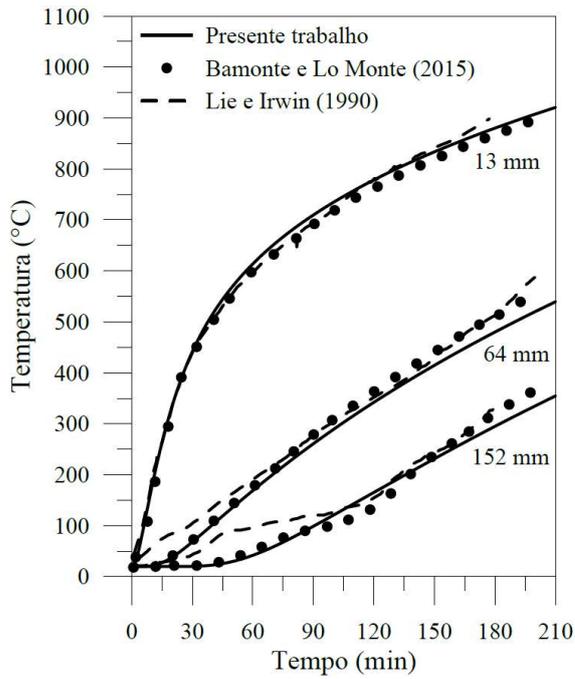


**Figura 7.15** Colunas sob carga centrada: seção transversal e condições de contorno

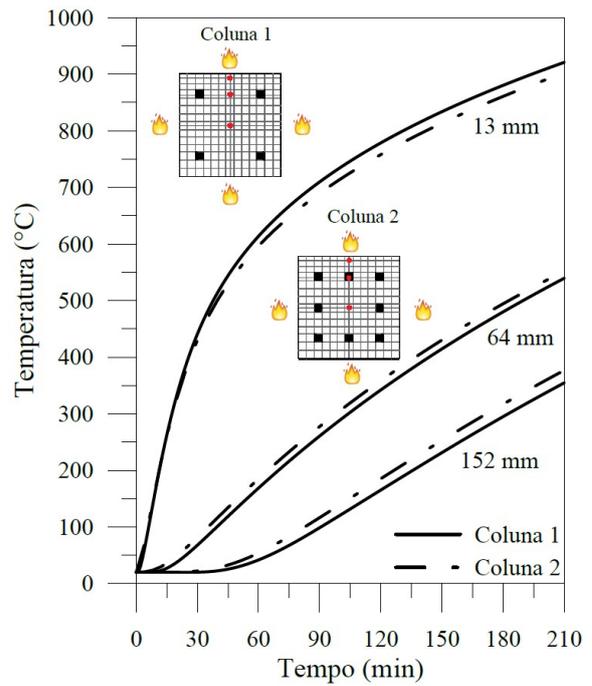
**Tabela 7.2** Parâmetros geométricos e físicos das colunas do ensaio de Lie e Irwin (1990)

| Coluna | L (m) | $f_y$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | F (kN) | Tempo de falha (min) |
|--------|-------|-------------|----------------|--------|----------------------|
| 1      | 3,8   | 444         | 36,1           | 1067   | 208                  |
| 2      | 3,8   | 444         | 42,6           | 978    | 252                  |
| 3      | 3,8   | 414         | 42,5           | 1413   | 396                  |

O deslocamento axial no topo das colunas em função do tempo de exposição ao fogo é ilustrado nas Figuras 7.17a-b e 7.18b. Os resultados obtidos com a formulação do presente trabalho são satisfatórios, de uma forma geral, considerando os resultados da literatura. A tendência do comportamento do deslocamento axial é a mesma com diferenças no ramo ascendente, onde as deformações são controladas pela dilatação térmica. Essa diferença diminui após o pico da curva, onde prevalece o efeito do carregamento e da rigidez axial reduzida em função do aumento de temperatura.

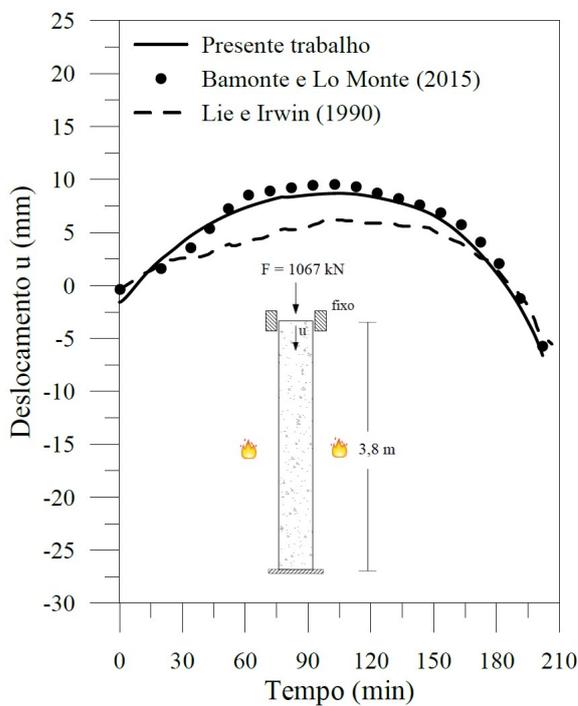


(a) Comparação com os resultados da literatura

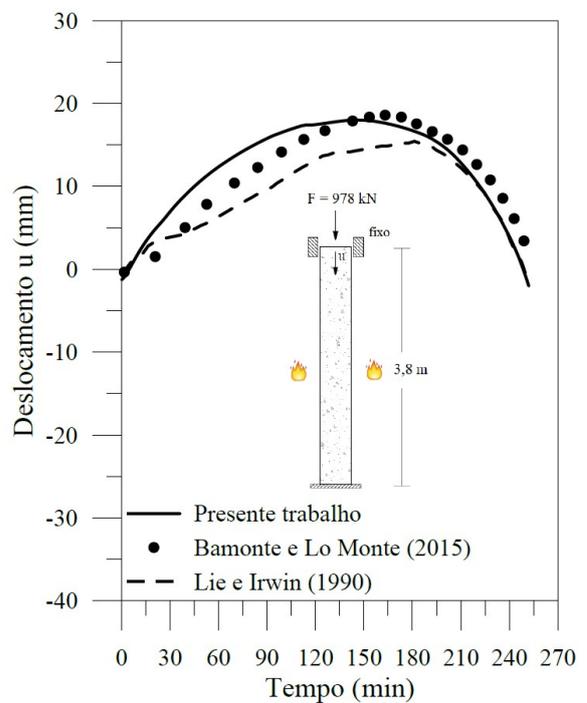


(b) Comparação entre Colunas 1 e 2

**Figura 7.16** Análise térmica - Colunas 1 e 2

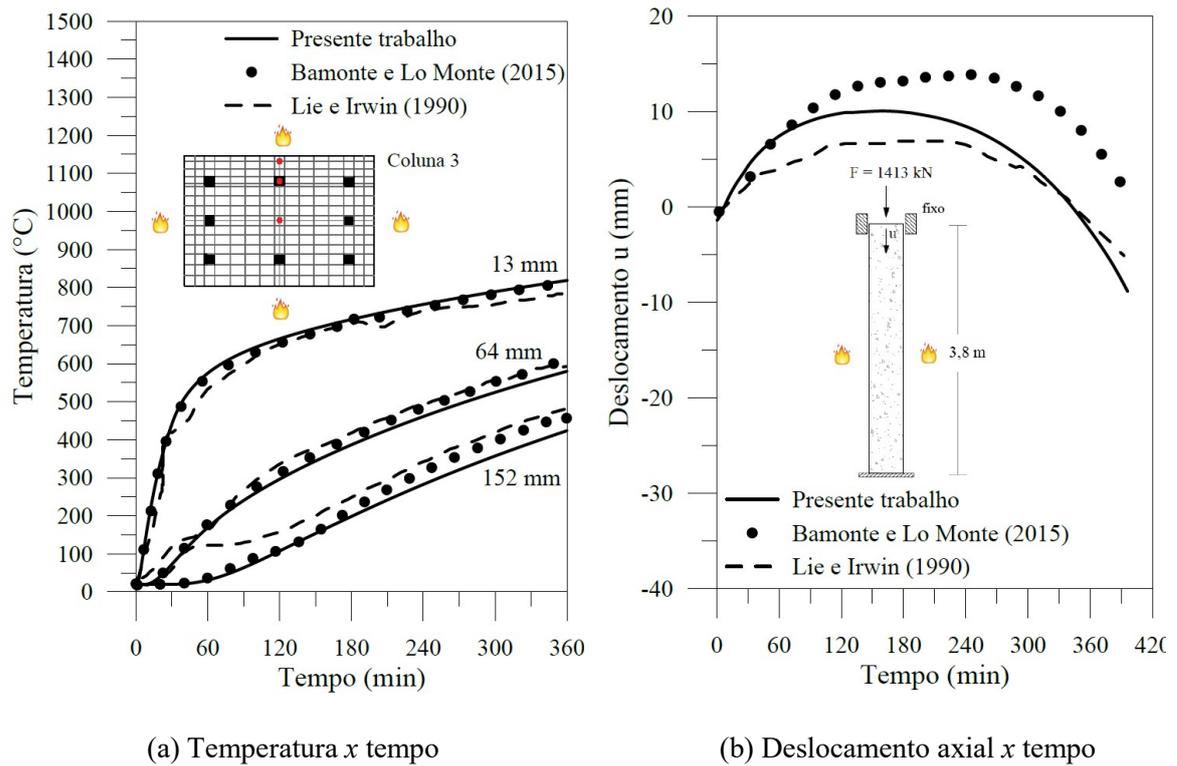


(a) Deslocamento axial x tempo – Coluna 1



(b) Deslocamento axial x tempo – Coluna 2

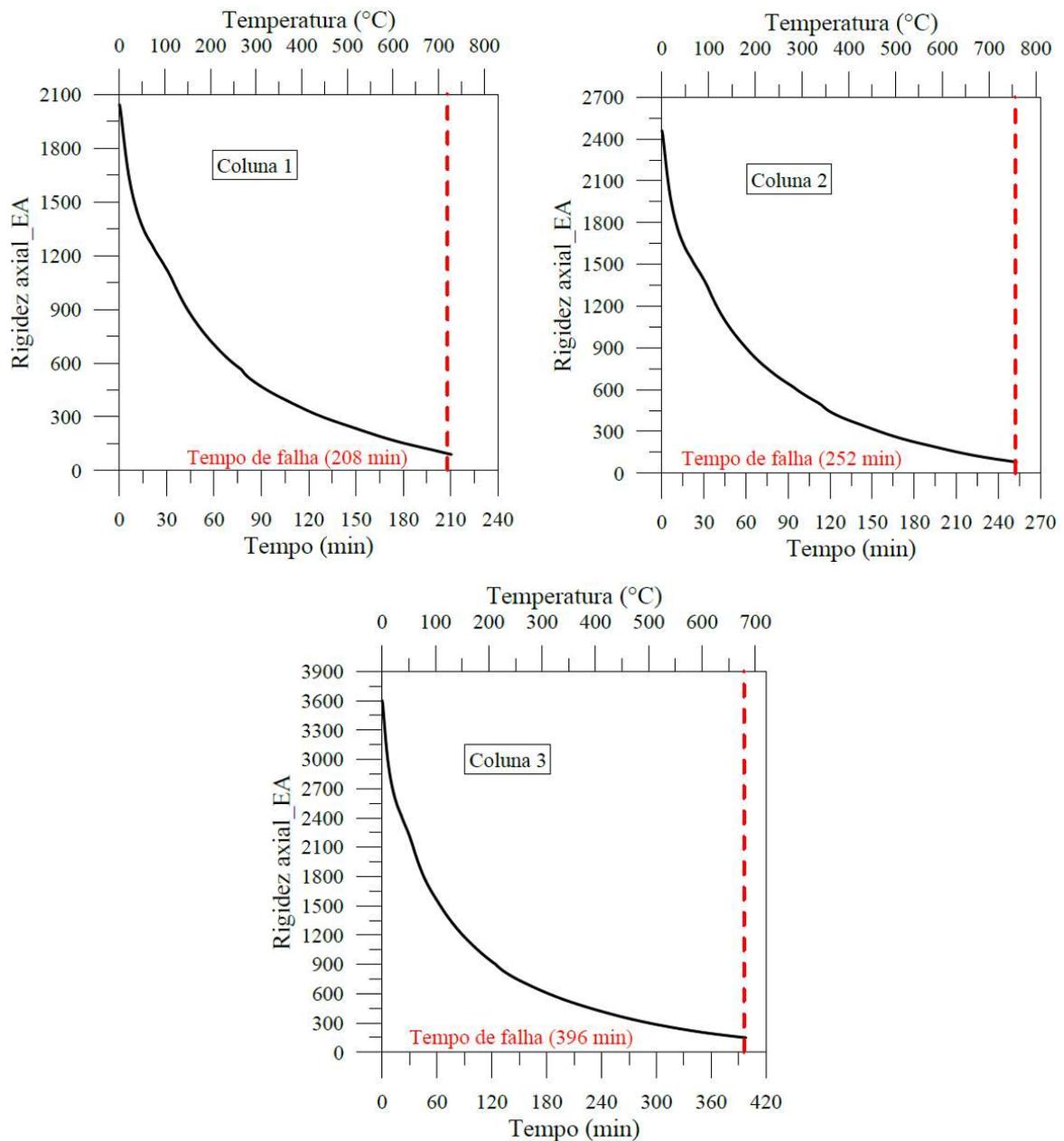
**Figura 7.17** Análise termo estrutural: Colunas 1 e 2



**Figura 7.18** Análise termo estrutural – Coluna 3

Uma boa coerência também pode ser observada na Figura 7.19 com relação ao tempo de falha do ensaio destacado na Tabela 7.2. Nessa figura é mostrado o comportamento da rigidez axial das colunas em função do tempo de exposição ao fogo.

Vale destacar que, mais uma vez, os resultados do presente trabalho se mostraram satisfatórios também na análise de colunas, principalmente ao se considerar a dificuldade de se modelar um problema real com tantas incógnitas, como por exemplo, a temperatura dentro de um forno e os perfis de temperatura dentro da seção que, certamente não são perfeitamente simétricos, e as excentricidades acidentais, mesmo que pequenas, das cargas axiais estão sempre presentes. Colunas submetidas a carga excêntrica são tratadas na próxima subseção.

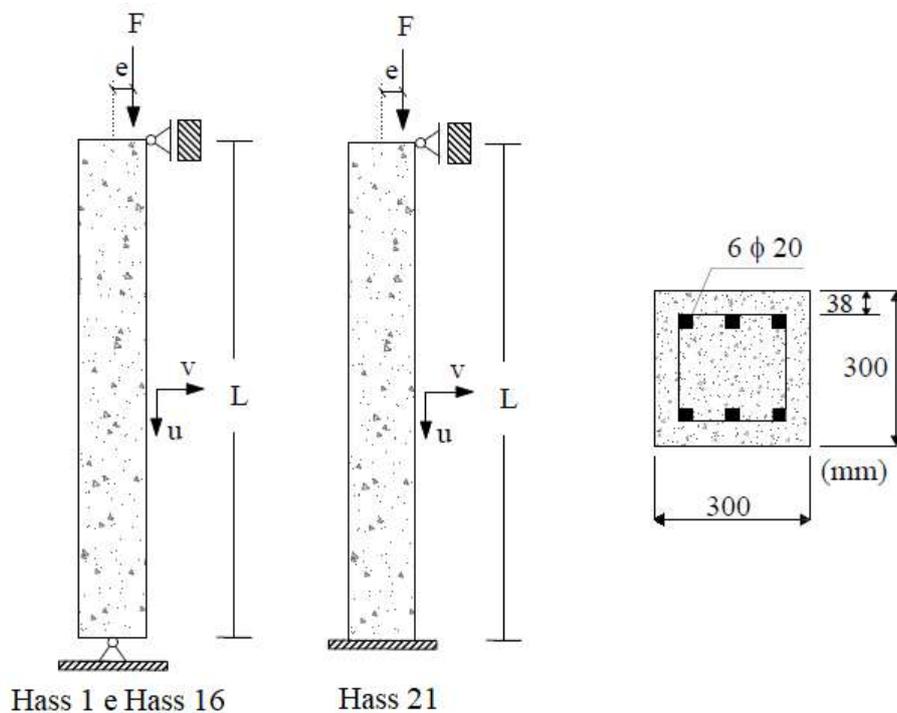


**Figura 7.19** Variação da rigidez axial (EA) das colunas em incêndio

### 7.3.2 Colunas sob Carga Excêntrica

Uma série de ensaios em escala real de colunas em concreto armado sob o fogo foi realizada na *Technical University of Braunschweig* por Hass (1986). Três desses ensaios são abordados numericamente no trabalho de Bamonte e Lo Monte (2015) e estudados também neste trabalho. Trata-se de três colunas compostas por concreto com agregado silicoso e aquecidas de acordo com a curva padrão ISO 834-1:1999 (Figura 7.14). Elas são submetidas a uma carga axial com diferentes valores de excentricidade. As características da seção transversal

e as condições de contorno das colunas são ilustradas na Figura 7.20. Já as características geométricas e as propriedades mecânicas particulares de cada coluna são informadas na Tabela 7.3. Vale destacar que, assim como no trabalho de Bamonte e Lo Monte (2015), as três colunas estudadas são denominadas Hass 1, Hass 16 e Hass 21.



**Figura 7.20** Colunas sob carga excêntrica: seção transversal e condições de contorno

**Tabela 7.3** Parâmetros geométricos e físicos das colunas do ensaio de Hass (1986)

| Coluna  | L (m) | $f_y$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | F (kN) | e (mm) | Tempo de falha (min) |
|---------|-------|-------------|----------------|--------|--------|----------------------|
| Hass 1  | 3,76  | 487         | 24,1           | 710    | 30     | 86                   |
| Hass 16 | 4,76  | 462         | 30,7           | 460    | 90     | 75                   |
| Hass 21 | 3,8   | 418         | 33,2           | 780    | 50     | 125                  |

As três colunas foram discretizadas com 10 elementos finitos de viga-coluna e a seção transversal com 81 elementos finitos (quadrilateral linear). O módulo de elasticidade do aço das barras foi adotado 210 GPa nas análises. Os resultados relativos ao alongamento axial e à deflexão lateral na metade da altura das colunas são mostrados nas Figuras 7.21a-c. Os valores do tempo de falha dos ensaios experimentais de Hass (1986) são destacados nos gráficos e os resultados numéricos de Bamonte e Lo Monte (2015) são usados para comparação.

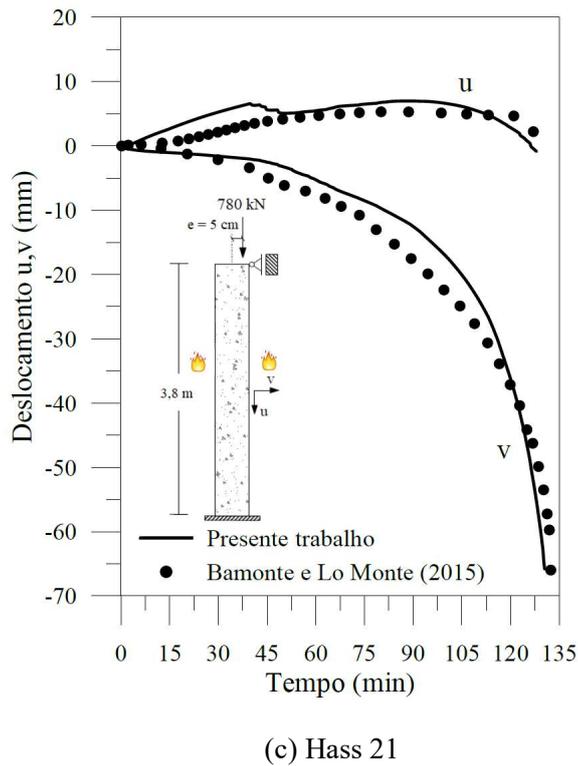
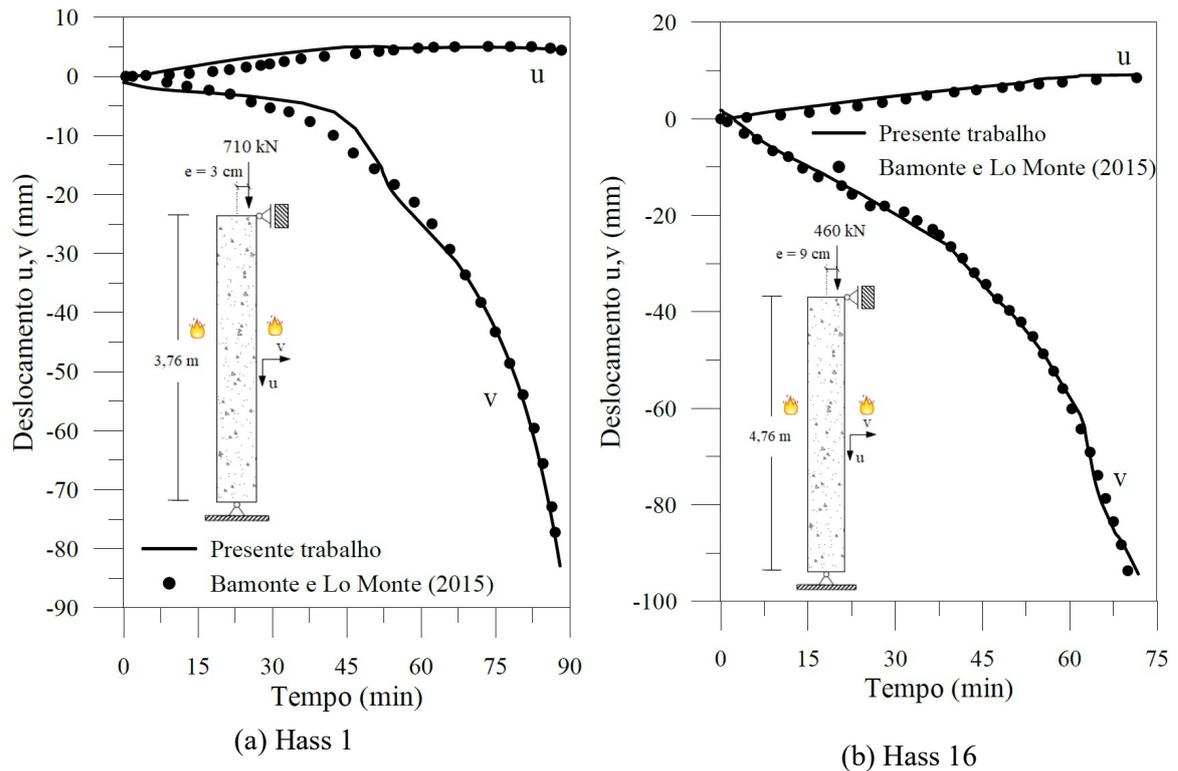
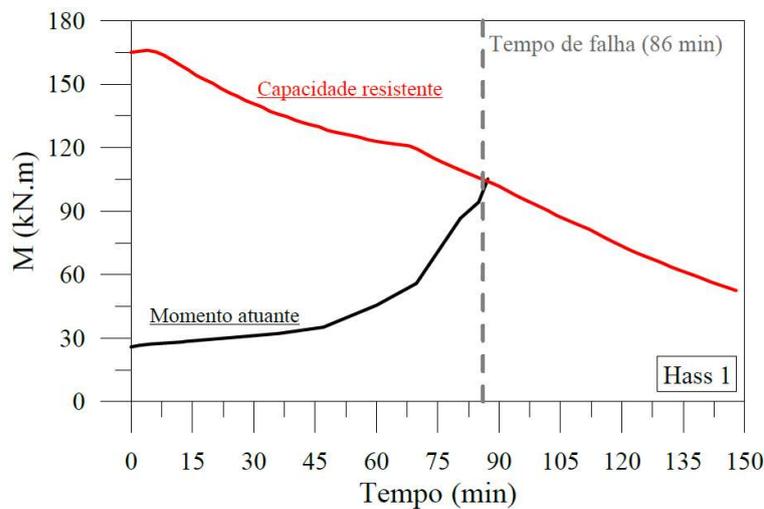


Figura 7.21 Análise termo estrutural

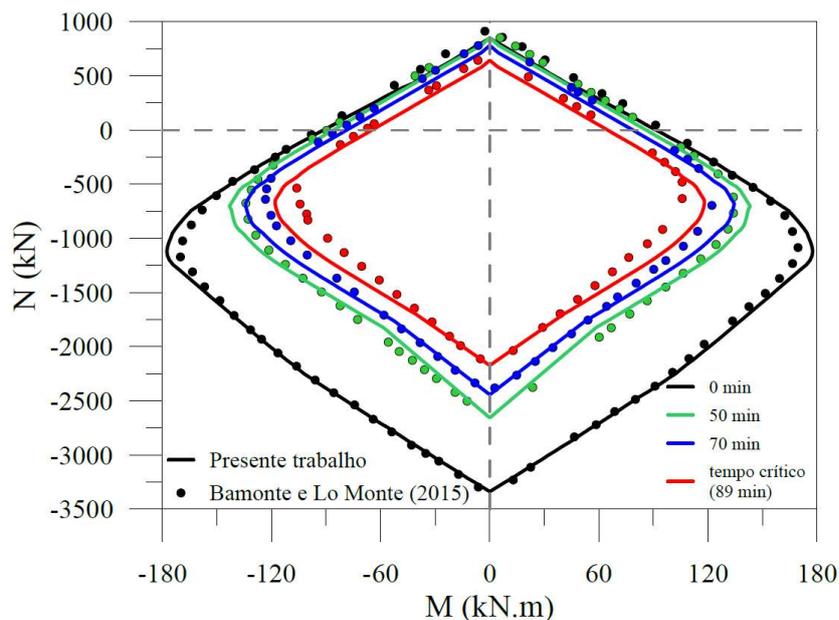
A boa concordância entre os resultados é observada principalmente com relação ao tempo de falha, como pode ser visto no gráfico da Figura 7.22 onde, para a coluna Hass 1, é plotado o comportamento da capacidade resistente a flexão da seção transversal e o momento

fletor atuante em função do tempo de exposição ao fogo. O tempo de falha é caracterizado pelo instante em que a capacidade resistente se iguala ao momento fletor externo.

A diminuição da capacidade resistente da seção transversal com o aumento da temperatura é ainda mais clara quando se observam as curvas de resistência N-M. Na Figura 7.23 são ilustradas essas curvas para a seção transversal das colunas (considerando as características físicas da Hass 1), de onde se confirma que o aumento do momento de flexão atuante e a diminuição da capacidade resistente da seção, em função do tempo de exposição ao incêndio, desempenham um papel significativo na análise termo estrutural de colunas.



**Figura 7.22** Capacidade resistente e momento fletor atuante em função do tempo



**Figura 7.23** Curvas de resistência N-M em função do tempo de exposição ao incêndio – Hass 1

## 7.4 Pórticos de Concreto Armado em Incêndio

Esta seção é dedicada à análise da resposta global de dois pórticos em concreto armado (2D), pertencentes a um edifício de vários andares, expostos ao incêndio definido pela curva padrão da ISO 834-1:1999 (Figura 7.25). O primeiro é um pórtico simples apresentado por Riva (2008) no *fib Bulletin 46* e também estudado por Xavier (2009). O segundo é uma expansão do pórtico simples proposto por Riva (2008), feita por Xavier (2009), dando origem a um pórtico composto de dois andares. As seções transversais das vigas e colunas são iguais para os dois pórticos. Foi utilizado concreto com agregado silicoso com resistência característica de 30 MPa e todas as barras de aço são de 20 mm de diâmetro com tensão de escoamento de 500 MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa.

### 7.4.1 Pórtico Simples

O pórtico simples ilustrado na Figura 7.24 é analisado nesta seção. Nessa figura é destacado o carregamento externo aplicado bem como as condições de contorno do modelo estrutural. Em função da simetria, apenas metade do pórtico foi modelado na análise termo estrutural. Dessa forma, a parte da coluna abaixo da viga foi discretizada com 10 elementos. A parte da coluna acima da viga (mantida a temperatura ambiente) e a metade da viga foram discretizadas com 5 elementos finitos. Para a análise térmica, a viga foi considerada aquecida em três faces e a coluna aquecida em apenas uma face. Tanto a seção transversal da coluna quanto da viga foram discretizadas em 340 elementos finitos quadrilaterais (linear).

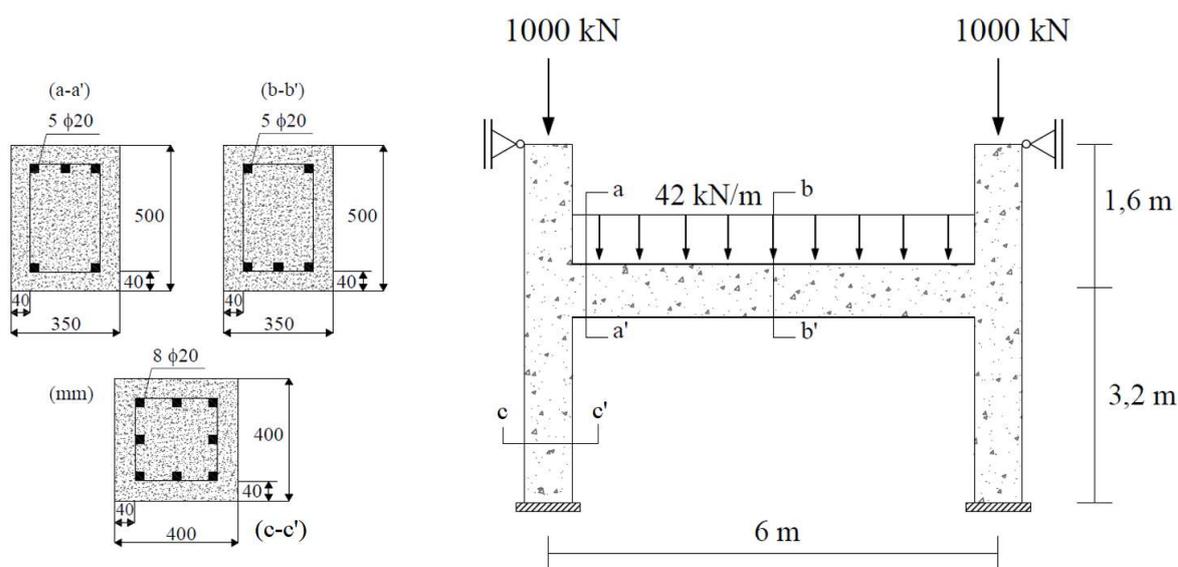
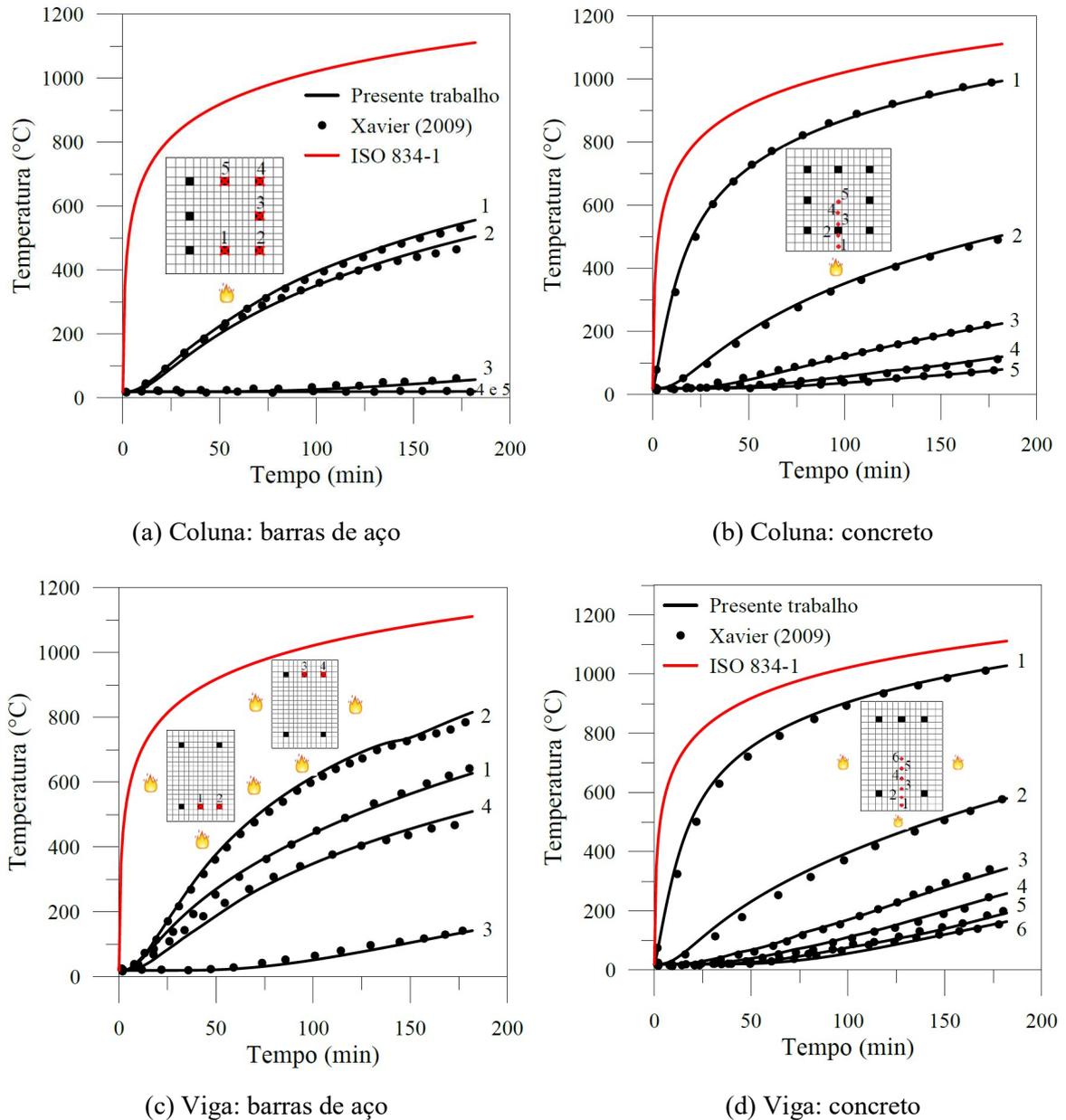


Figura 7.24 Pórtico simples: seção transversal e carregamento atuante

Na Figura 7.25a-d é mostrada a evolução da temperatura em função do tempo de exposição ao fogo para diferentes profundidades e para as posições das barras de aço na seção transversal da coluna e da viga.

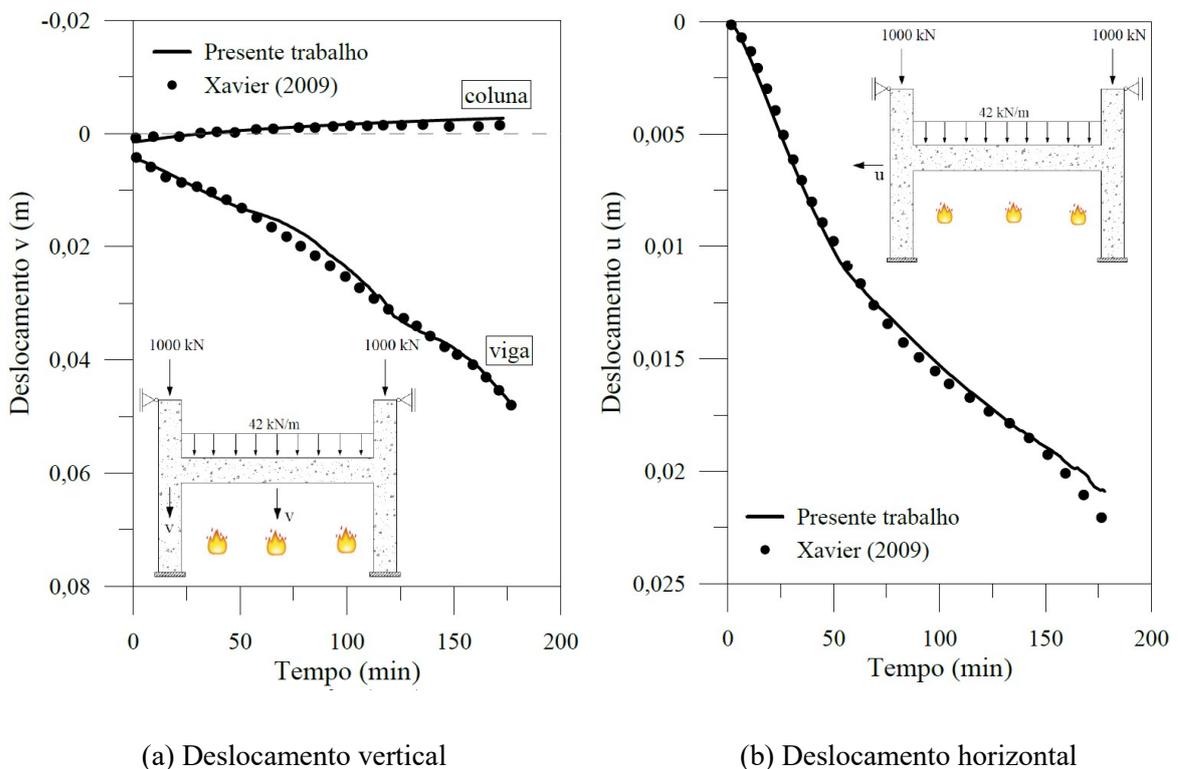


**Figura 7.25** Evolução da temperatura em função do tempo nas seções transversais

Os resultados de Xavier (2009), que realizou a análise (tanto térmica quanto termo estrutural) através do programa computacional SAFIR (Franssen, 2005), são usados para comparação. Pode-se observar que os resultados alcançados aqui praticamente coincidem com os resultados da literatura. Isso era esperado já que a formulação para a análise térmica

presente no SAFIR, e mostrada em Xavier (2009), é a mesma empregada no presente trabalho.

Uma vez estabelecidos os bons resultados da análise térmica, a análise termo estrutural é realizada considerando os deslocamentos vertical e horizontal no topo da coluna aquecida e deslocamento vertical no centro da viga. O comportamento dos deslocamentos em função do tempo de exposição ao fogo é apresentado nos gráficos da Figura 7.26. A boa concordância entre os resultados do presente trabalho e os resultados da literatura é observada novamente. Na Figura 7.26a, os deslocamentos verticais no meio da viga e no topo da coluna aquecida são ilustrados. O deslocamento no topo da coluna tende a subir, induzido pelo alongamento térmico da coluna. Esse alongamento se estabiliza por volta dos 100 min por predominar a carga axial de compressão aplicada. A perda de rigidez induzida pela degradação das propriedades do concreto e do aço a temperaturas elevadas é facilmente observada com o aumento pronunciado do deslocamento vertical no centro da viga. Já na Figura 7.26b, é apresentada a evolução do deslocamento horizontal no topo da coluna exposta ao fogo, que é decorrente basicamente da expansão axial da viga.



**Figura 7.26** Evolução dos deslocamentos em função do tempo de exposição ao fogo

A interação do comportamento da viga e colunas observada na análise do pórtico simples em incêndio é bastante relevante e ditam o comportamento estrutural como um todo. Por isso, que na maioria das vezes, analisar um membro isoladamente pode conduzir a resultados distantes da realidade.

Na próxima subseção, a resposta global de um pórtico composto em incêndio é apresentada.

#### 7.4.2 Pórtico de dois Andares

Como destacado anteriormente, Xavier (2009) expandiu o pórtico simples tratado na subseção anterior dando origem ao pórtico composto de dois andares ilustrado na Figura 7.27. Os detalhes de carregamento e condições de contorno do sistema estrutural são mostrados também nessa figura. As mesmas características das seções transversais das vigas e colunas foram mantidas, exceto pelo fato das colunas agora serem consideradas aquecidas nas quatro faces. Como as colunas 1, 5 e 9 são impedidas de se deslocarem na horizontal, a modelagem completa do pórtico foi necessária. Em seu trabalho, Xavier (2009) usou uma malha de 180 elementos finitos para discretizar o sistema estrutural, 10 elementos por membro. No presente trabalho uma malha de 46 elementos finitos, 2 elementos por coluna e 4 elementos por viga, foi usada.

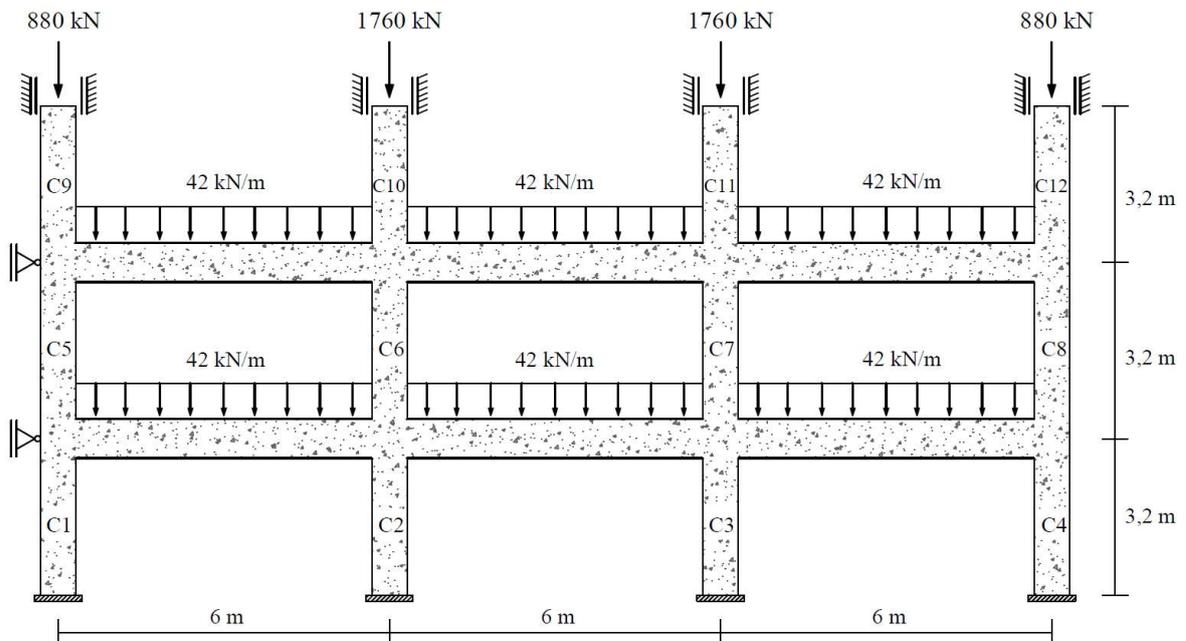
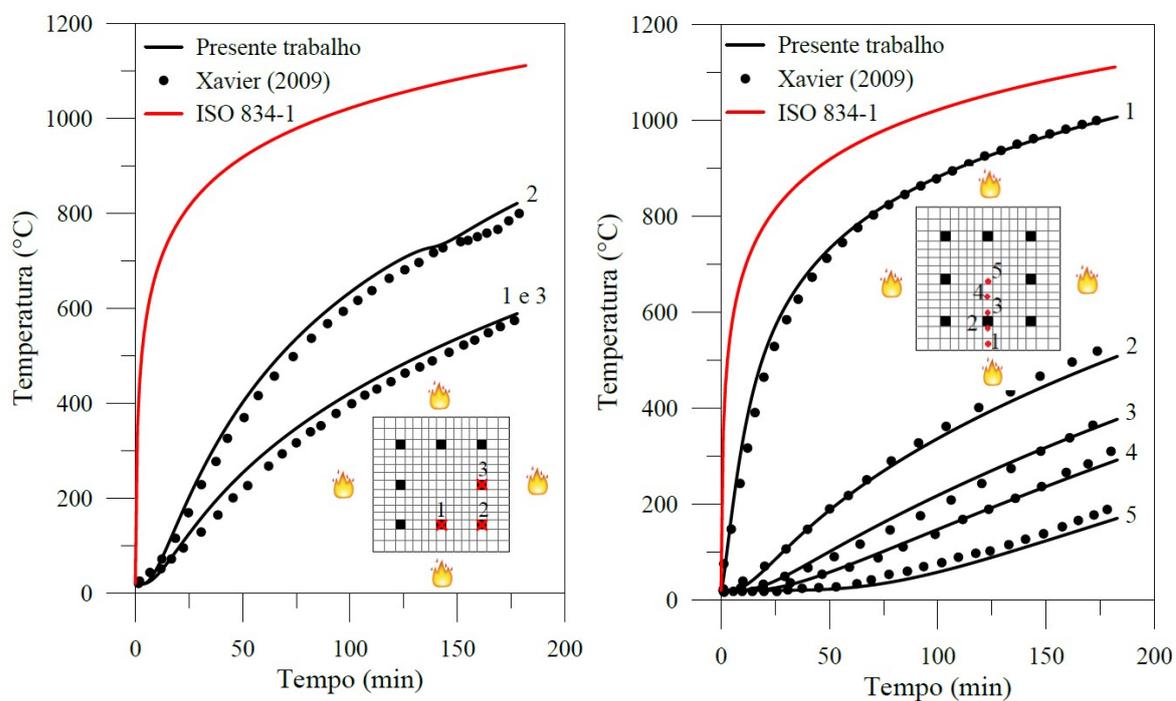


Figura 7.27 Pórtico composto de dois andares

A elevação da temperatura para várias profundidades no concreto e para as barras de aço da seção transversal da coluna, agora aquecida nas 4 faces, é descrita na Figura 7.28.



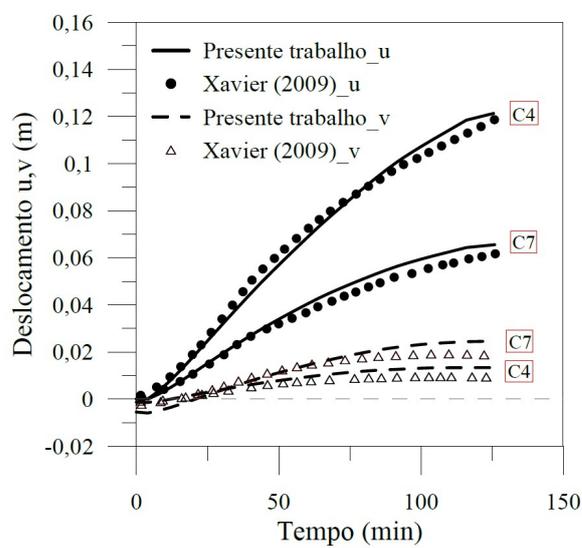
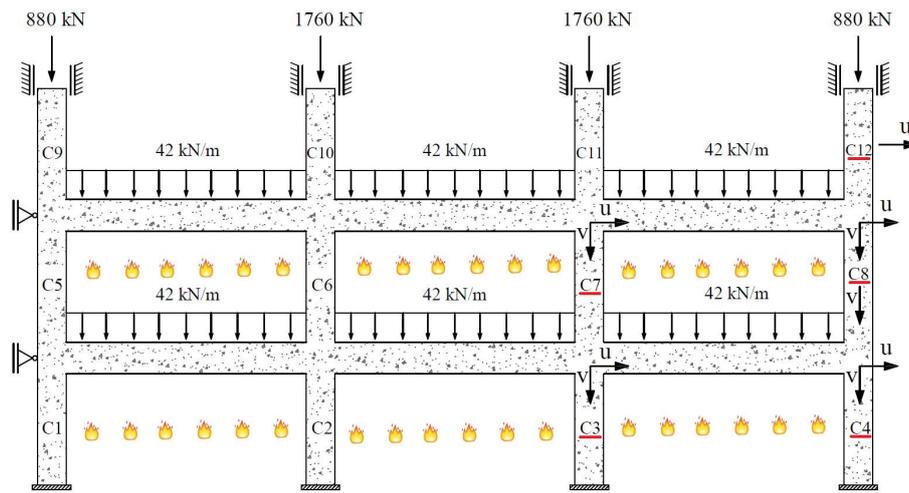
(a) Coluna: barras de aço

(b) Coluna: concreto

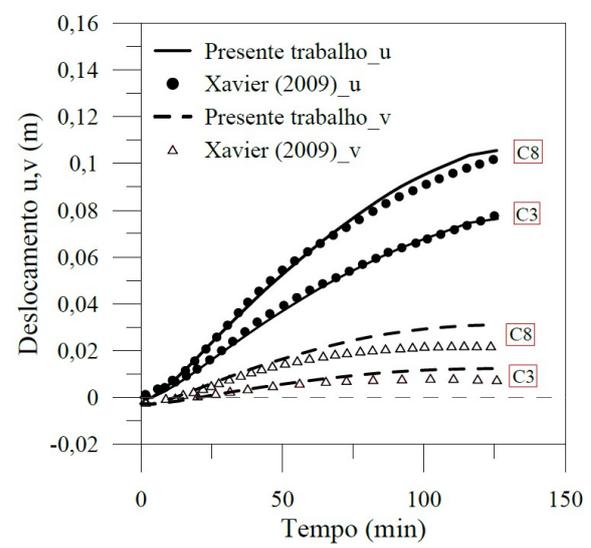
**Figura 7.28** Evolução da temperatura em função do tempo na seção transversal

A boa concordância entres os resultados deste trabalho e os resultados de Xavier (2009) é mais uma vez verificada. Para a análise termo estrutural, os deslocamentos vertical e horizontal no topo das colunas 3, 4, 7 e 8, o deslocamento vertical na altura média da coluna 8 e o deslocamento horizontal na altura média da coluna 12 são monitorados. Os gráficos com o comportamento desses deslocamentos são mostrados na Figura 7.29. Observa-se que os resultados do presente trabalho se aproximam de forma bastante satisfatória dos resultados da literatura e mostram novamente a importância da análise global do sistema estrutural, em situação de incêndio, para a correta consideração da evolução de tensões e deslocamentos internos em função da continuidade estrutural, o que não é possível prever apenas utilizando métodos de cálculo simplificados.

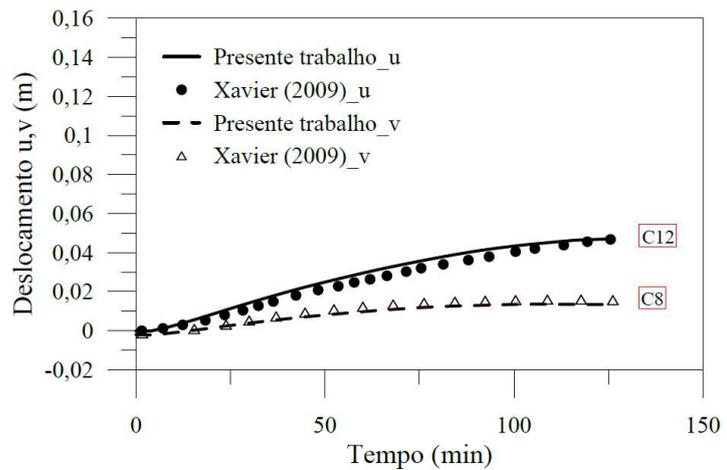
O comportamento das rigidezes axial ( $EA$ ) e à flexão ( $EI$ ) em função do tempo de exposição ao fogo nos nós destacados no pórtico é ilustrado na Figura 7.30. Observa-se que ambas as rigidezes decrescem de forma constante e acentuada, tendendo ao valor zero, a medida que o tempo em incêndio aumenta.



(a) Topo das colunas 4 e 7

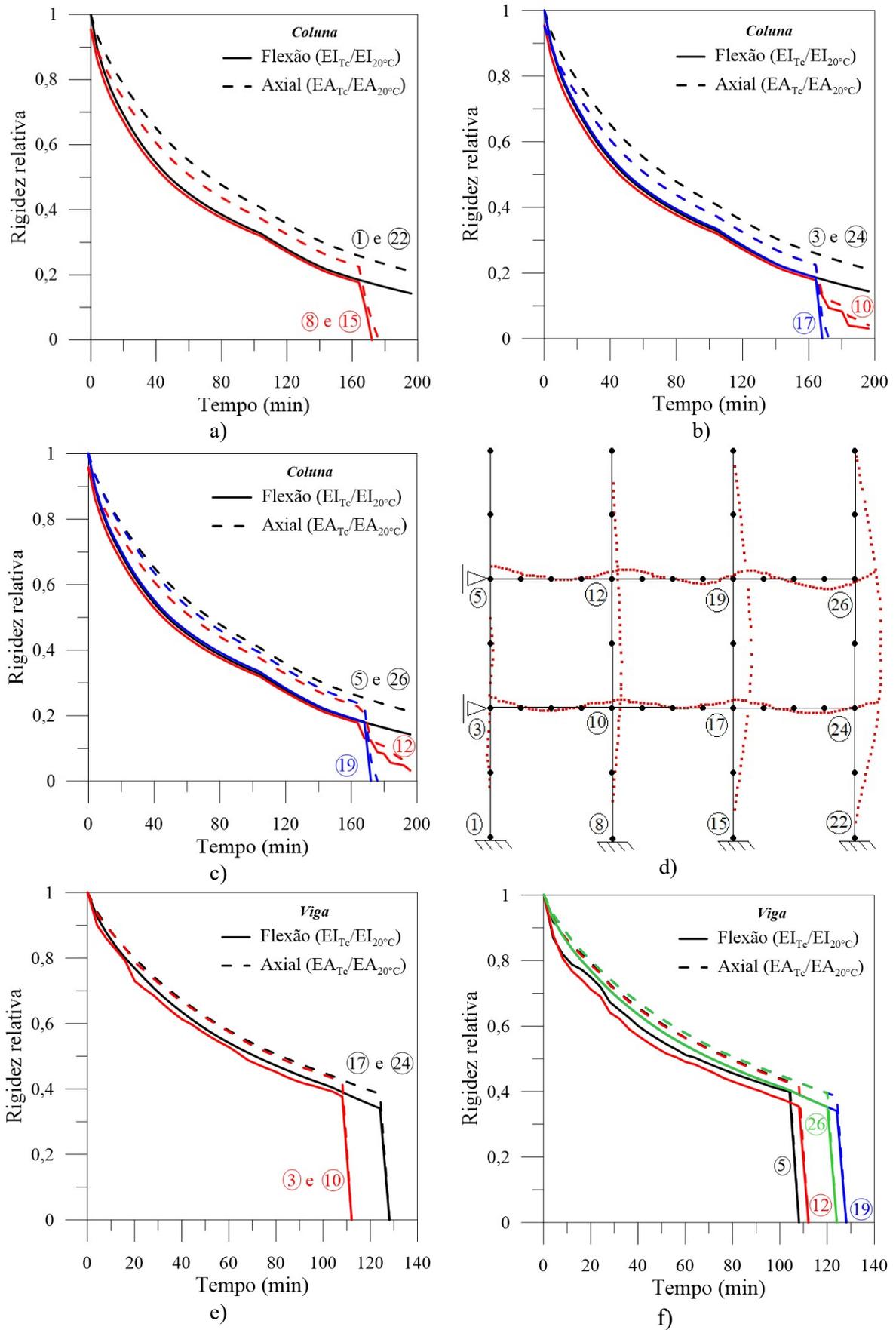


(b) Topo das colunas 3 e 8



(c) Altura média das colunas 8 e 12

**Figura 7.29** Evolução dos deslocamentos em função do tempo de exposição ao fogo



**Figura 7.30** Variação das rigidezes EA e EI com a exposição ao fogo e configuração deformada

Quando o valor das rigidezes atinge o valor zero em um determinado nó, pode-se dizer que ocorreu uma rótula plástica naquele ponto. Dessa forma, o colapso do pórtico composto analisado nesta seção é caracterizado pela formação em sequência de rótulas plásticas inicialmente no nó 5, em seguida nos nós 3, 10 e 12, posteriormente no nó 26 e finalmente nos nós 17, 19 e 24, quando é definido o mecanismo de colapso da estrutura e conseqüentemente o tempo máximo de exposição ao fogo (em torno de 128 min). Destaca-se ainda na Figura 7.30d a configuração deformada do pórtico para os carregamentos considerados e a condição de incêndio em todos os compartimentos. A configuração deformada foi ampliada em 10 vezes para melhor visualização e tomada instantes antes do que foi considerado o colapso estrutural.

Nas análises realizadas neste capítulo, pôde-se observar mais uma vez a capacidade dos módulos computacionais implementados (CS-ASA/FSA e CS-ASA/FA) de descrever o comportamento de elementos estruturais em concreto armado aquecidos, sob diferentes níveis de carregamento externo.

# Capítulo 8

## Considerações Finais

### 8.1 Introdução

Com a finalidade de realizar a análise inelástica de segunda ordem de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio, foram desenvolvidos módulos computacionais em que foram implementadas as formulações numéricas capazes de analisar o comportamento de elementos e sistemas estruturais sob a ação do fogo.

Ao longo do desenvolvimento desta tese, foram apresentados e descritos os aspectos de interesse relacionados ao desenvolvimento e posterior aplicação do sistema computacional CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*; Silva, 2009) com os novos módulos implementados. Apresenta-se um módulo computacional denominado CS-ASA/FA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Analysis*; Pires *et al.*, 2015, 2018), cujo objetivo é a realização de análises térmicas de seções transversais quaisquer. Esse módulo foi acoplado a outro código computacional implementado neste trabalho para fins de análise estrutural em incêndio, denominado módulo CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*; Pires *et al.*, 2017a, 2017b; Barros *et al.*, 2016, 2017, 2018).

A análise termo estrutural foi viabilizada com a implementação de uma formulação do Método dos Elementos Finitos (MEF) baseada no acoplamento do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). O MCD foi utilizado tanto para a avaliação dos limites plásticos da seção transversal, quanto para a determinação das rigidezes axial e à flexão dos elementos analisados sob altas temperaturas.

Com o objetivo de validar e verificar a eficiência do novo sistema computacional criado, elementos e sistemas estruturais em aço e de concreto armado foram analisados. A

simulação numérica dos sistemas estruturais abordados nos Capítulos 6 e 7 permitem estabelecer algumas conclusões. Essas conclusões e as sugestões para futuras pesquisas são descritas nas próximas seções.

## **8.2 Conclusões**

Os resultados das análises não lineares em situação de incêndio realizadas em quatorze elementos e sistemas estruturais (de aço e de concreto armado), apresentando diferentes geometrias, condições de contorno, aquecimento e carregamento, foram comparados com as soluções numéricas e experimentais disponíveis na literatura. A boa concordância com essas soluções permite afirmar que o sistema computacional criado foi implementado corretamente, e pode ser utilizado para avaliar o comportamento em situação de incêndio, considerando efeitos inelásticos de segunda ordem, de estruturas metálicas e de concreto armado reticuladas planas. A seguir, outras conclusões serão apresentadas separadamente referentes às análises apresentadas.

### **8.2.1 Análise Térmica via CS-ASA/FA**

O CS-ASA/FA foi aplicado em diversas análises de seções transversais de elementos estruturais expostos a ações térmicas, conforme mostrado no Apêndice D, e em todos os exemplos analisados nos Capítulos 6 e 7. Vale destacar que procurou-se tratar nos exemplos as várias possibilidades de aplicações práticas, tais como: seções transversais de aço, concreto armado e mistas de aço e concreto; presença ou não de material de proteção térmica e; condições variadas de exposição ao fogo (1, 2, 3 ou 4 faces). Além disso, buscou-se avaliar a influência/eficiência dos processos iterativos implementados para a obtenção das temperaturas nodais. As respostas alcançadas foram comparadas com resultados numéricos e experimentais presentes na literatura técnica e também com resultados de outros códigos de renome internacional, tais como o SAFIR (Franssen, 2005). Os resultados obtidos se mostraram muito satisfatórios tanto para as análises em regime permanente quanto em regime transiente. Tendo em vista que as respostas da análise térmica são imprescindíveis e importantes para a análise termo estrutural, o acoplamento entre os módulos CS-ASA/FA e CS-ASA/FSA é justificado.

### **8.2.2 Análise Termo Estrutural via CS-ASA/FSA**

As análises termo estruturais foram efetuadas por meio da estratégia de acoplamento sequencial. Em outras palavras, esse tipo de análise consiste no fato das análises térmicas serem realizadas previamente para determinação do campo de temperaturas na seção transversal dos elementos da estrutura afetados pelo incêndio para então, em seguida, serem levadas em conta na análise estrutural, em cada instante decorrido do incêndio, estabelecendo-se assim uma conexão entre as análises térmica e estrutural. O módulo CS-ASA/FSA emprega nas simulações do comportamento inelástico de estruturas em situação de incêndio o elemento finito de viga-coluna, cuja formulação segue os fundamentos básicos propostos MRPR acoplado ao MCD. Além disso, foi implementado no CS-ASA/FSA a consideração das deformações térmicas variáveis em função da temperatura, bem como a inserção, no módulo, da capacidade de se considerar a degradação das propriedades mecânicas de resistência e rigidez por meio das múltiplas curvas tensão-deformação em função do aumento da temperatura.

A análise de estruturas aperticadas simples e elementos isolados (viga e coluna) de aço e concreto armado foram consideradas nos exemplos apresentados. Os resultados obtidos nos exemplos expostos nos Capítulos 6 e 7, quando comparados àqueles presentes nas referências lá citadas e utilizadas, comprovam a precisão do CS-ASA/FSA e da formulação de elemento finito adotada na análise de estruturas de aço e concreto armado em situação de incêndio. A eficácia do CS-ASA/FSA em descrever as curvas de iteração (N-M) (Capítulos 6 e 7, Apêndice E) para seções em aço e concreto armado também é verificada. É importante destacar que estudos paramétricos significativos em relação ao incremento de tempo, a malha da seção transversal dos elementos estruturais e o número de elementos finitos utilizados na discretização do sistema foram realizados para alguns exemplos tratados no Capítulo 6 e podem ser vistos com detalhes em Barros (2016).

### **8.3 Sugestões para Futuras Pesquisas**

Algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros são apresentadas na seção a seguir:

- Análise termo estrutural de estruturas mistas de aço e concreto;
- Análise termo estrutural de estruturas constituídas por perfis formados a frio;

- Considerar os efeitos de *spalling* análise termo estrutural de estruturas de concreto armado;
- Considerar um modelo termo-hidro-mecânico para a análise de estruturas de concreto armado em incêndio.
- Análise de estruturas sob elevadas temperaturas via Método da Zona Plástica, uma vez que o programa já trabalha com uma discretização em fibras;
- Análise termo estrutural de estruturas considerando as ligações viga-coluna semirrígidas;
- Análise tridimensional de estruturas em situação de incêndio;
- Estudo dos efeitos térmicos originados durante a fase de resfriamento do sistema termo estrutural; e
- Desenvolvimento do pré e pós-processador gráfico para o CS-ASA utilizando o GID (CIMNE, 2004);

# Referências Bibliográficas

- Agarwal, A., Varma, A.H., 2014. Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns. *Engineering Structures*, pp. 129-140.
- Ahn, J.K., Lee, C.H., Park, H.N., 2013. Prediction of fire resistance of steel beams with considering structural and thermal parameters. *Fire Safety Journal*, pp. 65-73.
- AISC/LRFD, 1999. *Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- Andrade, A.C.T., 2005. *Investigação Numérica do Comportamento Estrutural de um Pórtico 3D Parcialmente Protegido em Incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- ASTM E119, 2008. Standard test methods for fire test of building construction and materials. Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- Ba, G., Miao, J., Zhang, W., Liu, C., 2014. Properties of concrete subjected to extreme thermal conditions. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142(7): 04016035(11).
- Bajc, U., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., 2015. Semi-analytical buckling analysis of reinforced concrete columns exposed to fire. *Fire Safety Journal*, vol. 71, pp. 110-122.
- Bamonte, P., Gambarova, P.G., 2016. Influence of cracking on heat propagation in reinforced concrete structures. *Journal of Structural Fire Engineering*, vol. 5, pp. 47-62.
- Bamonte, P., LoMonte, 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., 2016. *Avaliação Numérica Avançada do Desempenho de Estruturas de Aço Sob Temperaturas Elevadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- 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.
- Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., Lemes, I.J.M., 2017. Análise termomecânica de estruturas de aço via CS-ASA. 4º CILASCI – *Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio*, Recife, PE, Brasil.
- Barros, R.C., Pires, D., Silveira, R.A.M., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., 2018. Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, pp. 368-385.
- Bathe, K.J., 1996. *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, New Jersey, EUA.
- Bazant, Z. P., Oh, B. H., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*.
- Behnam, B., Rezvani, F.H., 2014. Structural evaluation of tall steel moment-resisting structures in simulated horizontally traveling postearthquake fire. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 04014207(12).
- Bleyer, J., Pham, D.T., Buhan, P., 2017 Numerical yield design analysis of high-rise reinforced concrete walls in fire conditions. *Advances in Direct Methods for Materials and Structures*, Springer, Cham, pp. 143-161.
- Bratina, S., Saje, M., Planinc, I., 2004. On material and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 41, pp. 7181-7207.
- BS5950 Pt. 8, 1990. *Structural Use of Steelwork in Building: Code of Practice for Fire Resistant Design*.

- Building code requirements for reinforced concrete (ACI standard 318). American Concrete Institute, Detroit, Mich.
- Cai, J., Burgess, I.W., Plank, R.J., 2003. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions. *Engineering Structures*, vol 25(6), pp. 817-833.
- Caldas, R.B., Fakury, R.H., Sousa Jr, J.B.M., 2014. Finite element implementation for the analysis of 3D steel and composite frames subjected to fire. *Latin American Journal of Solids and Structures*, pp. 1-18.
- Caldas, R.B., Sousa Jr., J.B., Fakury, R.H., 2010. Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire. *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2832-2838.
- 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., 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.
- Camargo, R.S., Ferreira, W.G., Mansur, W.J., 2015. *Aplicações Práticas de Problemas de Calor como Introdução ao Método dos Elementos Finitos*. Grafer Editora, Vitória.
- Carmo, D.A., Faria, A.R., 2015. A 2D finite element with through the thickness parabolic temperature distribution for heat transfer simulations including welding, *Finite Elem. Anal. Des. J.* 93.
- Chan, S.L., Chui, P.P.T., 2000. *Non-linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*. Elsevier, Oxford.
- Chapman, S. J., 1984. *Heat Transfer. 4. ed.* New York: Macmillan, 608 p.
- Chapman, S.J., 2003. *Fortran 90/95 for Scientists and Engineers*. McGraw-Hill, 2nd ed.
- 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.

- Chen, W.F., Goto, Y., Liew, J.Y.R., 1996. *Stability Design of Semi-rigid Frames*. John Wiley & Sons Inc, USA.
- Chiorean, C.G., 2013. Computer method for nonlinear inelastic analysis of 3d composite steel-concrete frame structures. *Engineering Structures*, vol. 57 pp. 125-152.
- Choe, L., Varma, A.H., Agarwal, A., Surovek, A., 2011. Fundamental behavior of steel beam-columns and columns under fire loading: experimental evaluation. *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, pp. 954-966.
- CIMNE, 2004. Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia. GID Pré/pos Processador Gráfico – Versão 7.2. Barcelona.
- Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E., 1989. *Concepts and applications of finite element analysis*. New York: John Wiley & Sons.
- Dong, Y.L., Peng, X.Q., Fang, Y.Y., Zhang, D.S., 2015. Behavior of sway two-bay, two-story composite steel frames in fire. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, 04015119.
- Dotreppe, J.C., Franssen, J.M., 1985. The use of numerical models for the fire analysis of reinforced concrete and composite structures. *Engineering Analysis*, vol. 2, pp. 67-74.
- El-Fitiany, S.F., Youssef, M.A., 2014. Interaction diagrams for fire-exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, vol. 70, pp. 246-259.
- Ellingwood, B., Lin, T.D., 1991. Flexure and shear behavior of concrete beams during fires. *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, pp. 440-458.
- European Committee for Standardization - EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: *Basis of Design and Actions on Structures. Part 1-2: Actions on Structures, Actions on Structures Exposed to Fire*. Brussels.
- 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*.

- Feng, P., Wang, J., Tian, Y., Loughery, D., Wang, Y., 2016. Mechanical behavior and design of FRP structural members at high and low service temperatures. *Journal of Composites for Construction*, 04016021.
- Ferreira, F.A., 2006. *Contribuição ao Estabelecimento de um Método Simplificado para Dimensionamento ao Fogo da Proteção Parcial de Colunas de Aço*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Fong, M., Chan, S.L., 2012. Advanced analysis of steel-concrete composite beam-columns by refined plastic hinge method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 71(6) 1250046.
- Franssen, J.-M., 2005. SAFIR - A thermal/structural program modelling structures under fire. *Engineering Journal AISC*, vol. 42(3), pp. 143-158.
- Franssen, J.M., Kodur, V., Zaharia, R., 2009. *Designing Steel Structures for Fire Safety*. CRC Press.
- Galvão, A.S., 2000. *Formulações Não-lineares de Elementos Finitos para Análise de Sistemas Estruturais Metálicos Reticulados Planos*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Galvão, A.S., 2001. *Análise Linear de Estruturas Reticuladas Planas e Espaciais*, trabalho da disciplina Estudo Orientado do programa de pós-graduação da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- Galvão, A.S., 2004. *Instabilidade Estática e Dinâmica de Pórticos Planos com Ligações Semi-rígidas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Gao, W.Y., Dai, J.G., Teng, J.G., Chen, G.M., 2013. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, vol. 52, pp. 488-501.

- Garlock, M.E.M., Quiel, S.E., 2008. Plastic axial load and moment interaction curves for fire-exposed steel sections with thermal gradients. *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, pp. 874-880.
- Gonçalves, G.A., 2013. *Modelagem do Comportamento Inelástico de Estruturas de Aço: Membros sob Flexão em Torno do Eixo de Menor Inércia*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Gouveia, A.M.C., 2017. *Introdução à Engenharia de Incêndio – para Estudantes, Arquitetos, Engenheiros, Administradores e Bombeiros*. 3i Editora, Belo Horizonte.
- Han, L.H., Zhao, X.L., Yang, Y.F., Feng, J.B., 2003. Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, pp. 346-356.
- Hass, R., 1986. *Practical Rules for the Design of Reinforced Concrete and Composite Columns Submitted to Fire*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Technical Report No.69 (in German), Braunschweig, Germany.
- Heath, M.T., 1997. *Nonlinear Equations – Lecture Notes to Accompany, Scientific Computing an Introductory Survey*, Chapter 5.
- 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.
- Iu, C.K., Chan, S.L., Zha, X.X., 2007. Material yielding by both axial and bending spring stiffness at elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 677–685.
- Iu, C.K., Chan, S.L. 2004. A simulation-based large deflection and inelastic analysis of steel frames under fire. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 60, pp. 1495-1524.

- Iu, C.K., 2004. *Numerical Simulation for Structural Steel Member or Framed Structure at Elevated Temperature*. Ph.D Thesis, Civil and Structural Engineering Department, Hong Kong Polytechnic University, China.
- Izzuddin, B.A., Song, L., Elnashai, A.S., Dowling, P.J., 2000. An integrated adaptive environment for fire and explosion analysis of steel frames - part 2: verification and application. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 53, pp. 87-111.
- 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.
- Klein Júnior, O., 2011. *Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Normal Composta*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica/USP, São Paulo, SP, Brasil.
- Kodur, V., 2014. Properties of concrete at elevated temperatures. *International Scholarly Research Notices (ISRN) Civil Engineering*, vol. 2014, 15 pages.
- Kreith, F., Manglik, R.M., Bohn, M.S., 2014. *Princípios de Transferência de Calor*. 6ª. ed. São Paulo: Cengage Learning.
- Landesmann, A., 2011. Inelastic analysis of semi-rigid composite structures under fire conditions, *J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng.*, pp. 483-491.
- 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., Mouço, D.L., 2007. Análise estrutural de um edifício de aço sob condições de incêndio. *Revista Escola de Minas*, pp. 285-294.
- Landesmann, A., Batista, E.M., Alves, J.L.D., 2005. Implementation of advanced analysis method for steel framed structures under fire conditions, *Fire Safety Journal*, vol. 40 (4), pp. 339-366.
- Law, A., Gillie, M., 2010. Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections. *Engineering Structures*, vol. 32, pp.1641-1649.

- Lee, C.H., Chiou, Y.J., Chung, H.Y., Chen, C.J., 2011. Numerical modeling of the fire-structure behavior of steel beam-to-column connections, *Journal Constructional Steel Research*, pp. 1386-1400.
- Lemes, I.J.M., 2015. *Análise Avançada via MRPR de Estruturas Mistas de Aço e Concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Lemes, I.J.M., 2018. *Estudo Numérico Avançado de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- 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.
- Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Silva, A.R.D., Rocha, P.A.S., 2017. Nonlinear analysis of two-dimensional steel, reinforced concrete and composite steel concrete structures via coupling SCM/RPHM. *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 12-26.
- Lewis, R.W., Nithiarasu, P., Seetharamu, K.N., 2004. *Fundamentals of the Finite Element Method for Heat and Fluid Flow*, John Wiley & Sons, Chichester.
- Liao, F., Huang, Z., 2015. An extended finite element model for modelling localised fracture of reinforced concrete beams in fire. *Computers and Structures*, vol. 152, pp. 11-26.
- Lie, T.T., 1994. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 1489-1509.
- Lie, T.T., Irwin, R.J., 1990. *Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross-sections*. Internal Report (National Research Council Canada. Institute for Research in Construction).
- Liew, J.Y.R., 2008. Survivability of steel frame structures subject to blast and fire, *Journal Constructional Steel Research*, pp. 854-866.

- Lin, T.D., Gustaferro, A.H., Abrams, M.S., 1981. *Fire endurance of continuous reinforced concrete beams*. R & D Bulletin RD 072.01B. IL(USA): Portland Cement Association.
- Ma, K.Y., Liew, R., 2004. Nonlinear plastic hinge analysis of three-dimensional steel frames in fire. *Journal of Structural Engineering*, vol. 130 (7), pp. 981-990.
- Machado, F.C.S., 2005. *Análise Inelástica de Segunda-ordem de Sistemas Estruturais Metálicos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Manley, D.M., 2014. Design of reinforced concrete slabs exposed to natural fires. *University of Canterbury Fire Engineering Conference*, Christchurch, New Zealand.
- 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., 2016. Interaction diagrams axial force-bending moment for fire exposed steel-concrete composite sections. *Proceedings of the International Conference in Dubrovnik*, Dubrovnik, Croatia.
- Moaveni, S., 1999. *Finite Element Analysis: Theory and Application with ANSYS*. Prentice Hall, New Jersey, EUA.
- Moran, M.J., Shapiro, H.N., Munson, B.R., DeWitt, D.P., 2003. *Introduction to Thermal Systems Engineering – Thermodynamics, Fluid Mechanics and Heat Transfer*, John Wiley & Sons, Inc.
- Morris, W.A., 1988. Aspects of fire precautions in buildings, *Building Research Establishmen-BRE*, Fire Research Station, UK.
- 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.
- Muniz, C.F.D.G., 2005. *Modelos Numéricos para Análise de Elementos Estruturais Mistos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

- Najjar, S.R., 1994. *Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Sub-Frames in Fire*. Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield.
- NBR-14323, 2013. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14432, 2000. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-14762, 2010. *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-15200, 2012. *Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-6118, 2014. *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR-8800, 2008. *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Nunes, N.E.M., 2014. *Código Computacional para Análise Térmica Tridimensional de Estruturas em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- Padre, E.P.G., 2017. *Desenvolvimento de um Algoritmo Computacional para Verificação de Seções de Concreto Armado Submetidas à Flexão Composta Oblíqua em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DEC/UFV, Viçosa, MG, 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.
- Pierin, I., Silva, V.P., La Rovere, H.L., 2015. Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, pp. 25-48.
- Pinheiro, L., 2003. *Análises Não-lineares de Sistemas Estruturais Metálicos Rotulados e Semi-rígidos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP.
- Pires, D., 2012. *Uma Técnica Eficiente para Estabilizar a Estratégia do Resíduo Ortogonal na Análise Não Linear de Estruturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Rocha, P.A.S., Silveira, R.A.M., 2017a. Advanced numerical analysis of steel, concrete and composite structures under fire conditions. *Eurosteel*, Copenhagen, Denmark.
- 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.
- Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2017b. Curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais expostos ao fogo via MCD. *XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Florianópolis, SC, Brasil.
- Pires, D., Barros, R.C., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2018. Behavior of steel-concrete composite cross sections exposed to fire. *Revista Escola de Minas*, vol. 71(2), pp.149-157.
- Prakash, P.R., Srivastava, G., 2017. Nonlinear analysis of reinforced concrete plane frames exposed to fire using direct stiffness method. *Advances in Structural Engineering*, vol. 21, pp. 1-15.

- Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T., e Flannery, B.P., 1986. *Numerical Recipes in Fortran 77 – The Art of Scientific Computing*, v. 1, 2<sup>nd</sup> edition.
- Purkis, J.A., 2007. *Fire Safety Engineering - Design of Structures*. Second Edition. Butterworth-Heinemann
- Ramos, J.C., 2009. *Comportamento de Pórticos Planos Múltiplos, Engastados nas Bases e Rotulados no Topo dos Pilares Extremos em Incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Reddy, J.N., Gartling D.K., 1985. *The Finite Element Method in Heat Transfer and Fluid Dynamics*, CRC Press, USA.
- Ribeiro, J.C.L., 2009. *Desenvolvimento e Aplicação de Sistema Computacional para Simulação via Método dos Elementos Finitos do Comportamento de Estruturas de Aço e Mistras em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Ribeiro, J.C.L., 2004. *Simulação Via Método dos Elementos Finitos da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Estruturas em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Rigobello, R., Coda, H.B., Neto, J.M., 2014. A 3D solid-like frame finite element applied to steel structures under high temperatures, *Finite Elements in Analysis and Design*, pp. 68–83.
- Rigobello, R., 2007. *Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- Rigobello, R., 2011. *Desenvolvimento e Aplicação de Código Computacional para Análise de Estruturas de Aço Aperticadas 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.

- Riva, P., 2008. *Structural Behaviour of Continuous Beams and Frames*, in fib bulletin 46: Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment.
- Rocha, G., 2000. *Estratégias Numéricas para Análise de Elementos Estruturais Esbeltos Metálicos*. Dissertação de Mestrado, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Rocha, P.A.S., Silva, K.I., 2016. Estudo do desempenho de vigas em situação de incêndio a partir do modelo de fibras. *Rev. int. métodos numér. cálc. diseño ing.*
- Rocha, P.A.S., 2006. *Análise Inelástica de Segunda Ordem de Estruturas Metálicas com Ligações Semirrígidas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP.
- Rocha, P.A.S., 2011. *Resistência da Ligação Aço–Concreto em Pilares Mistos Parcialmente Revestidos sob Altas Temperaturas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Rubert, A., Schaumann, P., 1986. Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, vol. 10, pp. 173-184.
- Rubert, A., Schaumann, P., 1985. *Tragverhalten stahlerner rahmensysteme bei brandbeanspruchung*. *Stahlbau*, vol. 9, pp. 280-287.
- Saab, H.A., Nethercot, D.A., 1991. Modelling steel frame behavior under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 13, pp. 371-382.
- Santos, M.M.L., 2018. *Pilares de Aço Formados a Frio com Revestimento Contra Fogo - Análise Experimental e Numérica*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PPGEC/UFPE, Recife, PE, Brasil.
- Santos, M.N., 2007. *Emprego de Elemento Finito Híbrido na Análise Não-Linear de Estruturas Metálicas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, 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.

- Silva, A.R.D., 2009. *Sistema Computacional para Análise Avançada Estática e Dinâmica de Estruturas Metálicas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Silva, J.L., 2016. *Formulações Corrotacionais 2D para Análise Geometricamente Não Linear de Estruturas Reticuladas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Silva, V.P., 2012. *Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Conforme ABNT NBR 15200:2012*. Ed. Blucher, São Paulo.
- Silveira, R.A.M., 1995. *Análise de Elementos Estruturais Esbeltos com Restrições Unilaterais de Contato*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- 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.
- Souza Jr., V., 1998. *Análise de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Souza Jr., V., 2004. *Simulação Computacional do Comportamento de Estruturas de Aço Sob Incêndio*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Rio Grande do Sul, Brasil.
- Sun, R., Huang, Z., Burgess, I.W., 2012. Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions, *Engineering Structures journal*, pp. 400-413.
- Talebi, E., Tahir, M.M., Zahmatkesh, F., Kueh, A.B.H., 2014. Comparative study on the behaviour of buckling restrained braced frames at fire, *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 1–12.
- Vila Real, P., 2003. *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural*. Mafra: Edições Orion.

- Vila Real, P.M.M., Lopes, N., Silva, L.S., Piloto, P., Franssen, J.-M., 2004. Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire-comparisons with Eurocode 3. *Fire Safety Journal*, vol. 39, pp. 23-29.
- Vila Real, P.M.M., 1993. *Modelação por Elementos Finitos da Solidificação Comportamento Termomecânico de Peças Vazadas em Moldações Metálicas*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto – Portugal.
- Vogel, U., 1985. *Calibrating Frames*, Stahlbau, vol. 54, pp. 295-311.
- Xavier, H.F.B., 2009. *Analysis of Reinforced Concrete Frames Exposed to Fire - Based on Advanced Calculation Methods*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto – Portugal.
- Wainmai, D.E., Kirby, B.R., 1982. *Compendium of UK Standard Fire Test Data, Unprotected Structural Steel*, Vol. 1 Ref. No. RS/RSC/S10328/1/87/B and Vol. 2 Ref. No. RS/R/S1199/88/B, British Steel Corporation, Swindon Laboratories, UK.
- Wang, Y.C., Moore, D.B., 1995. Steel frames in fire: analysis. *Engineering Structures*, vol. 17(6), pp. 462-72.
- Wang, Y.C., 2002. *Steel and Composite Structures – Behaviour and Design for Fire Safety*. London: Spon Press.
- WEBPAGE.bombeiroswaldo.blogspot.com.br <<http://bombeiroswaldo.blogspot.com.br/>>. Acessado em 02/10/2016.
- WEBPAGE.g1.globo.com  
<<http://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/2015/12/incendio-atinge-museu-da-lingua-portuguesa-em-sp-dizem-bombeiros.html>>. Acessado em 02/10/2016.
- WEBPAGE.jcrs.uol.com.br  
<<http://jcrs.uol.com.br/>>. Acessado em 17/04/2018.
- WEBPAGE.osgrandesincendios.blogspot.com.br  
<<http://osgrandesincendios.blogspot.com.br/>>. Acessado em 02/10/2016.

WEBPAGE.thesinistro.wordpress.com

<<http://thesinistro.wordpress.com/?s=edificio+joelma>>. Acessado em 02/10/2016.

WEBPAGE.www.correiodobrasil.com.br <<http://www.correiodobrasil.com.br>. Acessado em 02/10/2016.

WEBPAGE.www1.folha.uol.com.br

<<http://www1.folha.uol.com.br/mundo/2017/06/1892837-grande-incendio-atinge-predio-residencial-em-londres.shtml>>. Acessado em 17/04/2018.

WEBPAGE.www.pilotopolicial.com.br

<<http://www.pilotopolicial.com.br/os-pioneiros-do-salvamento-%E2%80%93-o-incendio-do-edificio-andraus/>>. Acessado em 02/10/2016.

Wu, H.J., Lie, T.T., Hu, J.Y., 1993. *Fire Resistance of Beam-Slab Specimens – Experimental Studies. Internal Report No. 641*, Institute for Research in Construction, National Research Council Canada, Canada.

Yang, H., Liu, F., Gardner, L., 2013. Performance of concrete-filled RHS columns exposed to fire on 3 sides. *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 1986-204.

Yang, Y.B., e Kuo, S.B., 1994. *Theory and Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Prentice Hall.

Zhao, J., Zheng, J.J., Peng, G.F., van Breugel, K., 2017. Numerical analysis of heating rate effect on spalling of high-performance concrete under high temperature conditions. *Construction and Building Materials*, vol. 152, pp. 456-466.

Ziemian, R.D., 1990. *Advanced Methods of Inelastic Analysis in the Limit States Design of Steel Structures*. Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, NY.

Ziemian, R.D., McGuire, W., 2002. Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128(10), pp. 1301-1307.

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.

# Apêndice A

## Entrada de Dados – Análises Térmica e Termo estrutural

### A.1 Introdução

Neste apêndice são apresentados os arquivos que se referem a entrada de dados para a análise térmica de seções transversais e também para a análise termo estrutural no sistema computacional CS-ASA. Primeiramente são mostradas as variáveis que compõem os arquivos de entrada 1 e 2 da análise térmica, acompanhado de algumas considerações. Em seguida, são ilustrados os 4 arquivos de entrada e seus respectivos parâmetros, destinados à realização de uma análise termo estrutural.

### A.2 Dados Gerais

Para a realização de cada uma das análises (térmica ou estrutural) são necessários dois arquivos de entrada para cada uma. Para a análise térmica, o primeiro arquivo contém basicamente as características geométricas da seção transversal e as condições de contorno, enquanto que o segundo arquivo apresenta os parâmetros para a realização de uma análise em regime transiente.

Na Tabela A.1 os parâmetros para a realização da análise térmica por meio do programa CS-ASA são mostrados. Para o caso de uma análise estrutural, o primeiro arquivo contém as características do sistema, como tipo de análise, geometria, materiais componentes e dados do carregamento. Já o segundo arquivo requer os parâmetros que definem a formulação a ser utilizada, as estratégias de incremento de carga e iteração, bem

como os critérios de parada. Como já destacado neste trabalho, os arquivos de entrada de dados para a análise estrutural, à temperatura ambiente, não foram modificados e podem ser consultados em Lemes (2015).

**Tabela A.1** - Parâmetros de entrada para a análise térmica

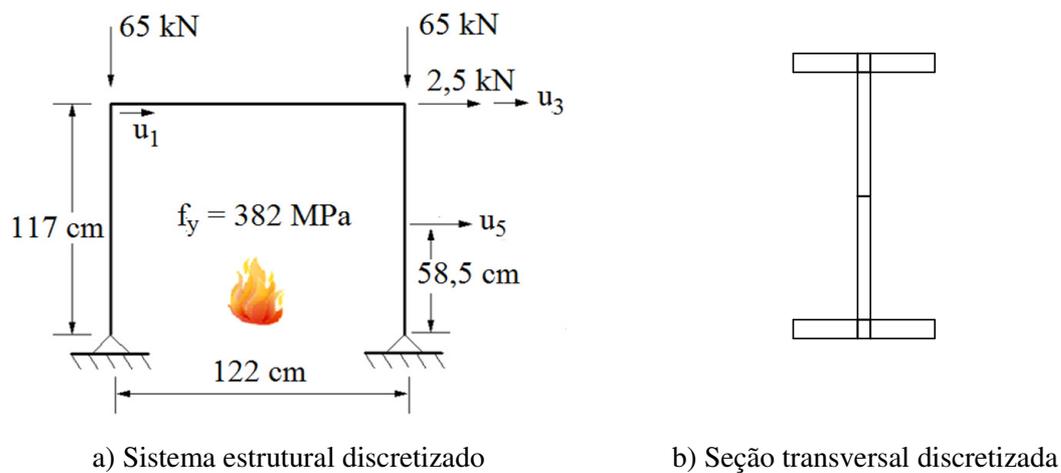
| Variável       | Descrição   |
|----------------|---|
| <i>ke</i>      | condutividade térmica em W/m°C  |
| <i>hc</i>      | coeficiente de película em W/m°C  |
| <i>tg</i>      | temperatura dos gases ou do meio  |
| <i>qo</i>      | fluxo de calor especificado ou isolado termicamente   |
| <i>Qe</i>      | fonte de calor  |
| <i>um</i>      | define se o concreto tem umidade (0: não, 1.5: 1,5%, 3: 3%, ...)                                  |
| <i>cea</i>     | define se o concreto é de estrutura mista ou não (0: não, 1: sim)                                 |
| <i>numplot</i> | nº de nós para plotar a relação temperatura <i>versus</i> tempo                                   |
| <i>nnoplot</i> | nº de nós do sistema que será plotado os deslocamentos sob altas temp.                            |
| <i>nplot</i>   | nó(s) que será impresso a relação temperatura <i>versus</i> tempo                                 |
| <i>noplot</i>  | nó que será impresso os deslocamentos sob altas temperaturas                                      |
| <i>maxiter</i> | nº máximo de iterações  |
| <i>tol</i>     | tolerância do processo iterativo  |
| <i>dte</i>     | incremento de tempo   |
| <i>tempt</i>   | tempo total de exposição ao fogo  |
| <i>teta</i>    | parâmetro referente ao método de integração no tempo  |
| <i>teci</i>    | curva de incêndio (1: padrão, 2: hidrocarbonetos, 3: elementos exteriores, 4: ASTM E119, 5: SDHI) |
| <i>ctv</i>     | define se a cond. térmica varia ou não com a temp. (0: const., 1: var.)                           |
| <i>cev</i>     | define se o calor específico varia ou não com a temp. (0: const., 1: var.)                        |
| <i>erad</i>    | define se o efeito da radiação é incluído na análise (0: não, 1: sim)                             |
| <i>trt</i>     | define o material de proteção térmica (0: nenhum, 1: <i>Blaze Shield II</i> )                     |
| <i>prv</i>     | define se as prop. do revestimento variam com a temp. (0: const, 1: var.)                         |
| <i>tac</i>     | define o tipo de agregado do concreto (1: calcário, 2: silicoso)                                  |
| <i>nintert</i> | nº de intervalos de tempo para plotar as curvas NM  |
| <i>intert</i>  | Intervalo (s) de tempo que será impresso a curva NM   |

Quando o usuário decide por realizar uma análise termo estrutural, o programa solicitará os 4 arquivos de dados, os quais serão lidos na sequência: arquivos de dados 1 e 2 da análise estrutural a temperatura ambiente e os arquivos de dados 1 e 2 da análise térmica.

Na próxima seção, são mostrados os arquivos referentes ao exemplo apresentado na Seção 6.5 (Capítulo 6), que trata da análise termo estrutural de pórticos de aço em incêndio.

### A.3 Entrada de Dados – Pórtico Simples em incêndio

Na Figura A.1 é ilustrado novamente o pórtico simples de aço analisado sob ação do fogo na Seção 6.5. Nos Quadros A.1 a A.4 mostram-se os arquivos de dados para o sistema estrutural em questão, considerando 4 elementos finitos para colunas e viga e a malha da seção transversal discretizada com 8 elementos quadriláteros lineares, apenas para efeitos ilustrativos.



**Figura A.1** Pórtico simples em escala reduzida, perfil IPE 80

**Quadro A.1** - Análise estrutural (temperatura ambiente): arquivo de dados 1

---

```

PORTICO SIMPLES - flexao no eixo de maior inercia (Rigobello, 2011)
estatica          ...tipo de analise
por              ...modelo estrutural
1                ...tipo de solucao (0-linear; 1-não linear)
0                ...ligações semi-rígidas
2                ...analise plastica refinada (1-elastoplastica)
3 3
13 12 2 2 3 1   ...npoin,nelem,nnode,ndime,ndofn,nmats,
11 1 5 10 1     ...npmat,nsecs,npsec,nol,nobr
coor             ...MACRO-COMANDO
ppor            ...MACRO-COMANDO
13              ...npoin
1 1 0.d0 0.d0   ...no,x,y
5 1 0.d0 1.17d0
9 1 1.22d0 1.17d0
13 1 1.22d0 0.d0

```

---

(Continuação)

---

|         |           |          |         |        |                   |                                    |
|---------|-----------|----------|---------|--------|-------------------|------------------------------------|
| boun    |           |          |         |        | ...MACRO-COMANDO  |                                    |
| 1       | 1         | 1        | 1       | 0      | ...no,ng,dx,dy,mz |                                    |
| 13      | 1         | 1        | 1       | 0      |                   |                                    |
| elem    |           |          |         |        | ...MACRO-COMANDO  |                                    |
| 1       | 1         | 2        | 1       |        | ...el,noi,noj,lx  |                                    |
| 12      | 12        | 13       | 1       |        |                   |                                    |
| mate    |           |          |         |        | ...MACRO-COMANDO  |                                    |
| 2.10d5  | 0.d0      | 0.d0     | 0.382d3 | 0.d0   | 0.d0              | ...Ea,Eb,Ec,fyd,fys,fcd,           |
| 1.d0    | 1.d0      | 0.15d0   | 0.15d0  | 0.15d0 |                   | ...mi,eta,eci,ecu,eu               |
| 1       |           |          |         |        |                   | ...ngelm                           |
| 1       | 12        |          |         |        |                   | ...kel1,kel2                       |
| seca    |           |          |         |        |                   | ...MACRO-COMANDO                   |
| 0.046d0 | 5.2d-3    | 0.0696d0 | 3.8d-3  | 1.d0   |                   | ...bf,tf,h,tw,eixo -> perfil I     |
| 1       | 4         |          |         |        |                   | ...st, op                          |
| STPOR   |           |          |         |        |                   | ...arquivo-CS-ASA/FA - CS-ASA/FSA  |
| 0.d0    | 0.d0      |          |         |        |                   | ...Ba, yb                          |
| 1       |           |          |         |        |                   | ...ngelm                           |
| 1       | 12        |          |         |        |                   | ...kel1,kel2                       |
| graf    |           |          |         |        |                   | ...MACRO-COMANDO                   |
| 0       | 9         | 9        |         |        |                   | ...autop1,np1,ndl                  |
| load    |           |          |         |        |                   | ...MACRO-COMANDO                   |
| 1       |           |          |         |        |                   | ...nc - n de casos de carregamento |
| 1       | 0         |          |         |        |                   | ...iplod,iedge                     |
| 5       | 0.d0      |          | -1.d0   | 0.d0   |                   | ...no,px,py,mz                     |
| 9       | 0.03846d0 |          | -1.d0   | 0.d0   |                   |                                    |
| 13      | 0.d0      |          | 0.d0    | 0.d0   |                   |                                    |
| end     |           |          |         |        |                   |                                    |

---

**Quadro A.2** - Análise estrutural (temperatura ambiente): arquivo de dados 2

---

|            |   |       |       |  |                              |
|------------|---|-------|-------|--|------------------------------|
| 5          |   |       |       |  | ...form                      |
| %PRINCIPAL |   |       |       |  |                              |
| 5          | 5 | 0.001 | 93    |  | ...Einc,Eite,faci,ninc       |
| 20         | 2 | 3     | 1.e-4 |  | ...nitmax,iterty,cconv,betok |
| %NFLOW     |   |       |       |  |                              |
| %REANAL    |   |       |       |  |                              |
| 0          |   |       |       |  | ...ires                      |
| %RELATO    |   |       |       |  |                              |
| 4          |   |       |       |  | ...rel                       |
| %SCREEN    |   |       |       |  |                              |
| 100        |   |       |       |  | ...kwinc                     |

---

Quadro A.3 - Análise térmica: arquivo de dados 1

---



---

|   |                                     |     |                        |     |     |                  |  |  |        |
|---|-------------------------------------|-----|------------------------|-----|-----|------------------|--|--|--------|
| ANALISE TERMICA 2D - PORTICO SIMPLES (Rigobello,2011) |                                     |     |                        |     |     |                  |  |  |        |
| 18  | 8                                   | 4   | ...nno,nel,nnol(maior) |     |     |                  |  |  |        |
| 1   |                                     |     | 0                      |     |     |                  |  |  | 0.081  |
| 2   |                                     |     | 0                      |     |     |                  |  |  | 0.0757 |
| 3   |                                     |     | 0.0214                 |     |     |                  |  |  | 0.081  |
| 4   |                                     |     | 0.0214                 |     |     |                  |  |  | 0.0757 |
| 5   |                                     |     | 0.0256                 |     |     |                  |  |  | 0.081  |
| 6   |                                     |     | 0.0256                 |     |     |                  |  |  | 0.0757 |
| 7   |                                     |     | 0.0214                 |     |     |                  |  |  | 0.0405 |
| 8   |                                     |     | 0.047                  |     |     |                  |  |  | 0.081  |
| 9   |                                     |     | 0.047                  |     |     |                  |  |  | 0.0757 |
| 10  |                                     |     | 0.0256                 |     |     |                  |  |  | 0.0405 |
| 11  |                                     |     | 0                      |     |     |                  |  |  | 0.0053 |
| 12  |                                     |     | 0.0214                 |     |     |                  |  |  | 0.0053 |
| 13  |                                     |     | 0.0256                 |     |     |                  |  |  | 0.0053 |
| 14  |                                     |     | 0                      |     |     |                  |  |  | 0      |
| 15  |                                     |     | 0.0214                 |     |     |                  |  |  | 0      |
| 16  |                                     |     | 0.0256                 |     |     |                  |  |  | 0      |
| 17  |                                     |     | 0.047                  |     |     |                  |  |  | 0.0053 |
| 18  |                                     |     | 0.047                  |     |     |                  |  |  | 0      |
| 1   | 1                                   | 2   | 4                      | 3   | 1   | 4                |  |  |        |
| 2   | 4                                   | 6   | 5                      | 3   | 1   | 4                |  |  |        |
| 3   | 8                                   | 5   | 6                      | 9   | 1   | 4                |  |  |        |
| 4   | 10                                  | 6   | 4                      | 7   | 1   | 4                |  |  |        |
| 5   | 7                                   | 12  | 13                     | 10  | 1   | 4                |  |  |        |
| 6   | 11                                  | 14  | 15                     | 12  | 1   | 4                |  |  |        |
| 7   | 15                                  | 16  | 13                     | 12  | 1   | 4                |  |  |        |
| 8   | 17                                  | 13  | 16                     | 18  | 1   | 4                |  |  |        |
| 18  | ...nº de EF com aresta de convecção |     |                        |     |     |                  |  |  |        |
| 1   | 0                                   | 1   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 1   | 0                                   | 0   | 0                      | 1   |     |                  |  |  |        |
| 1   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 2   | 0                                   | 0   | 1                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 3   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 3   | 0                                   | 0   | 1                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 3   | 0                                   | 0   | 0                      | 1   |     |                  |  |  |        |
| 4   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 5   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 5   | 0                                   | 0   | 1                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 6   | 0                                   | 1   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 6   | 0                                   | 0   | 0                      | 1   |     |                  |  |  |        |
| 6   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 7   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 8   | 0                                   | 0   | 1                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 8   | 0                                   | 0   | 0                      | 1   |     |                  |  |  |        |
| 8   | 1                                   | 0   | 0                      | 0   |     |                  |  |  |        |
| 0   | ...nº de EF com aresta de condução  |     |                        |     |     |                  |  |  |        |
| 0   | ...nº de no com temp. prescrita     |     |                        |     |     |                  |  |  |        |
| 0.0   | 0.0                                 | 0.0 | 0.0                    | 0.0 | 0.0 | ...ke,h,tg,qo,Qe |  |  |        |

---

**Quadro A.4** - Análise térmica: arquivo de dados 2

---

```
25.0 0 0 0 0 1 1 20 1.e-4...hc,qo,Qe,um,cea,numplot,nnoplot,maxiter,tol
4 1 ...nplot,seção
9 ...noplot
15 7200 0.9 1 1 1 1 1 0 0...dte,tempt,teta,tci,ctv,cev,erad,trt,prv,tac
1 5 ...nº de intervalos de tempo para curva NM,elemento
0 ...intervalos de tempo
0 ... nº de nós com carga térmica
0 0 0 0 0 0 ...no,ele,P ou M,noi,noj,angulo
end
```

---

É importante destacar que para uma análise térmica em regime permanente, utiliza-se apenas o arquivo de entrada 1, porém, neste arquivo deverão ser informados os parâmetros em destaque no Quadro. A.3 (em vermelho).

# Apêndice B

## Elementos Finitos Planos Triangulares e Quadrilaterais

### B.1 Introdução

Este apêndice traz as funções de forma adotadas para os elementos finitos planos triangulares e quadrilaterais (T3, T6, Q4, Q8) e as matrizes e vetores do elemento triangular linear (T3) implementado para a realização da análise térmica. A quadratura de Gauss adotada na integração numérica dos elementos quadrilaterais linear (Q4) e quadrático (Q8), e do elemento triangular quadrático (T6), também é apresentada.

### B.2 Elementos, Funções de Forma e Integração Numérica

Na Tabela B.1 mostram-se os elementos finitos implementados e suas respectivas funções de interpolação.

#### B.2.1 Elemento Finito T3

Na Tabela B.2, são expostas as matrizes e vetores obtidos de forma analítica, considerando o elemento finito triangular linear com três nós, denominado T3.

**Tabela B.1** - Elementos finitos implementados e suas respectivas funções de forma

| Elemento |            | Funções ( $N_i$ )   |
|----------|------------|---|
| Nome     | Ilustração |   |
| T3       |            | $N_1(\xi, \eta) = 1 - \xi - \eta$ $N_2(\xi, \eta) = \xi$ $N_3(\xi, \eta) = \eta$  |
| T6       |            | $N_1(\xi, \eta) = 1 - 3(\xi + \eta) + 2(\xi + \eta)^2$ $N_2(\xi, \eta) = 4\xi(1 - \xi - \eta)$ $N_3(\xi, \eta) = \xi(2\xi - 1)$ $N_4(\xi, \eta) = 4\xi\eta$ $N_5(\xi, \eta) = \eta(2\eta - 1)$ $N_6(\xi, \eta) = 4\eta(1 - \xi - \eta)$   |
| Q4       |            | $N_1(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 - \eta)$ $N_2(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 - \eta)$ $N_3(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 + \eta)$ $N_4(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 + \eta)$   |
| Q8       |            | $N_1(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 - \eta)(-1 - \xi - \eta)$ $N_2(\xi, \eta) = 0,5(1 - \xi^2)(1 - \eta)$ $N_3(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 - \eta)(\xi - \eta - 1)$ $N_4(\xi, \eta) = 0,5(1 + \xi)(1 - \eta^2)$ $N_5(\xi, \eta) = 0,25(1 + \xi)(1 + \eta)(\xi + \eta - 1)$ $N_6(\xi, \eta) = 0,5(1 - \xi^2)(1 + \eta)$ $N_7(\xi, \eta) = 0,25(1 - \xi)(1 + \eta)(-\xi + \eta - 1)$ $N_8(\xi, \eta) = 0,5(1 - \xi)(1 - \eta^2)$ |

**Tabela B.2 - Matrizes e vetores para o elemento T3**

| Variável       | Matrizes e Vetores   |  |  |
|----------------|--|--|--|
|                | Aresta 1-2   | Aresta 2-3   | Aresta 1-3   |
| $\mathbf{r}_c$ | $h_{eq} T_a \frac{L_{1-2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$                     | $h_{eq} T_a \frac{L_{2-3}}{2} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$                     | $h_{eq} T_a \frac{L_{1-3}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$                     |
| $\mathbf{r}_0$ | $q_0 \frac{L_{1-2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$                            | $q_0 \frac{L_{2-3}}{2} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$                            | $q_0 \frac{L_{1-3}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$                            |
| $\mathbf{r}_Q$ | $Q \frac{A}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$                                    |  |  |
| $\mathbf{k}_c$ | $\frac{h_{eq} L_{1-2}}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 \\ 1 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$ | $\frac{h_{eq} L_{2-3}}{6} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{bmatrix}$ | $\frac{h_{eq} L_{1-3}}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 2 \end{bmatrix}$ |
| $\mathbf{k}_T$ | <b><math>B^T DB</math></b>   |  |  |
| $\mathbf{C}$   | $\rho c \frac{A}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix}$      |  |  |

### B.2.2 Elementos Finitos Q4, Q8 e T6

Para a solução do problema térmico empregando os elementos finitos Q4, Q8 e T6, utilizou-se uma estratégia de integração numérica, cujo procedimento de cálculo pode ser encontrado em Bathe (1996), Lewis *et al.* (2004) e Rigobello (2011).

Para o elemento quadrilateral linear (Q4) foram utilizados dois pontos de Gauss e para os demais elementos (Q8 e T6) foram utilizados três pontos de integração. Nas Tabelas B.3 e B.4 mostram-se as coordenadas e pesos, segundo a quadratura de Gauss.

**Tabela B.3 - Quadratura de Gauss para os elementos Q4 e Q8**

| <b>Elementos Finitos Quadrilaterais (Q4 e Q8)</b>   |                    |               |
|---|--------------------|---------------|
| $\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 g(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_i \sum_j \psi_i \psi_j g(\xi_i, \xi_j)$ |                    |               |
| <b>Linear (Q4)</b>  |                    |               |
| Nº de Pontos de Gauss   | Coordenada $\xi_i$ | Peso $\psi_i$ |
| 2   | $\pm 1/\sqrt{3}$   | 1             |
| <b>Quadrático (Q8)</b>  |                    |               |
| 3   | $\pm 1/\sqrt{0,6}$ | 25/81         |
|   | 0                  | 40/81         |

**Tabela B.4 - Quadratura de Gauss para o elemento T6**

| <b>Elemento Finito Triangular (T6)</b>   |                 |                 |        |           |          |
|--|-----------------|-----------------|--------|-----------|----------|
| $\int_0^1 \int_0^{1-\xi} g(\xi, \eta, \varphi)  \mathbf{J}  d\eta d\xi = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \psi_i g(\xi, \eta, \varphi)  \mathbf{J} $ |                 |                 |        |           |          |
| <b>Integração no Domínio</b>   |                 |                 |        |           |          |
| Nº de Pontos de Gauss  | Pontos de Gauss | Coordenadas     |        |           | Peso     |
|  |                 | $\xi$           | $\eta$ | $\varphi$ | $\psi_i$ |
| 3  | 1               | 2/3             | 1/6    | 1/6       | 1/3      |
|  | 2               | 1/6             | 2/3    | 1/6       | 1/3      |
|  | 3               | 1/6             | 1/6    | 2/3       | 1/3      |
| <b>Integração no Contorno</b>  |                 |                 |        |           |          |
| 3  | 1               | $-1/\sqrt{0,6}$ |        |           | 5/9      |
|  | 2               | 0               |        |           | 8/9      |
|  | 3               | $+1/\sqrt{0,6}$ |        |           | 5/9      |

# Apêndice C

## Modelos de Incêndio - Curvas Nominais e Paramétricas

### C.1 Introdução

Denomina-se incêndio natural o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura-tempo construídas a partir de ensaios (ou modelos matemáticos aferidos a ensaios) de incêndios que simulem a real situação de um compartimento em chamas (Rigobello, 2007). Sendo assim, simplificada, as normas e regulamentos vigentes apresentam algumas maneiras de modelar a temperatura dos gases em um compartimento incendiado por meio de curvas de incêndios nominais (ou incêndio padrão) e paramétricas.

As curvas nominais não levam em consideração qualquer tipo de característica do compartimento afetado. Deste modo, situações onde a densidade de materiais combustíveis seja considerada baixa, a utilização de curvas de incêndio padronizadas conduz a análises desnecessariamente conservativas (o inverso também é verdadeiro) (Landesmann, 2003).

As curvas paramétricas permitem a consideração, de modo mais racional, dos principais parâmetros que influenciam a extensão e o desenvolvimento de incêndios, ou seja, dimensões dos compartimentos, fatores de abertura associado à ventilação do ambiente e a densidade de carga de incêndio (materiais potencialmente combustíveis). A principal característica dessas curvas, e que as distingue das curvas nominais, é a de possuírem um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento), representado por meio de uma reta, por simplificação. Portanto, essas curvas admitem

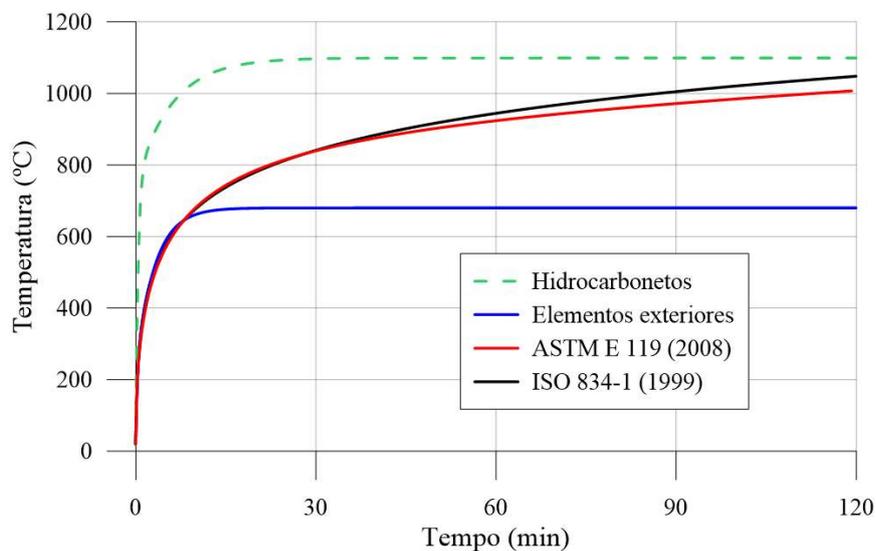
(racionalmente) que os gases do ambiente em incêndio não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo, situação essa mais coerente com o que de fato ocorre em um incêndio.

## C.2 Curvas de Incêndio

Como já apresentado no Capítulo 3, o EN 1991-1-2:2002 estabelece três curvas de incêndios nominais: incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) (Equação 3.1); incêndio para elementos exteriores (Equação 3.2); e incêndio de hidrocarbonetos (Equação 3.3). Além dessas, a curva definida pela ASTM E119 também pode ser destacada. Essa curva é definida pela seguinte equação:

$$T_{\text{gases}} = T_0 + 750 \left[ 1 - e^{-3,79533\sqrt{t}} \right] + 170,41\sqrt{t} \quad (\text{C.1})$$

em que  $T_{\text{gases}}$  é a temperatura dos gases em °C,  $T_0$  é a temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20 °C, e  $t$  é o tempo de exposição ao fogo em horas. As curvas nominais mencionadas neste anexo são ilustradas na Figura C.1.



**Figura C.1** Curvas de incêndio nominais

A obtenção de curvas parametrizadas, de acordo com o EN 1991-1-2:2002, é tratada aqui de forma sucinta. Sendo assim, destaca-se que para informações complementares e maiores esclarecimentos com relação à obtenção de parâmetros não explícitos no texto, além

do EN 1991-1-2:2002, os trabalhos de Vila Real (2003), Purkis (2007) e Franssen *et al.* (2009) podem ser consultados.

A fase de aquecimento para a modelagem de incêndio por meio de curvas paramétricas é dada por:

$$T_{\text{gases}} = 20 + 1350 \left( 1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*} \right) \quad (\text{C.2})$$

De acordo com o EN 1991-1-2:2002, as relações temperatura-tempo, dadas pela equação (C.2), são válidas para compartimentos de incêndio com, no máximo, 500 m<sup>2</sup> de área em planta, sem aberturas no teto e com pé-direito máximo igual a 4 m. Além disso, partindo do pressuposto que a carga de incêndio do compartimento é totalmente consumida.

Na Equação C.2 tem-se que  $T_{\text{gases}}$  é a temperatura dos gases e  $t^*$  é o tempo fictício (em horas) correspondente a  $t\Gamma$ , onde:

$$\Gamma = \left( \frac{O}{b} \right)^2 \left( \frac{1160}{0,04} \right)^2 \quad (\text{C.3})$$

$$O = A_v \frac{\sqrt{h_{\text{eq}}}}{A_t}, \quad \text{onde } 0,02 \leq O \leq 0,2 \quad (\text{m}^{1/2}) \quad (\text{C.4})$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda}, \quad \text{em } \text{J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{K} \quad \text{e } 100 \leq b \leq 2200 \quad (\text{C.5})$$

Nas equações C.4 e C.5,  $A_v$  é a área total das aberturas verticais em todas as paredes do compartimento (em m<sup>2</sup>),  $h_{\text{eq}}$  é a média ponderada da altura das aberturas verticais em todas as paredes (em m),  $A_t$  é a área total da superfície envolvente (paredes, teto e pavimento, incluindo aberturas) (em m<sup>2</sup>),  $\rho$  é a massa específica do material de vedação do compartimento (em kg/m<sup>3</sup>),  $c$  é o calor específico do material de vedação do compartimento (em J/kgK) e  $\lambda$  a condutividade térmica do material de vedação do compartimento (em W/mK).

A fase de aquecimento da curva descrita pela equação (C.2) ocorre até um tempo  $t_{\text{max}}$  determinado por:

$$t_{\text{max}} = \max \left[ \left( 0,2 \cdot 10^{-3} \times \frac{q_{t,d}}{O} \right); t_{\text{lim}} \right] \quad (\text{em h}) \quad (\text{C.6})$$

onde  $q_{t,d}$  é o valor de cálculo da carga de incêndio específica referido à área  $A_t$  da superfície de vedação, enquanto  $t_{\text{lim}}$  é o tempo limite da fase de aquecimento em função da velocidade

de propagação do incêndio. Com relação à fase de resfriamento deste modelo de incêndio, a taxa de resfriamento pode ser obtida de acordo como:

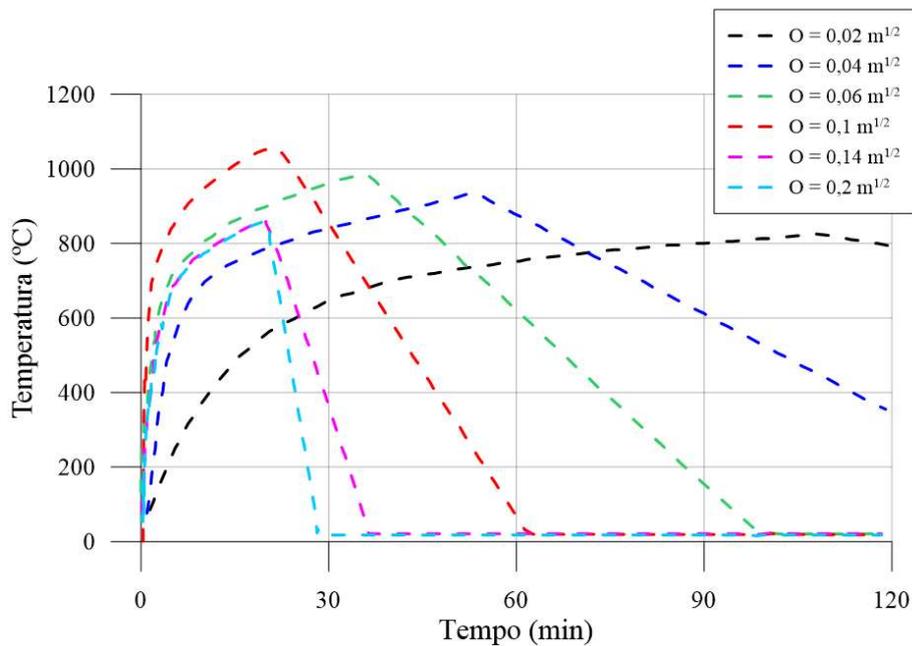
$$\frac{dT_{\text{gases}}}{dt^*} = \begin{cases} -650 & \text{se } t_{\text{max}}^* \leq 0,5 \\ -250(3 - t_{\text{max}}^*) & \text{se } 0,5 < t_{\text{max}}^* < 2 \\ -250 & \text{se } t_{\text{max}}^* \geq 2 \end{cases} \quad (\text{C.7})$$

com:

$$t_{\text{max}}^* = \left( 0,2 \cdot 10^{-3} \times \frac{q_{t,d}}{O} \right) \times \Gamma \quad (\text{C.8})$$

Na Figura C.2 são mostradas as curvas de incêndio parametrizadas onde os parâmetros empregados são:  $q_{t,d} = 180 \text{ MJ/m}^2$ ,  $b = 1160 \text{ J/m}^2\text{s}^{-1/2}\text{K}$ ,  $t_{\text{lim}} = 20 \text{ min}$  e, por fim, o fator de abertura,  $O$ , variando de  $0,02 \text{ m}^{1/2}$  até  $0,2 \text{ m}^{1/2}$ .

Observa-se nessa figura que para o incêndio controlado pela ventilação (instante correspondente à temperatura máxima dado por  $0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/O$ ) o aumento do grau de ventilação,  $O$ , conduz a incêndios mais curtos e mais severos, situação que permanecerá até que o incêndio passa a ser controlado pela carga de incêndio, ou seja, temperatura máxima correspondente ao tempo  $t = t_{\text{lim}}$ , que neste caso corresponde a 20 min.



**Figura C.2** Curvas de incêndio paramétricas

# Apêndice D

## Análise Térmica via CS-ASA/FA

### D.1 Introdução

No contexto numérico, a análise de elementos estruturais sob altas temperaturas é possível através de duas etapas fundamentais: análise térmica e análise estrutural, que se interligam. Deve-se destacar a importância da consideração do comportamento inelástico do material em função da temperatura e dos efeitos de segunda ordem devidos a mudanças de geometria, pois sabe-se que a capacidade resistente dos elementos, à medida que a temperatura aumenta, diminui consideravelmente. Além de modificar as propriedades dos materiais, o acréscimo de temperatura acarreta ainda no surgimento de deformações térmicas em função do alongamento dos materiais. Sendo assim, as informações provenientes da análise térmica são fundamentais para se alcançar, de forma satisfatória, o comportamento termo estrutural.

No desenvolvimento do presente trabalho foi implementado um módulo computacional, denominado CS-ASA/FA, para realizar a análise térmica em regime permanente e transiente de seções transversais. De forma a viabilizar a análise estrutural em situação de incêndio, inúmeras análises foram realizadas com esse módulo. O intuito foi validar as implementações feitas, verificar sua capacidade em determinar de forma satisfatória o campo de temperaturas nas seções transversais dos elementos estruturais e verificar a versatilidade do módulo nas mais diversas possibilidades de aplicações na prática da construção civil.

O conjunto de uma série de análise térmica de seções transversais de elementos estruturais, comumente empregadas na construção civil, é mostrada neste apêndice. Vale destacar que procurou-se tratar nos exemplos as situações mais diversas tais como: seções transversais em aço, concreto e mistas de aço e concreto; presença ou não de material de

proteção térmica; condições variadas de exposição ao fogo (1, 2, 3 ou 4 faces) e; discretização da seção transversal em elementos planos lineares e quadráticos (Apêndice B). Além disso, buscou-se avaliar a influência/eficiência dos dois procedimentos de solução disponíveis no CS-ASA/FA, incremental simples e incremental-iterativo (Picard e Newton-Raphson), para a obtenção das temperaturas nodais. Os resultados obtidos foram comparados às soluções experimentais e numéricas encontradas na literatura, bem como com os resultados obtidos com o programa computacional SAFIR (Franssen, 2005), versão 2014.a.1, desenvolvido na Universidade de Liege.

Para as análises transientes, considerou-se a curva de incêndio padrão, Equação (3.1), e o parâmetro que define o esquema de integração no tempo ( $\theta$ ) foi tomado igual a 0,9, conforme adotado no SAFIR. As propriedades térmicas do aço são aquelas indicadas pela EN 1993-1-2:2005 e do concreto dadas pela EN 1992-1-2:2004, considerando a variação com a temperatura. Outros parâmetros adotados são destacados em cada exemplo.

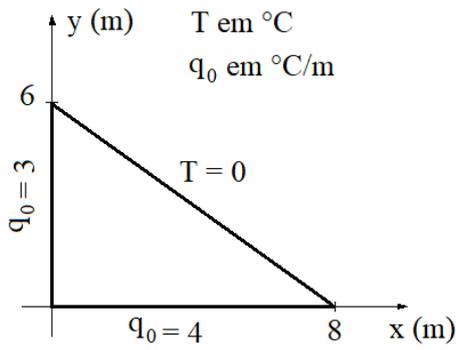
Destaca-se que os resultados alcançados com o módulo CS-ASA/FA se mostram satisfatórios tanto para as análises em regimes permanente e transiente.

## **D.2 Problemas em Regime Permanente**

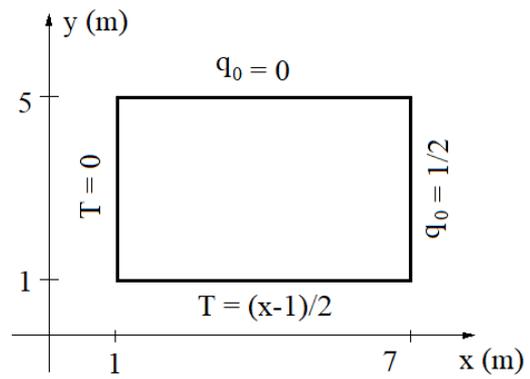
### **D.2.1 Placas Submetidas a Temperaturas e Fluxos Prescritos**

Este exemplo foi analisado por Barros (2016) que utilizou o módulo computacional desenvolvido, CS-ASA/FA, para obter os resultados. Trata-se de um problema estacionário (permanente) de condução de calor de duas placas, uma triangular e outra retangular, submetidas a temperaturas e fluxos prescritos, conforme ilustrado na Figura D.1.

As respostas alcançadas são comparadas às respostas analíticas de Camargo *et al.* (2015). As malhas adotadas na análise, para as duas placas, são mostradas na Figura D.2, onde foi utilizado o elemento finito triangular linear (T3) para a discretização. Como não foi especificado qual o material constituinte das placas, foi considerado o valor 1,0 para a condutividade térmica. Os resultados encontrados coincidem, exatamente, com os resultados obtidos analiticamente e são destacados na Tabela D.1.

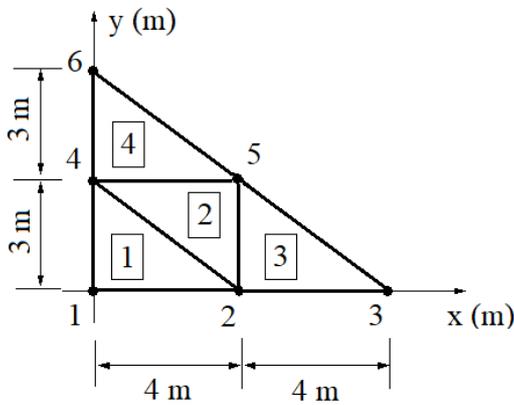


(a) Placa triangular

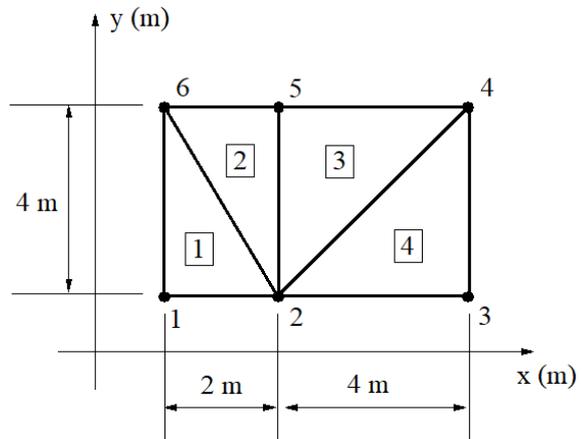


(b) Placa retangular

**Figura D.1** Placas: geometria e condições de contorno (Barros, 2016)



(a) Placa triangular



(b) Placa retangular

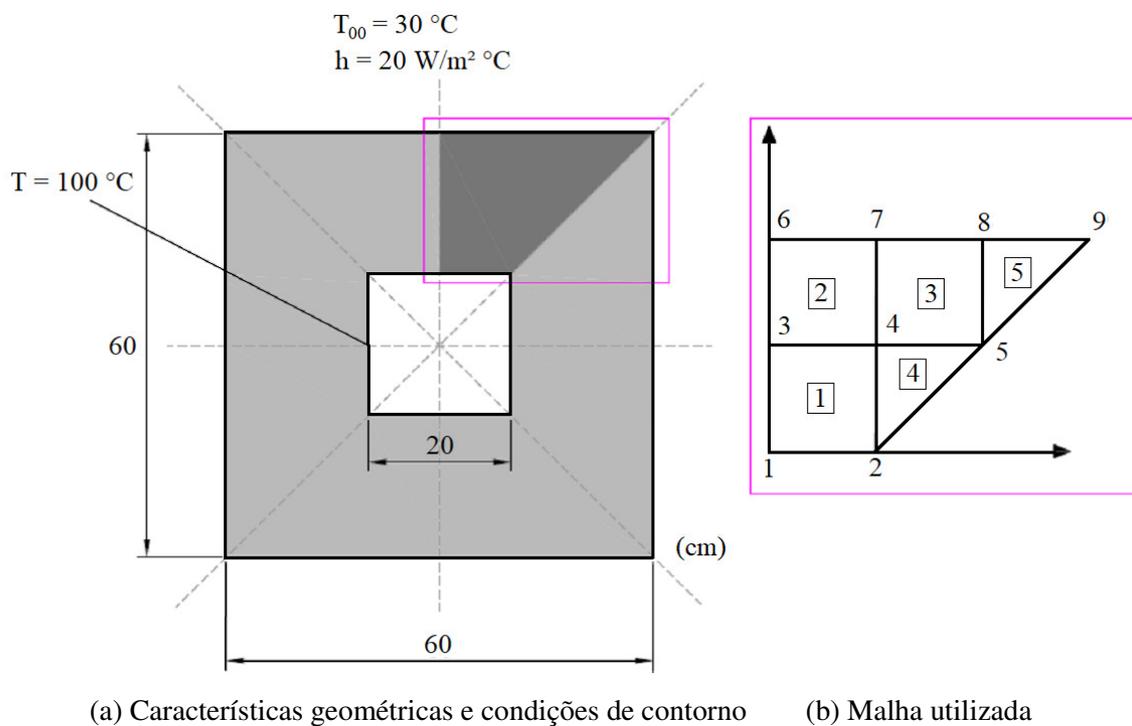
**Figura D.2** Malha de elementos finitos adotada (Barros, 2016)

**Tabela D.1** Temperaturas nodais: placa triangular e placa retangular

| Temperaturas (°C) |                  |                                |                                 |                  |                                |                                 |
|-------------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Nó                |                  | Presente Trabalho<br>CS-ASA/FA | Camargo <i>et al.</i><br>(2015) |                  | Presente Trabalho<br>CS-ASA/FA | Camargo <i>et al.</i><br>(2015) |
| 1                 | Placa Triangular | 24                             | 24                              | Placa Retangular | 0                              | 0                               |
| 2                 |                  | 12                             | 12                              |                  | 1                              | 1                               |
| 3                 |                  | 0                              | 0                               |                  | 3                              | 3                               |
| 4                 |                  | 12                             | 12                              |                  | 3                              | 3                               |
| 5                 |                  | 0                              | 0                               |                  | 1                              | 1                               |
| 6                 |                  | 0                              | 0                               |                  | 0                              | 0                               |

## D.2.2 Chaminé Industrial

O exemplo seguinte apresentado por Moaveni (1999), consiste na análise térmica de uma chaminé industrial feita de concreto conforme apresentada na Figura D.3. As características geométricas e condições de contorno dessa chaminé são mostradas na Figura D.3a, onde  $T_{\infty}$  é a temperatura ambiente no contorno da chaminé,  $h$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção da superfície e  $T$  é a temperatura interna da chaminé, que é assumida uniforme. Em função da simetria do problema, modelou-se apenas 1/8 da área da chaminé, conforme Figura D.3b, com elementos finitos do tipo T3 e Q4. Para esta análise, a condutividade térmica do concreto é assumida igual a  $1,4 \text{ W/m}^{\circ\text{C}}$ . Os resultados alcançados através do CS-ASA/FA são mostrados na Tabela D.2.



**Figura D.3** Chaminé industrial

Comparou-se os resultados desta análise com os obtidos em Moaveni (1999) e Rigobello (2011). Esse último utilizou um código para análise térmica também baseado no MEF. Nota-se que os resultados encontrados aqui praticamente coincidem com aqueles da literatura.

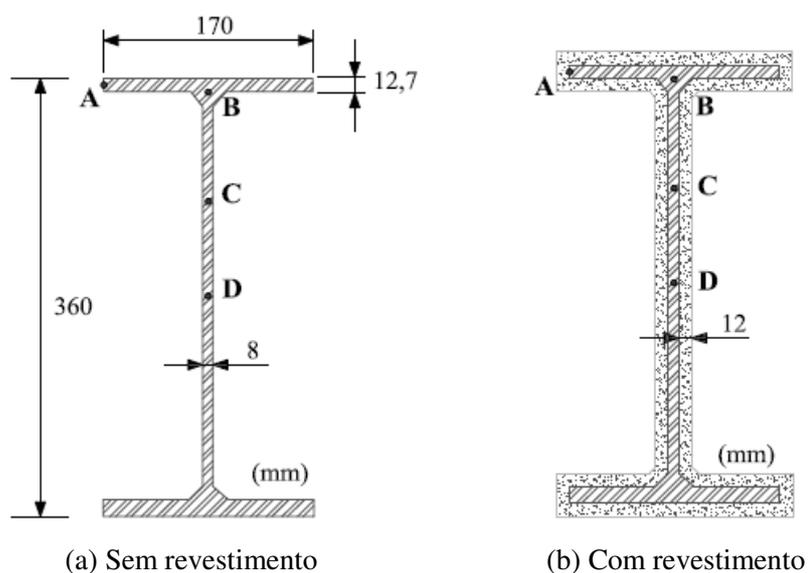
**Tabela D.2** Temperaturas nodais da chaminé industrial

| Temperaturas (°C) |                                |                |                  |
|-------------------|--------------------------------|----------------|------------------|
| Nó                | Presente Trabalho<br>CS-ASA/FA | Moaveni (1999) | Rigobello (2011) |
| 1                 | 100                            | 100            | 100              |
| 2                 | 100                            | 100            | 100              |
| 3                 | 70,95                          | 70,83          | 70,95            |
| 4                 | 67,12                          | 67,02          | 67,12            |
| 5                 | 51,64                          | 51,56          | 51,64            |
| 6                 | 45,94                          | 45,88          | 45,94            |
| 7                 | 43,73                          | 43,67          | 43,73            |
| 8                 | 40,13                          | 40,10          | 40,13            |
| 9                 | 32,72                          | 32,73          | 32,72            |

### D.3 Problemas em Regime Transiente

#### D.3.1 Perfil I Laminado sem e com Revestimento tipo Contorno

A análise térmica transiente de um perfil I laminado do tipo IPE 360, conforme Figura D.4, é apresentado nesta subsecção.



**Figura D.4** Perfil I laminado IPE 360

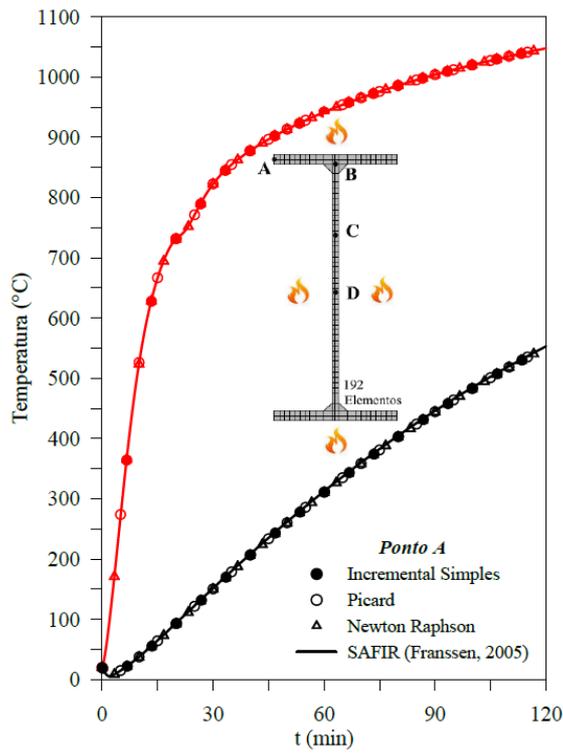
Baseado num exemplo apresentado por Rigobello (2011), o perfil foi considerado exposto ao fogo por todos os lados. Inicialmente, modelou-se o perfil sem e com proteção

térmica (Figura D.4a e b, respectivamente), com uma malha contendo os elementos lineares, Q4 e T3. A seção em aço foi discretizada em 192 elementos finitos (4 elementos T3 e 188 elementos Q4) mais 176 elementos relativos ao revestimento térmico (8 elementos T3 e 168 elementos Q4). O revestimento considerado foi do tipo contorno constituído por argamassa projetada, Blaze Shield II, de espessura igual a 12 mm. As propriedades térmicas do material de revestimento contra fogo foram consideradas constantes, sendo: calor específico de 2093 J/kg°C, condutividade térmica de 0,043 W/m°C, massa específica igual a 240 kg/m<sup>3</sup> (fonte: Isolatek) e a emissividade resultante igual a 0,8 de acordo com recomendação do EN 1991-1-2:2002. A seção com e sem revestimento contra o fogo é exposta ao incêndio padrão por todos os lados, sendo o coeficiente de transferência de calor por convecção adotado igual a 25 W/m<sup>2</sup>C. Para as análises do perfil, foram considerados os quatro pontos destacados na Figura D.4. O objetivo com este exemplo é validar as implementações realizadas no CS-ASA/FA usando os resultados obtidos através do programa computacional renomado, SAFIR 2014.a.1 (Franssen, 2005).

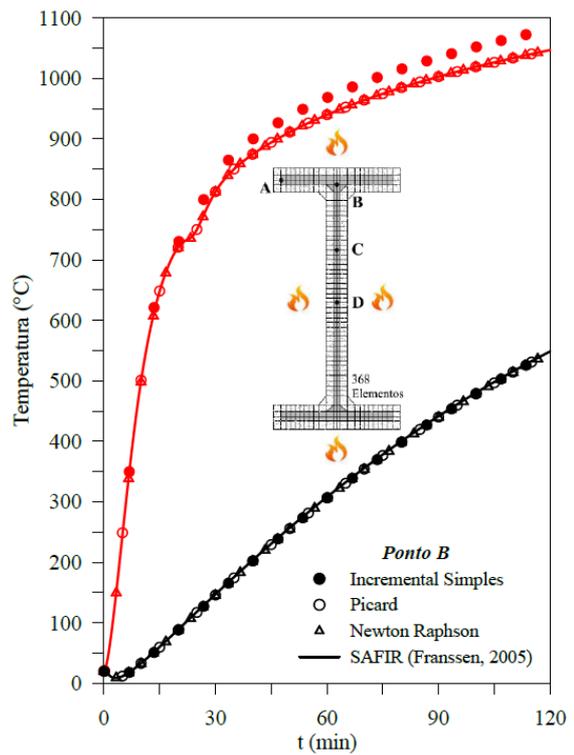
Nos gráficos da Figura D.5 são mostrados os resultados obtidos com os procedimentos de solução disponíveis no CS-ASA/FA: incremental simples; e incremental-iterativo (Picard e Newton-Raphson). As curvas temperatura versus tempo obtidas para os pontos A, B, C e D considerando a situação do perfil sem e com revestimento (Figura D.5) apresentam concordância satisfatória com os resultados obtidos através do programa SAFIR 2014.a.1. Destaca-se uma pequena divergência no gráfico relativo às temperaturas no ponto B (Figura D.5b) quando o procedimento de solução incremental simples é adotado. Observa-se que essa divergência é corrigida quando é usado o procedimento incremental-iterativo, tanto com Picard quanto Newton-Raphson.

Ainda com relação às curvas da Figura D.5, é possível perceber o comportamento distinto do aquecimento da seção do perfil IPE 360 quando da utilização do material de proteção térmica. Nota-se claramente uma discrepância significativa nas temperaturas nos pontos destacados. A utilização do revestimento térmico especificado reduziu em torno de 64% (60 min) no ponto D, por exemplo, o que justifica ser uma alternativa cada vez mais comum na proteção do elemento estrutural metálico visando aumentar a sua resistência em situação de incêndio.

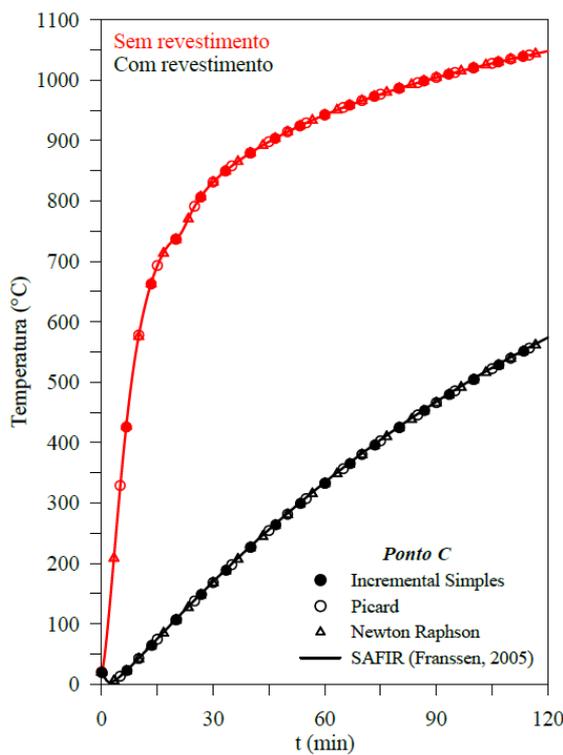
O tempo de processamento das análises é mostrado na Tabela D.3 em função do procedimento de solução usado. Como esperado, o procedimento incremental simples apresenta o menor tempo de processamento, no entanto, pode apresentar divergência na resposta, como observado na Figura D.5b.



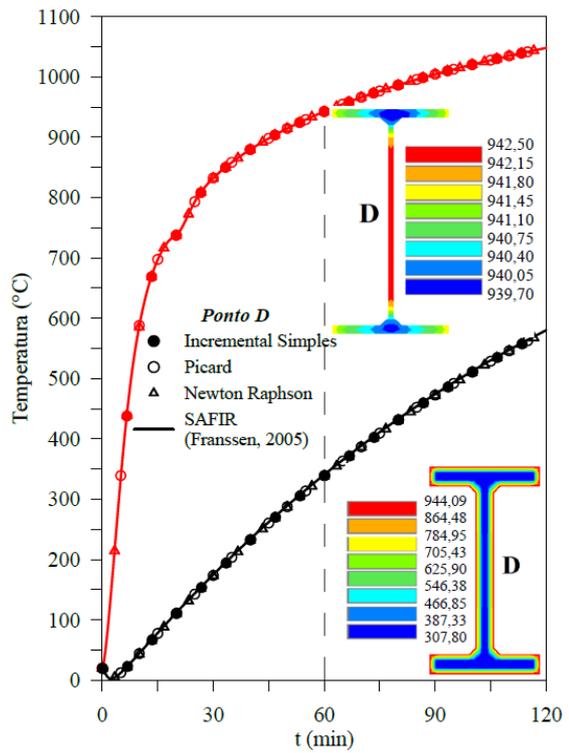
(a) Ponto A



(b) Ponto B



(c) Ponto C



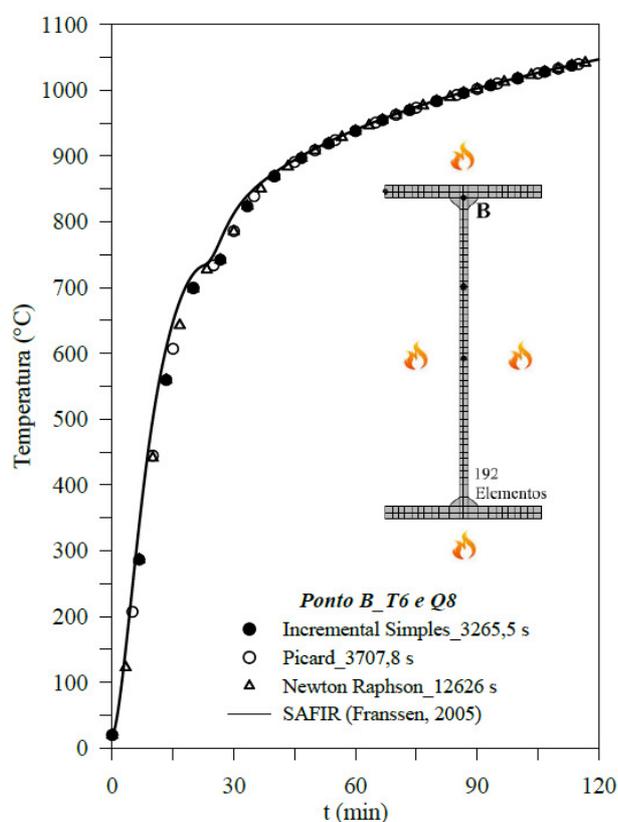
(d) Ponto D

**Figura D.5** Curvas temperatura  $\times$  tempo: sem e com revestimento

A mesma malha foi discretizada pelos elementos quadráticos T6 e Q8 para a análise do perfil sem proteção térmica. Os resultados para o ponto B são apresentados na Figura D.6, onde percebe-se boa proximidade com os resultados do SAFIR 2014.a.1.

**Tabela D.3** Tempo de processamento da análise

| Tempo de Análise (s) |                     |                              |                                      |
|----------------------|---------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| Proteção             | Incremental Simples | Incremental-iterativo Picard | Incremental-iterativo Newton-Raphson |
| Não                  | 206,88              | 229,97                       | 647,41                               |
| Sim                  | 776,98              | 793,15                       | 2499,6                               |

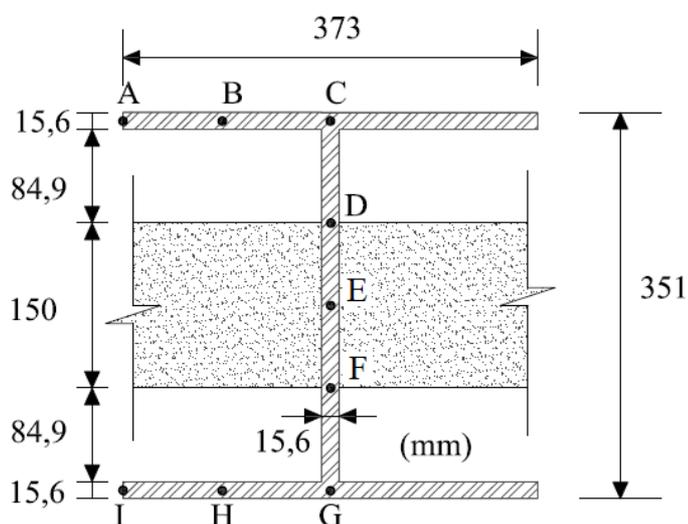


**Figura D.6** Curva temperatura x tempo do ponto B: elementos T6 e Q8

Nota-se que a divergência ocorrida para a malha com elementos lineares, usando o procedimento incremental simples, não se repete para a malha com elementos quadráticos. A justificativa pode estar relacionada à maior precisão desses elementos. O tempo de processamento das análises é destacado também na Figura D.6. Para os demais pontos, a malha com elementos quadráticos também apresenta resultados satisfatórios, como pode ser visto em Pires *et al.* (2015, 2018).

### D.3.2 Perfil HE 360x132 Pertencente à Vedação

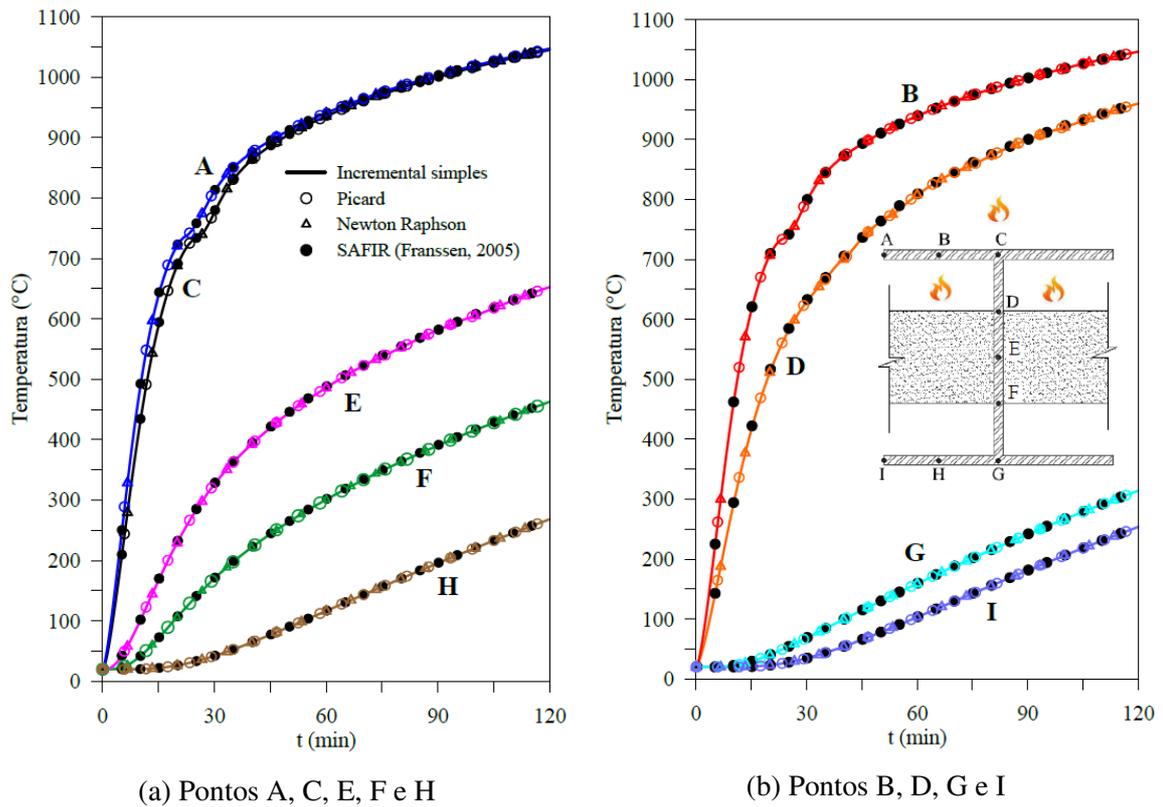
Um perfil laminado, HE360x132, pertencente à vedação constituída de concreto celular autoclavado é avaliado aqui conforme estudo realizado por Ribeiro (2004). Os detalhes da seção são mostrados na Figura D.7, onde constam suas dimensões e da vedação, bem como os pontos onde serão obtidas as curvas temperatura versus tempo. Para a análise, o perfil está sujeito ao incêndio apenas na parte superior da vedação, com coeficiente de transferência de calor por convecção adotado igual a  $25 \text{ W/m}^2\text{°C}$ . As propriedades térmicas da vedação foram consideradas constantes, sendo: calor específico de  $1008 \text{ J/kg°C}$ , condutividade térmica igual a  $0,13 \text{ W/m°C}$ , massa específica igual a  $430 \text{ kg/m}^3$  (fonte: catálogo Construpor) e a emissividade resultante de 0,7.



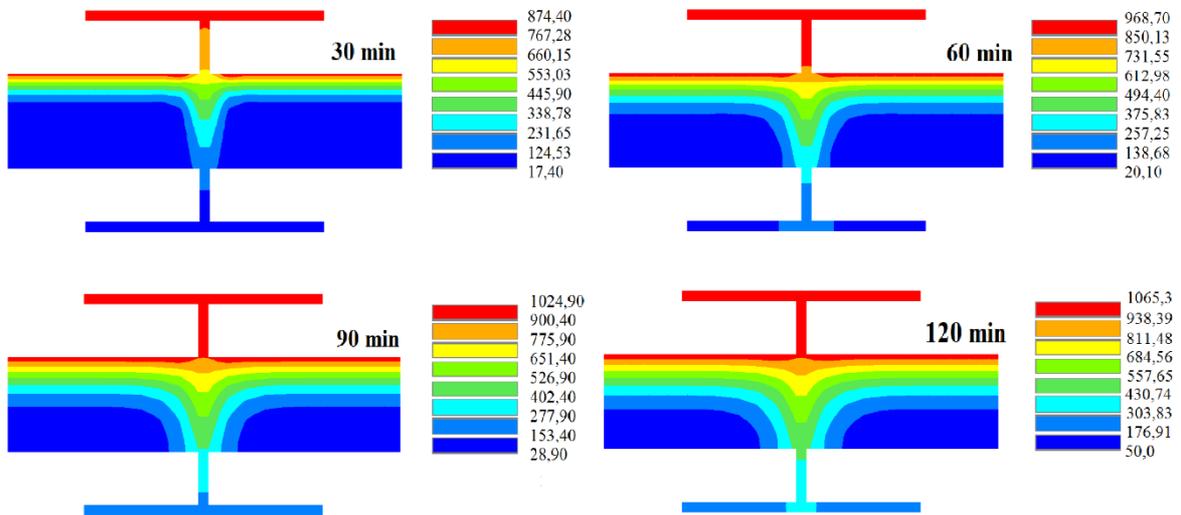
**Figura D.7** Perfil HE360x132 pertencente à vedação

A evolução da temperatura dos pontos de A até I é apresentada na Figura D.8, onde, mais uma vez, é observada a boa concordância com os resultados obtidos com o programa computacional SAFIR 2014.a.1. A distribuição de temperatura ao longo da seção é obtida com o auxílio do pós processador Diamond 2012.a.0, também desenvolvido na Universidade de Liege, e mostrada na Figura D.9.

Conforme destacou Ribeiro (2004), é importante observar o gradiente térmico entre as mesas do perfil. Mesmo para um tempo de 30 min de exposição ao fogo, o gradiente é em torno de  $700\text{°C}$ , o que pode causar deformações não previstas, inicialmente, na estrutura.



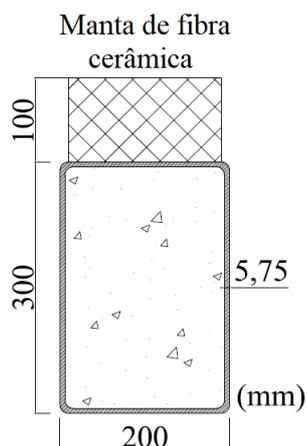
**Figura D.8** Curva temperatura x tempo para os pontos de A até I



**Figura D.9** Distribuição de temperatura (°C) na seção do perfil

### D.3.3 Perfil Tubular Retangular Preenchido com Concreto

Uma seção tubular retangular em aço, preenchida com concreto, conforme a Figura D.10 é analisada nesta subseção.

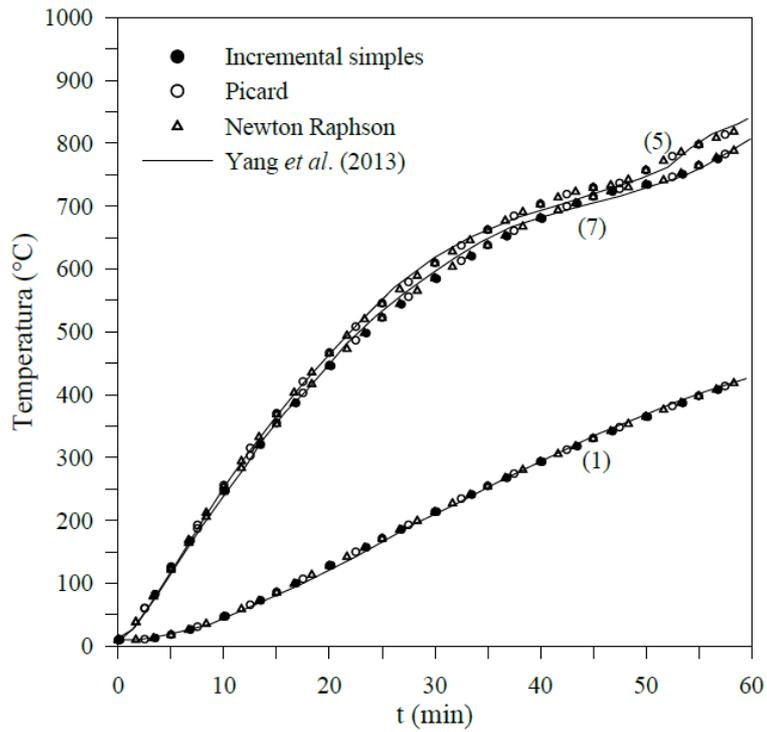


**Figura D.10** Perfil tubular preenchido com concreto

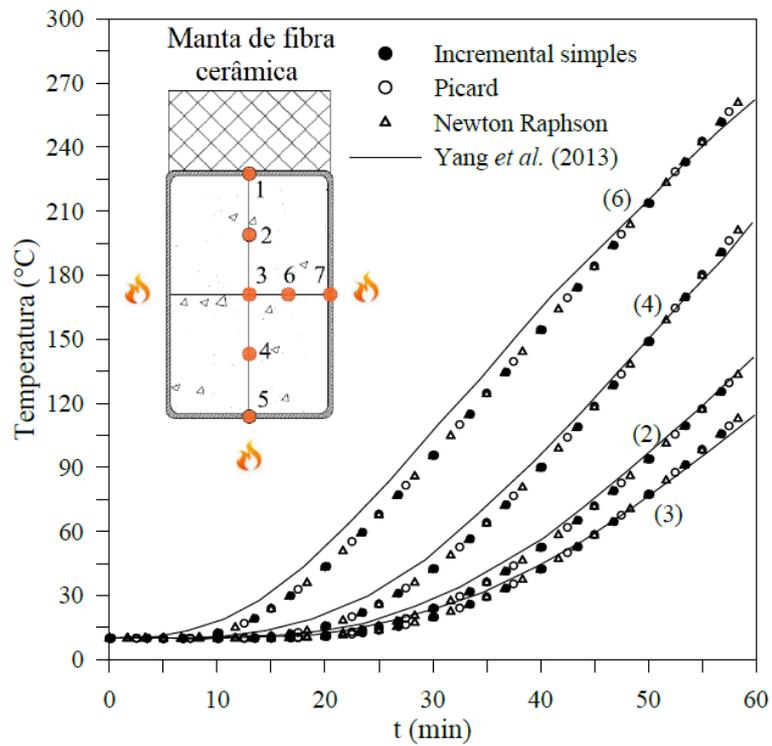
Yang *et al.* (2013) destacam que o comportamento de elementos estruturais com essa seção transversal sujeito a incêndios uniformes tem sido bem estudado ao longo das últimas décadas. No entanto, o conhecimento do desempenho de elementos estruturais expostos ao fogo em 3 lados, que é um cenário comum na prática, é limitado. Sendo assim, esses autores analisaram tal exemplo, experimentalmente, utilizando uma manta de fibra cerâmica para simular o lado não exposto ao fogo. Os resultados obtidos por Yang *et al.* (2013) são usados para comparação.

Na Figura D.11 é mostrada a distribuição de temperatura no interior da seção transversal em estudo, sendo em (a) os pontos no perfil metálico e, em (b), os pontos na região do concreto. Adotou-se uma malha estruturada com 308 elementos finitos quadrilaterais, lineares, para a discretização da seção transversal. Utilizou-se um incremento de tempo,  $\Delta t$ , igual a 10 s. Pode-se perceber que as respostas obtidas neste trabalho apresentam uma concordância satisfatória com os resultados experimentais alcançados por Yang *et al.* (2013).

Com o intuito de verificar a influência do incremento de tempo,  $\Delta t$ , na obtenção da distribuição de temperatura na seção, adotou-se o ponto 6 na região de concreto (Figura D.11b) e variou-se o  $\Delta t$  nos seguintes valores: 1 s, 10 s, 30 s, 60 s, 90 s e 120 s. Os resultados são apresentados na Figura D.12. Pode-se perceber que, quanto maior o incremento de tempo, a temperatura tende a ser maior nos primeiros minutos de exposição ao fogo (entre 5 a 20 min). Foi observada uma diferença máxima de cerca de 4°C entre as curvas com  $\Delta t$  igual a 1 s e 120 s. A medida que o tempo de exposição ao fogo vai aumentando, as curvas praticamente coincidem.

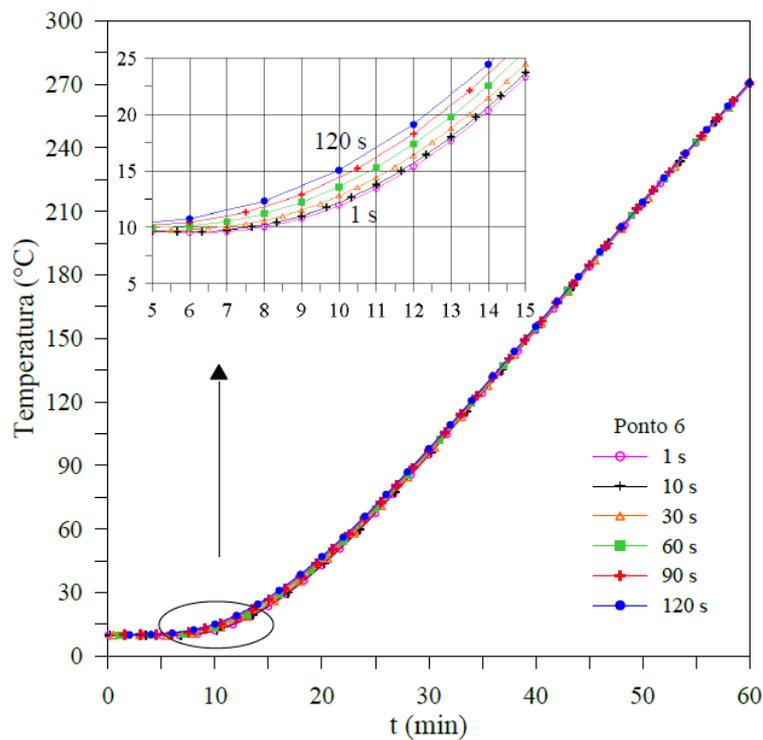


(a) Pontos no perfil em aço



(b) Pontos no interior em concreto

**Figura D.11** Curvas temperatura x tempo: perfil tubular preenchido com concreto



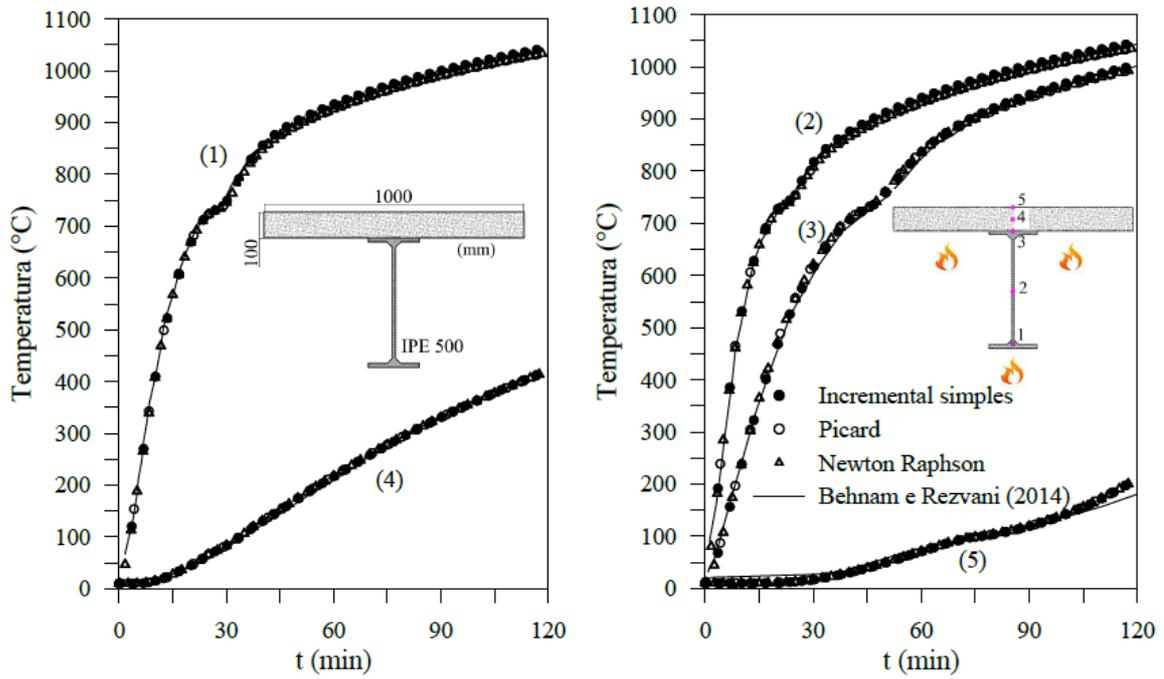
**Figura D.12** Variação do incremento de tempo para o ponto 6

### D.3.4 Viga Mista de Aço e Concreto

A seção transversal de uma viga mista de aço e concreto, ilustrada na Figura D.13a, é outra seção escolhida neste trabalho para avaliar o seu comportamento sob a ação do fogo.

A viga mista é formada pelo perfil IPE 500 e faz parte de uma estrutura de sete andares estudada por Behnam e Rezvani (2014). Esses autores investigaram a estrutura sujeita a ação de propagação do fogo através do programa computacional SAFIR (Franssen, 2005). Consideraram também a ação uniforme do fogo representada pela curva de incêndio padrão. Os resultados apresentados pelos autores, considerando a curva ISO 834-1, são utilizados para comparação.

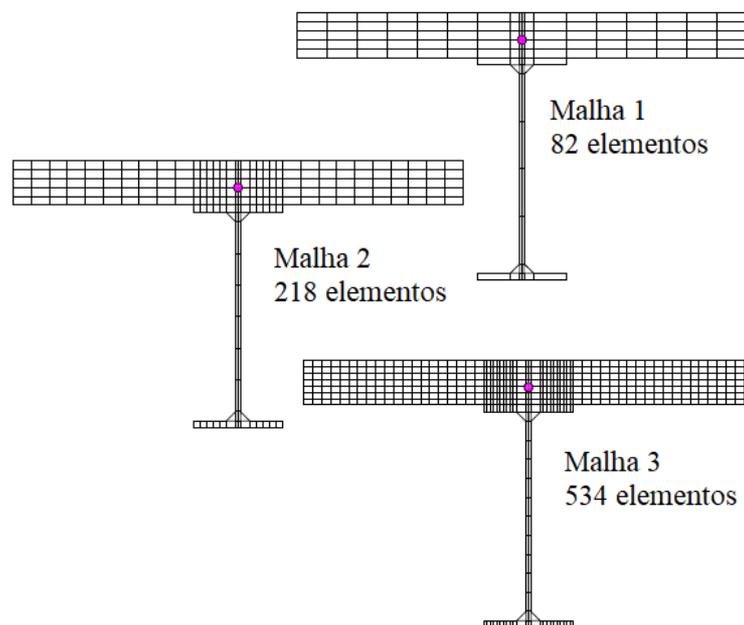
A curva temperatura  $x$  tempo para cinco pontos da seção transversal em estudo é mostrada nas Figuras D.13a e D.13b. Vale ressaltar que, no presente trabalho utilizou-se para a discretização da seção uma malha estruturada com 530 elementos finitos quadrilaterais e 4 elementos finitos triangulares, ambos lineares, que é apresentada na Figura D.14. Novamente é possível observar a boa concordância entre os resultados obtidos no presente trabalho e os resultados fornecidos por Behnam and Rezvani (2014).



(a) Curvas: pontos 1 e 4

(b) Curvas: pontos 2, 3 e 5

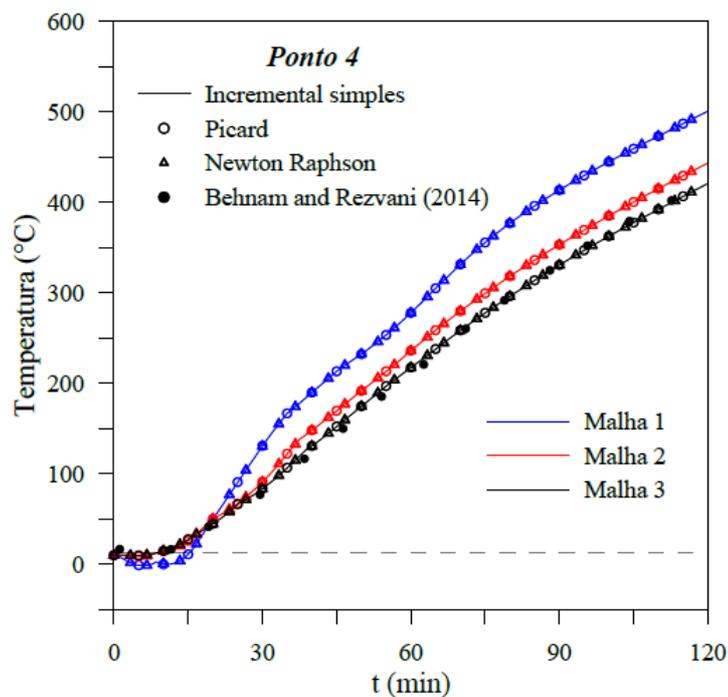
**Figura D.13** Distribuição de temperatura no interior da viga mista



**Figura D.14** Variação na malha de elementos finitos

Escolheu-se o ponto 4 para verificar a influência da discretização da malha de elementos finitos na obtenção da distribuição de temperaturas na seção. As malhas adotadas são ilustradas na Figura D.14, onde é destacado o número de elementos finitos usados em

cada uma. Optou-se por duas malhas menos refinadas (Malha 1 e 2) que a malha adotada inicialmente para o estudo da seção (Malha 3). Os resultados são apresentados na Figura D.15, onde percebe-se nitidamente que, à medida que a malha é refinada, melhor o resultado vai se tornando, ou seja, convergindo com os valores encontrados por Behnam e Rezvani (2014).



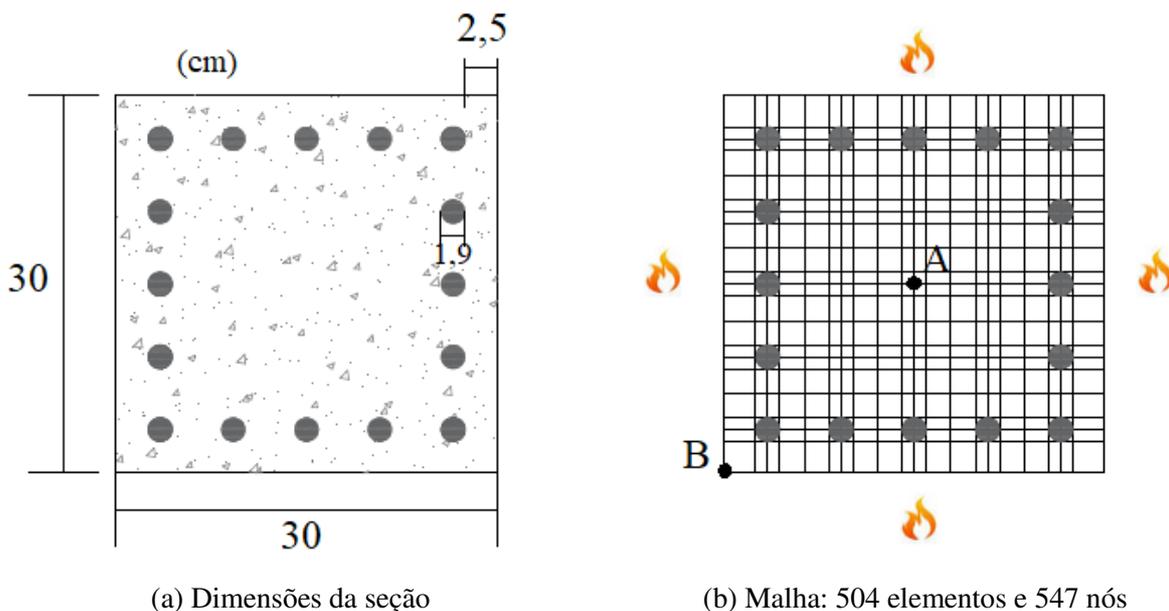
**Figura D.15** Distribuição de temperatura no ponto 4 para diferentes malhas

### D.3.5 Pilar de Concreto Armado

A seção transversal de um pilar de concreto de 30x30 (cm<sup>2</sup>) é analisada sob a condição de exposição ao fogo por todos os lados. O modelo possui 5 barras de 1,9 cm de diâmetro em cada face, 16 barras no total, com um cobrimento das armaduras de 2,5 cm e foi analisado também por Ribeiro (2004). As dimensões da seção e a malha de elementos finitos utilizada são ilustradas na Figura D.16.

No gráfico da Figura D.17 mostra-se o perfil de temperaturas relativo a linha BA. Os resultados alcançados por Ribeiro (2004) também são apresentados, conjuntamente com os perfis de temperatura prescritos no anexo A da EN 1992-1-2:2004 para este pilar (em °C e mm). Cabe ressaltar que a referida norma não leva em consideração a existência de armaduras. Através dos resultados, pode-se observar que as temperaturas obtidas no presente

trabalho na face do pilar (ponto B) são próximas às fornecidas por Ribeiro (2004) e coerentes com os perfis fornecidos na EN 1992-1-2:2004.

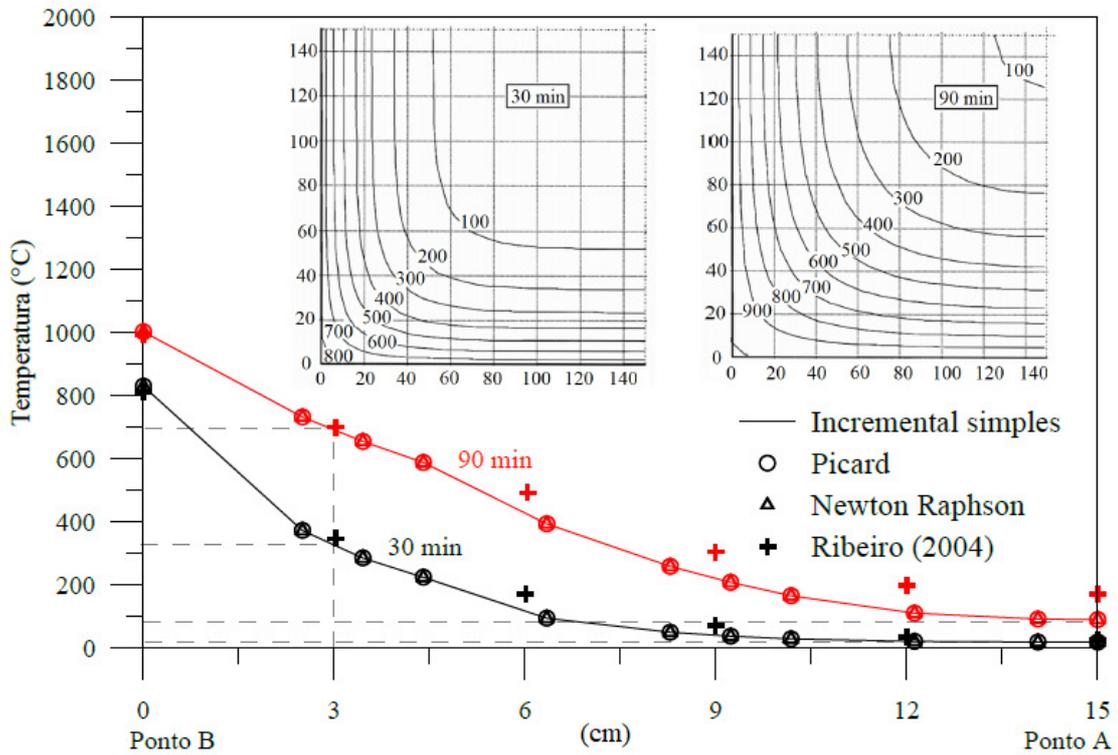


**Figura D.16** Pilar em concreto: seção transversal

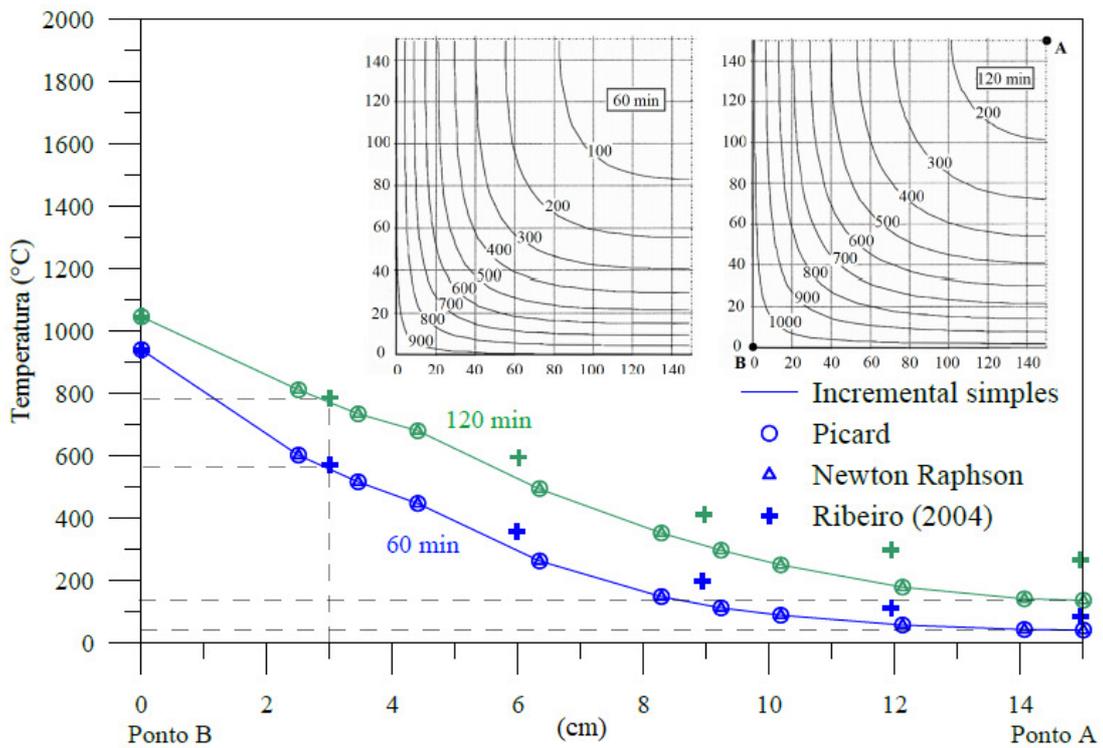
Observa-se que a 3,0 cm da face (região das armaduras), as temperaturas obtidas pelo CS-ASA/FA são, mais uma vez, próximas às de Ribeiro (2004). No entanto, são menores que as prescritas pela EN 1992-1-2:2004. Ribeiro (2004) destaca que isso pode ser explicado devido à presença da armadura. A alta condutividade térmica do aço, promove uma homogeneização das temperaturas em seu entorno.

A partir da seção das armaduras em direção ao centro do pilar (ponto A), as temperaturas encontradas no presente trabalho apresentam boa concordância com os perfis da EN 1992-1-2:2004 e divergem dos resultados de Ribeiro (2004) que atingem o dobro dessas temperaturas. É importante ressaltar que, no presente trabalho, utilizou-se os mesmos parâmetros adotados pela EN 1992-1-2:2004, diferente de Ribeiro (2004), ou seja: emissividade resultante do aço e concreto iguais a 0,7, o coeficiente de transferência de calor por convecção adotado igual a 25 W/m<sup>2</sup>°C e o calor específico do concreto calculado considerando umidade de 1,5%.

Com o intuito de verificar a influência do incremento de tempo,  $\Delta t$ , na obtenção da temperatura na seção transversal, a análise térmica da seção do pilar é refeita considerando agora os seguintes valores para  $\Delta t$ : 2 s, 10 s, 30 s, 60 s, 90 s. Os resultados são apresentados na Tabela D.4.



(a) 30 e 90 minutos



(b) 60 e 120 minutos

Figura D.17 Perfil de temperaturas relativo a linha BA

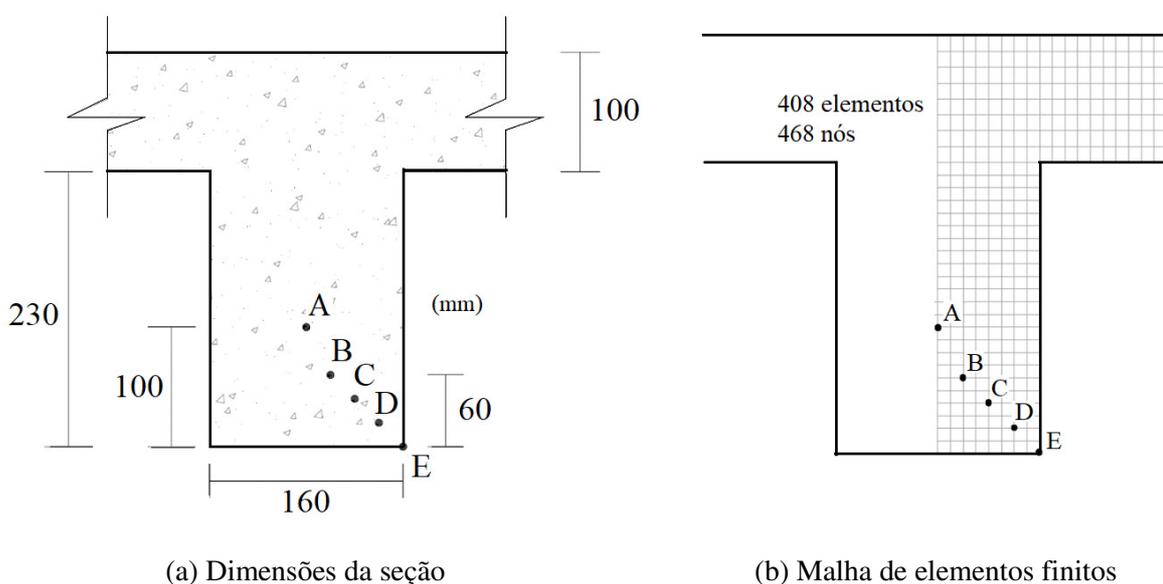
Através dos resultados obtidos, pode-se observar que a variação do  $\Delta t$  proporcionou uma diferença pouco significativa (de até 4°C) nos valores da temperatura nos pontos A e B.

**Tabela D.4** Resultados das temperaturas para diferentes incrementos de tempo

| Ponto          | A           |       |       | B           |        |         |
|----------------|-------------|-------|-------|-------------|--------|---------|
|                | Tempo (min) |       |       | Tempo (min) |        |         |
| $\Delta t$ (s) | 30          | 60    | 90    | 30          | 60     | 90      |
| 2              | 19,18       | 33,58 | 87,73 | 824,39      | 940,63 | 1003,48 |
| 10             | 19,19       | 33,87 | 88,05 | 824,07      | 940,53 | 1003,42 |
| 30             | 19,24       | 34,58 | 88,84 | 823,25      | 940,28 | 1003,27 |
| 60             | 19,32       | 35,61 | 89,97 | 821,96      | 939,90 | 1003,04 |
| 90             | 19,43       | 36,60 | 91,06 | 820,61      | 939,51 | 1002,81 |

### D.3.6 Viga de Concreto

A seção da viga de concreto exibida na Figura D.18 tem dimensões 160x230 mm<sup>2</sup> e é sobreposta por laje de 100 mm.



**Figura D.18** Seção transversal da viga de concreto

Essa seção foi analisada por Ribeiro (2004) e, posteriormente, por Caldas (2008). Os resultados desses autores são usados para comparação, conjuntamente com os valores de

temperatura segundo as isotermas do EN 1992-1-2:2004. Vale destacar que Ribeiro (2004) utiliza elementos finitos e realiza uma integração implícita no tempo, como no presente trabalho. Já Caldas (2008) adota um modelo de diferenças finitas. A viga é submetida ao fogo por todos os lados e a parte superior da laje está submetida ao arrefecimento.

Em função da simetria, discretizou-se metade da seção transversal com elementos quadrilaterais lineares, de acordo com a Figura D.18b. Os resultados alcançados no presente trabalho são apresentados na Tabela D.5, onde também é destacado o tempo de processamento da análise (TP). Para esses resultados considerou-se os parâmetros utilizados nas análises de Ribeiro (2004) e Caldas (2008), ou seja, a condutividade térmica igual ao limite superior (mais adequada a estruturas mistas), emissividade relativa igual a 0,5, umidade igual a 0% e incremento de tempo,  $\Delta t$ , igual a 30 s.

**Tabela D.5** Resultados das temperaturas para a viga de concreto

| <b>Temperaturas (°C)</b> |           |                                    |                       |                      |                 |
|--------------------------|-----------|------------------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|
| <b>TRRF (min)</b>        | <b>Nó</b> | <b>Presente Trabalho CS-ASA/FA</b> | <b>Ribeiro (2004)</b> | <b>Caldas (2008)</b> | <b>Eurocode</b> |
| <b>30</b>                | A         | 105                                | 100                   | 101                  | ---             |
|                          | B         | 172                                | 170                   | 179                  | 130             |
|                          | C         | 295                                | 299                   | 315                  | 255             |
|                          | D         | 525                                | 532                   | 559                  | 490             |
|                          | E         | 823                                | 813                   | 813                  | 820             |
| <b>60</b>                | A         | 277                                | 280                   | 279                  | ---             |
|                          | B         | 376                                | 385                   | 402                  | 330             |
|                          | C         | 523                                | 536                   | 559                  | 470             |
|                          | D         | 748                                | 755                   | 781                  | 740             |
|                          | E         | 940                                | 938                   | 937                  | 939             |
| <b>TP(min)</b>           |           | 1,78                               | 4,0                   | 0,4                  | ---             |

É possível perceber uma boa relação entre os resultados do presente trabalho com os apresentados por Ribeiro (2004) e Caldas (2008). No entanto, quando comparados às temperaturas das isotermas da EN 1992-1-2:2004 (Eurocode), os resultados diferem um pouco. Essa diferença está associada principalmente às propriedades do concreto adotadas na análise. As isotermas apresentadas pela norma europeia foram obtidas considerando 1,5% de umidade, o limite inferior para a condutividade térmica e a emissividade resultante igual a 0,7. Os resultados da análise considerando os parâmetros utilizados na norma europeia são

indicados na Tabela D.6. Pode-se perceber agora uma boa concordância entre os resultados do presente trabalho com os prescritos pelo Eurocode.

Vale ressaltar que os resultados apresentados nas Tabelas D.5 e D.6 foram alcançados utilizando o procedimento de solução incremental simples. Nas Tabelas D.7 e D.8 são mostrados os resultados para as duas análises (considerando os parâmetros adotados por Ribeiro (2004) e Caldas (2008) e, considerando os parâmetros do Eurocode, respectivamente) usando os processos iterativos de Picard e Newton-Raphson.

**Tabela D.6** Temperaturas para a viga de concreto: parâmetros da EN 1992-1-2:2004

| <b>Temperaturas (°C)</b> |           |                                    |                 |
|--------------------------|-----------|------------------------------------|-----------------|
| <b>TRRF (min)</b>        | <b>Nó</b> | <b>Presente Trabalho CS-ASA/FA</b> | <b>Eurocode</b> |
| <b>30</b>                | A         | 64                                 | ---             |
|                          | B         | 112                                | 130             |
|                          | C         | 248                                | 255             |
|                          | D         | 518                                | 490             |
|                          | E         | 832                                | 820             |
| <b>60</b>                | A         | 186                                | ---             |
|                          | B         | 304                                | 330             |
|                          | C         | 480                                | 470             |
|                          | D         | 741                                | 740             |
|                          | E         | 942                                | 939             |

**Tabela D.7** Resultados dos diferentes procedimentos de solução

| <b>Temperaturas (°C)</b> |           |                            |               |                       |
|--------------------------|-----------|----------------------------|---------------|-----------------------|
| <b>TRRF (min)</b>        | <b>Nó</b> | <b>Incremental Simples</b> | <b>Picard</b> | <b>Newton-Raphson</b> |
| <b>30</b>                | A         | 105                        | 106           | 104                   |
|                          | B         | 172                        | 174           | 171                   |
|                          | C         | 295                        | 297           | 294                   |
|                          | D         | 525                        | 528           | 525                   |
|                          | E         | 823                        | 825           | 823                   |
| <b>60</b>                | A         | 277                        | 277           | 275                   |
|                          | B         | 376                        | 376           | 374                   |
|                          | C         | 523                        | 524           | 522                   |
|                          | D         | 748                        | 749           | 748                   |
|                          | E         | 940                        | 941           | 940                   |
| <b>TP(min)</b>           |           | 1,78                       | 2,28          | 6,53                  |

Pode-se perceber pouca diferença entre os resultados obtidos com procedimento incremental simples e o procedimento incremental-iterativo considerando os algoritmos de Picard e Newton-Raphson.

**Tabela D.8** Resultados dos diferentes procedimentos de solução: parâmetros da EN 1992-1-2:2004

| <b>Temperaturas (°C)</b> |           |                            |               |                       |
|--------------------------|-----------|----------------------------|---------------|-----------------------|
| <b>TRRF (min)</b>        | <b>Nó</b> | <b>Incremental Simples</b> | <b>Picard</b> | <b>Newton-Raphson</b> |
| <b>30</b>                | A         | 64                         | 64            | 63                    |
|                          | B         | 112                        | 112           | 110                   |
|                          | C         | 248                        | 249           | 246                   |
|                          | D         | 518                        | 520           | 518                   |
|                          | E         | 832                        | 834           | 832                   |
| <b>60</b>                | A         | 186                        | 187           | 186                   |
|                          | B         | 304                        | 304           | 303                   |
|                          | C         | 480                        | 481           | 479                   |
|                          | D         | 741                        | 742           | 741                   |
|                          | E         | 942                        | 943           | 942                   |

# Apêndice E

## Curvas de Interação (N-M) sob o Fogo via CS-ASA/FSA

### E.1 Introdução

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.

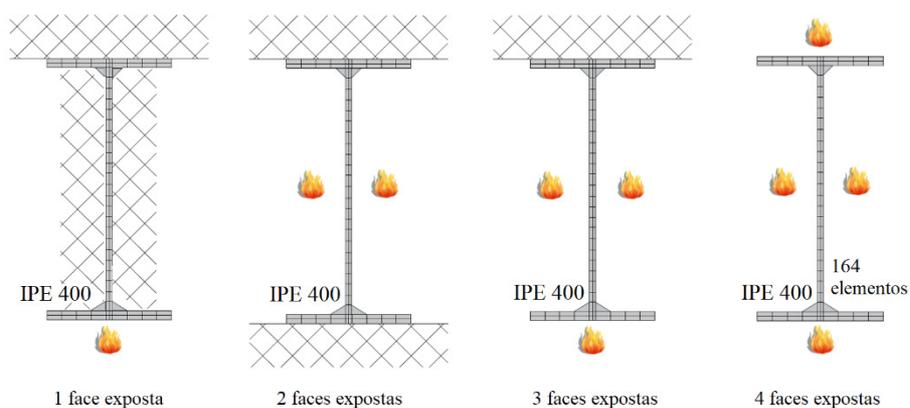
As curvas de interação esforço normal-momento fletor (N-M) (ou curvas de resistência) de uma seção transversal são uma ferramenta essencial e comumente utilizada em escritórios de projeto estrutural. A capacidade resistente da seção é rapidamente avaliada relacionando os valores últimos dos momentos 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, são apresentadas neste apêndice as curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais empregados na construção civil, submetidos a ação do fogo, obtidas através da estratégia generalizada baseada no método da compatibilidade de deformações (MCD), mostrada e detalhada no Capítulo 5, além de considerar a análise térmica em regime transiente conforme apresentado no Capítulo 4. A formulação empregada viabiliza a construção das curvas (N-M) para seções transversais em aço, concreto armado e seções mistas em aço-concreto, sujeitas a diferentes distribuições de temperatura. Os resultados obtidos são comparados com respostas numéricas presentes na literatura. Destaca-se que para os exemplos das seções E.2 e E.3, a curva de incêndio padrão ISO 834-1 foi adotada.

## E.2 Seção IPE 400

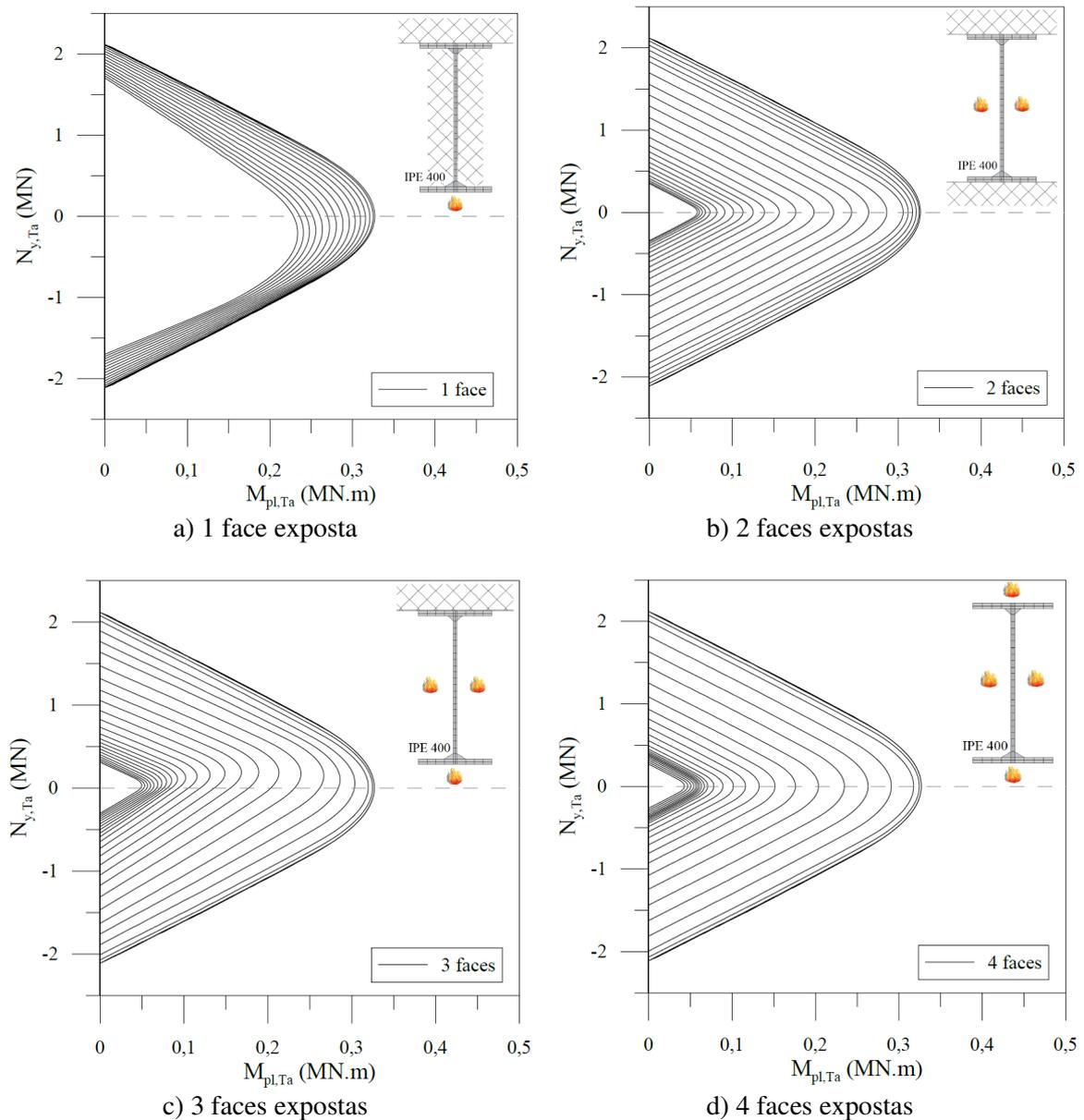
Diante dos resultados satisfatórios obtidos nos exemplos das seções 6.3 e 6.4 do Capítulo 6, o objetivo deste exemplo é avaliar as curvas de interação (N-M) para o perfil IPE 400 submetido a quatro situações de exposição ao fogo conforme ilustrado na Figura E.1.



**Figura E.1** Malha da seção transversal e situações de carregamento térmico

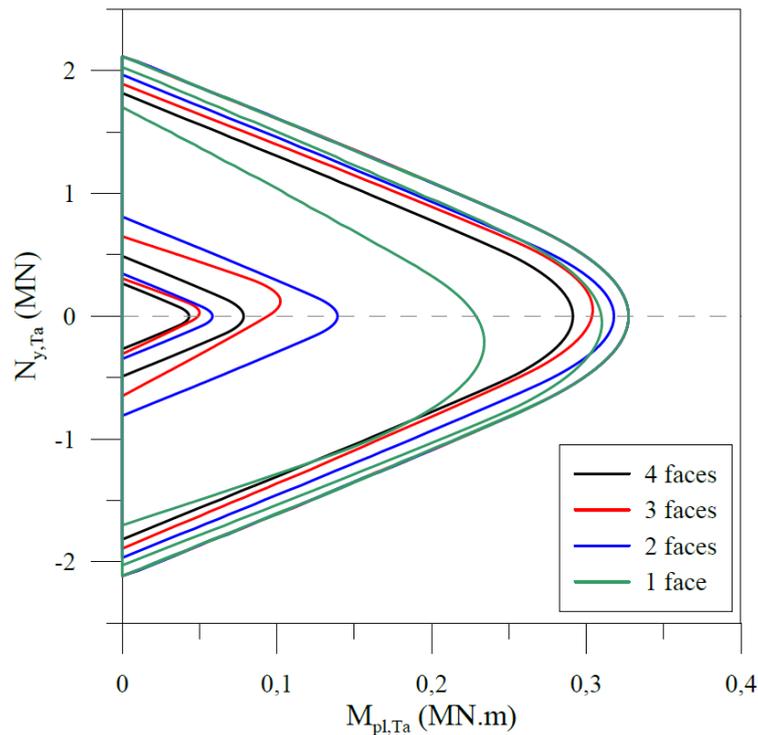
O aço do perfil metálico possui módulo de elasticidade e resistência ao escoamento iguais a 205 GPa e 250 MPa, respectivamente. As características geométricas da seção do perfil IPE 400, bem como a malha usada para a discretização da seção transversal são mostradas também na Figura E.1. As propriedades térmicas do aço são aquelas dadas pela EN 1993-1-2:2005, como já destacado anteriormente.

As curvas de interação (N-M), para cada condição de carregamento térmico, foram construídas a cada 60 s em um intervalo de tempo de 0 a 1800 s, e são apresentadas na Figura E.2. Assim como observado nos exemplos das seções citadas no parágrafo anterior, através das curvas mostradas nas figuras E.2b e E.2d, é clara a influência do gradiente térmico na construção das curvas de interação (N-M). Isso pode ser explicado pela variação da linha neutral plástica (LNP) da seção, em função da degradação dos parâmetros de resistência e rigidez do material, provocando a perda de simetria da curva. Outro ponto importante a se destacar é a degradação dos limites plásticos da seção ( $N_y$  e  $M_{pl}$ ) durante o incêndio.



**Figura E.2** Curvas de interação (N-M) para as 4 condições de carregamento térmico

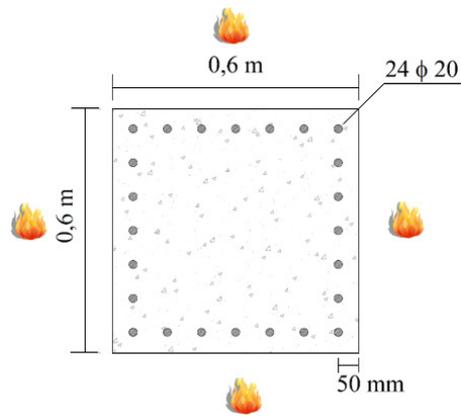
Uma comparação entre as curvas de interação (N-M) para 0, 600, 1200 e 1800 s é tratada na Figura E.3. Como esperado, para a condição de quatro faces expostas, a redução dos níveis de resistência é mais acentuada em relação às demais, devido ao maior aquecimento médio da seção; por outro lado, para uma face exposta ao fogo, a situação é exatamente a oposta, onde os limites plásticos de resistência são maiores para cada intervalo de tempo.



**Figura E.3** Comparação entre as curvas (N-M) para diferentes intervalos (0, 600, 1200 e 1800 s)

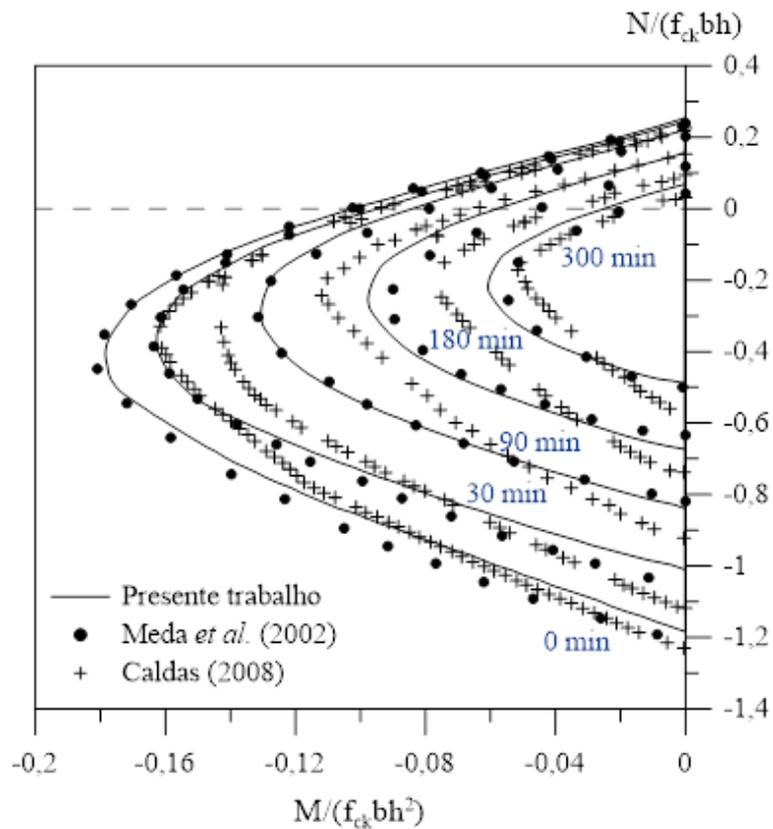
### E.3 Seção transversal em concreto armado de 60 x 60 cm

Este exemplo trata uma seção transversal quadrada de concreto (densidade normal) armado, totalmente exposta ao fogo, conforme ilustrado na Figura E.4. 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).



**Figura E.4** Seção transversal quadrada em concreto armado de 60 x 60 cm

Na Figura E.5 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 E.5** Curvas de interação N-M para a seção transversal 60 x 60 cm em concreto armado

Aqui, as características geométricas e físicas adotadas por Meda *et al.* (2002) e Caldas (2008) são utilizadas na análise da seção de concreto: área de 0,6x0,6 m<sup>2</sup>; 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  $2 \times 10^5$  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.

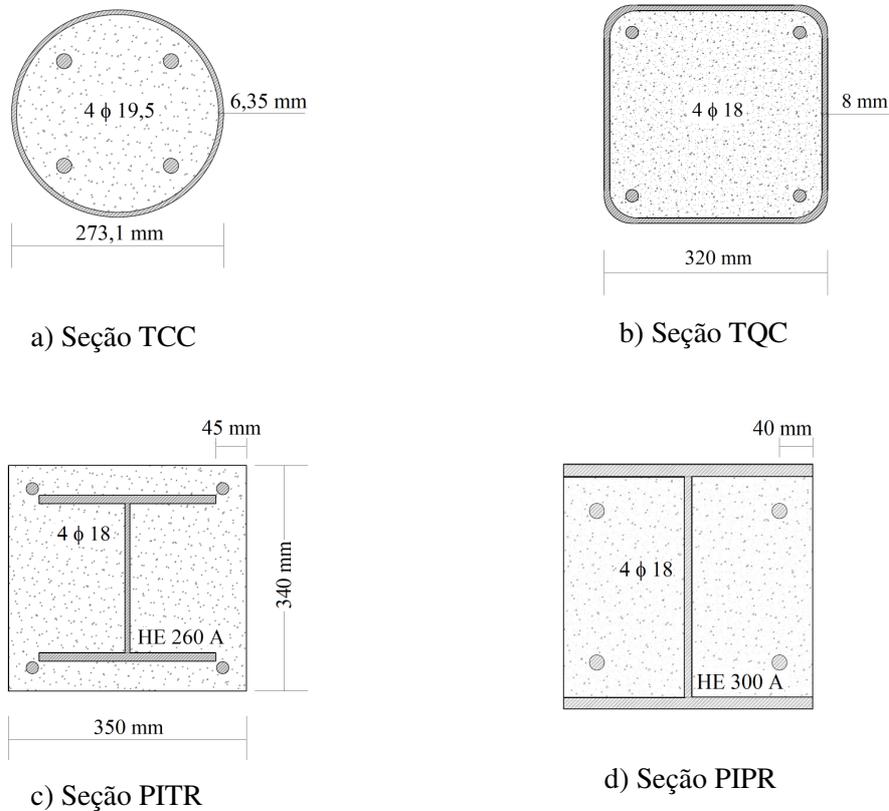
Nota-se que os resultados do presente trabalho apresentam boa aproximação com os resultados obtidos por Meda *et al.* (2002). Os resultados de Caldas (2008) se mostram mais conservadores com relação ao momento fletor resistente e menos conservadores para o esforço normal resistente de compressão. A eficácia da metodologia empregada no presente trabalho é verificada.

## **E.4 Seções Mistas em Aço-Concreto**

Nesta seção, são analisadas quatro seções transversais mistas em aço-concreto que são mostradas na Figura E.6. A seção transversal ilustrada na Figura E.6a (TCC) foi analisada por Lie (1994) e Sousa Jr *et al.* (2009) e trata-se de um perfil tubular em aço com tensão de escoamento igual a 350 MPa, preenchido com concreto de agregado calcário com tensão característica a compressão igual a 47 MPa. Quatro barras de aço com tensão de escoamento de 400 MPa são introduzidas no concreto a uma distância de 23 mm de cobrimento. Essa seção foi discretizada em 446 elementos finitos quadrilaterais planos e submetida ao incêndio padrão definido pela curva da ASTM E119. As curvas de interação (N-M) são construídas para 0, 30, 60, 90 e 120 min de exposição ao fogo (Figura E.7a) e os resultados alcançados são comparados aos resultados de Sousa Jr *et al.* (2009).

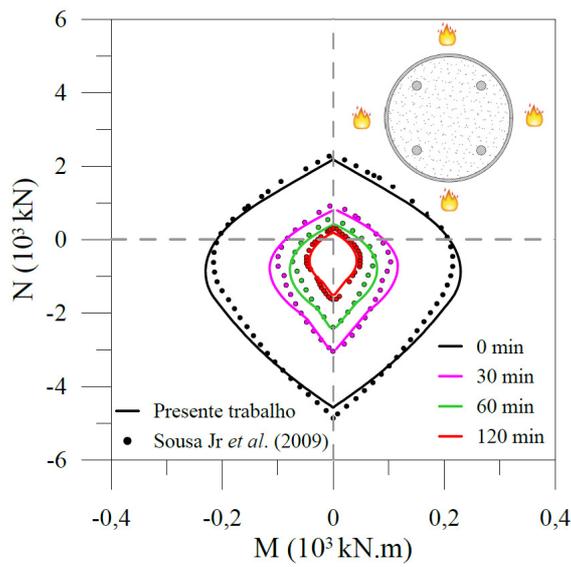
As demais seções apresentadas em E.6b-d foram analisadas por Milanovic e Cvetkovska (2016) com o programa computacional SAFIR e correspondem a: perfil tubular quadrado preenchido com concreto e quatro barras de reforço (342 elementos finitos planos) (TQC); perfil HE 260 A totalmente revestido com concreto e quatro barras de reforço (387 elementos finitos planos) (PITR); e perfil HE 300 A parcialmente revestido com concreto e também quatro barras de reforço (277 elementos finitos planos) (PIPR), respectivamente. As curvas de interação (N-M) foram obtidas, para as três seções, nos intervalos de tempo de exposição ao fogo através da curva da ISO 834-1 iguais a 0, 30, 60, 90, 120, 180 min. Considerou-se a tensão de escoamento dos perfis HE igual a 250 MPa, do perfil tubular quadrado igual a 350 MPa e das barras de reforço igual a 500 MPa. A tensão característica do concreto a compressão foi tomada igual a 30 MPa. É importante destacar que as

propriedades térmicas para o aço, concreto e para as barras de reforço são adotadas de acordo com a EN 1994-1-2:2005 para as quatro seções analisadas aqui.

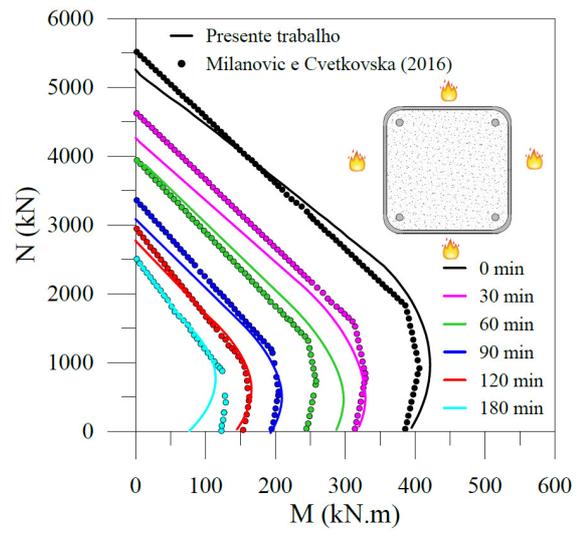


**Figura E.6** Seções mistas em aço-concreto analisadas

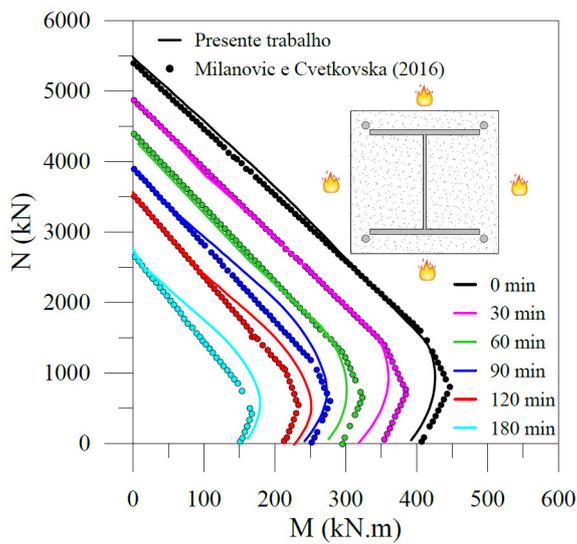
Na Figura E.7 são apresentadas as curvas de interação (N-M) construídas usando a formulação tratada no presente trabalho e as curvas da literatura utilizadas para comparação e validação dos resultados. Nota-se claramente que as altas temperaturas causadas pela ação do fogo reduzem consideravelmente as propriedades mecânicas dos materiais constitutivos, conseqüentemente diminuem a força axial e o momento fletor resistente da seção transversal. Devido a simetria das seções transversais e do regime de aquecimento (todas as quatro faces aquecidas) ocorre a contração das curvas, também de forma simétrica, quando a temperatura sobe. Por fim, destaca-se a boa aproximação dos resultados deste trabalho com os resultados da literatura confirmando, também para as seções transversais mistas em aço-concreto, a eficácia da metodologia adotada no presente trabalho.



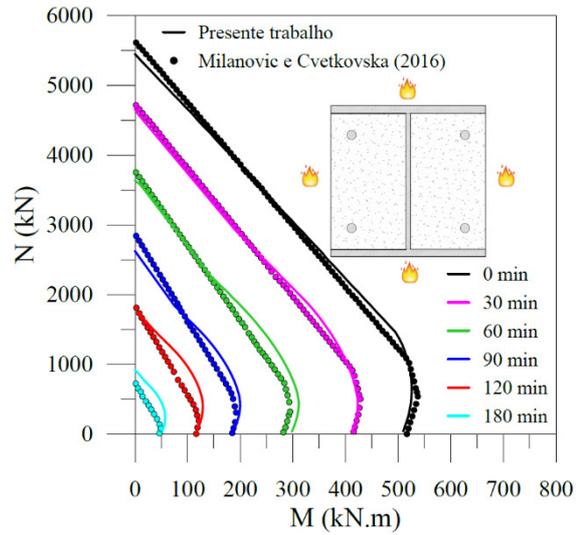
a) Seção TCC



b) Seção TQC



c) Seção PITR



d) Seção PIPR

**Figura E.7** Curvas de interação (N-M) para as seções mistas em aço-concreto analisadas