MODELO NÃO-LINEAR INELÁSTICO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS APORTICADAS EM CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

Alexandre Landesmann

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

_____
Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc.

_____
Prof. José Luis Drummond Alves, D.Sc.

_____
Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

_____
Prof. Ricardo Hallal Fakury, D.Sc.

_____
Prof. Paulo de Mattos Pimenta, Dr.-Ing.

_____
Prof. Valdir Pignatta e Silva, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
DEZEMBRO DE 2003

LANDESMANN, ALEXANDRE

Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Aporticadas em Condições de Incêndio [Rio de Janeiro] 2003

XXIII, 295 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2003)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Estruturas de aço 2. Incêndio 3. Modelo Computacional 3. Plasticidade

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A DEUS por tudo,

Aos meus pais, Henry e Catharina, e minha irmã, Miriam,

A Carol.

Agradecimentos:

Ao meu orientador, Professor Eduardo de Miranda Batista, pela competência, dedicação, aconselhamento e amizade – minha sincera gratidão.

Ao Professor José Luis Drummond Alves, pela valiosa co-orientação e pelo importante estímulo nas diversas etapas do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa.

Ao Professor Francisco Claudio Pereira de Barros da Comissão Nacional de Energia Nuclear – CNEN, pelo constante incentivo, apoio e amizade.

Ao Engenheiro Artur Correa Filho da CNEN, pelo apoio e compreensão, demonstrados durante todas as etapas deste estudo.

A todos meus colegas de trabalho na CNEN, em especial, aos Engenheiros Ricardo Colosimo, Humberto Teixeira e Ronaldo Pollis, pelo apoio e amizade no decorrer desta jornada.

À Comissão Nacional de Energia Nuclear, pelo apoio institucional, que viabilizou o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa.

A todos meus colegas da COPPE/UFRJ, especialmente, Hisashi Inoue, Santigo Venâncio, Danilo Fernandes, Maurício Alves e Tiago de Oliveira, pela amizade, companheirismo e diversas colaborações neste período de convivência.

À COPPE/UFRJ, em particular, ao Programa de Engenharia Civil, representado por todos seus Professores e Funcionários, o meu sincero agradecimento.

Aos professores Roger Plank e Ian Burgess da Universidade de Sheffield (UK) pela precisa orientação durante minha estadia naquela instituição.

Ao Professor Jean-Marc Franssen da Universidade de Liège (Bélgica) pela permissão de utilização do Programa de Análise Estrutural – SAFIR, largamente utilizado nesta pesquisa para fins de validação dos nossos resultados.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pelo auxílio financeiro, que possibilitou a realização do Programa de Doutorado no Brasil com Estágio no Exterior (PDEE), durante o período de Novembro/2002 a Fevereiro/2003 junto a Universidade de Sheffield (UK).

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

MODELO NÃO-LINEAR INELÁSTICO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS APORTICADAS EM CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

Alexandre Landesmann

Dezembro/2003

Orientadores: Prof. Eduardo de Miranda Batista
Prof. José Luis Drummond Alves

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho é dedicado ao desenvolvimento de um modelo computacional para análise não-linear elastoplástica de estruturas de aço, planas e aporticadas, sob condições de incêndio. A primeira etapa do processo de análise, traduzida pela determinação da variação do campo de temperaturas de seções-transversais expostas ao fogo, é realizada por meio de procedimento numérico não-linear transiente de transferência de calor, desenvolvido com base na formulação geral do Método dos Elementos Finitos (MEF). O comportamento estrutural é numericamente investigado por meio de princípios de plasticidade concentrada, que fazem uso de modelos refinados de rótulas plásticas, funções de estabilidade, módulos tangentes e superfícies inelásticas de redução de resistência, permitindo-se assim, estimar o tempo crítico de resistência ao fogo, associado à formação de mecanismos de colapso estrutural. Os resultados obtidos, para um grupo selecionado de estruturas aporticadas, são examinados tomando-se por base o Programa SAFIR e recomendações previstas pela normatização nacional e internacional, vigente.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

SECOND-ORDER INELASTIC MODEL FOR THE ANALYSIS OF STEEL-FRAMED STRUCTURES UNDER FIRE CONDITIONS

Alexandre Landesmann

December/2003

Advisors: Prof. Eduardo de Miranda Batista
Prof. José Luis Drummond Alves

Department: Civil Engineering

This work is dedicated to the development of a computational model for the inelastic second-order analysis of plane steel-framed structures under fire conditions. The first step of the analysis process, represented by the determination of the variation of the transversal temperature field, is performed by a numerical transient nonlinear heat transfer procedure, that was developed on the general basis of the Finite Element Method (FEM). The structural behavior is numerically tracked by the concept of concentrated plasticity, making use of refined plastic hinges models, stability functions, tangent modulus models and gradual inelastic plastic surfaces, allowing the estimation of the fire-resistance critical time, associated with the development of the structural collapse mechanism. The numerical results, for a selected group of framed structures, are examined in contrast with the SAFIR computational program results as well as recommendations proposed by national and international standards.

Sumário

Capítulo 1: INTRODUÇÃO

1.1 Motivação 1

1.2 Importância da análise estrutural no contexto da engenharia de incêndio 3

1.3 Pesquisa bibliográfica sobre a análise de estruturas de aço sob fogo 9

1.4 Método das rótulas plásticas 16

1.5 Organização deste trabalho 19

Capítulo 2: ANÁLISE TÉRMICA

2.1 Introdução 22

2.2 Curvas de incêndio 24

2.3 Modelo térmico simplificado segundo EC-3 27

2.3.1 Elementos estruturais sem proteção contra incêndio 27

2.3.2 Elementos estruturais com material de proteção contra incêndio 33

2.4 Elemento unidimensional de transferência de calor 35

2.4.1 Elementos estruturais sem proteção térmica 35

2.4.2 Elementos estruturais protegidos contra incêndio 44

2.5 Verificação dos modelos térmicos implementados 48

2.5.1 Elementos estruturais sem proteção térmica 50

2.5.2 Elementos estruturais protegidos contra incêndio 54

2.6 Consideração da variação de temperatura na seção-transversal pelo método de análise avançada 57

2.6.1 Seção-transversal equivalente 57

2.6.2 Limites equivalentes de resistência plástica 61

2.6.3 Esforços de engastamento perfeito devido à variação de temperatura 62

2.6.4 Temperatura de referência 64

Capítulo 3: ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1 Análise avançada de estruturas 69

3.2 Consideração de efeitos não-lineares geométricos 71

3.2.1 Restrições e considerações gerais para elemento de viga-coluna 71

3.2.2 Funções de estabilidade para elemento de viga-coluna 73

3.2.3 Relação de rigidez tangente 77

3.2.4 Aplicações com modelos de funções de estabilidade 80

3.2.5 Fatores de amplificação de momentos fletores 83

3.3 Conceito de módulo tangente 91

3.3.1 Adaptação do conceito de análise avançada às prescrições da NBR-8800 . 94

3.3.2 Consideração do efeito de temperatura 101

3.3.3 Resistência de barras comprimidas, segundo EC-3/Parte-2 (2001) 102

3.3.4 Modelo de módulo tangente segundo o Eurocódigo 105

3.3.5 Estudos com modelos de módulos tangentes 107

3.4 Modelo inelástico de redução de rigidez flexional 115

3.5 Consideração de ligações semi-rígidas 123

3.5.1 Modelo de ligação semi-rígida KISHI e CHEN (1990) 125

3.5.2 Modificação da rigidez do elemento devido à presença de ligações 127

Capítulo 4: RESULTADOS

4.1 Introdução 131

4.2 Vigas isoladas em condições de incêndio 134

4.3 Pilares isolados sob ação de incêndio 143

4.4 Pórtico plano sob ação de incêndio 155

4.5 Pórtico plano industrial sob ação de incêndio 166

4.6 Edifício industrial sob ação de incêndio 169

4.7 Análise comparativa dos resultados 177

Capítulo 5: CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Breve resumo do presente trabalho 176

5.2 Conclusões 178

5.3 Sugestões para trabalhos futuros 181

6. Referências bibliográficas 185

Anexo A: IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A.1 Introdução 203

A.2 Entrada de dados para o programa de análise térmica 204

A.3 Entrada de dados para o programa de análise estrutural 209

A.4 Procedimentos de soluções numéricas 224

Anexo B: RESULTADOS COM MODELO DE ANÁLISE TÉRMICA

B.1 Introdução 231

B.2 Variação do campo de temperaturas 233

B.3 Seção-transversal equivalente 245

Anexo C: VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS EM TEMPERATURA AMBIENTE

C.1 Introdução 268

C.2 Pórtico plano tipo 'portal' 271

C.3 Pórtico plano tipo 'industrial' 273

C.4 Edifício de seis andares 275

C.5 Parâmetros adimensionais padronizados para ligações com cantoneiras..... 277

C.6 Pórtico de oito andares..... 281

C.7 Exemplo de aplicação em projeto..... 289

Índice de figuras:

Capítulo 1: Introdução

Figura 1.1: Fases de um incêndio natural, comparadas com curva padronizada temperatura-tempo (ISO 834-1, 1999). 4
Figura 1.2: Medidas de segurança contra incêndio em edificações..... 6
Figura 1.3: Principais etapas seguidas pelo procedimento computacional desenvolvido..... 20

Capítulo 2: Análise Térmica

Figura 2.1: Comparação entre diferentes curvas de incêndio, previstas pelo EC-1/Parte-2 (2001).....27
Figura 2.2: Divisão da seção-transversal de perfis 'I' ou 'H' para utilização do modelo térmico simplificado.....28
Figura 2.3: Calor específico do aço (c_a) em função da temperatura (EC-3/Parte-2, 2001).....30
Figura 2.4: Elemento finito térmico unidimensional (1D) com funções de interpolação lineares (N_i e N_j).....36
Figura 2.5: Discretização da seção-transversal por meio de elementos unidimensionais (1D) para análise térmica.....37
Figura 2.6: Condutividade térmica do aço λ_a em função da temperatura, segundo modelo recomendado pelo EC-3/Parte-2 (2001).....38
Figura 2.7: Balanço térmico em cada elemento 1D; contribuição do fluxo de calor para análise térmica.....39
Figura 2.8: Esquema de integração temporal pelo método dos trapézios para solução do sistema de equações transientes de temperatura 42
Figura 2.9: Aplicação do elemento térmico unidimensional para análise de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio.....44

Figura 2.10: Simulação de perfis metálicos protegidos por material de revestimento térmico por meio de elementos térmicos unidimensionais 46
Figura 2.11: Comparação entre variação de temperatura para o grupo de perfis selecionados, assumindo-se exposição em 3 faces 51
Figura 2.12: Comparação entre variação de temperatura para o grupo de perfis selecionados, assumindo-se exposição em 4 faces 52
Figura 2.13: Variação de temperatura para perfis selecionados, protegidos por material de revestimento, expostos ao fogo em 3 faces 54
Figura 2.14: Variação de temperatura para perfis selecionados, protegidos por material de revestimento, expostos ao fogo em 3 faces 55
Figura 2.15: Segmentação da seção-transversal em função do aumento de temperatura; (a) sistema de coordenadas dos segmentos..... 58
Figura 2.16: Variação dos fatores de redução do aço em função da temperatura (EC-3/Parte-2, 2001)..... 58
Figura 2.17: Alongamento do aço (ε_θ) em função da temperatura, segundo modelo sugerido pelo EC-3/Parte-2 (2001). 63

Capítulo 3: Análise Estrutural

Figura 3.1: Elemento de viga-coluna submetido a forças axiais e momentos de extremidade. 73
Figura 3.2: Deslocamentos nodais do elemento viga-coluna, para os nós sistemas local e global. 77
Figura 3.3: Sistemas de forças equivalentes para o elemento de viga-coluna. 79
Figura 3.4: Curvas de deslocamento para diferentes condições de imperfeição geométrica inicial..... 81
Figura 3.5: Modelo de pilar isolado adotado nas avaliações do efeito P-delta..... 85
Figura 3.6: Comparação entre os fatores de amplificação de momento obtidos pelo modelo de funções de estabilidade (PNL-F),

solução teórica e especificações do LRFD (1999), para relações P/P_e inferiores a 0,4. 86

Figura 3.7: Comparação entre os fatores de amplificação de momento obtidos pelo modelo de funções de estabilidade (PNL-F), solução teórica e especificações do AISC-LRFD (1999), para relações P/P_e entre 0,5 e 0,9. 87

Figura 3.8: Amplificação de momento obtidos pela solução teórica, especificações do AISC-LRFD (1999) e NBR-8800 (1986). 88

Figura 3.9: Comparação entre curvas de flambagem de pilares (*a*-*d*) adotadas pela NBR-8800 (1986) e pelo AISC-LRFD (1999)..... 96

Figura 3.10: Comparação entre curvas de flambagem de pilares (*a*-*d*) adotadas pela NBR-8800 (1986) e as curvas pseudo-elásticas..... 97

Figura 3.11: Reduções inelásticas de rigidez devido ao efeito da força axial, obtidos a partir das curvas de resistência da NBR-8800 (1986) e AISC-LRFD (1999). 100

Figura 3.12: Curvas de resistência de barras comprimidas para diferentes níveis de temperatura, segundo NBR-14323 (1999). 102

Figura 3.13: Curvas de resistência de barras comprimidas para diferentes níveis de temperatura, segundo EC-3/Parte-2 (2001). 104

Figura 3.14: Comparação entre as curvas de flambagem de Euler, EC-3/Parte-2 (2001) e NBR-14323 (1999), em condições de temperatura ambiente (20^{o}C). 104

Figura 3.15: Redução inelástica de rigidez devido ao efeito da força axial, obtido a partir da curva de resistência do EC-3/Parte2 (2001). 107

Figura 3.16: Modelo de barra isolada empregada nas análises numéricas para comparação entre o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do AISC-LRFD (1999) e da NBR-8800 (1986). 108

Figura 3.17: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'a' (NBR-8800, 1986). 109

Figura 3.18: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'b' (NBR-8800, 1986). 109
Figura 3.19: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'c' (NBR-8800, 1986). 110
Figura 3.20: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'd' (NBR-8800, 1986). 110
Figura 3.21: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem original do AISC-LRFD (1999). 111
Figura 3.22: Comparação entre os resultados obtidos com o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do EC-3/Parte-2, para valores de esbelteza entre 0,1 e 0,9. 113
Figura 3.23: Comparação entre os resultados obtidos com o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do EC-3/Parte-2, para valores de esbeltez entre 1,1 e 1,9. 114
Figura 3.24: Modelos inelásticos para redução de rigidez flexional propostos por LIEW e WHITE (1993) em condições de temperatura ambiente. 116
Figura 3.25: Curvas de resistência plástica e de início de plastificação obtidas em função das prescrições do EC-3 (2003) e do AISC-LRFD (1999). 117
Figura 3.26: Relação tensão-deformação para o aço em condições de temperatura elevada, segundo o EC-3/Parte-2 (2001). 119
Figura 3.27: Modificação da relação tensão-deformação do aço em função da temperatura, segundo o modelo proposto pelo EC-3/Parte-2 (2001). 120
Figura 3.28: Modelos polinomial de 4^o grau proposto para o fator de redução de rigidez flexional para as temperaturas no aço ($\eta\theta$) entre 100^oC e 1200^oC. 122

Figura 3.29: Comportamento de curvas momento-rotação, para ligações semi-rígidas segundo o modelo de KISHI e CHEN (1990).....126
Figura 3.30: Elemento viga-coluna, modificado devido a presença de ligações de extremidade semi-rígidas. 128

Capítulo 4: Resultados

Figura 4.1: Modelo estrutural de viga isolada em condições de incêndio; (a) seção-transversal do perfil exposto ao incêndio nas três faces inferiores. 134
Figura 4.2: Comparação entre os deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio normalizado, para o modelo de viga isolada. 135
Figura 4.3: Comparação entre os deslocamentos verticais elásticos em função do tempo de incêndio normalizado. 138
Figura 4.4: Variação da configuração deformada do modelo de viga simples, sob fator de carga ψ=0,6. 139
Figura 4.5: Comparação entre temperaturas para o perfil IPE-360 exposto ao fogo em 3 faces: (a) temperaturas na seção a 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos..... 140
Figura 4.6: Modelo estrutural de pilares isolados; (a) perfil exposto ao fogo em 3 faces: mesa inferior e alma; (b) idem para 4 faces: alma e mesas. 143
Figura 4.7: Deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio, para o modelo de pilar isolado formado pelo perfil IPE-360. 145
Figura 4.8: Deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio, para o modelo de pilar isolado formado pelo perfil W-360..... 145
Figura 4.9: Distribuição de temperaturas para o perfil IPE-360 exposto ao fogo em 4 faces; (a) temperaturas ao longo da seção-transversal no tempo de 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos. 147

Figura 4.10: Distribuição de temperaturas para o perfil W-360 exposto ao fogo em 3 faces; (a) temperaturas a 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg. 148
Figura 4.11: Distribuição de temperaturas para o perfil W-360 exposto ao fogo em 4 faces(a) temperaturas a 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg. 148
Figura 4.12: Superfícies de resistência plástica da seção-transversal do perfil IPE-360 exposta ao fogo em 3 e 4 faces. 149
Figura 4.13: Superfícies de resistência plástica da seção-transversal do perfil W-360 aquecido em 3 e 4 faces. 150
Figura 4.14: Módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis IPE-360 e W-360, expostos em 3 e 4 faces..... 151
Figura 4.15: Variação de esforços axiais equivalentes: $P_{y\theta}$ e P_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil IPE-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces..... 152
Figura 4.16: Variação de esforços axiais equivalentes: $P_{y\theta}$ e P_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil W-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces..... 153
Figura 4.17: Momentos equivalentes normalizados: $M_{p\theta}$ e M_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil IPE-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces..... 154
Figura 4.18: Momentos equivalentes normalizados: $M_{p\theta}$ e M_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil W-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces..... 154
Figura 4.19: Modelo de pórtico plano tipo "portal" adaptado de VOGEL (1985), sob condições de incêndio normalizado; (a) perfis expostos ao fogo nas três faces internas: alma e mesa inferior. 156
Figura 4.20: Comparação entre deslocamentos horizontais do modelo de pórtico plano em função do tempo de incêndio, obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para diferentes níveis de carregamento aplicado (ψ)..... 157

Figura 4.21: Configuração deformada do pórtico plano para diferentes intervalos de tempo de incêndio, ψ=0,4..... 159
Figura 4.22: Índices plásticos associados à flexão (η_θ*) para a estrutura do pórtico plano deformada sob fator de carga de 0,4; no instante de 960s..... 160
Figura 4.23: Distribuição de temperaturas para o perfil HEA-340 exposto ao fogo em 3 faces; (a) distribuição de temperaturas ao longo da seção-transversal no instante de 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos. 161
Figura 4.24: Distribuição de temperaturas para o perfil HEB-300 exposto ao fogo em 3 faces; (a) 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg..... 162
Figura 4.25: Curvas de resistência plástica para os perfis HEA-340 e HEB-300, para diferentes instantes do incêndio padronizado..... 163
Figura 4.26: Variação normalizada da resistência axial e esforço axial de engastamento, em função do tempo de incêndio. 164
Figura 4.27: Variação do momento plástico e momento de engastamento perfeito em função do tempo de incêndio para os perfis HEA-340 e HEB-300..... 164
Figura 4.28: Redução dos módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis HEA-340 e HEB-300 adotados no modelo de pórtico plano..... 165
Figura 4.29: Configuração geométrica inicial e carregamento externo do modelo de pórtico plano industrial; (a) seção-transversal do perfil IPE-360. 166
Figura 4.30: Comparação entre os deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio normalizado, obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR, para o modelo de pórtico plano industrial, em regime elástico. 167
Figura 4.31: Desenvolvimento da configuração deformada do pórtico plano industrial para diferentes instantes do incêndio, obtido pelo programa PNL-F 168

Figura 4.32: Modelo de edifício de 4 andares sob incêndio; (a) pilares expostos em 3 faces; (b) idem para 4 faces; (c) vigas expostas em 3 faces; (d) carregamentos vertical; (e) 50% do vento proposto LEON *et al.* (1996). 169
Figura 4.33: Relação momento-rotação segundo o modelo tri-linear proposto por LEON *et al.* (1996) para ligações semi-rígidas. 171
Figura 4.34: Distribuição de ligações semi-rígidas para o edifício de 4 andares proposto por LEON *et al.* (1996)..... 172
Figura 4.35: Variação de deslocamento horizontal do edifício de 4 andares (LEON *et al.*, 1996), sob diferentes condições de incêndio, obtidos pelos programas PNL e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). 172
Figura 4.36: Variação da configuração deformada do edifício de 4 andares adaptado de LEON *et al.* (1996) no tempo de incêndio, obtido pelo programa PNL-F 175
Figura 4.37: Superfícies de resistência plástica para diferentes instantes do incêndio padronizado para os perfis: W21x44 (3 e 4 faces) e W14x82..... 176
Figura 4.38: Redução dos módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis: W21x44 e W14x82 (3 e 4 faces) adotados no modelo de 4 andares adaptado de LEON *et al.* (1996). 176

Índice de tabelas

Capítulo 2: Análise Térmica

Tabela 2.1: Perímetros expostos para elementos que compõem a seção-transversal de perfis metálicos 'I' ou 'H'. 32

Tabela 2.2: Propriedades de elementos unidimensionais utilizados na discretização de seções-transversais de perfis metálicos 'I' ou 'H' envolvidos por material de proteção contra incêndio..... 47

Tabela 2.3: Fatores de massividade para o grupo de perfis metálicos selecionados para análise térmica entre os diferentes modelos implementados. 49

Tabela 2.4: Propriedades térmicas do material de proteção contra incêndio adotado nas análises de comparação de variação de temperatura. 50

Tabela 2.5: Diferenças percentuais entre resultados térmicos, para perfis metálicos sem a presença de material de proteção contra incêndio. 53

Tabela 2.6: Diferenças percentuais entre resultados térmicos, para perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio. 56

Tabela 2.7: Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço para diferentes níveis de temperatura 59

Tabela 2.8: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces. 66

Tabela 2.9: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces. 67

Tabela 2.10: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos protegidos, expostos ao fogo em 3 faces. 67

Tabela 2.11: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos protegidos, expostos ao fogo em 4 faces. 68

Capítulo 3: Análise Estrutural

Tabela 3.1: Comparação entre valores de funções de estabilidade..... 76
Tabela 3.2: Diferenças entre os fatores máximos de amplificação de momento para diferentes valores de carga axial e momento aplicado. 89
Tabela 3.3: Comparação entre os fatores máximos de amplificação de momento, para momentos fletores com o mesmo sentido ($M_A/M_B \geq 0$). 90
Tabela 3.4: Comparação entre fatores máximos de amplificação de momento fletor, para momentos fletores opostos ($M_A/M_B < 0$). 90
Tabela 3.5: Curvas de flambagem para perfis tipo 'I' ou 'H', fletidos segundo seu eixo de maior inércia (NBR-8800, 1986). 95
Tabela 3.6: Fator de imperfeição para curvas de flambagem (NBR8800, 1986). 95
Tabela 3.7: Fator de escala curvas de flambagem elásticas. 97
Tabela 3.8: Constantes para as expressões analíticas do fator de redução de rigidez inelástico 99
Tabela 3.9: Constantes para fator de redução de rigidez inelástico aproximados por polinômios de quarto-grau 100
Tabela 3.10: Diferença entre as curvas de resistência originais (NBR8800, 1986 e LRFD-AISC, 1999) (A) e os resultados obtidos com respectivo modelo de módulo tangente (B). 112
Tabela 3.11: Diferença entre curvas de resistência (EC-3/Parte-2, 2001) (A) e resultados pelo modelo de módulo tangente PNL-F (B), para valores de esbeltez entre 0,1 e 1,9; temperatura no aço entre 20^{o}C e 1200^{o}C. 115
Tabela 3.12: Limites de tensão-deformação para o aço em condições de temperatura elevada, segundo o EC-3/Parte-2 (2001). 119

Tabela 3.13: Coeficientes polinomiais para o fator de redução de rigidez flexional, em função da temperatura do aço. 121

Capítulo 4: Resultados

Tabela 4.1: Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF) obtido pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para o modelo de viga isolada. 137

Tabela 4.2: Comparação entre valores de flechas máximas elásticas obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR para diferentes níveis de momento fletor, após 1h de incêndio. 139

Tabela 4.3: TCRF obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR para diferentes níveis de carregamento aplicado (ψ) para o pórtico plano tipo "portal". 158

Tabela 4.4: TCRF obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR para diferentes condições de aquecimento do pórtico de 4 andares (LEON *et al.* ,1996). 173

Lista de símbolos:

Letras romanas

A área da seção-transversal, área do elemento

A_e superfície da seção-transversal exposta ao fogo

A_m área da seção-transversal material de proteção térmica

A_θ área equivalente da seção-transversal

b características térmicas do material de fechamento do compartimento

B_1 fator de amplificação de momento fletor

B_2 fator de amplificação de momento fletor

b_f largura da mesa de perfil metálico

c_a calor específico do aço

c_m calor específico do material de proteção contra incêndio

C_m fator de homogeneização de momentos fletores

d_{ci} deslocamento locais do elemento viga-coluna

d_{gi} grau de liberdade em coordenadas globais

E módulo elástico (módulo de Young)

$E_{A\theta}$ módulo elástico equivalente associado à rigidez axial

$E_{I\theta}$ módulo elástico equivalente associado à rigidez flexional

E_t módulo tangente

$f_{p,\theta}$ tensão limite proporcional

f_y tensão de escoamento para temperatura ambiente

h altura total da alma de perfil metálico

H_{cr} matriz de transferência de calor por convecção e por radiação

h_w altura útil da alma de perfil metálico

I_θ momento de inércia equivalente

k segmento básico da seção-transversal

k_a fator de correção empírico para análises em condições de incêndio

K_t matriz de condução de calor

L comprimento do elemento

ℓ comprimento do elemento

M matriz de massa concentrada

M momento de extremidade

M_{p20} momento plástico para temperatura ambiente (ou simplesmente M_p)

$M_{p\theta}$ momento plástico em função da temperatura

n parâmetro de forma de ligações semi-rígidas

N_i funções de interpolação lineares

O fator de abertura para o compartimento

P esforço axial

p perímetro exposto da seção-transversal

P_{cr} carga crítica de *Euler*, também adotado (P_e)

P_{y20} resistência plástica axial para temperatura ambiente (ou simplesmente P_y)

$P_{y\theta}$ resistência plástica axial em função da temperatura

q fluxo de calor

$q_{t,d}$ densidade de carga de incêndio acondicionada no compartimento

R_{cr} vetor de transferência de calor por convecção e por radiação

R_{kt} rigidez tangente da ligação

r_s comprimento de raio de solda de perfil metálico

S_1 funções de estabilidade

S_2 funções de estabilidade

t_f espessura da mesa de perfil metálico

t_{lim} taxa de crescimento do incêndio

t_m espessura do material de proteção contra incêndio

t_w espessura da alma de perfil metálico

u perímetro efetivo da seção-transversal

u/A fator de massividade de elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio

u_m perímetro efetivo da seção-transversal envolvida por material de proteção

u_m/A fator de massividade para elementos com material de proteção contra fogo

Letras gregas:

$\jmath$ fluxo de calor por unidade de área

λ_a coeficiente de condução de calor do aço

ρ_a massa específica do aço

α_c coeficiente de transferência de calor por convecção

$\jmath_c$ fluxo de calor por unidade de área associado à convecção

θ_g temperatura do ambiente

λ_m condutividade térmica do material de proteção contra incêndio

q_m temperatura na superfície do aço

ρ_m massa específica do material de proteção

a_r coeficiente de transferência de calor por radiação

j_r fluxo de calor por unidade de área associado à radiação

x comprimento qualquer do elemento de viga-coluna

α estado de esforços combinados, momento fletor e esforço axial

β fator de imperfeição

β_θ fator de forma específico para análises em condições de incêndio

Δt intervalo de tempo

$\Delta\theta_{a,t}$ elevação de temperatura do aço em função do tempo t

ε_{res} coeficiente de emissividade resultante

ε_θ alongamento do aço em função da temperatura

η parâmetros de redução de rigidez sob temperatura ambiente

η_θ parâmetros de redução de rigidez em função da temperatura

Θ rotação de extremidade do elemento

θ temperatura

θ_0 temperatura do ambiente antes do início do aquecimento

θ_a temperatura do aço

θ_{max} temperatura máxima dada pela fase de aquecimento

Θ_r rotação relativa entre a viga e a coluna

θ_{ref} temperatura de referência

$\kappa_{E,\theta}$ fator de redução do módulo elástico

$\kappa_{p,\theta}$ fator de redução do limite proporcional

$\kappa_{y,\theta}$ fator de redução do limite de escoamento

λ parâmetro de esbeltez para barras comprimidas

ξ armazenagem relativa de calor do material de proteção térmica

χ fator de correção

ε deformação

σ tensão

1

INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

O fogo sempre fascinou o Homem, quer pela sua utilidade, quer pelo seu alto poder de destruição. O seu domínio, que ocorreu há 500.000 anos, foi provavelmente a primeira transformação química que a espécie humana aprendeu a utilizar para facilitar seu dia-a-dia. Sem o fogo, a civilização seria radicalmente diferente – provavelmente nem mesmo existiria. Contudo, mesmo em face de sua importante contribuição no desenvolvimento de nossa sociedade moderna, as perdas humanas e os prejuízos materiais, originados por incêndios fora de controle, têm ressaltado ao longo da História a importância da consideração da segurança contra incêndio nos projetos de engenharia civil (MORRIS, 1988).

Infelizmente, o tema: "segurança contra incêndios", somente recebe a merecida atenção após sérios e fatais acidentes, como por exemplo o histórico Grande Incêndio de Londres (1666), o incêndio do Edifício Andorinhas no centro do Rio de Janeiro, ocorrido em Fevereiro de 1996, onde 20 pessoas morreram e 50 ficaram feridas, a tragédia dos edifícios Andraus, em 24 de Fevereiro de 1972, e Joelma, em 1º. de

Fevereiro de 1974, onde morreram respectivamente 16 e 189 pessoas, citando-se ainda o recente ataque às torres gêmeas do *World Trade Center*, ocorrido em 11 de Setembro de 2001, na cidade de Nova Iorque nos Estados Unidos.

A utilização do aço como partido estrutural, no âmbito industrial, comercial, ou mesmo residencial, deve-se a diversas vantagens deste material em relação ao concreto armado e demais materiais empregados na construção civil, podendo-se destacar: velocidade e facilidade na montagem, estruturas e fundações leves e relativo baixo custo em função de sua elevada resistência estrutural. Contudo, as estruturas de aço ainda são tratadas com uma particular e injustificada desconfiança em relação ao seu desempenho em situações de incêndio. Tal fato fundamenta-se na vulnerabilidade deste material, sob condições de temperaturas elevadas. Nesses casos, o aço perde consideravelmente e gradualmente suas características de resistência e rigidez, as quais precisam ser cuidadosamente consideradas nas análises de estruturas sob fogo.

Importantes pesquisas experimentais, numéricas e analíticas, conduzidas nos últimos anos sobre o comportamento de estruturas metálicas sob condições de incêndio, têm possibilitado o desenvolvimento de avaliações de segurança estrutural cada vez mais sofisticadas sobre o "real" desempenho de edifícios sob fogo. Com base nas conclusões extraídas destes estudos, afirma-se que as estruturas de aço podem ser dimensionadas para resistirem qualquer nível de resistência ao fogo (STOLLARD e JOHNSTON, 1994).

A solução comumente adotada na prática de projetos de engenharia para a consideração de ações relacionadas a incêndios em edificações, especialmente para estruturas de aço, resume-se na especificação de uma determinada quantidade de material de revestimento térmico, a ser aplicada nos principais elementos estruturais potencialmente atingidos pelo fogo.

Entretanto, o uso indiscriminado dessa solução técnica, normalmente resulta em uma descaracterização dos principais benefícios trazidos pelo emprego do aço como partido estrutural. Nestes casos, mesmo que os principais objetivos previstos pelo projeto de segurança contra incêndio — minimização de perdas humanas e materiais — tenham sido atingidos, deixa de existir uma harmonização entre as demais características previstas pela edificação: funcionais, estéticas e econômicas (STOLLARD e ABRAHAMS, 1995).

Neste contexto, embasado pelo diversos ramos de investigação da Engenharia de Incêndio, procura-se na presente Pesquisa de Doutorado o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo de estruturas de aço sob condições de incêndio, mantendo-se uma integração harmoniosa entre as possíveis soluções de engenharia, visando sobretudo a redução dos perigos associados a incêndios fora de controle para as pessoas e a propriedade. A contribuição da análise estrutural no contexto da Engenharia de Incêndio é tratada a seguir.

1.2 Importância da análise estrutural no contexto da Engenharia de Incêndio

Incêndios reais desenvolvem-se e decaem de acordo com o balanço de massa e energia contidos num determinado compartimento afetado pelo fogo. A energia liberada depende, além da quantidade e do tipo de elemento combustível disponível, das condições de ventilação. Em outras palavras, descreve-se o "triângulo do fogo", que é caracterizado pela composição de três elementos fundamentais e essenciais para que se mantenham as condições de incêndio, que são: combustível, comburente e calor. A remoção de qualquer um destes componentes acarreta na extinção do fogo.

De um modo geral, incêndios naturais podem ser representados por 3 fases

distintas, definidas como: crescimento, desenvolvimento e decaimento, conforme mostrado na Figura 1.1.

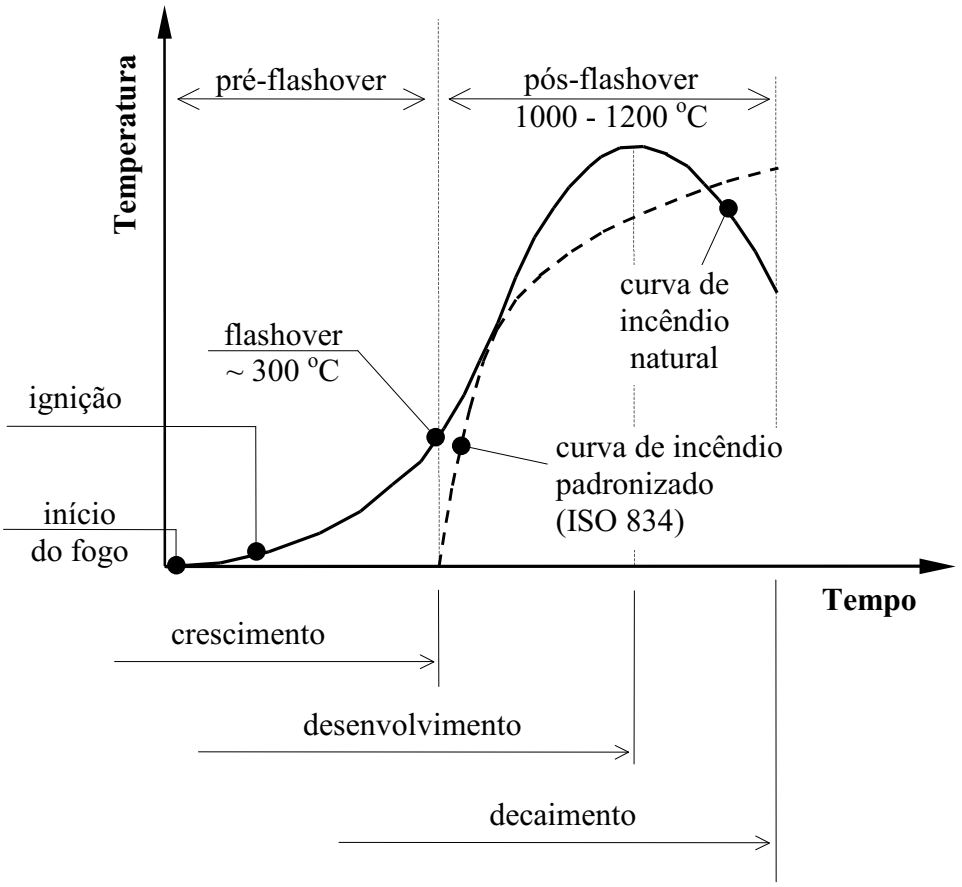


Figura 1.1: Fases de um incêndio natural (SPCE, 1990), comparadas com curva padronizada temperatura-tempo (ISO 834-1, 1999).

Na primeira fase de um incêndio natural, ou "fase de crescimento", inicia-se o processo de queima parcial dos materiais combustíveis, ocasionando a produção de fumaça e de pequenas quantidades de calor. Nesta fase, a temperatura ambiente aumenta progressivamente até que se atinja um valor característico de temperatura, denominado como "flashover". Este instante, associado a uma temperatura aproximada de 300°C, define o ponto onde todos os materiais orgânicos entram em processo de combustão

espontânea, sendo, a partir deste momento, inviável o combate ao incêndio quer pela atuação de sistemas automáticos de extinção, quer pela ação de brigadas. Após o término da queima de todos os materiais combustíveis disponíveis, que delimita a fase de crescimento (Fig. 1.1), a temperatura no ambiente atinge seu valor máximo, entre 1000 e 1200^{o}C, começando a decair progressivamente. A partir deste ponto, tem-se então o início do estágio de arrefecimento, ou fase de decaimento, também denominada de zona "pós-flashover".

Durante a fase de crescimento, ou zona "pré-flashover" (Fig. 1.1), quando o incêndio ainda se encontra em um estágio bastante prematuro de seu desenvolvimento, sistemas ativos de combate a incêndio podem funcionar eficientemente na prevenção da ignição. Nestes casos, a utilização de sistemas de extinção automática, como por exemplo "sprinklers" (chuveiros automáticos), além de auxiliar na extinção e limitação da propagação do fogo, contribuem substancialmente para a redução dos níveis de fumaça e de temperatura nos compartimentos afetados.

Por sua vez, a provisão de detectores automáticos de fumaça, chama e calor possibilita uma rápida comunicação aos ocupantes da edificação sobre a ocorrência de processos de ignição, maximizando assim o tempo de fuga. Além disso, viabilizam uma pronta intervenção das equipes de combate a incêndio, reduzindo-se consideravelmente a possibilidade de se atingir o ponto de "flashover".

Alternativamente à utilização de sistemas ativos de combate ao fogo, como por exemplo sistemas de detecção e extinção automáticos, uma seleção cuidadosa dos materiais a serem adotados na composição de fechamentos e acabamentos da edificação — na medida do possível antiinflamáveis — possibilita uma redução significativa dos riscos de ignição e de propagação do fogo. Além disso, os materiais empregados podem ser selecionados de modo a gerar quantidades mínimas de fumaça, assegurando boa

visibilidade para escape dos ocupantes, minimizando assim risco de asfixia – principal causa de morte em incêndios. O armazenamento seguro de materiais inflamáveis, adequada manutenção das instalações elétricas, disposição suficiente de equipamentos de combate ao fogo, apropriada utilização de portas corta-fogo, além do constante treinamento dos ocupantes, são alguns dos exemplos imprescindíveis na redução do risco de ignição.

As considerações anteriormente mencionadas, de prevenção contra ignição e de controle da propagação, fazem parte de um conjunto de medidas de segurança contra fogo, disponíveis para o projetista, para que os objetivos principais da Engenharia de Incêndio possam ser atingidos. Assim, apresenta-se esquematicamente na Figura 1.2, um resumo das principais alternativas comumente adotadas na segurança contra incêndio de edificações.

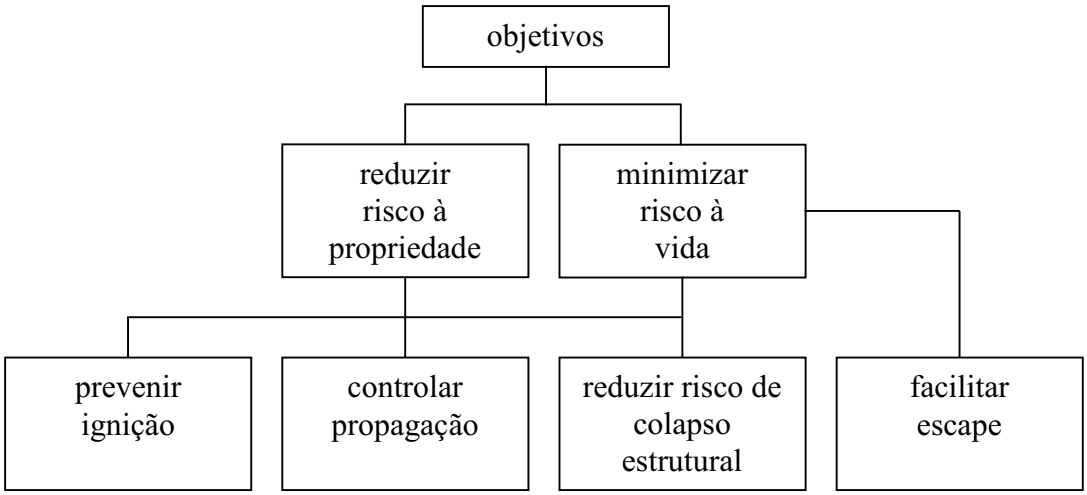


Figura 1.2: Medidas de segurança contra incêndio em edificações.

Observa-se na Figura 1.2 que aparte das medidas comuns aos objetivos estabelecidos, a facilidade de fuga, prioriza exclusivamente a minimização de perdas humanas. Tal medida, que é notoriamente reconhecida como o mais eficiente meio de

redução de fatalidades, está intimamente relacionada com a habilidade dos ocupantes de encontrar rapidamente as rotas de fuga. Contudo, estudos sobre o comportamento humano em condições de incêndio (CANTER, 1985) indicam que a resposta para tais situações de perigo é bastante lenta. Deste modo, ressalta-se, além da necessidade de constantes treinamentos e de liberação de fumaça e calor para a atmosfera, a efetiva garantia de que as estruturas apresentem condições mínimas de resistência ao fogo, possibilitando assim o escape seguro de todos os ocupantes.

A suposição de que um incêndio natural possa atingir condições de perda de controle ("flashover"), antes da atuação dos sistemas de combate a incêndio e de brigadas, eleva consideravelmente o risco de colapso estrutural. Neste cenário, a minimização dos riscos associados ao colapso, somente pode ser alcançada através da conciliação entre sistemas de compartimentalização e de adequadas avaliações de resistência estrutural.

A adoção de sistemas de proteção passiva na prevenção do colapso estrutural, normalmente caracterizados pela aplicação de materiais de revestimento térmico em estruturas de aço e de madeira, é considerada bastante ineficaz na redução de fatalidades e de perdas materiais (STOLLARD e ABRAHAMS, 1995). Isto se deve ao elevado nível de temperaturas desenvolvido após a fase de "flashover", bastante superiores àquelas necessárias para se evitar a possibilidade de perdas materiais e humanas. Além disso, deve-se ter em mente a necessidade de constante manutenção dos materiais de proteção passiva, assegurando deste modo sua eficácia.

Segundo INGHAN (1989), há consenso sobre a preferência por medidas passivas de proteção contra fogo. Isto se deve à percepção de maior confiabilidade e desempenho assegurado, com menos incertezas relacionadas à operação.

O desempenho de elementos estruturais sujeitos ao fogo é apresentado em

termos de sua resistência ao incêndio, que é o período de tempo de exposição ao fogo em teste padronizado, no qual observa-se a falha estrutural. Assim, o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de um elemento isolado, normalmente especificado por códigos normativos, é designado em função do desempenho estrutural obtido por ensaios laboratoriais (estufas). O TRRF é normalmente expresso em múltiplos de 30 minutos, como por exemplo 30, 60, 90 (NBR-14432, 2000). Neste procedimento de teste, o processo de aquecimento é controlado de acordo com uma curva padronizada de tempo versus temperatura estabelecida internacionalmente e referenciada pela ISO 834-1 (1999) (incluída em: EC-1/Parte-1, 2001; e NBR-14432, 2000). Tal curva, também ilustrada na Figura 1.1 – posteriormente tratada em detalhes na Seção 2.2 desta pesquisa, é caracterizada pelo aquecimento contínuo do ambiente em função do tempo de incêndio transcorrido, mantendo-se, contudo, uma taxa de aquecimento decrescente. Os resultados obtidos pela utilização da curva ISO 834-1 (1999) permitem uma avaliação padronizada, sobre a severidade do fogo sobre um dado componente estrutural.

Partindo-se do princípio que significativos níveis de resistência ao fogo podem ser atingidos, mesmo para estruturas metálicas desprovidas de qualquer tipo de material de proteção contra incêndio, a utilização de métodos avançados de análise térmica e estrutural para estruturas de aço sob condições de incêndio, como os desenvolvidos na presente Pesquisa de Doutorado, tem possibilitado o atendimento dos requisitos de resistência ao fogo de um modo mais preciso do que aqueles tradicionalmente previstos pelas especificações simplificadas estabelecidas em normas. Além disso, permitem ao projetista a especificação mais racional do uso de materiais de proteção passiva contra incêndio, quando necessários. Contudo, deve-se ter em mente que a combinação de sistemas ativos de proteção, baseados no conceito de

monitoramento e extinção, aliados a análises estruturais, proporcionam uma substancial redução nos requisitos de resistência ao fogo (TRRF), conforme recomendações previstas pela EC-3/Parte-2 (2001).

As primeiras pesquisas sobre o comportamento de estruturas sob fogo datam do final do século XIX, quando grandes perdas decorrentes do colapso de edifícios provocados por incêndios foram inicialmente identificadas. Desde então, especialmente nas últimas três décadas, significativos avanços nos sistemas computacionais alavancaram o desenvolvimento e o aprimoramento de muitas metodologias, numéricas e analíticas, para a análise do comportamento de estruturas de aço em condições de incêndio. Apresenta-se, a seguir, uma síntese dos principais estudos publicados sobre a análise de estruturas de aço sob ação de temperaturas elevadas.

1.3 Pesquisa bibliográfica sobre a análise de estruturas de aço sob fogo

Um dos mais antigos estudos analíticos publicados sobre flambagem de pilares de aço em condições de temperaturas elevadas foi conduzido por CULVER (1972). Neste trabalho, pilares isolados de aço axialmente carregados, compostos por perfis metálicos laminados do tipo *wide-flange*, foram submetidos a diferentes gradientes de temperatura longitudinais, variando-se ainda as condições de restrição nos apoios. As equações diferenciais que governam o problema foram solucionadas por meio de diferenças finitas para 16 pontos nodais ao longo do comprimento dos membros. Curvas bilineares de tensão-deformação propostas por BROCKENBROUGH (1970) foram adotadas na determinação da rigidez flexional para cada ponto de integração, assumindo-se que a temperatura ao longo da seção-transversal era

considerada constante.

OSSENBRUGGEN *et al.* (1973a) ampliou o trabalho desenvolvido por CULVER (1972) através da inclusão dos efeitos decorrentes de tensões residuais para três diferentes tipos de perfis metálicos: laminados, soldados e tubulares, adotando-se curvas tensão-deformação propostas por BROCKENBROUGH (1970). Os resultados analíticos obtidos, supondo uma distribuição longitudinal e transversal constante de temperatura, culminaram na proposição de expressões aproximadas para o cálculo de tensões admissíveis de flambagem para pilares metálicos sob altas temperaturas.

Dando continuidade à sua pesquisa, OSSENBRUGGEN *et al.*(1973b) abrangeu seu trabalho anterior (OSSENBRUGGEN *et al.*, 1973a) através da consideração de efeitos de tensões térmicas induzidas pela expansão não-uniforme, causada pelos gradientes de temperatura ao longo da seção-transversal e do comprimento dos membros. Neste estudo, a configuração deformada é obtida por meio de um procedimento numérico incremental-iterativo.

CHENG e MAK (1975) desenvolveram um programa numérico com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando-se os efeitos da fluência do aço no comportamento de estruturas planas em condições de temperaturas elevadas. Nesta pesquisa, a temperatura, considerada constante ao longo da seção-transversal, é introduzida como um dado de entrada no problema em função do tempo decorrente do incêndio. Comparações entre resultados obtidos pelo modelo proposto e dados experimentais, concluíram sobre a necessidade de realização de mais testes com o propósito de complementar o trabalho analítico apresentado. Posteriormente, CHENG (1983) abrangeu a formulação originalmente implementada (CHENG e MAK, 1975) através da inclusão dos efeitos de endurecimento isotrópico do aço. Neste trabalho, foram apresentadas considerações sobre a importância dos efeitos devidos à fluência na

análise de estruturas planas em condições de incêndio.

Uma substancial revisão bibliográfica contendo 219 artigos foi compilada por UDDIN e CULVER (1975). Nesta pesquisa, o estado-da-arte existente à época sobre o comportamento e a resistência de estruturas metálicas e de concreto, submetidas a condições de temperatura elevadas foi posto em destaque. Os principais fatores estabelecidos que modificam o desempenho de diferentes sistemas estruturais foram cuidadosamente examinados, apresentando-se ainda uma avaliação qualitativa sobre os principais materiais de proteção contra incêndios comumente adotados pela indústria de construção civil.

WITTEVEEN e TWILT (1975) e WITTEVEEN *et al.* (1976; 1977) apresentaram comparações entre resultados analíticos e experimentais para modelos de pilares e pórticos planos em escala reduzida. Contudo, tanto o embasamento teórico como o procedimento de solução adotada, não foram referenciados nestas publicações.

Um modelo inelástico, com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), foi desenvolvido por FURUMURA e SHINOHARA (1978) para o estudo dos efeitos decorrentes da fluência do aço na análise de estruturas planas sob fogo. Neste trabalho, um procedimento de análise térmica foi usado para a determinação do campo de temperaturas para perfis metálicos protegidos. Os resultados obtidos enfatizaram a importância da consideração da fase de resfriamento, ou seja, fase de descarga, no modelo estrutural.

Um modelo teórico simplificado foi sugerido por KRUPPA (1979) para a análise de viga-colunas e pórticos planos estaticamente indeterminados, com distribuição de temperatura homogênea ao longo da seção-transversal. Neste trabalho, o material, em condições de temperatura elevada, permanece com características de tensão-deformação elastoplástica perfeita. A partir de comparações entre resultados

teóricos e experimentais, concluiu-se sobre a importância da consideração dos efeitos decorrentes de gradientes térmicos na análise global de membros estruturais.

Efeitos de grandes deformações e de fluência do material foram introduzidos por JAIN e RAO (1983) em um procedimento numérico incremental-iterativo para a análise de estruturas planas sob fogo, considerando-se uma variação linear entre as temperaturas da mesa superior e inferior.

BABA e NAGURA (1985) empregaram um modelo de elementos finitos unidimensional no estudo dos efeitos de dependência do tempo do material nas características de pórticos simples. Neste estudo, foram considerados ambos os efeitos de endurecimento e fluência do aço por meio de modelos bilineares.

DOTREPPE e FRANSSEN (1985) e FRASSEN (1987) desenvolveram um modelo computacional com base no MEF para análise plana de pórticos mistos sob condições de incêndio. Neste estudo, a distribuição de temperaturas ao longo da seção-transversal é obtida por meio de análise térmica. O desenvolvimento do programa CEFICOSS (*Computer Engineering of the Fire design of Composite and Steel Structures*) representou a primeira geração de programas de análise estrutural com consideração de carga de incêndio em desenvolvimento na Universidade de Liège. Tal código foi descrito e utilizado em diversos trabalhos científicos, podendo-se citar: SCHLEICH (1987), FRANSSEN e DOTREPPE (1992) e FRANSSEN *et al.* (1995). Posteriormente, Franssen aprimorou e estendeu seu procedimento de análise para três dimensões. O resultado deste aprimoramento – programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) – permitiu a acomodação de diferentes tipos de elementos finitos, ampliando substancialmente a aplicabilidade numérica da ferramenta computacional desenvolvida. O programa SAFIR leva em consideração as características de tensão-deformação dos materiais previstas pela Parte 2 do código europeu (EC-3/Parte-2, 2001). Assim como

seu antecessor, as implementações e aplicações desenvolvidas com o programa SAFIR têm resultado na publicação de diferentes estudos sobre o comportamento de estruturas de aço em condições de incêndio, podendo-se citar alguns dos recentes trabalhos publicados: FRANSSEN (2000), de SOUZA JUNIOR e FRANSSEN (2002), LANDESMANN e BATISTA (2002d), VILA REAL *et al.* (2003), CADORIN e FRANSSEN (2003) e CADORIN *et al.* (2003).

A partir de um acordo de cooperação internacional firmado entre a COPPE e a Universidade de Liége, o programa SAFIR foi adotado nesta pesquisa como ferramenta de avaliação dos resultados computacionais obtidos no presente estudo.

O comportamento experimental tensão-deformação de aços estruturais sob temperaturas elevadas foi representado por POH (2001) através de modelos matemáticos. Apesar do preciso ajustamento do modelo proposto, que permite a inclusão dos efeitos de endurecimento do aço, a adoção deste não se justifica em análises correntes de estruturas metálicas sob fogo, tendo em vista, além da complexidade dos modelos propostos, a trabalhosa implementação dos 40 diferentes coeficientes que descrevem o modelo.

Na Universidade de Sheffield (UK), OLAWALE (1989) implementou uma formulação de faixas finitas para a análise de pilares perfeitos isolados sob fogo. Tal formulação leva em consideração tensões residuais, carregamentos excêntricos e flambagem local. A ferramenta numérica desenvolvida foi utilizada por BURGESS *et al.* (1990, 1991, 1992) na obtenção de soluções numéricas para diversos pilares perfeitos sob condições de incêndio. EL-RIMAWI (1989) estudou vigas metálicas em flexão pura sob condições de incêndio por meio de procedimento numérico baseado na rigidez secante dos elementos. Tal análise foi estendida por SAAB (1991) para a análise não-linear de pórticos planos sob fogo. Este procedimento de análise, que utiliza

princípios de plasticidade distribuída, foi empregado no estudo do comportamento de pórticos planos deslocáveis e não-deslocáveis, assumindo-se diferentes condições de temperaturas ao longo da seção-transversal de perfis metálicos protegidos ou não. Tal projeto de pesquisa, iniciado em meados dos anos 90, culminou no desenvolvimento de uma ferramenta numérica com base na formulação do MEF para análise de estruturas mistas tridimensionais sob condições de incêndio (NAJJAR, 1994), denominado como programa VULCAN. Desde sua primeira versão, o programa VULCAN tem motivado diversos trabalhos de pesquisa, especialmente aqueles relacionados com a análise de estruturas de aço sob ação do fogo. Recentemente, especificamente na área de estruturas de aço, WONG (2001a) estudou o comportamento estrutural de diversos pórticos industriais sob fogo, comparando resultados experimentais e aqueles originários do programa de elementos finitos VULCAN. Dando continuidade, CAI (2002) aprimorou o modelo numérico anterior, aplicando-o na modelagem de seções transversais assimétricas e mistas (CAI *et al.*, 2002). Neste trabalho, os efeitos decorrentes da plasticidade são considerados através da distribuição das zonas plásticas ao longo do comprimento do membro estrutural (CAI *et al.*, 2003).

No Brasil, SILVA e FAKURY (2002) apresentaram à comunidade científica internacional a recente publicação dos Padrões Brasileiros para o cálculo de estruturas de aço em situações de incêndio: NBR-14323 (1999) e NBR-14432 (2000), onde as principais recomendações normativas vigentes no país são descritas e aplicadas. Este trabalho de pesquisa, iniciado em meados de 1995 principalmente nas universidades UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais), USP (Universidade de São Paulo) e UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto) colimou diferentes publicações internacionais e nacionais adaptadas aos padrões estruturais brasileiros, podendo-se citar: FAKURY *et al.* (2000), SILVA (1999ab, 2001), PIMENTA e SILVA (1995) e,

SILVA e PIMENTA (1996ab), representando, sem dúvida um grande avanço para as pesquisas desta natureza em desenvolvimento no país.

Os principais parâmetros que influenciam o processo de desenvolvimento de incêndios "reais", citando-se ventilação, carga térmica e configuração geométrica, foram tratados de forma rigorosa por SILVA (1997), no estudo do comportamento de estruturas de aço submetidas a altas temperaturas. Nesta pesquisa, propõe-se um método simplificado de dimensionamento de estruturas sob ação do fogo, levando-se em consideração a influência dos efeitos não-lineares físicos e geométricos.

Posteriormente, SILVA (2000) analisou o comportamento de estruturas aporticadas submetidas a condições de temperaturas elevadas, através do MEF, levando em consideração os efeitos não-lineares físicos e geométricos. Os resultados obtidos foram comparados com recomendações previstas pela NBR-14323 (1999).

Uma expressão simplificada para determinação da elevação de temperatura em elementos metálicos, protegidos ou não por material de revestimento térmico, foi proposta por SILVA (2002) para possível inclusão na NBR-14323 (1999).

Um programa para determinação da elevação de temperatura em perfis metálicos, envolvidos ou não por material de proteção contra-incêndios, foi apresentado por ABREU e FAKURY (1998), tendo sido empregado posteriormente na proposição de curvas de elevação de temperatura, adotadas por MARTINS (2000), e no desenvolvimento de um procedimento via Método dos Elementos Finitos para determinação da temperatura em elementos estruturais mistos em situação de incêndio (FIGUEIREDO JÚNIOR, 2002). Este modelo foi aplicado a componentes estruturais externos de edifícios em situação de incêndio por TAIT (2001).

Em continuidade às pesquisas sobre comportamento térmico bidimensional, (NÓBREGA, 2003) utilizou o modelo computacional desenvolvido (FIGUEIREDO

JÚNIOR, 2002) para determinação da distribuição de temperaturas em seções-transversais formadas por quaisquer materiais, permitindo a avaliação da força normal resistente de cálculo para diversas configurações de pilares mistos aço-concreto, tomando-se por base prescrições Brasileiras (NBR-14323, 1999).

Um procedimento de cálculo estrutural para pisos mistos com forma de aço incorporada, sob condições de incêndio, originalmente desenvolvido por BAILEY e MOORE (2000a e 2000b), foi adaptado à realidade brasileira por SPÍNDOLA (2002), tendo sido empregado posteriormente na análise de vigas secundárias sem proteção térmica (FAKURY e SPÍNDOLA, 2002) e com a presença de ligações semi-rígidas (FAKURY e ABREU, 2002). Comparações entre resistências à flexão de seções mistas, em função da temperatura transversal, obtida por modelo simplificado com base nas recomendações Brasileiras (NBR-14323, 1999) e àquelas provenientes de análise termo-mecânica detalhada usando o MEF são apresentadas por ABREU *et al.* (2001).

1.4 Método das rótulas plásticas

As diversas publicações científicas citadas anteriormente, podem ser genericamente ordenadas em dois grupos básicos: (*a*) modelos complexos com base na formulação do MEF, empregados na análise do comportamento global da estrutura, e (*b*) modelos simplificados aplicados a elementos estruturais isolados, normalmente fundamentados em prescrições previstas na normatização vigente, como é o caso do Eurocódigo (EC-3/Parte-2, 2001).

Alternativamente aos dois grupos básicos, LIEW *et al.* (1998) primeiramente aplicou o Método das Rótulas Plásticas no estudo do comportamento global de estruturas metálicas aporticadas submetidas a incêndios compartimentados. Neste trabalho, um programa de elementos finitos de análise térmica, por transferência

de calor, foi empregado na determinação do campo de temperaturas ao longo do elemento e de sua seção-transversal. A resposta do modelo estrutural é estimada através do MEF com o uso de elementos viga-coluna inelásticos. As comparações apresentadas para vigas contínuas, limitaram-se à verificação da resposta estrutural para diferentes condições de ventilação no compartimento. Apesar da inclusão no modelo estrutural dos efeitos devidos à semicontinuidade das ligações viga-coluna, as curvas momento-rotação, adotadas na sua caracterização, não levam em consideração o aumento da temperatura devido ao incêndio. Tal fato se fundamentou na hipótese de que as ligações estudadas são consideradas completamente abrigadas da ação do fogo. Posteriormente, LIEW *et al.* (2002) aperfeiçoou sua metodologia de análise estrutural (LIEW *et al.*, 1998), através da consideração da propagação do incêndio em edifícios destinados a estacionamentos.

A partir dos conceitos de Plasticidade Concentrada, WONG (2001b), em continuidade ao seu trabalho de pesquisa, apresentou um método de análise simplificada para o cálculo da temperatura crítica de colapso, aplicado a estruturas metálicas sob fogo. Neste método, um fator de carga, associado a diferentes níveis de temperatura, é incrementalmente introduzido no processo de análise estrutural até a formação do mecanismo de colapso. A simplicidade do procedimento implementado não permite a descrição da trajetória de equilíbrio da estrutura, limitando-se apenas à determinação da carga limite de colapso.

Em continuidade às pesquisas anteriores (TOH *et al.*, 2000; 2001a; 2001b), TOH *et al.* (2003) propuseram um método não-linear de análise estrutural com base no conceito de rótulas plásticas para estruturas de aço planas em condições de incêndio. Foram apresentadas comparações para três exemplos numéricos, entre o método proposto e resultados analíticos e obtidos pelo MEF. Nestas comparações, não foram

considerados os efeitos devidos ao gradiente térmico ao longo da seção-transversal. Além disso, assumiu-se que o aço estrutural possui comportamento elasto-plástico perfeito, mesmo para condições de temperatura elevadas.

Um procedimento numérico para análise não-linear de estruturas metálicas planas foi proposto por CHAN e CHAN (2001), tendo como base o conceito de rótulas plásticas. Neste trabalho, a distribuição de temperaturas é considerada constante ao longo da seção-transversal de perfis metálicos 'I' ou 'H', sendo, deste modo, negligenciados os efeitos decorrentes do gradiente térmico. O modelo adotado para formação de rótulas plásticas considera apenas a influência devida à redução da tensão de escoamento em função da temperatura, não tendo sido levada em consideração a perda de proporcionalidade do aço sob condições de temperatura elevada, prevista pelo modelo do EC-3/Parte-2 (2001).

Através de um modelo de rótulas plásticas VIMONSATIT *et al.* (2003a) ampliaram seu trabalho anterior (VIMONSATIT *et al.*, 2003b) levando em consideração a semicontinuidade de ligações viga-coluna. O principal foco desta pesquisa consiste na utilização de curvas tri-lineares para a representação das características de tensão-deformação do aço estrutural sob fogo previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001), em detrimento a curvas bilineares.

Até este ponto, nenhum dos trabalhos referenciados, relacionados com a aplicação do Método de Rótulas Plásticas, permite a consideração conjunta dos efeitos associados ao desenvolvimento de um campo não-uniforme de temperaturas ao longo da seção-transversal e da simultânea variação inelástica de rigidez e resistência provocada pelo aumento de temperatura no aço. Assim, a necessidade da consideração dos efeitos não-lineares geométricos e do material, por meio de modelos refinados de rótulas-plásticas, além da possibilidade de descrição acurada da distribuição de temperaturas

para perfis metálicos, protegidos ou não por materiais de revestimento térmico, motivou o desenvolvimento do presente trabalho de Pesquisa de Doutorado, cujo escopo está resumido a seguir, na Seção 1.5.

A metodologia de análise proposta neste trabalho, apresenta-se como uma alternativa, computacionalmente mais eficiente do que a comumente desenvolvida com base no Método dos Elementos Finitos, através da modelagem bidimensional de estruturas metálicas (FRANSSEN *et al.*, 2001), sem contudo, desprezar os efeitos não-lineares geométricos e do material, decorrentes da interação entre a variação de temperatura e a ação de carregamentos externos.

1.5 Organização deste trabalho

O trabalho de pesquisa apresentado nesta Tese de Doutorado teve seu início a partir da implementação computacional (ALVES, 1999) de um modelo refinado de rótulas plásticas (LANDESMANN e BATISTA, 2000b), para análise inelástica de estruturas metálicas planas, originalmente concebido segundo os conceitos básicos de Análise Avançada. A ferramenta computacional originalmente desenvolvida foi progressivamente adaptada (LANDESMANN, 2001a) para a análise bidimensional de estruturas de aço em condições de incêndio, denominada de programa PNL-F (Pórtico Não-Linear sob Fogo).

O procedimento numérico desenvolvido é composto por duas etapas fundamentais: análise térmica e análise estrutural, que se interligam conforme ilustrado pelo fluxograma da Figura 1.3. As principais características do modelo computacional implementado nesta Pesquisa são apresentadas no Anexo A.

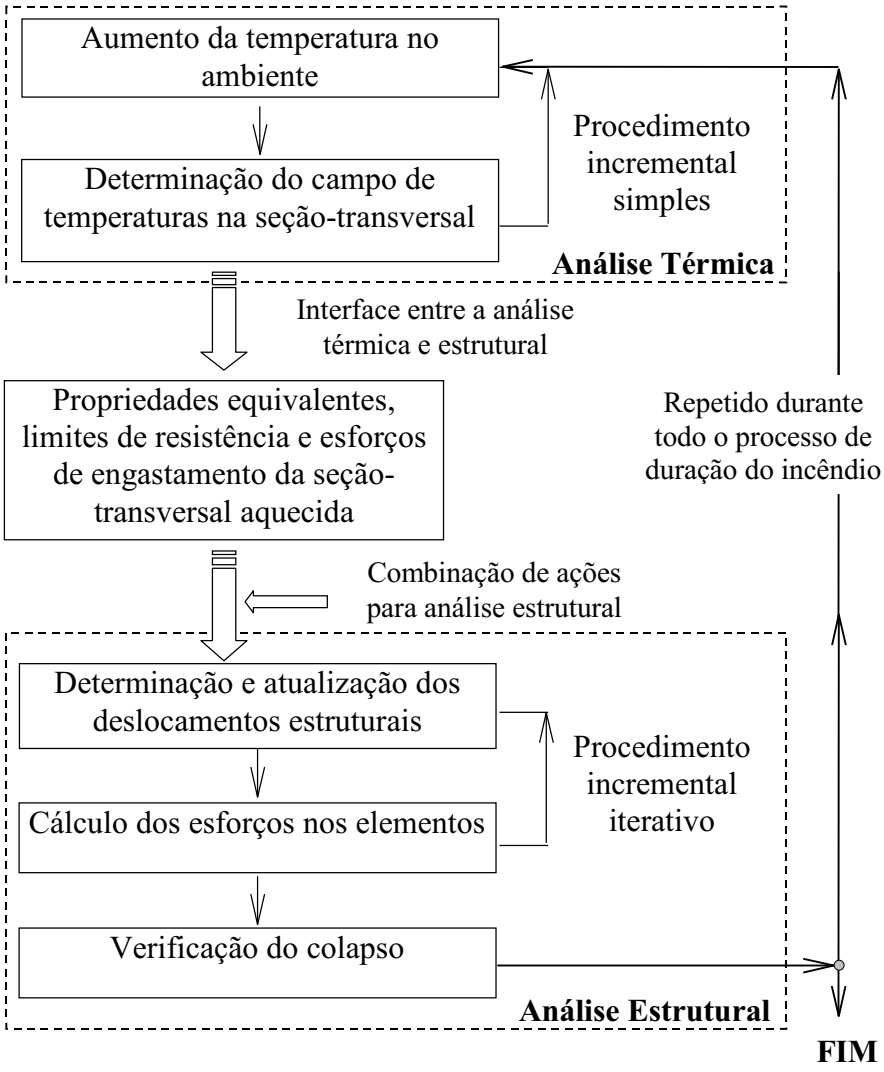


Figura 1.3: Principais etapas seguidas pelo procedimento computacional desenvolvido.

A primeira fase do processo de análise de estruturas em condições de fogo é caracterizada pela determinação do campo de temperaturas ao longo da seção-transversal das estruturas de aço afetadas pelo incêndio. Nesta etapa, a resposta térmica é determinada, para cada instante estabelecido do incêndio postulado, através de procedimento numérico de cálculo de transferência de calor, que permite a consideração da variação das propriedades térmicas e mecânicas do aço em função do aumento de

temperatura, implementados segundo a formulação do MEF, conforme apresentado no Capítulo 2 deste trabalho.

A partir dos resultados de variação da temperatura das estruturas de aço, obtidos pelo modelo de análise térmica, são determinadas as propriedades equivalentes das seções aquecidas, redução gradual da resistência plástica das seções e esforços de engastamento perfeito, estabelecendo-se assim uma conexão entre as análises térmica e estrutural. A metodologia desenvolvida para implementação desta fase da análise é apresentada pela seção 2.6 desta pesquisa.

Uma vez que o campo de temperaturas e sua influência no cálculo estrutural foram estabelecidos, a etapa que se segue consiste na análise global das estruturas sob fogo. As bases da formulação numérica, utilizadas na descrição do elemento inelástico não-linear de viga-coluna implementado no programa PNL-F para a análise de estruturas sob incêndio, são tratadas no Capítulo 3.

A validação dos modelos computacionais desenvolvidos nesta Pesquisa é apresentada no Capítulo 4 através de comparações com resultados numéricos obtidos com o Programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

As principais conclusões e recomendações obtidas nesta presente Pesquisa de Doutorado estão sumarizadas no Capítulo 5.

2

ANÁLISE TÉRMICA

2.1 Introdução

A primeira etapa do processo de análise de estruturas em condições de incêndio consiste na determinação da variação do campo de temperaturas dos elementos expostos ao fogo, em função do tempo decorrido de incêndio. Nesta fase, seguindo-se as mesmas hipóteses assumidas por FRANSSEN *et al.* (2000), admite-se que a distribuição longitudinal de temperaturas (ao longo de cada elemento estrutural) é uniforme e idêntica àquela estimada para a seção-transversal. Assim, a análise térmica é computada exclusivamente no plano da seção-transversal, supondo-se ainda que a distribuição de temperaturas é simétrica em torno do eixo *y*, normal ao eixo de flexão da barra, conforme apresentado posteriormente na Figura 2.2.

Na presente Pesquisa de Doutorado, foram propostos dois modelos numéricos de transferência de calor para determinação da distribuição de temperaturas em seções-transversais, formadas por perfis ‘I’ ou ‘H’, com ou sem a presença de materiais de proteção contra incêndio. Os modelos térmicos, referenciados neste trabalho nas Seções 2.3 e 2.4, foram computacionalmente implementados através de um

procedimento de solução de equações não-lineares do tipo incremental simples, permitindo assim a consideração da variação das propriedades térmicas do aço em função da elevação de temperatura, seguindo-se portanto recomendações preconizadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), para modelos de análise avançada.

Os procedimentos de análise térmica verificados neste trabalho assumem que a taxa de aquecimento do ambiente, ou seja a razão de elevação de temperatura para um dado compartimento incendiado, é determinada a partir de relações 'tempo versus temperatura'. Tal metodologia possibilita a consideração de qualquer tipo de curva de aquecimento, quer aquelas padronizadas, previstas pela normalização vigente (ISO 834-1, 1999; EC-1/Parte-2, 2001), quer curvas específicas definidas para casos não convencionais de aquecimento. As principais curvas de aquecimento recomendadas pelo EC-1/Parte-2 (2001) e adotadas nesta pesquisa estão apresentadas na Seção 2.2.

O primeiro modelo de análise térmica implementado nesta Pesquisa, descrito a seguir na Seção 2.3, utiliza-se de equações simplificadas de cálculo térmico sugeridas pelo EC-3/Parte-2 (2001) e igualmente incluídas na NBR-14323 (1999). O segundo modelo faz uso da formulação básica de transferência de calor unidimensional, estabelecida com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme apresentado na Seção 2.4 deste trabalho.

A partir da seleção de um grupo representativo de perfis metálicos padronizados (ARBED, 2003), empregados em obras de construção civil, foram realizadas comparações numéricas entre resultados de variação de temperatura, obtidos com modelos numéricos propostos nesta pesquisa e aqueles apresentados pelo módulo térmico bidimensional do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Em linhas gerais, pode-se afirmar, antecipadamente, a constatação de correlações satisfatórias entre os resultados numéricos analisados, conforme apresentado na Seção 2.5. As

diferenças máximas observadas pelo modelo simplificado variam de 1 a 43%, para perfis desprotegidos, e entre 6 a 56% para perfis recobertos por materiais de proteção contra incêndio. Estas diferenças são consideravelmente elevadas quando comparadas aos resultados apresentados pelo modelo unidimensional, cuja diferença máxima é 10%, para perfis desprotegidos e protegidos.

Ainda, durante o processo de Análise Térmica, os efeitos decorrentes do aumento de temperatura no comportamento mecânico-estrutural dos elementos aquecidos são computados e armazenados tendo em vista sua efetiva consideração quando do desenvolvimento do cálculo estrutural, conforme mencionado anteriormente no item 1.5. Deste modo, estabelece-se uma conexão entre a Análise Térmica propriamente dita e a Análise Estrutural. A metodologia adotada nesta etapa é apresentada no item 2.6 desta Pesquisa, onde a influência da variação de temperatura, obtida pelos modelos térmicos implementados e aqueles gerados pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) na determinação dos efeitos estruturais na seção-transversal, são comparados e apresentados ao final da Seção 2.6 desta pesquisa.

2.2 Curvas de incêndio

Com o intuito de se representar o desenvolvimento de incêndios reais e, principalmente, os efeitos provocados pelo aumento de temperatura nas estruturas afetadas, diversas curvas de aquecimento têm sido propostas (ISO 834-1, 1999; EC-1/Parte-2, 2001; NBR-14432, 2000). Nestas expressões, a variação de temperatura parte do princípio de que o incêndio já tenha atingido o limite de 'flashover', ignorando-se portanto toda fase de ignição, conforme detalhado pela Figura 2.1.

Seguindo-se recomendações previstas pelo EC-1/Parte-2 (2001), as principais curvas de incêndio – ou seja, relações tempo versus temperatura, foram

incluídas nos módulos de análise térmica desenvolvidos nesta pesquisa. A curva padronizada de incêndio proposta pela ISO 834-1 (1999), também incluída no EC-1/Parte-2 (2001) e NBR-14432 (2000), é descrita pela seguinte expressão:

$$\theta_g = \theta_0 + 345\ \log_{10}(8t+1) \qquad \text{Eq. (2.1)}$$

onde θ_g é a variação de temperatura do ambiente em função do tempo de incêndio, θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, geralmente tomada igual a 20 ºC; t é o tempo decorrido após o início do incêndio, em minutos.

Este tipo de curva de aquecimento não leva em consideração nenhum tipo de característica do compartimento afetado. Deste modo, situações onde a densidade de materiais combustíveis seja consideravelmente baixa, a utilização de curvas de incêndio padronizadas conduz a análises desnecessariamente conservativas (situação inversa também é verdadeira). Nestes casos, pode ser vantajosa a utilização de curvas paramétricas, que permitem a simulação de ambas fases de aquecimento e de resfriamento, imediatamente após o ponto de 'flashover', conforme indicado na Figura 2.1.

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 associados à ventilação do ambiente e densidade de carga de incêndio (densidade de materiais potencialmente combustíveis). A fase de aquecimento para a modelagem de incêndio por meio de curvas paramétricas é dada a seguir:

$$\theta_g = \theta_0 + 1325\ \left(1 - 0{,}324e^{-0{,}2t^*} - 0{,}204e^{-1{,}7t^*} - 0{,}472e^{-19t^*}\right) \qquad \text{Eq. (2.2)}$$

sendo que, t^* corresponde a $t \cdot \Gamma$, onde:

$$\Gamma = \left(\frac{O}{b}\right)^2 \left(\frac{1160}{0{,}04}\right)^2 \qquad \text{Eq. (2.3)}$$

'O' representa o fator de abertura dado pelo Anexo A do EC-1/Parte-2 (2001) entre as aberturas verticais e a área total do compartimento, cujos limites são $0,02 \leq O \leq 0,20$ (em $m^{1/2}$). O fator b descreve as características térmicas do material de fechamento, cujos limites são: $400 \leq b \leq 2000$ (em $J/m^2s^{1/2}K$). A expressão correspondente à fase de resfriamento simulada por curvas parametrizadas é obtida a partir da seguinte relação:

$$\theta_g = \begin{cases} \theta_{max} - 625\left(t^* - t^*_{max}\,\chi\right) & \text{para } t^* \leq 0,5 \\ \theta_{max} - 250\left(3 - t^*_{max}\,\chi\right)\left(t^* - t^*_{max}\,\chi\right) & \text{para } 0,5 < t^* < 2 \\ \theta_{max} - 250\left(t^* - t^*_{max}\,\chi\right) & \text{para } t^* \geq 2 \end{cases} \qquad \text{Eq. (2.4)}$$

onde θ_{max} simboliza a temperatura máxima dada pela fase de aquecimento, quando t^* for igual a t^*_{max} (em horas), dado por:

$$t^*_{max} = \left(0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O\right)\Gamma \qquad \text{Eq. (2.5)}$$

nesta, $q_{t,d}$ descreve a densidade de carga de incêndio acondicionada no compartimento, determinada de acordo com o EC-1/Parte-2 (2001), observando-se os seguintes limites: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ (em MJ/m^2). O fator de correção χ é dado por:

$$\chi = \begin{cases} 1,0 & \text{para } t_{max} > t_{lim} \\ t_{lim}\Gamma \Big/ t^*_{max} & \text{para } t_{max} = t_{lim} \end{cases} \qquad \text{Eq. (2.6)}$$

O valor de t_{lim} é obtido em função da taxa de crescimento do incêndio, considerado-se os seguintes casos: t_{lim} = 25 minutos (lenta taxa de crescimento), t_{lim} = 20 minutos (média taxa de crescimento), t_{lim} = 15 minutos (rápida taxa de crescimento).

Nas situações onde é prevista a armazenagem de materiais hidrocarbônicos (como por exemplo os derivados do petróleo e gás natural), que tornam o incêndio extremamente severo, deve ser adotada a curva de incêndio de hidrocarboneto, apresentada a seguir pela Eq. 2.7, juntamente com a Figura 2.1.

$$\theta_g = \theta_0 + 1080\left(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}\right) \qquad \text{Eq. (2.7)}$$

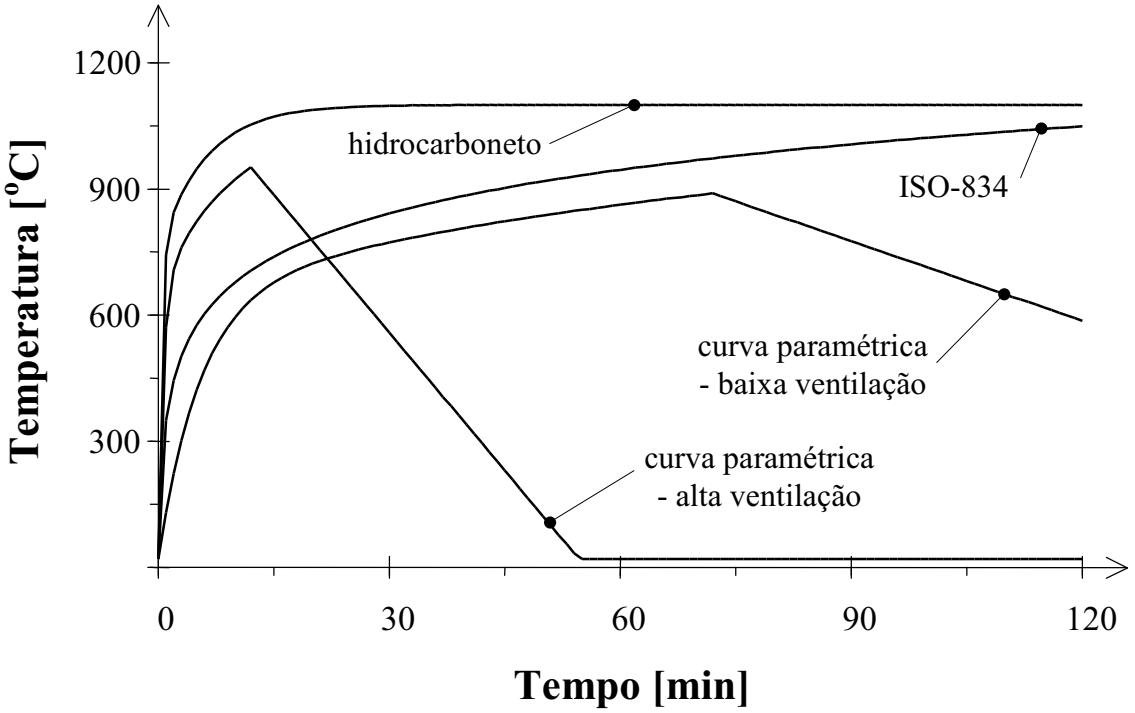


Figura 2.1: Comparação entre diferentes curvas de incêndio, previstas pelo EC-1/Parte-2 (2001).

2.3 Modelo térmico simplificado segundo EC-3

2.3.1 Elementos estruturais sem proteção cont ra incêndio

Modelo térmico simplificado, aplicado para a determinação da variação de temperatura de seções-transversais formadas por perfis metálicos do tipo 'I' ou 'H', foi computacionalmente implementado nesta pesquisa (LANDESMANN e BATISTA, 2002d) a partir de expressões de elevação de temperatura no aço recomendadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), igualmente incluídas na NBR-14323 (1999).

A principal simplificação assumida nesta metodologia constitui na ausência de equilíbrio térmico entre os principais elementos que compõem a seção-transversal: mesas e alma. Deste modo, o coeficiente de condução de calor do aço (λ_a) não aparece

na equação de elevação de temperatura. Além disso, a elevação de temperatura é considerada uniforme para cada região aquecida.

Neste procedimento simplificado, o aumento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ (Eq. 2.8) é calculado separadamente para cada elemento básico (k) da seção-transversal, conforme ilustrado pela Figura 2.2.

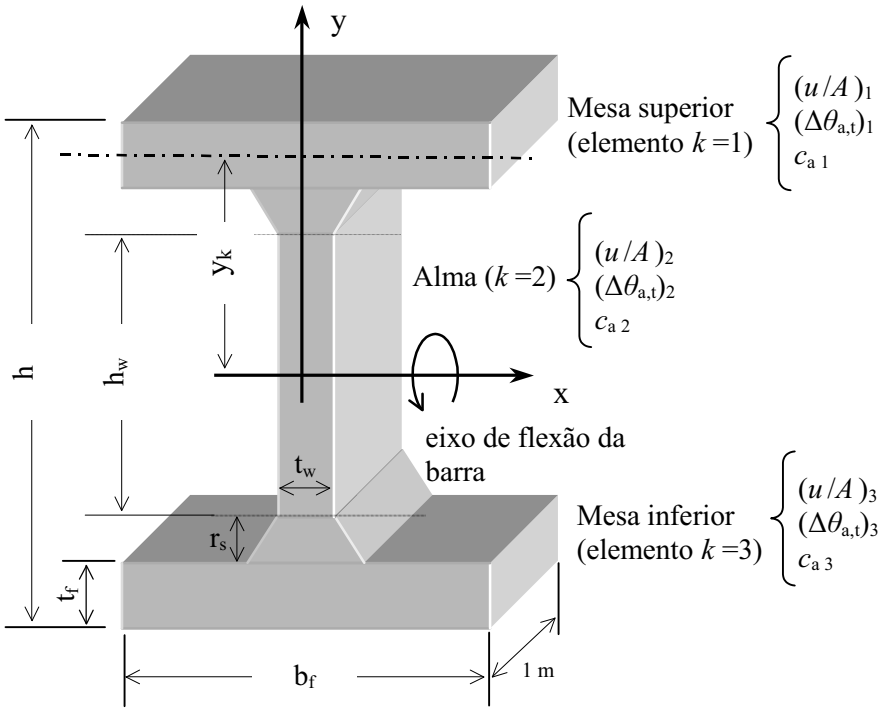


Figura 2.2: Divisão da seção-transversal de perfis 'I' ou 'H' para utilização do modelo térmico simplificado (EC-3/Parte-2, 2001).

Para elementos estruturais sem a presença de material de proteção contra incêndio, a elevação temperatura $\Delta\theta_{a,t}$, para um dado intervalo de tempo Δt (em segundos), é determinada individualmente para cada segmento da seção-transversal, de acordo com a seguinte expressão, extraída do EC-3/Parte-2 (2001):

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a\,\rho_a}\,\varphi\Delta t \text{, para } \Delta\theta_{a,t} > 0 \qquad \text{Eq. (2.8)}$$

Nesta expressão, φ representa o fluxo de calor por unidade de área, sendo

composto por duas parcelas, respectivamente associadas à convecção φ_c e à radiação φ_r, conforme dado a seguir:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \qquad \text{Eq. (2.9)}$$

onde, $\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_m)$ Eq. (2.10)

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \ \varepsilon_{res}[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \qquad \text{Eq. (2.11)}$$

Nas expressões acima, Eq. (2.8 a 2.11), os seguintes parâmetros foram introduzidos: α_c refere-se ao coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a 25 W/m^2 ^{o}C (EC-1/Parte-2, 2001); θ_g é a temperatura do ambiente, em ºC, obtida em função de curvas tempo-temperatura, conforme apresentado anteriormente pela Seção 2.2; θ_m é a temperatura na superfície do aço, em ºC; ε_{res} corresponde a emissividade resultante, podendo ser tomada igual a 0,5 (EC-3/Parte-2, 2001); o valor de $5,67 \cdot 10^{-8}$ representa a constante de *Stefan-Boltzmann*; *u/A* representa o fator de massividade de elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, dado em m^{-1}; ρ_a é a massa específica do aço, que pode ser considerada independente da temperatura, cujo valor sugerido pelo EC-3/Parte-2 (2001) é de 7850 kg/m^3.

A partir de recomendações apresentadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), a variação do calor específico do aço c_a em função da temperatura pode ser determinada pela Eq. (2.12), em J/kg^{o}C, igualmente ilustrada na Figura 2.3.

$$c_a = \begin{cases} 425 + 0,773 \ \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \ \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \ \theta_a^3, \ \text{para } 20^o\text{C} \le \theta_a < 600^o\text{C} \\ 666 + \dfrac{13002}{738 - \theta_a}; \ \text{para } 600^o\text{C} \le \theta_a < 735^o\text{C} \\ 545 + \dfrac{17820}{\theta_a - 731}; \ \text{para } 735^o\text{C} \le \theta_a < 900^o\text{C} \\ 650; \ \text{para } 900^o\text{C} \le \theta_a \le 1200^o\text{C} \end{cases} \qquad \text{Eq. (2.12)}$$

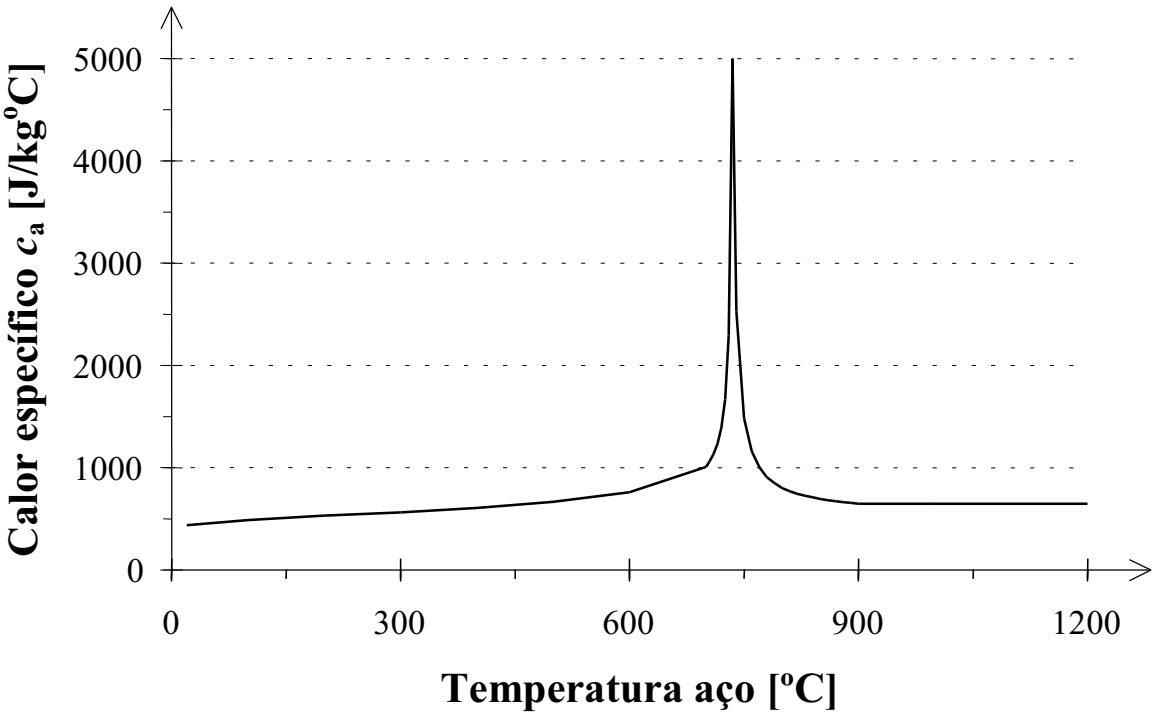


Figura 2.3: Calor específico do aço (c_a) em função da temperatura (EC-3/Parte-2, 2001).

A expressão proposta pelo EC-3/Parte-2 (2001) para determinação do fluxo de calor e a conseqüente variação de temperatura dos elementos, é obtida em função da diferença entre a temperatura do meio e a temperatura da superfície externa dos elementos aquecidos, o que torna a Eq. (2.8) dependente da temperatura do aço (θ_a). Adicionalmente, para níveis elevados de temperatura (< 600 ºC), observa-se (Fig. 2.3) que o calor específico também varia consideravelmente em função da temperatura. Deste modo, a determinação do aumento de temperatura em cada segmento da seção-transversal, precisa ser resolvido através de um processo iterativo.

Na presente Pesquisa, adotou-se procedimento numérico do tipo incremental-simples para determinação da elevação de temperatura no aço (BATTISTA e PFEIL, 1996). Neste processo, tanto o fluxo de calor como o calor específico do aço, são computados em função da temperatura obtida no passo imediatamente anterior,

utilizando-se para isso intervalos de tempo compatíveis com a precisão esperada. Foram adotados incrementos de tempo (Δt) de 1 seg nos cálculos térmicos desenvolvidos neste trabalho.

Assumindo-se que o aço encontra-se a temperatura uniforme inicial (θ_a^0) de 20 ^oC, a temperatura de cada elemento pode ser determinada, a cada incremento (n) de tempo (Δt), a partir da temperatura anterior (θ_a^{n-1}) acrescida da variação de temperatura ($\Delta\theta_a^n$), conforme sumarizado a seguir:

$$\theta_{a,t}^n = \theta_{a,t}^{n-1} + \Delta\theta_{a,t}^n \qquad \text{Eq. (2.13)}$$

$$\Delta\theta_{a,t}^n = \frac{(u/A)}{c_a^{n-1}\rho_a}\ \varphi_a^{n-1}\Delta t \text{ , para } \Delta\theta_a > 0 \qquad \text{Eq. (2.14)}$$

onde, $\varphi_c^{n-1} = \alpha_c(\theta_{g,t}^n - \theta_{a,t}^{n-1})$ Eq. (2.15)

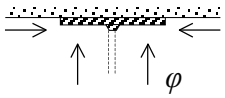
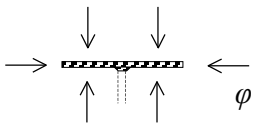
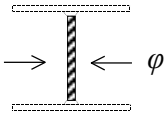
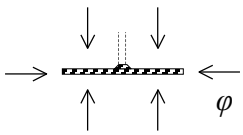
$$\varphi_r^{n-1} = 5,67\cdot 10^{-8}\varepsilon_{res}[(\theta_{g,t}^n + 273)^4 - (\theta_{a,t}^{n-1} + 273)^4] \qquad \text{Eq. (2.16)}$$

Resultados numéricos para o cálculo da elevação de temperatura de perfis metálicos, obtidos pelo presente método incremental-simples, são apresentados e comparados com aqueles obtidos pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) na Seção 2.5 deste trabalho.

De acordo com o item 6.4.2 da NBR 14323 (1999), ao se determinar o fator de massividade, u/A, para elementos sem proteção, ou u_m/A, para elementos recobertos com material de proteção contra incêndio, a área bruta da seção-transversal deve ser usada, desprezando-se o efeito de pequenos furos. Além disso, segundo o item 8.5.1.1.3 da NBR 14323 (1999), o valor de Δt não pode ser superior a 25000 $(u/A)^{-1}$, respeitando-se ainda o limite máximo recomendado de 5 seg.

A Tabela 2.1 apresenta uma síntese do cálculo dos fatores de massividade para perfis metálicos desprotegidos, com ou sem a presença de laje de concreto.

Tabela 2.1: Perímetros expostos para elementos que compõem a seção-transversal de perfis metálicos 'I' ou 'H'.

Elemento	Perímetro exposto u, ou u_m (em m)	Área do elemento A (em m^2)	Esquematização da situação
Mesa superior ($k = 1$)			laje de concreto
– sem laje –	$2(t_f + b_f + r_s\sqrt{2}) - t_w$	$(b_f + t_f) + (t_w + r_s)r_s$	
– com laje –	$2(t_f + \frac{b_f}{2} + r_s\sqrt{2}) - t_w$		
Alma ($k = 2$)	$2\ h_w$	$(h_w \cdot t_w)$	
Mesa inferior ($k = 3$)	$2(t_f + b_f + r_s\sqrt{2}) - t_w$	$(b_f + t_f) + (t_w + r_s)r_s$	

(as dimensões t_f, b_f, r_s, t_w, h_w estão indicadas na Figura 2.2; φ representa o fluxo de calor dado pela Eq. 2.9)

2.3.2 Elementos estruturais com material de proteção contra incêndio

Para perfis metálicos envolvidos por materiais de proteção contra incêndio, os mecanismos básicos de transferência de calor permanecem idênticos àqueles apresentados para elementos desprotegidos. Contudo, a baixa condutividade do material de proteção superficial induz uma considerável redução na taxa de aquecimento da

seção de aço. Por outro lado, a própria camada de revestimento térmico possui capacidade de armazenar uma certa quantidade de calor, mesmo que pequena, o que ocasiona um substancial retardamento no processo de aquecimento do aço.

Segundo a metodologia proposta pelo EC-3/Parte-2 (2001), assume-se que a superfície exposta ao fogo do material de revestimento térmico, encontra-se sob a mesma temperatura do meio aquecido, ou seja com a mesma temperatura do ar. Tal hipótese é válida desde que uma parcela mínima do calor incidente na camada protetora seja utilizada no cálculo do aumento da temperatura do material de revestimento térmico, o que é bastante razoável, uma vez que o coeficiente de condução do ar é substancialmente baixo em relação ao aço (WOOLLEY, 1992).

Utilizando procedimento incremental-simples semelhante àquele proposto anteriormente para perfis aparentes, utiliza-se a expressão abaixo, originalmente sugerida pelo EC-3/Parte-2 (2001), para determinação da elevação de temperatura no aço ($\Delta\theta_{a,t}$) em cada um dos três elementos que representam a seção-transversal de perfis metálicos 'I' ou 'H', envolvidos por material de proteção contra incêndio.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m/A)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{1+\xi/3} \Delta t\text{-}(e^{\xi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t}, \text{ para } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \qquad \text{Eq. (2.17)}$$

Na expressão acima, o termo ξ, que representa a 'armazenagem relativa de calor' pelo material de proteção térmica, é dado pela seguinte equação:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m/A) \qquad \text{Eq. (2.18)}$$

onde, u_m/A é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio (dado em m^{-1}); u_m é o perímetro efetivo do material de proteção, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço pela face interna do material de proteção.

Assim, supondo-se que o conjunto protegido, ou seja, perfil metálico e

material de proteção contra incêndio, encontram-se inicialmente a uma temperatura uniforme (θ_a^0) de 20°C, a variação da temperatura no aço (Eq. 2.17) pode ser determinada em função do tempo decorrido, através de procedimento incremental simples computado a cada intervalo de tempo Δt, utilizando-se para isso resultados obtidos no passo anterior (n-1), conforme descrito a seguir:

$$\theta_{a,t}^{n} = \theta_{a,t}^{n-1} + \Delta\theta_{a,t}^{n} \qquad \text{Eq. (2.19)}$$

$$\Delta\theta_{a,t}^{n} = \frac{\lambda_m (u_m/A)}{t_m c_a^{n-1} \rho_a} \frac{(\theta_{g,t}^{n} - \theta_{a,t}^{n-1})}{1 + \xi^{n-1}/3} \Delta t - (e^{\xi^{n-1}/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t}^{n} \quad \text{para } \Delta\theta_{a,t}^{n} \geq 0 \qquad \text{Eq. (2.20)}$$

$$\text{onde,} \quad \xi^{n-1} = \frac{c_m \rho_m}{c_a^{n-1} \rho_a} t_m (u_m/A) \qquad \text{Eq. (2.21)}$$

Os fatores de massividade apresentados pela Tabela 2.1, aplicados a perfis metálicos desprotegidos, também podem utilizados na análise térmica de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio, ou mesmo pela fixação de placas rígidas no entorno exposto ao fogo (WOOLLEY, 1992). Nestes casos, a superfície externa do perfil metálico pode ser total ou parcialmente envolvida pela camada de material isolante.

Os parâmetros de caracterização do material de proteção contra incêndio, apresentados pelas Eqs. (2.17) e (2.18), podem ser obtidos junto aos fabricantes (WOOLLEY, 1992), sendo definidos como: c_m calor específico do material de proteção contra incêndio (em J/kg °C); t_m espessura do material de proteção contra incêndio (metros); λ_m condutividade térmica do material de proteção contra incêndio (dado em W/m °C); ρ_m massa específica do material de proteção (em kg/m^3).

Alguns materiais porosos de revestimento térmico, como por exemplo a vermiculita e a lã mineral, retêm certa porcentagem de água adsorvida que se evapora completamente a aproximadamente 100°C, dispersando neste processo considerável

parcela do calor latente envolvido no aquecimento de seções protegidas. Este fenômeno causa um retardamento na curva de aquecimento de elementos protegidos, até que toda água retida seja expelida da camada de proteção. A partir das recomendações do EC-3/Parte-2 (2001), as análises desenvolvidas nesta pesquisa, de modo conservativo, não levam em consideração este fenômeno.

Aplicações do modelo numérico simplificado no cálculo da elevação de temperatura de perfis metálicos envolvidos por material de proteção são apresentadas e comparadas com resultados numéricos semelhantes obtidos com o auxílio do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), conforme ilustrado pela Seção 2.5 deste trabalho.

2.4 Elemento unidimensional de transferência de calor

2.4.1 Elementos estruturais sem proteção térmica

Com o intuito de se obter uma resposta térmica mais realista, se comparada com os resultados obtidos pelo método simplificado apresentado anteriormente pela Seção 2.3, foi implementado no presente trabalho um modelo térmico unidimensional, desenvolvido com base na formulação geral do MEF (COOK *et al.*, 1989; ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 1989), para análises não-lineares transientes de transferência de calor de perfis metálicos, envolvidos ou não por materiais de proteção contra incêndio.

Diferentemente do modelo simplificado, a modelagem térmica unidimensional permite a consideração da componente de condução de calor na determinação da variação de temperaturas, satisfazendo assim às condições de equilíbrio térmico entre os diferentes elementos que compõem a seção-transversal de perfis metálicos.

O elemento finito adotado é caracterizado por um segmento retilíneo

delimitado por dois nós de extremidade, que representam as temperaturas nodais em cada extremidade do elemento (θ_i e θ_j), conforme ilustrado pela Figura 2.4. Assumiu-se que a temperatura varia linearmente na direção longitudinal do elemento (direção y). Esta condição é obtida através de funções lineares de interpolação por condução (N_i e N_j), apresentadas a seguir:

$$N_i = \left(\ell - y\right) / \ell \qquad \text{Eq. (2.22)}$$

$$N_j = \left(y / \ell\right) \qquad \text{Eq. (2.23)}$$

O campo de temperaturas, vetor θ, pode ser definido com auxílio das funções de interpolação da seguinte forma:

$$\theta = \left[N_1 \; N_2 \; \ldots \; N_n\right] \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \vdots \\ \theta_n \end{Bmatrix}, \text{ ou } \; \theta = \left[N\right] \; \left\{\theta_e\right\} \qquad \text{Eq. (2.24)}$$

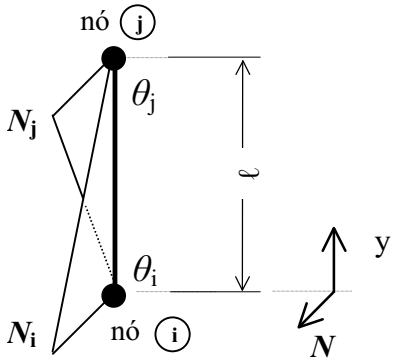


Figura 2.4: Elemento finito térmico unidimensional (1D) com funções de interpolação lineares (N_i e N_j).

A partir de análises numéricas preliminares, as seções-transversais formadas por perfis metálicos ‘I’ ou ‘H’ são simuladas nesta Pesquisa através da discretização da altura do perfil por um número mínimo de 14 elementos, que representam a variação contínua do campo de temperaturas, conforme esquematização apresentada pela Figura 2.5. Deste modo, ambas as mesas, superior e inferior, que compõem o perfil são

numericamente simuladas por dois elementos, tendo em vista a significativa contribuição destas chapas no comportamento flexional do elemento aquecido. Em função do elevado fator de massividade da alma do perfil em relação às mesas – observado em todos os perfis analisados neste Trabalho, faz-se necessária a discretização deste elemento em pelo menos 8 segmentos. Os filetes de solda, ou adoçamentos, que representam a transição entre os 2 elementos de comportamento térmico distintos: mesas e alma, podem ser simulados por um único elemento.

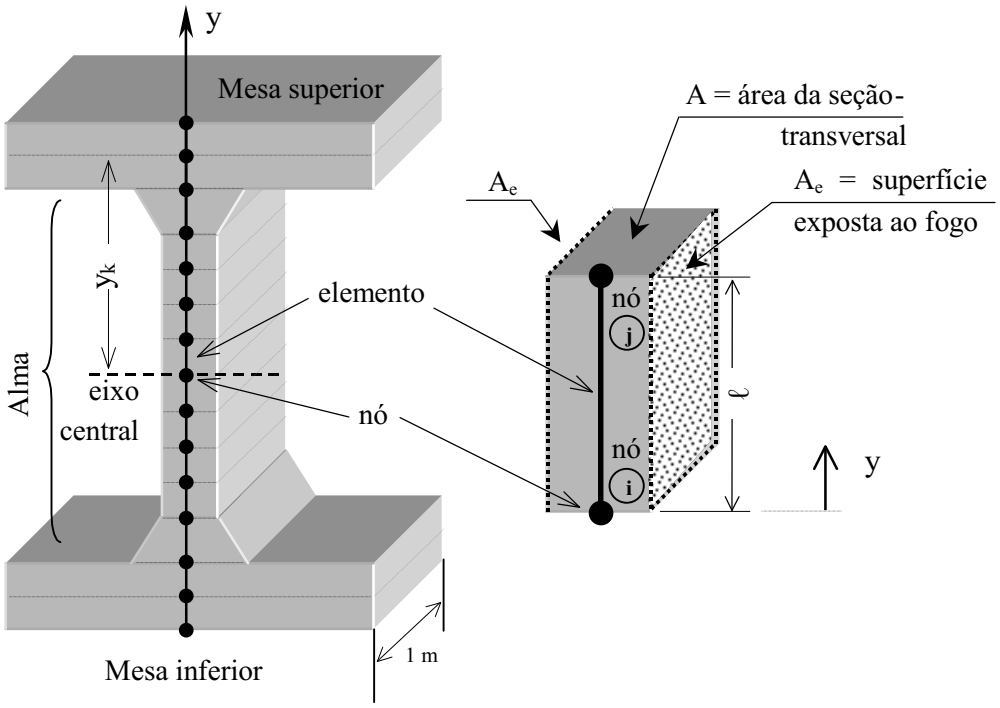


Figura 2.5: Discretização da seção-transversal por meio de elementos unidimensionais (1D) para análise térmica.

A formulação geral de condução de calor que governa o problema, assumindo-se que não há geração de calor interno (Q =0), é dada por:

$$\left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y}\right) = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad \text{Eq. (2.25)}$$

onde, λ é coeficiente de condutividade térmica do material. Para o aço estrutural, λ_a pode ser determinado a partir de recomendações sugeridas pelo EC-3/Parte-2 (2001),

em função da temperatura (θ_a), conforme descrito pela Eq. (2.26) e Figura 2.6.

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - 0{,}333\ \theta_a & \text{para} \quad 20^o C \le \theta_a < 800^o C \\ 27{,}3 & \text{para} \quad 800^o C \le \theta_a \le 1200^o C \end{cases} \qquad \text{Eq. (2.26)}$$

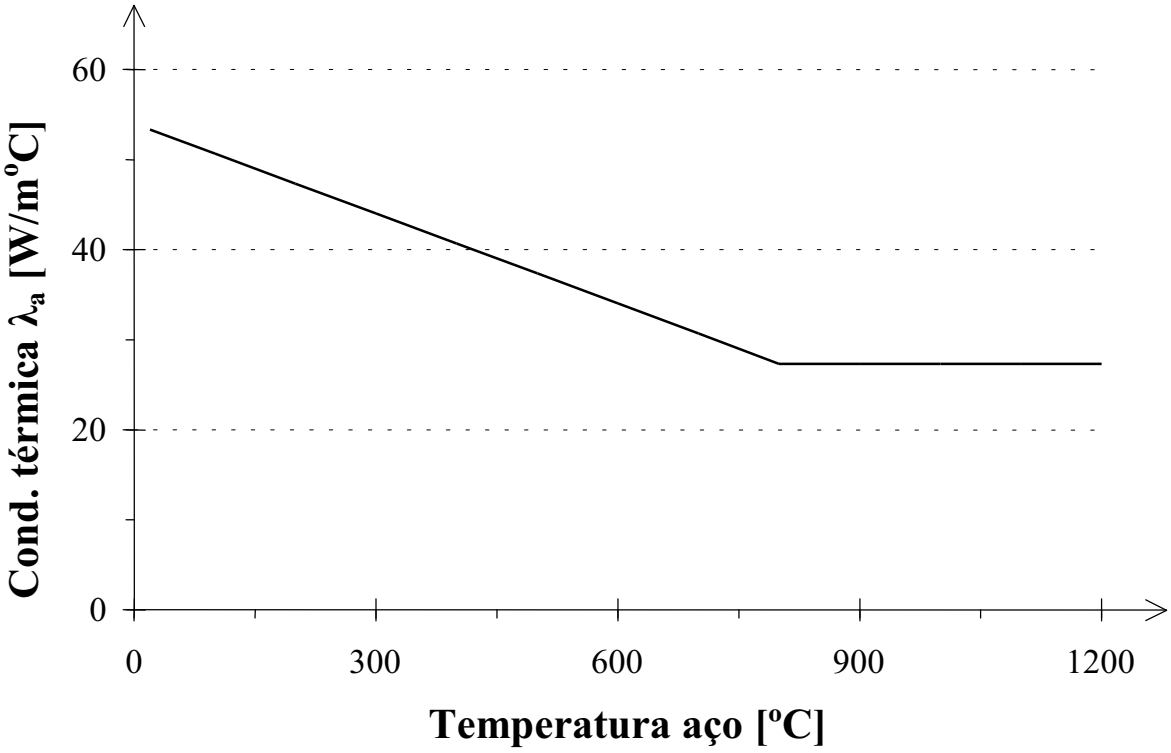


Figura 2.6: Condutividade térmica do aço λ_a em função da temperatura, segundo modelo recomendado pelo EC-3/Parte-2 (2001).

As variáveis *c*, *t*, e θ, foram apresentadas anteriormente e representam respectivamente: calor específico do material (em J/kg ºC), tempo em segundos e a temperatura do material (em ºC).

Para condição de contorno, onde o fluxo de calor *q* especificado na direção *y* seja constante e proporcional ao gradiente da temperatura nesta mesma direção, ignorando-se inicialmente os efeitos transientes ($\partial\theta/\partial t = 0$), escreve-se a equação de condução de calor de Fourier:

$$q = -k\frac{d\theta}{dy} \qquad \text{Eq. (2.27)}$$

Nesta aproximação, onde a taxa de fluxo de calor em qualquer elemento diferencial é zero, apresenta-se na Figura 2.7 uma esquematização do balaço térmico de energia para cada elemento undimensional.

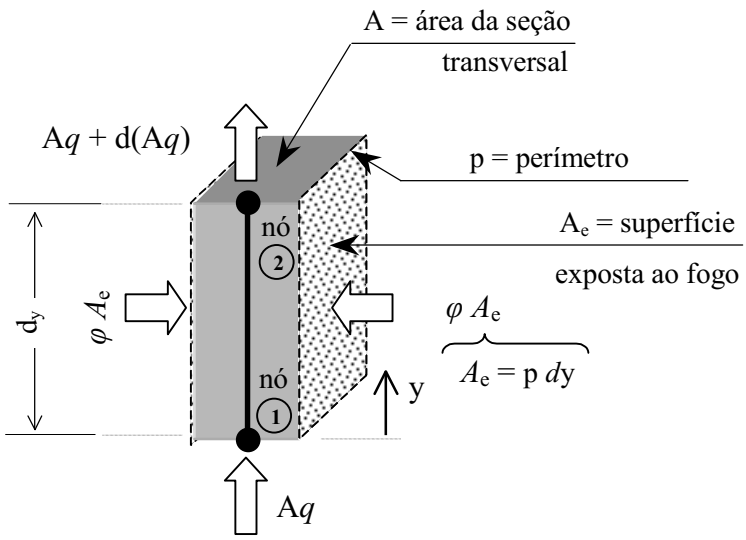


Figura 2.7: Balanço térmico em cada elemento 1D; contribuição do fluxo de calor para análise térmica.

Com base na figura acima, escreve-se a seguinte expressão de equilíbrio térmico:

$$Aq - [Aq + d(Aq)] + (2pdy)\varphi = 0 \qquad \text{Eq. (2.28)}$$

Combinando-se a expressão acima com a equação de condução de calor Eq.(2.27), e dividindo-se por *d*y, obtém-se a equação diferencial que governa o problema unidimensional estacionário de condução de calor:

$$\frac{d}{dy}(Ak\tfrac{d\theta}{dy}) + (2p)\varphi = 0 \qquad \text{Eq. (2.29)}$$

As seguintes condições de contorno, essenciais e não-essenciais, são apresentadas para solução do problema, respectivamente:

$\theta = \theta_0$, para $y = 0$ Eq. (2.30)

$\partial\theta / \partial y = -q / k$, para $y = \ell$ Eq. (2.31)

Com o propósito de simplificar o procedimento numérico de análise térmica, a componente de fluxo de calor por radiação pode ser fatorada (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 1989), reduzindo-se a uma expressão semelhante ao fluxo de calor por convecção:

$$\varphi_{\mathrm{r}} = \alpha_{\mathrm{r}}[(\theta_{\mathrm{g}} + 273) - (\theta_{\mathrm{a}} + 273)] \quad \text{Eq. (2.32)}$$

onde:

$$\alpha_{\mathrm{r}} = 5{,}67 \cdot 10^{-8} \varepsilon_{\mathrm{res}}[(\theta_{\mathrm{g}} + 273)^2 + (\theta_{\mathrm{a}} + 273)^2][(\theta_{\mathrm{g}} + 273) + (\theta_{\mathrm{a}} + 273)] \quad \text{Eq. (2.33)}$$

Assim, através de processo incremental simples, o termo α_{r} pode ser determinado com base na temperatura obtida pelo incremento de tempo imediatamente anterior. Deste modo, a equação de equilíbrio térmico pode ser desenvolvida com base na formulação de elementos finitos, pelo seguinte funcional (COOK *et al.*, 1989):

$$\Pi_{\mathrm{e}} = \tfrac{1}{2}\{\theta_{\mathrm{e}}\}^T \underbrace{\int_0^{\ell} \left[\tfrac{\partial N}{\partial y}\right]^T A\lambda \left[\tfrac{\partial N}{\partial y}\right] dy}_{[\mathrm{k}]} \{\theta_{\mathrm{e}}\} + \tfrac{1}{2}\{\theta_{\mathrm{e}}\}^T \underbrace{\int_0^{\ell} [N]^T \alpha_c (2p)[N] dy}_{[\mathrm{h_c}]} \{\theta_{\mathrm{e}}\}$$

$$+ \tfrac{1}{2}\{\theta_{\mathrm{e}}\}^T \underbrace{\int_0^{\ell} [N]^T \alpha_{\mathrm{r}} (2p)[N] dy}_{[\mathrm{h_r}]} \{\theta_{\mathrm{e}}\} - \{\theta_{\mathrm{e}}\}^T \underbrace{\int_0^{\ell} [N]^T \alpha_c (2p)\theta_{\mathrm{g}} dy}_{\{\mathrm{r_c}\}}$$

$$- \{\theta_{\mathrm{e}}\}^T \underbrace{\int_0^{\ell} [N]^T \alpha_r (2p)\theta_{\mathrm{g}} dy}_{\{\mathrm{r_r}\}} \quad \text{Eq. (2.34)}$$

Mantendo-se a condição estacionaria ($\left\{\partial\Pi/\partial\theta_{\mathrm{e}}\right\} = 0$), a Eq. (2.34) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\underbrace{\left([\mathrm{k}] + [\mathrm{h_c}] + [\mathrm{h_r}]\right)}_{[\mathrm{k_t}]} \{\theta_{\mathrm{e}}\} = \underbrace{\{\mathrm{r_c}\} + \{\mathrm{r_r}\}}_{\{\mathrm{r}\}} \quad \text{Eq. (2.35)}$$

O conjunto global de equações é dado por:

$$\left[\mathrm{K_t}\right]\{\theta\} = \{\mathrm{R}\} \qquad \text{Eq. (2.36)}$$

onde: $\left[\mathrm{K_t}\right] = \sum\left[\mathrm{k_t}\right]$ e $\{\mathrm{R}\} = \sum\{\mathrm{r}\}$ Eq. (2.37)

A matriz de condução de calor para o elemento unidimensional é dada a seguir:

$$\left[\mathrm{k}\right] = \tfrac{1}{\ell} A\lambda \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix} \qquad \text{Eq. (2.38)}$$

de modo análogo, chega-se à matriz de transferência de calor por convecção e por radiação:

$$\left[\mathrm{h_{cr}}\right] = \tfrac{1}{6}\left(\alpha_c + \alpha_r\right)\left(2p\ell\right)\begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{pmatrix} = \tfrac{1}{6}\left(\alpha_c + \alpha_r\right)\left(2A_{\mathrm{e}}\right)\begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{pmatrix} \qquad \text{Eq. (2.39)}$$

os respectivos vetores de fluxo de calor estão descritos abaixo:

$$\left[\mathrm{r_{cr}}\right] = \tfrac{1}{2}\left(\alpha_c + \alpha_r\right)\left(2p\ell\right)\theta_{\mathrm{g}}\begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = \tfrac{1}{2}\left(\alpha_c + \alpha_r\right)\left(2A_{\mathrm{e}}\right)\theta_{\mathrm{g}}\begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \qquad \text{Eq. (2.40)}$$

Retornando à Eq. (2.25), e considerando-se agora os efeitos decorrentes do gradiente térmico, a Eq. (2.35) é redefinida como:

$$\left[\mathrm{k_t}\right]\{\theta_{\mathrm{e}}\} + \left[\mathrm{m}\right]\left\{\dot{\theta}_{\mathrm{e}}\right\} = \{\mathrm{r}\} \qquad \text{Eq. (2.41)}$$

onde [m] representa a matriz de massa concentrada, dada por:

$$\left[\mathrm{m}\right] = \int_0^{\ell}\left[N\right]^T A\rho c\left[N\right]dy = \tfrac{1}{2} A\rho c\ell\begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \qquad \text{Eq. (2.42)}$$

Considerando-se o sistema global de equações, escreve-se:

$$\left[\mathrm{K_t}\right]\{\theta\} + \left[\mathrm{M}\right]\left\{\dot{\theta}\right\} = \{\mathrm{R}\} \qquad \text{Eq. (2.43)}$$

onde: $\left[\mathrm{M}\right] = \sum\left[\mathrm{m}\right]$ Eq. (2.44)

A Eq. (2.43) é solucionada a partir de um procedimento numérico de integração temporal, conhecido como ‘regra dos trapézios generalizada’. Neste, são considerados dois estados de temperatura $\theta^{\mathrm{n-1}}$ e θ^{n}, separados por um incremento de

tempo Δt e relacionados entre si por funções lineares de interpolação, conforme esquema abaixo:

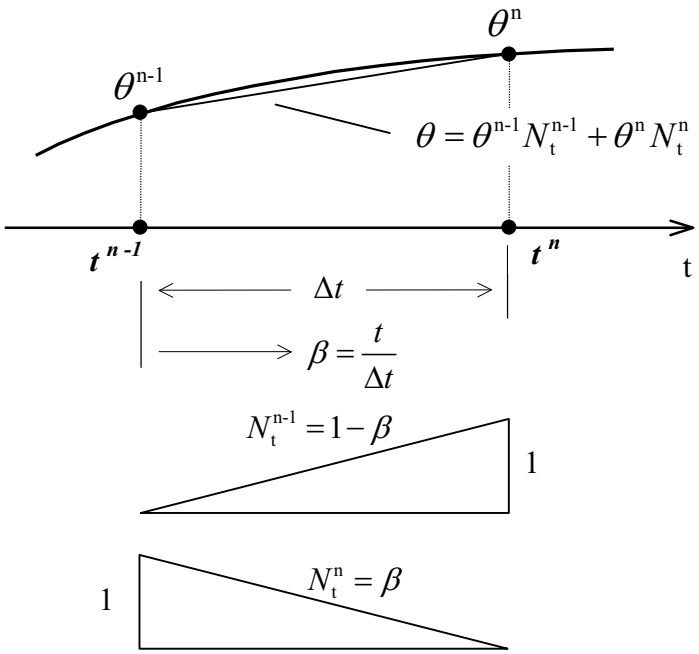


Figura 2.8: Esquema de integração temporal pelo método dos trapézios para solução do sistema de equações transientes de temperatura (adaptado de COOK *et al.*, 1989).

Este procedimento permite reescrever a Eq. (2.43) como:

$$[K_t]\left\{\theta^{n-1} N_t^{n-1} + \theta^{n} N_t^{n}\right\} + [M]\left\{\dot{\theta}^{n-1} \dot{N}_t^{n-1} + \dot{\theta}^{n} \dot{N}_t^{n}\right\} = \{R\} \qquad \text{Eq. (2.45)}$$

onde: $\dot{N}_t^{n-1} = \dfrac{-1}{\Delta t}$ Eq. (2.46)

$$\dot{N}_t^{n} = \frac{1}{\Delta t} \qquad \text{Eq. (2.47)}$$

Substituindo-se as funções de interpolação temporal N_t^{n-1}, N_t^{n} e suas respectivas derivadas $\dot{N}_t^{n-1}$, $\dot{N}_t^{n}$ na Eq. (2.45), obtém-se:

$$\left(\frac{1}{\Delta t}\left[\mathrm{M}\right]^{\mathrm{n-1}}+\beta\left[\mathrm{K_T}\right]^{\mathrm{n-1}}\right)\left\{\theta\right\}^{\mathrm{n}}=\left(\frac{1}{\Delta t}\left[\mathrm{M}\right]^{\mathrm{n-1}}-\left(1-\beta\right)\left[\mathrm{K_T}\right]^{\mathrm{n-1}}\right)\left\{\theta\right\}^{\mathrm{n-1}} \qquad \text{Eq. (2.48)}$$
$$+\left(1-\beta\right)\left\{\mathrm{R}\right\}^{\mathrm{n-1}}+\beta\left\{\mathrm{R}\right\}^{\mathrm{n}}$$

desde que: $\left\{\theta\right\}^{\mathrm{n}}=\left\{\theta\right\}^{\mathrm{n-1}}+\left\{\left(1-\beta\right)\left\{\dot{\theta}\right\}^{\mathrm{n-1}}+\beta\ \left\{\dot{\theta}\right\}^{\mathrm{n}}\right\}\left(\Delta t\right)$ Eq. (2.49)

Semelhante ao procedimento numérico anteriormente proposto para os modelos térmicos simplificados, a Eq. (2.48) é resolvida para cada intervalo de tempo (Δt) de forma incremental. Deste modo, para um estado de temperatura inicial $\left\{\theta\right\}^{0}$ em t = 0, a Eq. (2.48) resulta em $\left\{\theta\right\}^{1}$ em $t = \Delta t$, por conseguinte, usando-se $\left\{\theta\right\}^{1}$ determina-se $\left\{\theta\right\}^{2}$ em $t = 2(\Delta t)$, e assim por diante. Para situações onde Δt seja constante, o coeficiente de $\left\{\theta\right\}^{\mathrm{n}}$ pode ser gerado e fatorado somente uma vez, assim as equações do lado direito são repetidamente resolvidas.

No Anexo A, apresenta-se uma síntese do algoritmo computacional adotado na solução incremental simples para determinação da variação do campo de temperaturas ao longo da seção-transversal. São ainda descritas as variáveis utilizadas, a serem lidas pelo arquivo de entrada de dados.

Os perfis metálicos originalmente selecionados para verificação do modelo simplificado, por comparação com os resultados obtidos através do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), foram novamente utilizados na avaliação do modelo numérico de transferência de calor unidimensional apresentado. Uma síntese das comparações efetuadas para perfis metálicos, envolvidos ou não por material de proteção contra incêndio, é apresentada a seguir na Seção 2.5 deste trabalho.

2.4.2 Elementos estruturais protegidos contra incêndio

A formulação desenvolvida na seção anterior, para determinação da elevação de temperatura no aço, foi também aplicada para a análise térmica de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio. Neste caso, a espessura da camada isolante é numericamente modelada por meio do elemento unidimensional implementado, conforme esquema apresentado a seguir pela Figura 2.9.

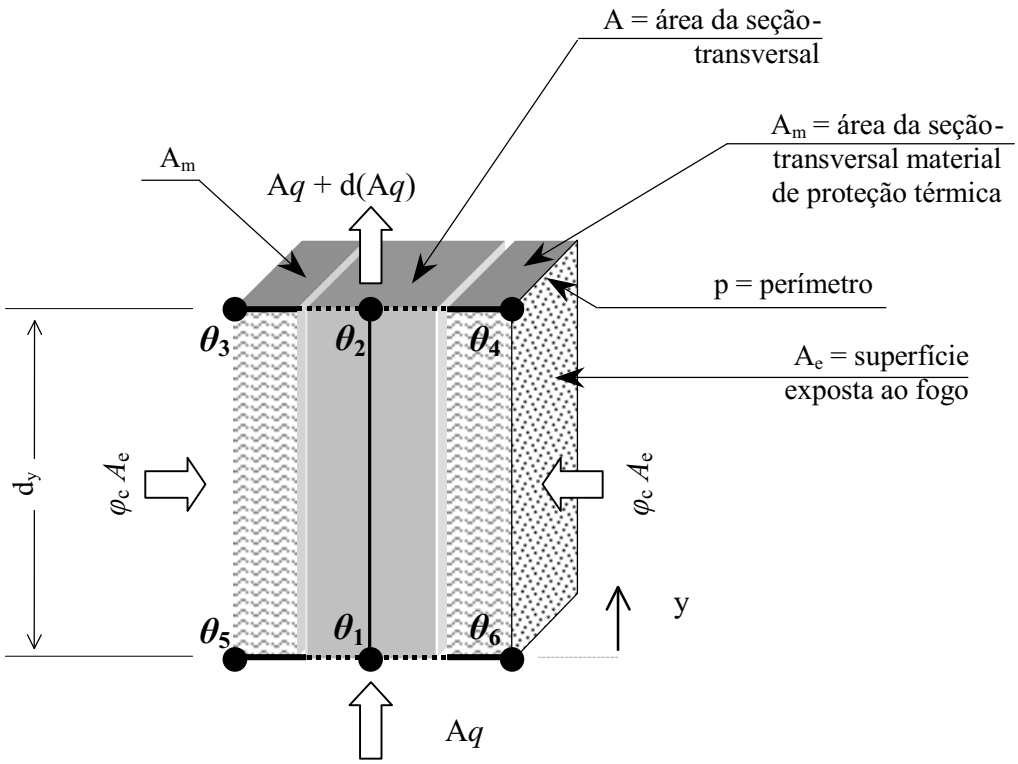


Figura 2.9: Aplicação do elemento térmico unidimensional para análise de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio.

Nestas situações, as expressões de transferência de calor dos elementos metálicos desprotegidos, apresentadas anteriormente, permanecem inalteradas. Contudo, os elementos térmicos adotados na representação dos segmentos metálicos envolvidos pelo material de proteção, por não estarem diretamente submetidos aos contornos externos de convecção e de radiação, somente apresentam a parcela correspondente à

condução de calor, decorrente do equilíbrio térmico entre o aço e o material de proteção. Por outro lado, os elementos empregados na simulação da camada de revestimento levam em consideração os efeitos decorrentes do contorno. Nesta simulação, assumiu-se que a condução de calor na camada de revestimento ocorre exclusivamente do meio externo para o aço, sendo portanto ignorados os efeitos de condução entre elementos adjacentes. Esta hipótese se fundamenta no baixo coeficiente de condução de calor do material de proteção contra incêndio em relação ao aço.

Por razões de simplificação, e de modo análogo ao modelo térmico simplificado, as características térmicas dos materiais de proteção contra incêndio não sofrem nenhum tipo de alteração em função do aumento de temperatura. Assim, os parâmetros utilizados são introduzidos na análise térmica como dados de entrada fixos. Contudo, a variação das propriedades térmicas dos materiais de revestimento contra incêndio pode ser facilmente incorporadas na a metodologia de análise desenvolvida.

Apresenta-se na Figura 2.10, em conjunto com a Tabela 2.2, o esquema adotado nesta pesquisa, para utilização de elementos térmicos unidimensionais para modelagem numérica de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio.

Nesta esquematização, os elementos e seus respectivos nós utilizados na representação da camada isolante estão numerados de acordo com a simetria da seção. As características geométricas associadas a cada elemento da camada isolante, utilizadas no cálculo numérico, estão apresentadas na Tabela 2.2. Com o objetivo de facilitar o entendimento da metodologia proposta, os elementos da camada de proteção térmica foram representados com diferentes comprimentos (ℓ_m), contudo todos estes elementos possuem comprimento igual à espessura da proteção, quando adota-se um único elemento nesta discretização.

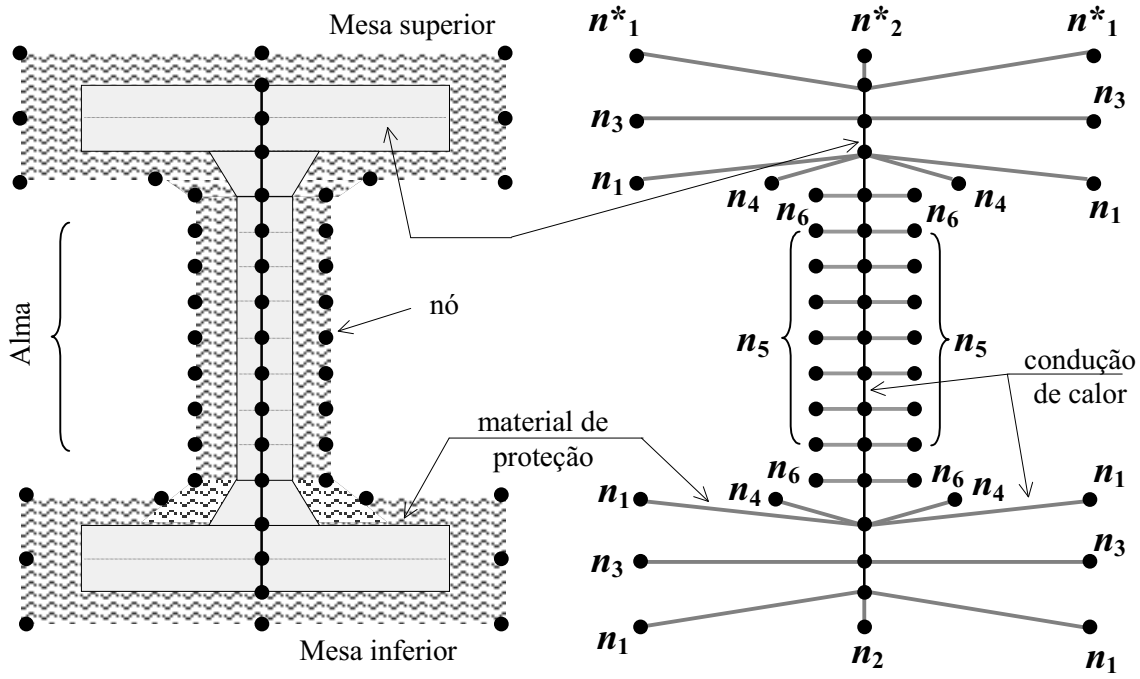


Figura 2.10: Simulação de perfis metálicos protegidos por material de revestimento térmico por meio de elementos térmicos unidimensionais (* situações onde exista a presença de laje de concreto).

Tabela 2.2: Propriedades de elementos unidimensionais utilizados na discretização de seções-transversais de perfis metálicos 'I' ou 'H' envolvidos por material de proteção contra incêndio.

Elemento	Área exposta A_e (em m^2)	Área condução calor A (em m^2)
$\boldsymbol{n_1}$ (sem laje de concreto)	$\frac{\left(b_f + 2t_m\right) + \left(t_f + 2t_m\right)}{4}$	$\frac{b_f + 2t_m}{2}$
$\boldsymbol{n^*_1}$ (com laje de concreto)	$\frac{\left(t_f + 2t_m\right)}{4}$	$\frac{b_f}{4}$
$\boldsymbol{n_2}$ (sem laje de concreto)	$\frac{b_f + 2t_m}{2}$	$\frac{b_f + 2t_m}{2}$
$\boldsymbol{n^*_2}$ (com laje de concreto)	(zero)	(zero)
$\boldsymbol{n_3}$	$\frac{t_f + 2t_m}{2}$	$\frac{t_f + 2t_m}{2}$
$\boldsymbol{n_4}$	$\frac{b_f + 2t_m}{4} + \frac{r_s}{2}$	$\frac{b_f + 2t_m}{4} + \frac{r_s}{2}$
$\boldsymbol{n_5}$	$\frac{h_w}{8}$	$\frac{h_w}{8}$
$\boldsymbol{n_6}$	$\frac{h_w}{16} + \frac{r_s}{2}$	$\frac{h_w}{16} + \frac{r_s}{2}$

(t_m representa a espessura da camada de proteção contra incêndio, as demais dimensões: b_f, t_f, r_s, h_w, estão indicadas na Figura 2.3)

2.5 Verificação dos modelos térmicos implementados

Resultados de elevação de temperatura em função do tempo de incêndio, obtidos a partir dos modelos numéricos propostos nesta Pesquisa de Doutorado: modelos simplificado (EC-3) e unidimensional (PNL-F), foram comparados com respostas térmicas semelhantes geradas pelo programa de elementos finitos SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

Nesta comparação, o fator de massividade, obtido pela relação entre a superfície exposta ao fogo e o volume da seção-transversal (*u/A*), foi empregado na seleção de um grupo representativo de perfis metálicos do tipo 'I' ou 'H', utilizados nas referidas análises numéricas de variação de temperatura. Assim, com o intuito de se cobrir amplamente os principais tipos de seções-transversais largamente utilizadas na construção civil, foram efetivamente computados os fatores de massividade dos seguintes padrões (ARBED, 1985): HD 'wide flange colunms', HE/HL 'wide flange beams', HP 'wide flange bearing piles', IPE "European I beams', e W 'American wide flanges'.

A partir da ordenação dos valores de fator de massividade, calculados para cada grupo acima catalogado, foram selecionados 3 perfis característicos, correspondentes aos valores mínimo, médio e máximo de *u*/*A*. Os perfis selecionados: W360x410x1086, W760x265x147 e IPEA-80, juntamente com seus respectivos fatores de massividade estão sumarizados na Tabela 2.3, assumindo-se que a mesa superior encontra-se parcialmente protegida pela presença de laje de concreto. Observa-se uma substancial diferença entre os valores de *u*/*A* para os perfis apresentados, o que acarreta numa significativa diferença de comportamento térmico para estas seções. Observa-se também, que o fator de massividade determinado para cada elemento individual da seção (mesas e alma) segue a mesma tendência da seção completa.

Tabela 2.3: Fatores de massividade para o grupo de perfis metálicos selecionados para análise térmica entre os diferentes modelos implementados.

Perfil	Fator de massividade (em m^{-1})			
	Mesa superior	Alma	Mesa Inferior	Seção completa
W360x410x1086	11,313	23,230	19,300	16,729
W760x265x147	65,933	144,350	123,180	119,763
IPEA-80	278,566	518,983	504,133	437,331

Visando uma redução no número de variáveis envolvidas e, conseqüentemente, no volume de dados a serem comparados, utiliza-se exclusivamente, nesta fase inicial de avaliação, a curva de incêndio padronizado ISO 834-1 (1999) para determinação da elevação de temperatura no ambiente.

Duas condições de exposição ao fogo foram consideradas nas análises desenvolvidas, em 3 ou 4 faces da seção, associadas respectivamente à presença ou não de lajes de concreto. Os efeitos estruturais causados pelo aquecimento assimétrico da seção-transversal serão tratados posteriormente na Seção 2.6 desta pesquisa.

Devido à grande variedade de materiais de proteção contra incêndio, foi adotada como paradigma uma camada homogênea de fibra mineral, sugerida originalmente por REAL e PILOTO (1999), para a análise térmica do grupo de perfis selecionados. As propriedades térmicas do referido material de revestimento estão apresentadas na Tabela 2.4.

A previsão de material isolante foi considerada para ambas situações de exposição ao fogo, ou seja, considerando-se a presença ou não de laje na face superior dos perfis. A espessura do material de proteção adotada nesta fase de avaliação é intencionalmente reduzida, com o propósito de se minimizar parcialmente o aumento de

temperatura no aço. A utilização de camadas espessas de material de revestimento, como aquelas recomendadas pelos fabricantes (WOOLLEY, 1992), acarretaria numa substancial redução no campo de temperaturas, fugindo portanto ao escopo das avaliações de aumento de temperatura pretendidas nesta etapa da presente pesquisa.

Tabela 2.4: Propriedades térmicas do material de proteção contra incêndio adotado nas análises de comparação de variação de temperatura.

Massa específica	$\rho_m = 300$ kg/m^3
Condutividade	$\lambda_m = 0{,}120$ W/mK
Calor específico	$c_m = 1200$ J/kgK
Espessura	$t_m = 4$ mm

Apresenta-se nas Figuras 2.11 a 2.14 uma síntese das comparações de elevação de temperatura efetuadas, obtidas pelos modelos implementados: simplificado (EC-3) e unidimensional (PNL-F), e pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Nestas comparações foram utilizados resultados médios de variação de temperatura para os elementos térmicos utilizados na discretização dos componentes do perfil: mesas e alma.

2.5.1 Elementos estruturais sem proteção térmica

As Figuras 2.11 e 2.12 descrevem os resultados de elevação de temperatura obtidos para perfis metálicos aparentes, ou seja, sem a presença de material de proteção contra incêndio, respectivamente para as condições de exposição em 3 e 4 faces da seção-transversal.

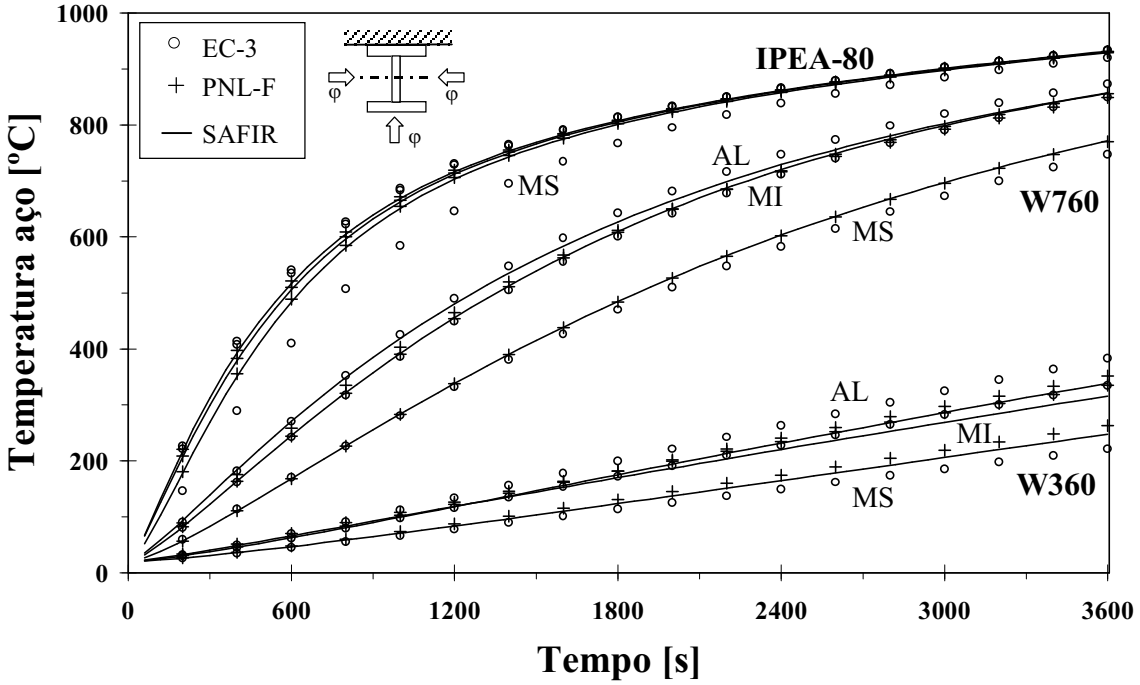


Figura 2.11: Comparação entre variação de temperatura para o grupo de perfis selecionados, assumindo-se exposição em 3 faces (MS – mesa superior, MI – mesa inferior, AL – alma, φ – fluxo de calor).

O perfil IPEA-80, por apresentar maior fator de massividade dentre os perfis selecionados, atinge temperaturas superiores aos demais durante o desenvolvimento do incêndio, para ambos os casos de exposição (3 e 4 faces). As temperaturas médias estimadas para os componentes da seção (mesas e alma) são bastante próximas, tanto pelo programa SAFIR, como também pelo PNL-F, sendo ligeiramente inferiores pelo modelo do EC-3, especialmente para a mesa superior.

Particularmente na condição de exposição em 4 faces, o fator de massividade para o perfil IPEA-80, para cada um dos componentes isolados, é praticamente o mesmo, o que resulta em respostas térmicas muito próximas; situação também verificada para o perfil W360.

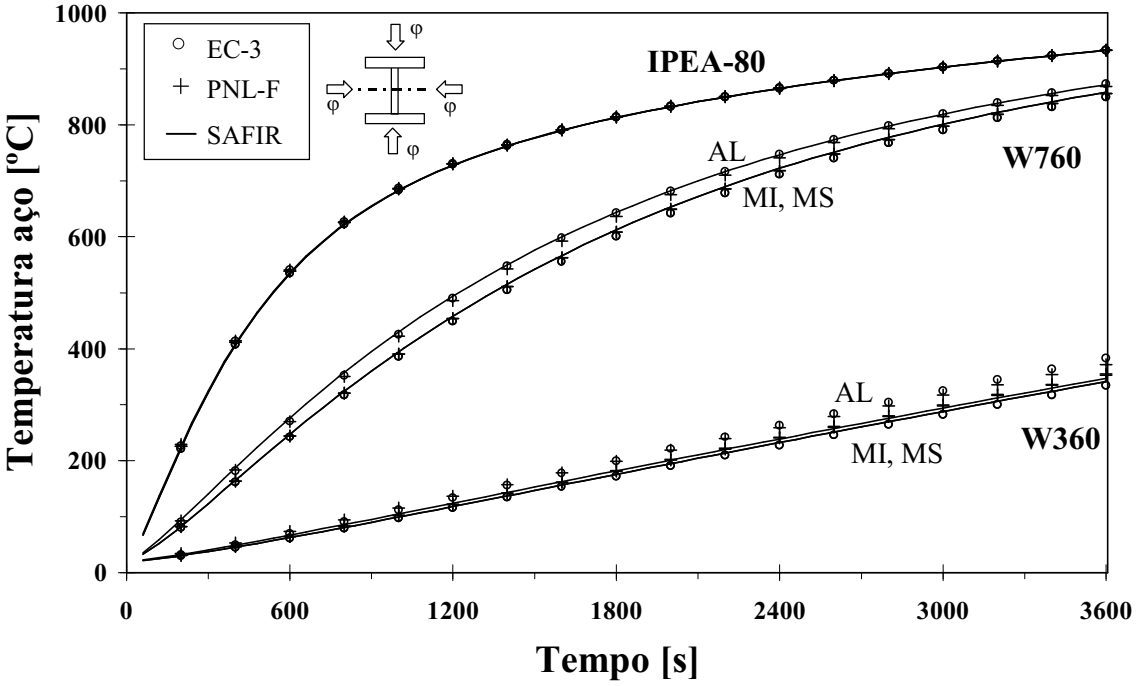


Figura 2.12: Comparação entre variação de temperatura para o grupo de perfis selecionados, assumindo-se exposição em 4 faces (MS – mesa superior, MI – mesa inferior, AL – alma, φ – fluxo de calor).

As maiores temperaturas são observadas na região correspondente à alma dos perfis, para todas as seções-transversais selecionadas. Isto se deve ao maior fator de massividade destes elementos. De modo generalizado, observa-se que os resultados obtidos pelo modelo térmico unidimensional são significativamente mais próximos daqueles apresentados pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

O item B.2 do Anexo B apresenta uma comparação quantitativa entre os resultados de variação de temperatura, estimados para as situações de aquecimento sem a presença de material de proteção contra incêndio, tratadas anteriormente pelas Figuras 2.11 e 2.12. A partir desta comparação, entre os resultados térmicos obtidos pelos modelos implementados (EC-3) e (PNL-F) e aqueles estimados pelo programa SAFIR, foram computadas diferenças percentuais máximas, mínimas e médias para as respostas

térmicas dos elementos da seção-transversal, mesas e alma, conforme apresentado pela Tabela 2.5, a seguir.

Tabela 2.5: Diferenças percentuais entre resultados térmicos, para perfis metálicos sem a presença de material de proteção contra incêndio.

Perfil (situação de exposição)	SAFIR – (EC-3) [%] / SAFIR			SAFIR – (PNL-F) [%] / SAFIR		
	Máxima	Mínima	Média	Máxima	Mínima	Média
IPEA-80 (3 faces)	20,7%	0,3%	3,9%	1,0%	0,0%	0,3%
(4 faces)	1,0%	0,0%	0,1%	0,9%	0,0%	0,3%
W360 (3 faces)	39,6%	6,1%	29,0%	7,1%	2,7%	5,1%
(4 faces)	10,4%	1,1%	4,1%	10,0%	2,2%	5,2%
W760 (3 faces)	43,6%	0,1%	15,6%	4,4%	0,1%	0,9%
(4 faces)	2,1%	0,0%	1,3%	2,2%	0,3%	0,8%

As comparações realizadas mostram que a diferença máxima computada pelo modelo unidimensional (PNL-F), 10%, é consideravelmente inferior àquela obtida pelo modelo simplificado, de aproximadamente 44%. O mesmo é verificado na análise dos resultados médios, que conduzem a valores máximos de 5,2% e 29,0%, respectivamente para as respostas com o modelo PNL-F e EC-3.

As maiores diferenças percentuais obtidas pelo modelo PNL-F, são observadas na análise do perfil W360. Isto se deve, principalmente, ao desenvolvimento de gradientes térmicos ao longo da espessura da alma e largura das mesas, não consideradas pelo modelo unidimensional. Estes efeitos, tornam-se evidentes em seções compactas, como é o caso do perfil W360. Contudo, os resultados médios obtidos pelo modelo unidimensional para seções-transversais desta natureza, aproximadamente 5%,

são considerados satisfatórios para as aplicações pretendidas nesta pesquisa.

2.5.2 Elementos estruturais protegidos contra incêndio

Os resultados de variação de temperatura no aço, para os perfis metálicos selecionados (Tabela 2.3) envolvidos pelo material de proteção contra incêndio (Tabela 2.4), estão sumarizados a seguir pelas Figuras 2.13 e 2.14, sendo consideradas respectivamente as situações de exposição em 3 e 4 faces.

De modo geral, verifica-se que as respostas térmicas obtidas nas análises com perfis protegidos, seguem as mesmas tendências daquelas observadas para elementos estruturais sem a presença de materiais de revestimento térmico. Contudo, conforme previsto, as temperaturas desenvolvidas são ligeiramente inferiores daquelas estimadas para perfis desprotegidos (Figuras 2.11 e 2.12), tendo em vista a delgada camada de material de proteção.

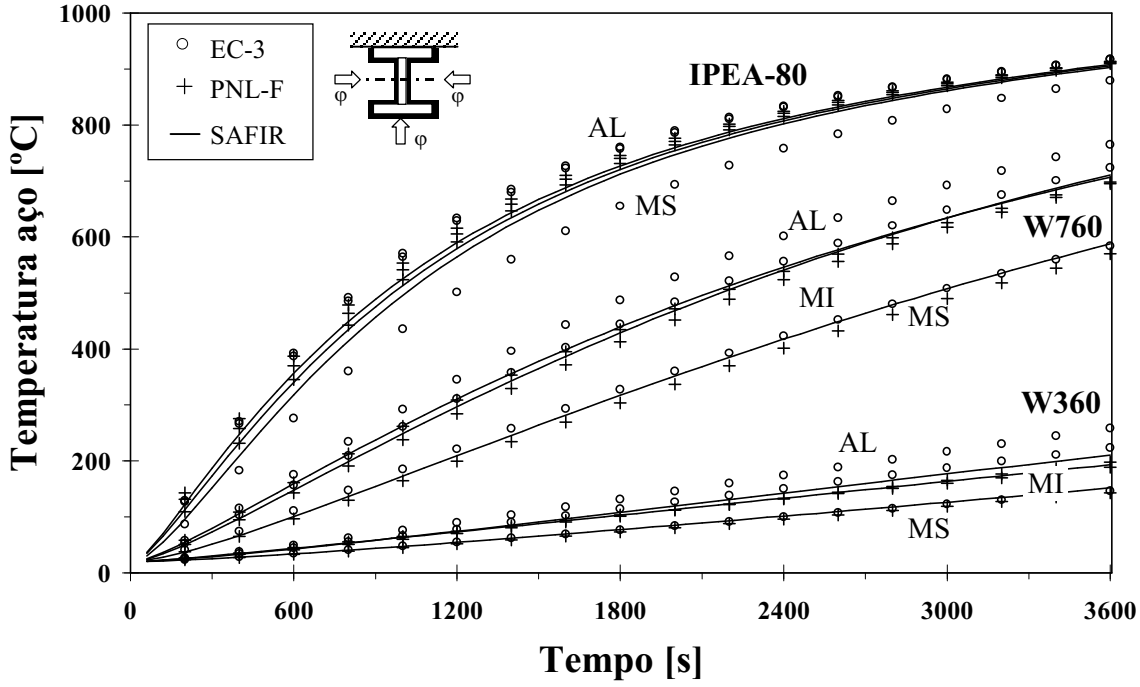


Figura 2.13: Variação de temperatura para perfis selecionados, protegidos por material de revestimento, expostos ao fogo em 3 faces, (MS – mesa superior, MI – mesa inferior, AL – alma, φ – fluxo de calor).

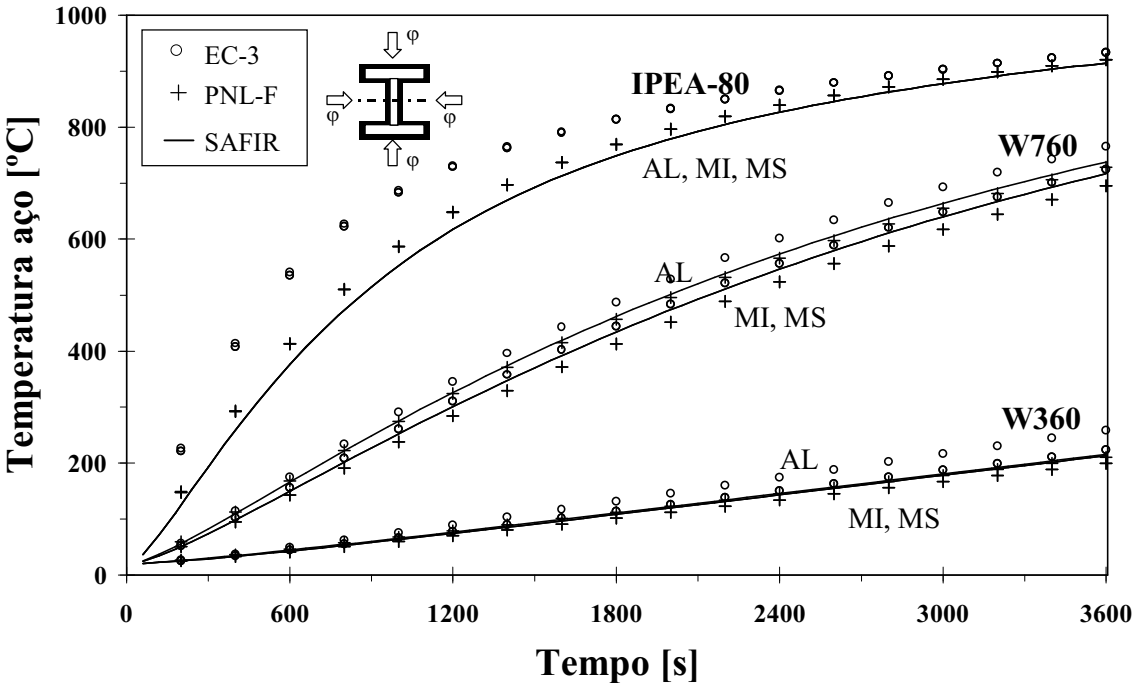


Figura 2.14: Variação de temperatura para perfis selecionados, protegidos por material de revestimento, expostos ao fogo em 3 faces, (MS – mesa superior, MI – mesa inferior, AL – alma, φ – fluxo de calor).

Os resultados de variação de temperatura, obtidos para perfis metálicos protegidos por material de revestimento térmico, apresentados nas Figuras 2.13 e 2.14, estão apresentados na Seção B.2 do Anexo B. Uma síntese das diferenças percentuais encontradas é dada pela Tabela 2.6.

Observa-se que as diferenças máximas entre os modelos implementados, EC-3 e PNL-F, são ligeiramente superiores para perfis protegidos. Isto se deve principalmente à homogeneização introduzida nas expressões do modelo EC-3, e a simplificações na modelagem do comportamento bi-dimensional da camada de proteção térmica, introduzida pelo modelo unidimensional. Diferentemente da análise de perfis desprotegidos, as diferenças percentuais máximas, obtidas pelo modelo PNL-F, são observadas para o perfil IPEA-80. Isto ocorre devido às pequenas dimensões relativas

do perfil em relação à camada de material de proteção. Contudo, os resultados médios para o perfil W360 permanecem ligeiramente superiores do que o perfil IPEA-80. As diferenças máximas computadas pelo modelo PNL-F, para perfis protegidos, são semelhantes aos desprotegidos, igual a 10%.

Tabela 2.6: Diferenças percentuais entre resultados térmicos, para perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio.

Situação	SAFIR – (EC-3) / SAFIR [%]			SAFIR – (PNL-F) / SAFIR [%]		
	Máxima	Mínima	Média	Máxima	Mínima	Média
IPEA-80 (3 faces)	22,6%	1,3%	8,1%	8,6%	0,7%	3,2%
(4 faces)	44,0%	2,0%	13,2%	10,1%	0,6%	3,5%
W360 (3 faces)	48,7%	12,7%	32,9%	6,4%	0,1%	4,2%
(4 faces)	20,0%	3,9%	9,0%	6,5%	0,3%	4,5%
W760 (3 faces)	55,8%	8,2%	23,5%	4,7%	0,6%	2,8%
(4 faces)	5,8%	1,1%	3,2%	5,4%	0,6%	3,2%

As diferenças máximas observadas nas análises com o modelo simplificado EC-3 são consideravelmente superiores, igual a 56%, quando comparadas às análises térmicas para perfis desprotegidos. As diferenças médias são também significativamente superiores, variando-se de 3 a 33%. Estes valores são substancialmente superiores aos valores obtidos pelo modelo térmico unidimensional, cujas diferenças são inferiores a 5%. Deste modo, as análises com uso do modelo PNL-F são consideradas satisfatórias para as análises térmicas desenvolvidas nesta pesquisa para perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio.

2.6 Consideração da variação de temperatura na seção-transversal pelo método de análise avançada

2.6.1 Seção-transversal equivalente

Uma vez que o campo de temperaturas tenha sido determinado pelo modelo de análise térmica, a etapa que se segue consiste na incorporação das modificações físicas do material, causadas pelo aumento não-uniforme da temperatura no processo de análise estrutural. Tais modificações são obtidas em função da distribuição de temperaturas no perfil metálico, precisando portanto ser computadas a cada instante em que se desenvolve o processo de evolução térmica do incêndio.

Nessa interface entre as análises térmica e estrutural, a discretização adotada inicialmente pelo cálculo térmico é utilizada na determinação das novas propriedades da seção-transversal. Assim, cada segmento originalmente empregado na análise térmica por transferência de calor é transformado em uma parcela da seção-transversal, mantendo-se além dos valores individuais de temperatura, obtidos para cada elemento *k*, suas configurações geométricas e de conectividade iniciais, conforme mostrado na Figura 2.15 para seções-transversais compostas por elementos bidimensionais, utilizados pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Este procedimento é aplicado também para ambos os resultados obtidos pelos modelos térmicos simplificados e unidimensionais, ilustrados pelas Figuras 2.2 e 2.5, respectivamente.

Neste processo de fracionamento da seção, o módulo elástico (módulo de Young), que compõe ambas as rijezas axial e flexional do elemento de barra, é substituído, respectivamente, por dois novos módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$. Deste modo, a área equivalente da seção-transversal (A_θ) pode ser determinada a partir da contribuição de cada área efetiva de segmento. Neste cálculo, emprega-se o fator de redução do módulo de elasticidade ($\kappa_{E,\theta}$), obtido em função da temperatura do segmento

(θ_k) com base nas prescrições do EC-3/Parte-2 (2001), dado a seguir pela Figura 2.16, juntamente com a Tabela 2.7.

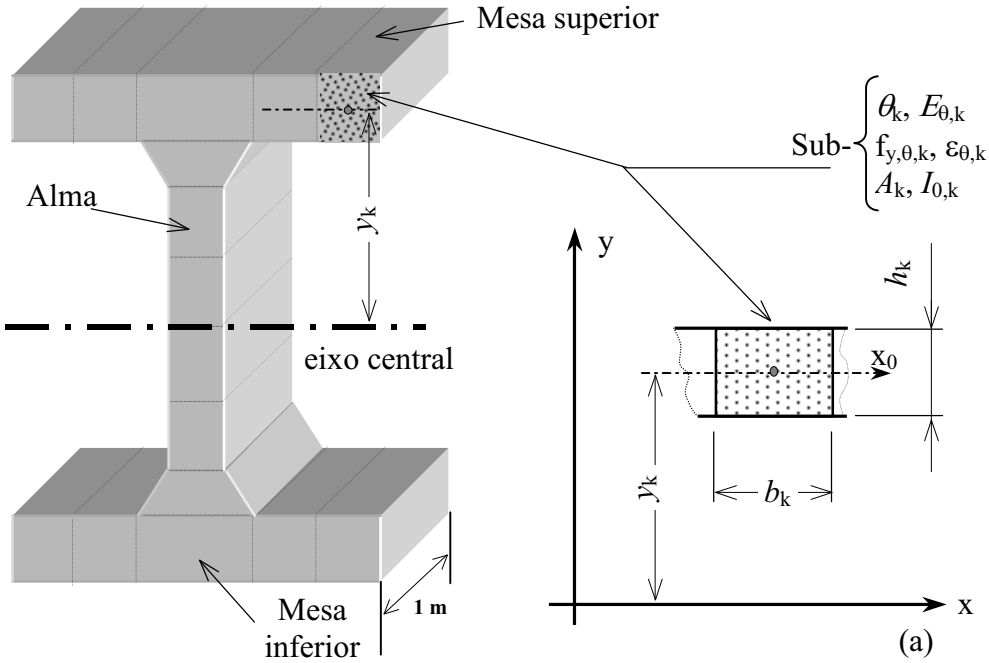


Figura 2.15: Segmentação da seção-transversal em função do aumento de temperatura; (a) sistema de coordenadas dos segmentos.

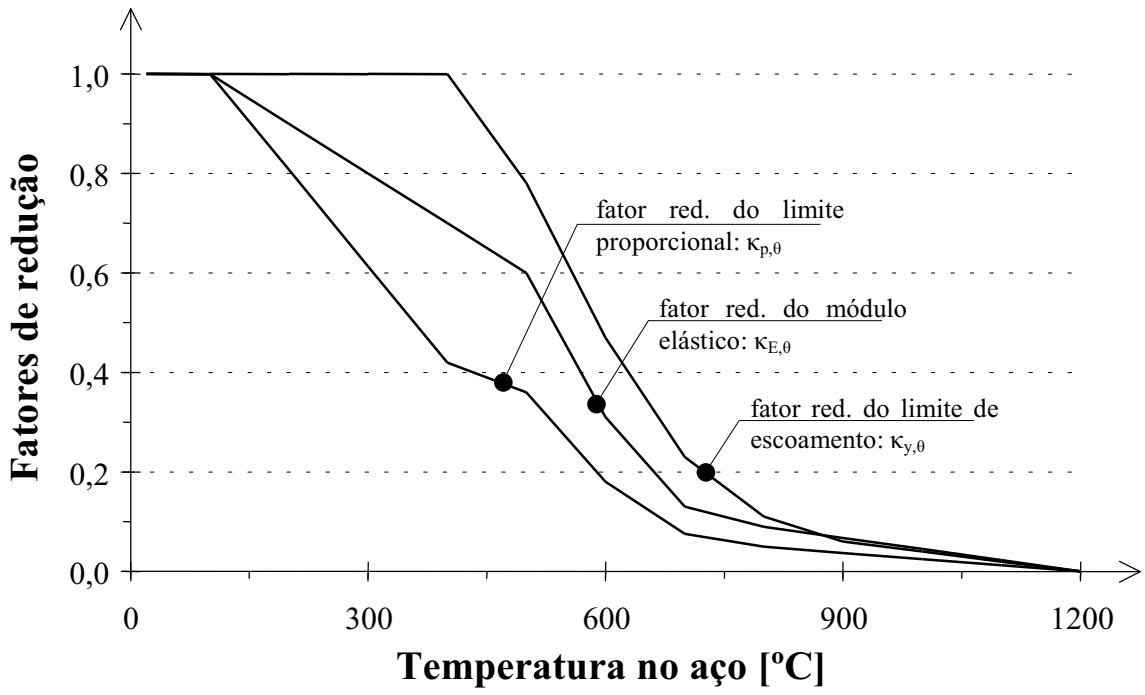


Figura 2.16: Variação dos fatores de redução do aço em função da temperatura (EC-3/Parte-2, 2001).

Tabela 2.7: Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço para diferentes níveis de temperatura (EC-3/Parte-2, 2001).

Temperatura no aço (θ_a)	Fatores de redução		
	limite de escoamento $\kappa_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_{y,20}$	limite proporcional $\kappa_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_{y,20}$	módulo elástico $\kappa_{E,\theta} = E_\theta/E_{20}$
20 ºC	1,0000	1,0000	1,0000
100 ºC	1,0000	1,0000	1,0000
200 ºC	1,0000	0,8070	0,9000
300 ºC	1,0000	0,6130	0,8000
400 ºC	1,0000	0,4200	0,7000
500 ºC	0,7800	0,3600	0,6000
600 ºC	0,4700	0,1800	0,3100
700 ºC	0,2300	0,0750	0,1300
800 ºC	0,1100	0,0500	0,0900
900 ºC	0,0600	0,0375	0,0675
1000 ºC	0,0400	0,0250	0,0450
1100 ºC	0,0200	0,0125	0,0225
1200 ºC	0,0000	0,0000	0,0000

É importante ressaltar que, na determinação da área efetiva, o centro de gravidade de cada segmento permanece inalterado. Assim, para os elementos que compõem as mesas, apenas suas alturas (h_k) são reduzidas, ao passo que, no caso dos segmentos da alma do perfil, apenas as larguras dos elementos (b_k) são alteradas. A área equivalente da seção-transversal (A_θ) é calculada conforme Eq. (2.50) a seguir (onde k =1, ..., n; n é o número de segmentos que compõem o modelo térmico):

$$A_\theta = \int_A \kappa_{E,\theta} \cdot dA = \sum_{k=1}^{n} \kappa_{E,\theta,k} \cdot A_k \qquad \text{Eq. (2.50)}$$

por sua vez, a rigidez axial equivalente $(EA)_\theta$ pode ser expressa como:

$$(EA)_\theta = \int_A E_\theta \cdot dA = \sum_{k=1}^{n} E_{\theta,k} \cdot A_k \qquad \text{Eq. (2.51)}$$

e finalmente, o novo módulo elástico, associado à rigidez axial e em função da temperatura, é dado pela seguinte equação:

$$E_{A,\theta} = \frac{\int_A E_\theta \cdot dA}{A} = \frac{\sum_{k=1}^{n} E_{\theta,k} \cdot A_k}{A} \qquad \text{Eq. (2.52)}$$

sendo: $A = \int_A dA = \sum_{k=1}^{n} A_k$, área da seção-transversal para condições de temperatura ambiente.

Seguindo-se a mesma metodologia adotada na determinação de A_θ, o momento de inércia equivalente I_θ (segundo momento de inércia da seção-transversal aquecida) também pode ser determinado com base na contribuição efetiva de cada segmento do perfil, conforme apresentado pela Eq. (2.53):

$$I_\theta = \int_A \kappa_{E,\theta} \left(y_k\right)^2 dA = \sum_{k=1}^{n} \left(\kappa_{E,\theta,k}\ I_{0,k} + \kappa_{E,\theta,k}\ b_k\ h_k\ y_k^2\right) \qquad \text{Eq. (2.53)}$$

neste caso, a rigidez flexional equivalente $(EI)_\theta$ é dada por:

$$(EI)_\theta = \int_A E_\theta \left(y_k\right)^2 dA = \sum_{k=1}^{n} \left(E_{\theta,k}\ I_{0,k} + E_{\theta,k}\ b_k\ h_k\ y_k^2\right) \qquad \text{Eq. (2.54)}$$

em conclusão, o módulo elástico associado à rigidez flexional em função da temperatura apresenta-se pela seguinte expressão:

$$E_{I,\theta} = \frac{\int_A E_\theta \left(y_k\right)^2 dA}{I} = \frac{\sum_{k=1}^{n} \left(E_{\theta,k}\ I_{0,k} + E_{\theta,k}\ b_k\ h_k\ y_k^2\right)}{I} \qquad \text{Eq. (2.55)}$$

sendo: $I = \int_A \left(y_k\right)^2 dA = \sum_{k=1}^{n} \left(I_{0,k} + b_k\ h_k\ y_k^2\right)$, momento de inércia da seção-transversal para condições de temperatura ambiente; e $A_k = b_k\ h_k$, área do segmento *k*.

2.6.2 Limites equivalentes de resistência plástica

Os limites de resistência plástica da seção-transversal aquecida também precisam ser modificados, em função da redução do limite de escoamento do aço. Tal modificação é calculada com base nas relações de tensão-deformação recomendadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), conforme apresentado pela Tabela 2.7 e Figura 2.16. Tendo em vista a previsão de uma distribuição não-uniforme de temperaturas ao longo da seção-transversal, os limites de resistência plástica efetiva, associados respectivamente às rijezas axial ($P_{y\theta}$) e flexional ($M_{p\theta}$), são determinados, conforme sugerido no item 4.2.3 do EC-3/Parte-2 (2001), pelas seguintes equações:

$$P_{y\theta} = \int_A f_{y,\theta}\, dA = \sum_{k=1}^{n} f_{y,\theta,k}\, b_k\, h_k \qquad \text{Eq. (2.56)}$$

$$M_{p\theta} = \int_A f_{y,\theta}\, |y|\, dA = \sum_{k=1}^{n} f_{y,\theta,k}\, b_k\, h_k\, |y_k| \qquad \text{Eq. (2.57)}$$

onde: $f_{y,\theta} = \kappa_{y,\theta} \cdot f_{y20}$ e $E_\theta = \kappa_{E,\theta} \cdot E_{20}$, representam respectivamente o limite de resistência e o módulo elástico do aço em função da temperatura, obtidos com base nas recomendações do EC-3/Parte-2 (2003), também incluídas no item 5.1.1.1 da NBR-14323 (1999), conforme apresentado pela Tabela 2.7.

Os limites de resistência plástica da seção-transversal, em condições de temperatura ambiente (20^{o}C), não sofrem alteração alguma, podendo igualmente ser determinados com base na discretização da seção-transversal, conforme as expressões abaixo:

$$P_{y20} = \int_A f_{y20}\, dA = f_{y20} \cdot A = \sum_{k=1}^{n} f_{y20,k}\, b_k\, h_k \qquad \text{Eq. (2.58)}$$

$$M_{p20} = \int_A f_{y20}\, |y|\, dA = f_{y20} \cdot Z = \sum_{k=1}^{n} f_{y20,k}\, b_k\, h_k\, |y_k| \qquad \text{Eq. (2.59)}$$

sendo: Z módulo plástico da seção-transversal do perfil.

2.6.3 Esforços de engastamento perfeito devido à variação de temperatura

Além das modificações nas características da seção-transversal, o acréscimo de temperatura acarreta ainda no surgimento de deformações térmicas, que precisam ser levadas em consideração pelo Método da Rigidez. Neste procedimento numérico, as tensões térmicas são levadas em consideração através do Método de *Duhamel* (GATEWOOD, 1957; OSSENBRUGGEN *et al.*, 1973). Nesta aproximação, o elemento de viga-coluna é considerado como totalmente restringido em ambos os nós de extremidade, ou seja, cinematicamente determinado (BATTISTA e PFEIL, 1996). Como resultado, obtém-se um vetor de carregamentos que representa o conjunto de forças nodais equivalentes. Este vetor produz na estrutura deslocamentos nodais e reações de apoio idênticas àquelas originadas por cargas aplicadas nos elementos. Nos casos em estudo, o vetor de engastamento perfeito é composto pelas seguintes componentes, respectivamente relacionadas com o alongamento (P_θ) e a flexão (M_θ):

$$P_\theta = \int_A \varepsilon_\theta \, E_\theta \, dA = \sum_{k=1}^{n} \varepsilon_{\theta,k} \, E_{\theta,k} \, b_k \, h_k \qquad \text{Eq. (2.60)}$$

$$M_\theta = \int_A \varepsilon_\theta \, E_\theta \, y \, dA = \sum_{k=1}^{n} \varepsilon_{\theta,k} E_{\theta,k} \, b_k \, h_k \, y_k \qquad \text{Eq. (2.61)}$$

estas componentes são agrupadas, formando o vetor de engastamento perfeito (f_{ep}):

$$f_{ep} = \begin{Bmatrix} P_\theta \\ 0 \\ M_\theta \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. (2.62)}$$

Nas expressões de P_θ e M_θ (Eqs. 2.60 e 2.61) o termo ε_θ representa o alongamento do aço em função da temperatura. Nas análises desenvolvidas neste trabalho de pesquisa, a determinação do valor de ε_θ segue as recomendações estabelecidas pela seção 3.4.1.1 do EC-3/Parte-2 (2001), que foram incluídas no Anexo D2 da NBR-14323 (1999). A variação do alongamento do aço com a temperatura está

apresentada pelas Eq.(2.63) e Figura 2.17:

$$\varepsilon_\theta = \begin{cases} 1{,}2\cdot10^{-5}\cdot\theta_a + 0{,}4\cdot10^{-8}\cdot\theta_a^2 - 2{,}416\cdot10^{-4}, \text{ para } 20^oC \le \theta_a < 750^oC \\ 1{,}1\cdot10^{2}, \text{ para } 750^oC \le \theta_a \le 860^oC \\ 2\cdot10^{-5}\cdot\theta_a - 6{,}2\cdot10^{-3}, \text{ para } 860^oC < \theta_a < 1200^oC \end{cases} \quad \text{Eq. (2.63)}$$

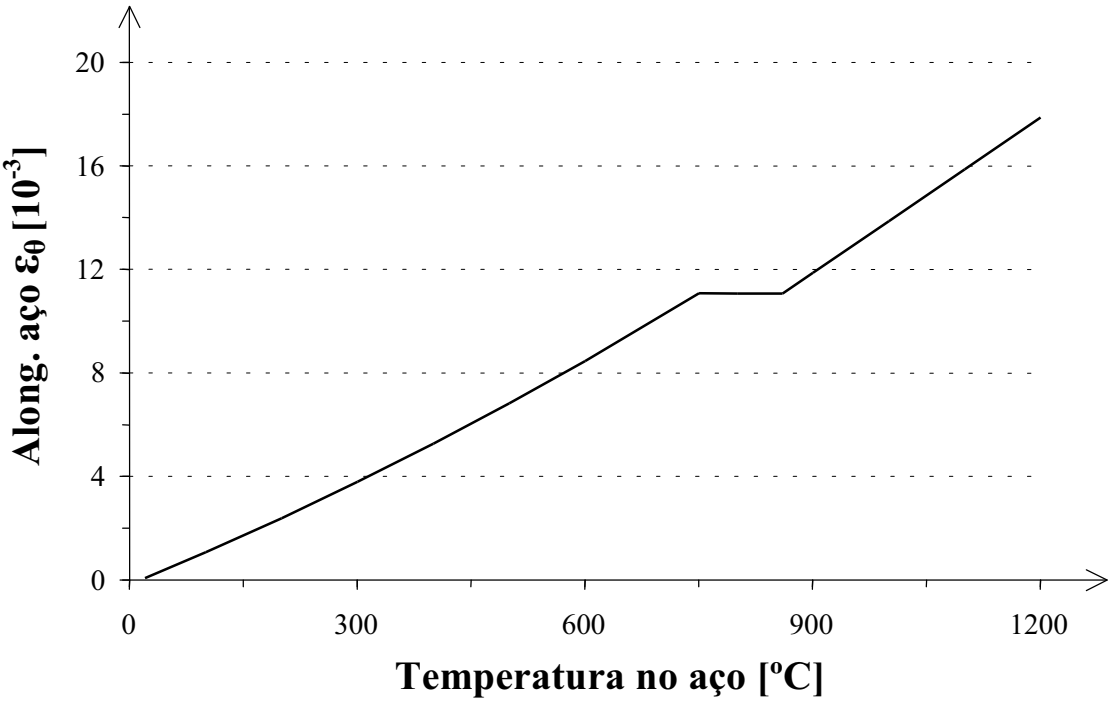


Figura 2.17: Alongamento do aço (ε_θ) em função da temperatura, segundo modelo sugerido pelo EC-3/Parte-2 (2001).

A partir das ações térmicas de engastamento perfeito, determina-se o vetor de forças nodais equivalentes f_{eq}:

$$f_{eq} = - f_{ep} \quad \text{Eq. (2.64)}$$

Em seguida, o vetor f_{eq} é sobreposto aos demais vetores de forças nodais da estrutura f_n, Eq. (3.16), obtendo-se assim um vetor único que representa o conjunto de ações combinadas (f_{cj}):

$$f_{cj} = f_n + f_{eq} \quad \text{Eq. (2.65)}$$

O vetor f_{cj} será utilizado na análise global da estrutura, em substituição ao vetor de forças nodais f_n, como se somente existissem cargas aplicadas diretamente nos nós. Contudo, como o vetor de forças térmicas equivalentes não está de fato aplicado nos nós, será preciso corrigir o vetor de esforços do elemento f_c, Eq. (3.16). Esta diferença é efetuada através da adição do vetor de forças de engastamento perfeito ao vetor de ações de extremidade devido ao deslocamento:

$$f_e = f_c + f_{ep} \qquad \text{Eq. (2.66)}$$

onde, f_e, representa o vetor corrigido de forças nos elementos.

2.6.4 Temperatura de referência

O processo de formação gradual de rótulas plásticas, desenvolvido nesta pesquisa à luz do Método das Rótulas Plásticas, tratado posteriormente pela Seção 3.4, leva em consideração as modificações mecânicas produzidas pelo aumento de temperatura na seção-transversal. Assim, com o propósito de se evitar integrações numéricas para o campo de deformações térmicas ao longo da seção-transversal, que caracterizam o MEF, adota-se um valor médio de temperatura para toda a seção. Esta temperatura, denominada como temperatura de referência θ_{ref}, é calculada da seguinte forma:

$$\theta_{ref} = \frac{\sum_{k=1}^{n} \left(\theta_k \, I_{0,k} + \theta_k \, b_k \, h_k \, y_k^2 \right)}{I} \qquad \text{Eq. (2.67)}$$

Conforme apresentado pela equação acima (Eq. 2.67), o valor de θ_{ref} é estimado de modo semelhante ao processo adotado no cálculo do momento de inércia equivalente I_θ, ou seja, levando-se em consideração a participação efetiva da temperatura de cada segmento. A simplificação assumida no computo de θ_{ref}, que

traduz-se na consideração de uma única temperatura equivalente para toda a seção-transversal, não ignora, contudo, a influência do campo não-uniforme de temperaturas no processo de flexão inelástica da seção-transversal. Cumpre ressaltar ainda que o cálculo de θ_{ref}, ora proposto, conduz a resultados mais racionais do que aqueles sugeridos pela seção 4.2.3 do EC-3/Parte-2 (2001). Neste item, que tem por objeto a definição dos limites de resistência estrutural de elementos sob fogo, apresenta-se como alternativa conservadora a adoção do valor máximo de temperatura, para perfis com distribuição não-uniforme de temperaturas. Esta hipótese, que foi motivo de avaliação preliminar neste trabalho de pesquisa, foi substituída pela definição de uma temperatura de referência, por apresentar resultados mais próximos daqueles obtidos pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

A partir dos resultados de variação de temperatura obtidos para o grupo de perfis metálicos selecionados, através dos modelos EC-3, PNL-F e SAFIR, foram realizadas verificações com a metodologia de seções-equivalentes apresentada nesta seção. Os resultados obtidos nesta comparação estão apresentados no Anexo B. Uma síntese das diferenças médias observadas é apresentada a seguir pelas Tabelas 2.8 a 2.11, respectivamente para perfis metálicos sem proteção, expostos ao fogo em 3 faces (Tabela 2.8) e 4 faces (Tabela 2.9), e perfis envolvidos por material de revestimento contra fogo, expostos em 3 faces (Tabela 2.10) e 4 faces (Tabela 2.11).

As diferenças médias computadas são significativamente inferiores para as respostas obtidas com o modelo PNL-F, para a maioria das características verificadas. De modo geral, as diferenças computadas pelo PNL-F são inferiores a 6%, com exceção das relações normalizadas para os modelos de módulo tangente, da ordem de 13%, para o perfil IPEA-80, sem a presença de material de proteção contra incêndio. Esta discrepância deve-se fundamentalmente às pequenas dimensões deste perfil (altura

inferior a 8 cm), em relação às demais seções analisadas, o que dificulta a modelagem numérica das mesas superior e inferior, e sua conseqüente influência na redução das propriedades equivalentes. No entanto, os resultados obtidos pelo modelo proposto (PNL-F) são considerados satisfatórios, tendo em vista as diversas simplificações assumidas no presente procedimento.

Tabela 2.8: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

Situação	SAFIR – (EC-3) [%] SAFIR			SAFIR – (PNL-F) [%] SAFIR		
Prop. \ Perfil	IPEA-80	W360	W760	IPEA-80	W360	W760
P_θ/P_{y20}	0,34%	1,36%	5,34%	0,28%	5,47%	0,49%
M_θ/M_{p20}	12,33%	1,36%	5,34%	3,62%	5,47%	0,49%
$P_{y\theta}/P_{y20}$	4,52%	1,36%	5,34%	0,78%	5,47%	0,49%
$M_{p\theta}/M_{p20}$	6,57%	1,36%	5,34%	0,77%	5,47%	0,49%
$E_{A\theta}/E_A$	14,80%	1,36%	5,34%	10,88%	5,47%	0,49%
$E_{I\theta}/E_I$	14,89%	1,36%	5,34%	10,65%	5,47%	0,49%
θ_{ref} (em ^oC)	0,49%	1,36%	5,34%	0,26%	5,47%	0,49%

Tabela 2.9: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

Situação	SAFIR – (EC-3) [%] / SAFIR			SAFIR – (PNL-F) [%] / SAFIR		
Prop. \ Perfil	IPEA-80	W360	W760	IPEA-80	W360	W760
P_θ/P_{y20}	2,30%	12,50%	8,62%	0,46%	4,33%	0,78%
M_θ/M_{p20}	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
$P_{y\theta}/P_{y20}$	0,52%	0,00%	2,61%	0,84%	0,00%	1,36%
$M_{p\theta}/M_{p20}$	0,44%	0,00%	2,78%	0,82%	0,00%	1,50%
$E_{A\theta}/E_A$	13,55%	0,05%	1,78%	13,69%	1,05%	0,97%
$E_{I\theta}/E_I$	13,56%	0,35%	1,91%	13,59%	0,78%	1,09%
θ_{ref} (em ^oC)	0,12%	1,42%	0,91%	0,24%	1,70%	0,68%

Tabela 2.10: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

Situação	SAFIR – (EC-3) [%] / SAFIR			SAFIR – (PNL-F) [%] / SAFIR		
Prop. \ Perfil	IPEA-80	W360	W760	IPEA-80	W360	W760
P_θ/P_{y20}	5,05%	10,13%	11,33%	4,78%	4,99%	2,04%
M_θ/M_{p20}	13,42%	13,56%	13,33%	4,17%	7,95%	5,19%
$P_{y\theta}/P_{y20}$	3,27%	0,00%	8,43%	6,66%	0,00%	2,68%
$M_{p\theta}/M_{p20}$	4,84%	0,00%	7,08%	6,63%	0,00%	3,48%
$E_{A\theta}/E_A$	4,31%	0,76%	8,99%	3,71%	0,44%	3,25%
$E_{I\theta}/E_I$	4,34%	0,43%	7,19%	3,71%	0,51%	4,45%
θ_{ref} (em ^oC)	1,40%	5,05%	6,87%	3,18%	6,98%	3,24%

Tabela 2.11: Diferenças percentuais para propriedades de seções equivalentes, de perfis metálicos protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

Situação	SAFIR – (EC-3) / SAFIR [%]			SAFIR – (PNL-F) / SAFIR [%]		
Prop. \ Perfil	IPEA-80	W360	W760	IPEA-80	W360	W760
P_θ/P_{y20}	2,28%	20,00%	19,87%	2,13%	7,61%	4,16%
M_θ/M_{p20}	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
$P_{y\theta}/P_{y20}$	3,81%	0,00%	6,19%	3,61%	0,00%	3,10%
$M_{p\theta}/M_{p20}$	3,61%	0,00%	5,62%	3,74%	0,00%	4,73%
$E_{A\theta}/E_A$	2,13%	0,84%	6,43%	5,99%	1,91%	6,16%
$E_{I\theta}/E_I$	2,01%	0,59%	5,41%	6,04%	2,08%	7,32%
θ_{ref} (em ºC)	1,37%	20,45%	4,14%	1,31%	4,69%	3,36%

3

ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1 Análise avançada de estruturas

As análises numéricas desenvolvidas e computacionalmente implementadas na presente Pesquisa de Doutorado – para o estudo do comportamento inelástico de estruturas de aço planas sob condições de incêndio – seguem os fundamentos básicos sugeridos pelo Método de Plasticidade Concentrada, ou Método das Rótulas Plásticas. Este método é computacionalmente mais eficiente do que o método tido como 'exato', Método da Zona Plástica, que permite a simulação de zonas de plasticidade distribuída ao longo do elemento, utilizando para isso princípios do Método dos Elementos Finitos (MEF).

Assim, os efeitos decorrentes do escoamento do material são simulados, pelo proposto Modelo Refinado de Rótulas Plásticas, através de um conjunto de parâmetros numéricos que reduzem progressivamente a rigidez do elemento viga-coluna, em função do desenvolvimento de regiões plásticas. Tais parâmetros são desenvolvidos a partir de diretrizes básicas do conceito de Análise Avançada, originalmente apresentados por: W.F. Chen, D.W. White, J. Y. R. Liew, E. M. Lui entre

outros, (CHEN *et al.*, 1996; CHEN e LUI, 1986; KIM e CHEN, 1998; LIEW, 1992; LIEW e WHITE, 1993; LUI, 1985; WHITE *et al.*, 1993). Neste procedimento, uma vez que os efeitos não-lineares geométricos e de material mais significativos, são direta e rigorosamente considerados na formulação do elemento, elimina-se a necessidade de se processar a análise e o dimensionamento estrutural em fases distintas, permitindo-se assim estimar precisamente os possíveis modos de colapso estrutural.

Em linhas gerais, a formulação inelástica do elemento de viga-coluna implementado apresenta as seguintes características, tratadas em detalhe nas seções seguintes desta pesquisa: (a) efeitos de plasticidade distribuída associados com a formação de rótulas plásticas (flexão), são capturados por meio de parâmetros de redução de rigidez, η, determinados em função do avanço da região plástica em cada extremidade do elemento; (b) modelos aproximados desenvolvidos com base no conceito do módulo tangente E_t são empregados com o objetivo de se capturar os efeitos provocados pelo desenvolvimento de regiões em regime plástico ao longo do comprimento do elemento, considerando implicitamente ambos os efeitos de tensão residual e imperfeição geométrica inicial; (c) utilização da teoria de grandes deslocamentos e pequenas deformações (POWELL, 1969; GOTO e CHEN, 1987) – à luz do conceito de funções de estabilidade (LIEW *et al.*, 1991a; 1993ab; CHEN e LUI, 1991), permitindo acurada identificação dos mecanismos de instabilidade do elemento; (d) utilização do modelo numérico-experimental proposto por KISHI e CHEN (1990) para representação de ligações viga-coluna semi-rígidas.

Com base em recentes aplicações do conceito de Analise Avançada para condições de incêndio (LIEW *et al.*, 1998, 2002; CHAN e CHAN, 2001), a formulação original de elementos viga-coluna é modificada e adotada nesta Pesquisa de Doutorado, considerando-se uma distribuição de temperaturas não-homogênea ao longo da seção-

transversal, conforme apresentado anteriormente no Capítulo 2 deste trabalho. Assim, os efeitos originados pela variação de temperatura nas propriedades do material são considerados de acordo com o modelo Europeu referenciado pelo EC-3/Parte-2 (2001), conforme metodologia proposta na Seção 2.6 desta Pesquisa.

Apresentam-se na Seção 3.2, a seguir, as principais características da formulação elástica adotada para consideração dos efeitos de segunda-ordem geométricos, para o elemento de viga-coluna implementado. Em prosseguimento, a Seção 3.3 descreve as modificações necessárias para adaptação do conceito de módulo tangente na consideração dos efeitos decorrentes do aumento de temperatura. Os efeitos da variação de temperatura nos mecanismos inelásticos de formação de rótulas plásticas são tratados na Seção 3.4. A incorporação da flexibilidade de ligações viga-coluna na rigidez do elemento é abordada na Seção 3.5.

3.2 Consideração de efeitos não-lineares geométricos

3.2.1 Restrições e considerações gerais para elemento de viga -coluna

As restrições e considerações gerais utilizadas na modelagem não-linear elástica do elemento viga-coluna, pelo método das funções de estabilidade (TIMOSHENKO e GERE, 1961), são as seguintes: (*i*) os elementos são inicialmente retos e prismáticos, e suas seções transversais permanecem planas depois de deformadas; (*ii*) os perfis são considerados compactos segundo classificação da AISC-LRFD (1999) e da NBR-8800 (1986), de forma que a seção possa desenvolver capacidade total de rotação plástica sem que haja flambagem local; (*iii*) a flambagem lateral é desprezada, considerando-se as estruturas e seus elementos contidos lateralmente; (*iv*) casos de cargas distribuídas não foram implementados no programa – nestas situações aplicam-se cargas nodais equivalentes; (*v*) efeitos de endurecimento do

aço (*strain-hardening*) são desprezados na análise; (*vi*) todos os membros são considerados suficientemente contraventados, na direção fora do plano de flexão, ou seja, os efeitos de flambagem lateral torsional não são considerados; (*vii*) efeitos de segunda-ordem causados pelo esforço cortante são considerados suficientemente pequenos, de modo que as deformações cisalhantes podem ser desprezadas nos cálculos de deslocamentos.

As suposições de que o elemento é prismático e as rotações da barra são pequenas, são bastante razoáveis para a grande maioria das estruturas de aço empregadas na construção civil. Apesar da possibilidade destas estruturas desenvolverem grandes deslocamentos no colapso, a rotação de cada membro, com relação ao seu comprimento de corda na configuração deformada, permanece pequena. Tal hipótese é bastante apropriada especialmente para os elementos formados por perfis compactos, que geralmente apresentam elevada rigidez flexional.

Os efeitos de encurtamento de curvatura não foram incluídos na derivação do elemento de viga-coluna implementado. Esta desconsideração significa a exclusão do termo não-linear nas equações diferencias do elemento, que são obtidas a partir do teorema dos trabalhos virtuais. A exclusão do termo não-linear, que embasa a Teoria de Viga-Coluna Linearizada, facilita a manipulação matemática das matrizes resultantes e conduz a resultados satisfatórios para fins de cálculo estrutural (GOTO e CHEN, 1987a). Tal fato é corroborado em função do encurtamento axial ser majoritariamente obtido a partir de deformações inelásticas axiais, o que é especialmente apropriado nos casos correntes de engenharia estrutural, onde os índices de esbeltez são normalmente inferiores a 2 ($\overline{\lambda} < 2$) (GOTO *et al.*, 1987; 1990; 1991).

3.2.2 Funções de estabilidade para elemento de viga-coluna

A Figura 3.1 mostra o elemento viga-coluna sujeito a momentos de extremidade: M_A e M_B, e a ação da força axial P. Com base no diagrama de corpo livre do segmento de elemento de viga-coluna de comprimento dx, a seguinte equação de equilíbrio (CHEN e LUI, 1986) pode ser derivada:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \rho^2 y = -\frac{M_A + M_B}{LEI} + \frac{M_A}{EI} \qquad \text{Eq. (3.1)}$$

onde, $\rho = \sqrt{P/EI}$.

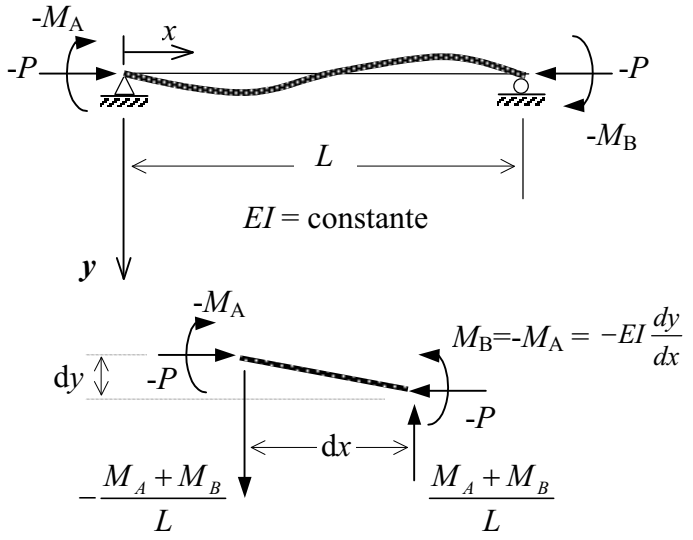


Figura 3.1: Elemento de viga-coluna submetido a forças axiais e momentos de extremidade.

A solução geral da equação ordinária é:

$$y = A\,\mathrm{sen}(\rho x) + B\cos(\rho x) + \frac{M_A + M_B}{LEI\rho^2}\,x - \frac{M_A}{EI\rho^2} \qquad \text{Eq. (3.2)}$$

As constantes "A" e "B" são extraídas pelo impedimento de deslocamentos verticais nas extremidades do elemento, ou seja, prescrevendo-se as seguintes condições de contorno para o problema: $y(0) = 0$ e $y(L) = 0$, deste modo, obtém-se:

$$A = -\frac{1}{\mathrm{EI}\rho^2 \operatorname{sen}(\rho L)}\left[M_A \cos(\rho L) + M_B\right] \qquad \text{Eq. (3.3)}$$

$$B = \frac{M_A}{EI\rho^2} \qquad \text{Eq. (3.4)}$$

Através da substituição das constantes "*A*" e "*B*" na Eq. (3.2), obtém-se a equação elástica do elemento:

$$y = \frac{1}{EI\rho^2}\left[\frac{\cos(\rho L)}{\operatorname{sen}(\rho L)}\operatorname{sen}(\rho x) - \cos(\rho x) - \frac{x}{L} + 1\right]M_A + \frac{1}{EI\rho^2}\left[\frac{1}{\operatorname{sen}(\rho L)}\cos(\rho x) - \frac{x}{L}\right]M_B \qquad \text{Eq. (3.5)}$$

onde, a inclinação é dada pela derivada primeira da expressão acima, como:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI\rho}\left[\frac{\cos(\rho L)}{\operatorname{sen}(\rho L)}\cos(\rho x) + \operatorname{sen}(\rho x) - \frac{1}{\rho L}\right]M_A + \frac{1}{EI\rho}\left[\frac{1}{\operatorname{sen}(\rho L)}\cos(\rho x) - \frac{1}{\rho L}\right]M_B \qquad \text{Eq. (3.6)}$$

A rotação na extremidade *A*, Θ_A, é obtida pela imposição da condição $x = 0$, na Eq.(3.6):

$$\Theta_A = \left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=0} = -\frac{L}{EI}\left[\frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L\cos(\rho L)}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)}\right]M_A - \frac{L}{EI}\left[\frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)}\right]M_B \qquad \text{Eq. (3.7)}$$

Por sua vez, a rotação na extremidade B, Θ_B, é obtida de modo análogo, fazendo-se $x = L$:

$$\Theta_B = \left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=L} = -\frac{L}{EI}\left[\frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)}\right]M_A - \frac{L}{EI}\left[\frac{\operatorname{sen}(\rho L) - \rho L\cos(\rho L)}{(\rho L)^2 \operatorname{sen}(\rho L)}\right]M_B \qquad \text{Eq. (3.8)}$$

A relação axial carga-deslocamento, ignorando-se os efeitos de curvatura, é dada por:

$$P = \frac{EA}{L}e \qquad \text{Eq. (3.9)}$$

onde, e representa o deslocamento longitudinal do elemento viga-coluna.

A equação de equilíbrio para o elemento de pórtico plano elástico, no sistema local de coordenadas, pode ser expressa em forma matricial, como mostrado a seguir:

$$\{f_c\} = [k_c]\ \{d_c\} \qquad \text{Eq. (3.10)}$$

ou na forma matricial explícita,

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Theta_A \\ \Theta_B \\ e \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.11)}$$

onde, os coeficientes de rigidez flexional S_1 e S_2 são denominados como funções de estabilidade. Estes termos consideram implicitamente os efeitos P-δ e de flambagem elástica, na formulação de rigidez do elemento.

A interpolação por meio de funções de estabilidade permite a representação do comportamento elastoplástico dos elementos de viga-coluna, utilizando-se para isso um único elemento por barra (KIM e CHEN, 1998). Esta aproximação torna-se bastante vantajosa na análise de modelos estruturais contínuos, compostos por diversos elementos de barra. As funções de estabilidade são definidas como:

$$S_1 = \begin{cases} \dfrac{\pi\sqrt{\rho}\,\mathrm{sen}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho\cos(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \dfrac{\pi^2\rho\cosh(\rho L) - \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{senh}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{senh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.12)}$$

$$S_2 = \begin{cases} \dfrac{\pi^2\rho - \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{sen}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \dfrac{\pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{senh}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\ \mathrm{senh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.13)}$$

onde $\rho = P/\left(\pi^2 EI/L^2\right)$.

Quando a força axial P for nula, as funções de estabilidade, Eqs. (3.12) e (3.13), tornam-se indeterminadas. Neste caso, adotam-se as seguintes expressões aproximadas propostas por LUI (1985):

$$S_1 = 4 + \frac{2\pi^2\rho}{15} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4+\rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183+\rho} \qquad \text{Eq. (3.14)}$$

$$S_2 = 2 - \frac{\pi^2\rho}{30} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4+\rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183+\rho} \qquad \text{Eq. (3.15)}$$

As equações (3.14) e (3.15) são aplicáveis para esforços de compressão e tração, e devem ser empregadas quando o esforço axial no elemento estiver compreendido entre $-2,0 \leq \rho \leq 2,0$. Quando a força axial for exatamente igual a zero, as expressões aproximadas para S_1 e S_2, são reduzidas respectivamente para os valores 4 e 2. A Tabela 3.1 apresenta uma comparação entre os valores das funções de estabilidade exatas e aproximadas.

Tabela 3.1: Comparação entre valores de funções de estabilidade.

ρ	Função de Estabilidade S_1		Função de Estabilidade S_2	
	Exata Eq. (3.12)	Aproximada Eq. (3.14)	Exata Eq. (3.13)	Aproximada Eq. (3.15)
-1,0	2,467	2,467	2,467	2,468
-0,8	2,816	2,816	2,346	2,346
-0,6	3,140	3,140	2,241	2,241
-0,4	3,444	3,444	2,150	2,150
-0,2	3,730	3,730	2,070	2,070
0,0	4,000	4,000	2,000	2,000
0,2	4,257	4,257	1,938	1,938
0,4	4,501	4,501	1,883	1,883
0,6	4,735	4,735	1,834	1,834
0,8	4,959	4,959	1,789	1,789
1,0	5,175	5,174	1,749	1,750

3.2.3 Relação de rigidez tangente

A equação incremental de equilíbrio, para o elemento de viga-coluna CHEN e LUI (1991) é apresentada a seguir:

$$\left\{\dot{f}_c\right\} = \left[k_c\right] \left\{\dot{d}_c\right\} \qquad \text{Eq. (3.16)}$$

na forma matricial explícita,

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.17)}$$

onde, $\dot{M}_A$, $\dot{M}_B$, $\dot{\Theta}_A$ e $\dot{\Theta}_B$ representam respectivamente os momentos e rotações de extremidade do elemento de viga-coluna, enquanto que $\dot{P}$ e $\dot{e}$ simbolizam a força axial e o deslocamento longitudinal incrementais.

Para elementos de pórtico plano, três graus de liberdade adicionais são necessários para se descrever todos os deslocamentos, conforme observado na Figura 3.2, a seguir:

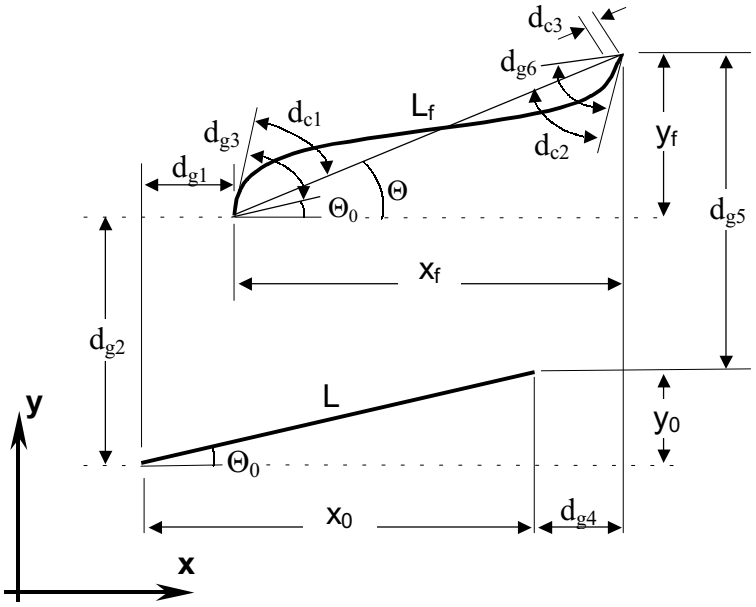


Figura 3.2: Deslocamentos nodais do elemento viga-coluna, para os nós sistemas local e global.

As rotações e deslocamento locais são denominados por: d_{c1}, d_{c2} e d_{c3}, e estão relacionados com os graus de liberdade globais do elemento, dados por d_{g1}, d_{g2}, ..., $d_{g6,}$ conforme verificado nas Eqs. (3.18) a (3.20).

$$d_{c1} = \Theta_A = \Theta_0 + d_{g3} - \tan^{-1}\frac{y_0 + d_{g5} - d_{g2}}{x_0 + d_{g4} - d_{g1}} \qquad \text{Eq. (3.18)}$$

$$d_{c2} = \Theta_B = \Theta_0 + d_{g6} - \tan^{-1}\frac{y_0 + d_{g5} - d_{g2}}{x_0 + d_{g4} - d_{g1}} \qquad \text{Eq. (3.19)}$$

$$d_{c3} = L_f - L = \sqrt{(x_0 + d_{g4} - d_{g1})^2 + (y_0 + d_{g5} - d_{g2})^2} - L \qquad \text{Eq. (3.20)}$$

Diferenciando-se as equações (3.18) a (3.20) em relação a cada deslocamento generalizado de extremidade, d_{gi}, (i = 1, 2, ..., 6), escrevem-se as seguintes relações de deslocamento e rotação:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L}\begin{bmatrix} -\text{sen}\,\Theta/L & \cos\Theta/L & 1 & \text{sen}\,\Theta/L & -\cos\Theta/L & 0 \\ -\text{sen}\,\Theta/L & \cos\Theta/L & 0 & \text{sen}\,\Theta/L & -\cos\Theta/L & 1 \\ -\cos\Theta & -\text{sen}\,\Theta & 0 & \cos\Theta & \text{sen}\,\Theta & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{d}_{g1} \\ \dot{d}_{g2} \\ \dot{d}_{g3} \\ \dot{d}_{g4} \\ \dot{d}_{g5} \\ \dot{d}_{g6} \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.21)}$$

ou, na forma simbólica:

$$\{\dot{d}_c\} = [T_{cg}]\{\dot{d}_g\} \qquad \text{Eq. (3.22)}$$

Com base no princípio de equilíbrio, os vetores de forças nodais e do elemento, apresentados na Figura 3.3, são relacionados por:

$$\begin{Bmatrix} f_{g1} \\ f_{g2} \\ f_{g3} \\ f_{g4} \\ f_{g5} \\ f_{g6} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -(\text{sen}\,\Theta)/L & -(\text{sen}\,\Theta)/L & -\cos\Theta \\ (\cos\Theta)/L & (\cos\Theta)/L & -\text{sen}\,\Theta \\ 1 & 0 & 0 \\ (\text{sen}\,\Theta)/L & (\text{sen}\,\Theta)/L & \cos\Theta \\ -(\cos\Theta)/L & -(\cos\Theta)/L & \text{sen}\,\Theta \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}\begin{pmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{pmatrix} \qquad \text{Eq. (3.23)}$$

em notação simbólica:

$$\{f_g\} = \left[T_{cg}\right]^T \{f_c\} \qquad \text{Eq. (3.24)}$$

a derivação desta equação (3.24), resulta em:

$$\{\dot{f}_g\} = \left[T_{cg}\right]^T \{\dot{f}_c\} + \left[\dot{T}_{cg}\right]^T \{f_c\} \qquad \text{Eq. (3.25)}$$

utilizando-se as Eqs.(3.16) e (3.24), a equação acima (Eq. 3.25) pode ser rescrita como:

$$\{\dot{f}_g\} = \left[T_{cg}\right]^T [k_c] \left[T_{cg}\right] \{\dot{d}_g\} + \left[\dot{T}_{cg}\right]^T \{f_c\} \qquad \text{Eq. (3.26)}$$

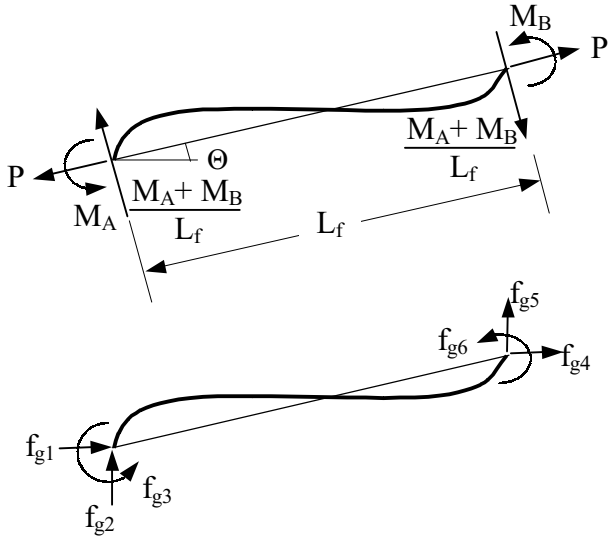


Figura 3.3: Sistemas de forças equivalentes para o elemento de viga-coluna.

A matriz de transformação $\left[\dot{T}_{cg}\right]^T$ pode ser determinada através da derivação de $\left[\dot{T}_{cg}\right]$ em relação a cada grau de liberdade global d_{gi}, (i = 1,2, ..., 6), resultando nas matrizes T_1, T_2 e T_3, que essencialmente levam em consideração a mudança direcional do vetor de forças de extremidade do membro na configuração deformada (POWELL, 1969):

$$\left[\dot{\mathrm{T}}_{\mathrm{cg}}\right]^{\mathrm{T}} = \left[\frac{\partial^2 d_{c1}}{\partial d_{gj}\partial d_{gi}}\middle|\frac{\partial^2 d_{c2}}{\partial d_{gj}\partial d_{gi}}\middle|\frac{\partial^2 d_{c3}}{\partial d_{gj}\partial d_{gi}}\right]^{\mathrm{T}}_{i,j\,=\,1,2,\ldots,6} \left\{\dot{\mathrm{d}}_{\mathrm{gi}}\right\} = \left[\mathrm{T}_1\middle|\mathrm{T}_2\middle|\mathrm{T}_3\right] \left\{\dot{\mathrm{d}}_{\mathrm{gi}}\right\} \qquad \text{Eq. (3.27)}$$

$$\left[T_1\right] = \left[T_2\right] = \frac{1}{L^2}\begin{bmatrix} -2sc & c^2-s^2 & 0 & 2sc & -(c^2-s^2) & 0 \\ & 2sc & 0 & -(c^2-s^2) & -2sc & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & -2sc & c^2-s^2 & 0 \\ & & & & 2sc & 0 \\ sim. & & & & & 0 \end{bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.28)}$$

$$\left[T_3\right] = \frac{1}{L}\begin{bmatrix} s^2 & -sc & 0 & s^2 & -sc & 0 \\ & c^2 & 0 & sc & c^2 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & s^2 & -sc & 0 \\ & & & & c^2 & 0 \\ sim. & & & & & 0 \end{bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.29)}$$

onde, $s = \text{sen}\,\Theta$ e, $c = \cos\Theta$

A completa derivação da relação incremental força-deslocamento é então obtida pela substituição de $\left[\dot{\mathrm{T}}_{\mathrm{cg}}\right]^{\mathrm{T}}$ da Eq. (3.27) na Eq. (3.26), resultando na seguinte relação incremental de equilíbrio (força-deslocamento) no sistema global de coordenadas:

$$\left\{\dot{\mathrm{f}}_{\mathrm{g}}\right\} = \left(\left[\mathrm{T}_{\mathrm{cg}}\right]^{\mathrm{T}}\left[\mathrm{K}_{\mathrm{c}}\right]\left[\mathrm{T}_{\mathrm{cg}}\right] + \left[\mathrm{T}_1\right]\mathrm{M}_{\mathrm{A}} + \left[\mathrm{T}_2\right]\mathrm{M}_{\mathrm{B}} + \left[\mathrm{T}_3\right]\mathrm{P}\right) \left\{\dot{\mathrm{d}}_{\mathrm{g}}\right\} \qquad \text{Eq. (3.30)}$$

3.2.4 Aplicações com modelos de funções de estabilidade

O modelo de funções de estabilidade foi motivo de avaliação preliminar nesta Pesquisa de Doutorado (LANDESMANN e BATISTA, 2000ab; LANDESMANN 2001ab) para a determinação do limite de resistência elástica de barras comprimidas. Neste estudo, modelos numéricos de pilares isolados, submetidos a diferentes configurações de imperfeições geométricas iniciais, foram carregados axialmente até a

verificação do limite elástico de flambagem. Os modelos estruturais são compostos por 10 elementos de viga-coluna, cujas propriedades geométricas e de material, assim como, as condições de extremidade e carregamento encontram-se sumarizados na Figura 3.4. A configuração geométrica inicial, em forma de senóide, foi determinada para cada imperfeição inicial prescrita. Neste tipo de análise, os deslocamentos incrementais apresentados pela estrutura deformada interagem com o carregamento axial externo, levando a estrutura ao colapso. A trajetória de equilíbrio, plotada na Figura 3.4 abaixo para diferentes níveis de imperfeição geométrica, se aproxima de forma assintótica da carga crítica de *Euler*, ficando ainda mais evidente na figura (3.4) que o modelo baseado em funções de estabilidade permite identificar a condição de equilíbrio estável para cargas superiores à carga crítica de *Euler* (material elástico e grandes deslocamentos)

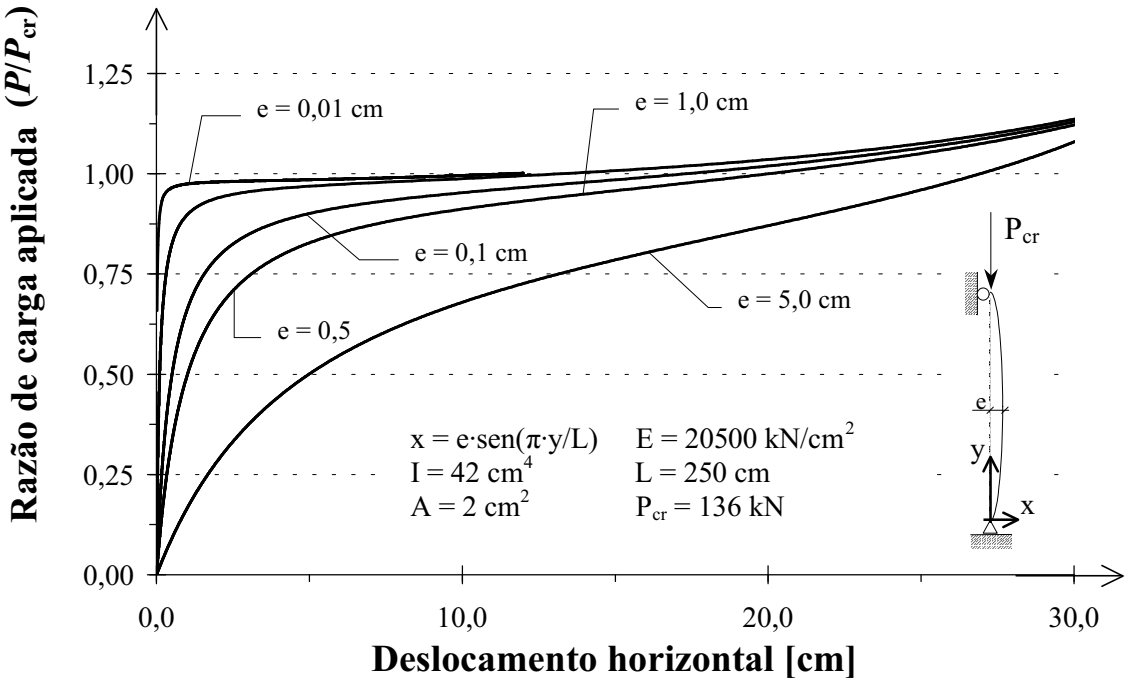


Figura 3.4: Curvas de deslocamento para diferentes condições de imperfeição geométrica inicial.

Um segundo modelo numérico foi proposto, adotando-se as mesmas configurações geométricas e físicas do modelo original, porém com imperfeições geométricas iniciais iguais a zero, ou seja uma barra retilínea. Neste modelo, ao contrário do anterior, um único elemento de viga-coluna foi utilizado na modelagem do pilar isolado. Deste modo, a formulação não-linear, mais especificamente, as funções de estabilidade são responsáveis pela estimativa do limite de carregamento a ser suportado pelo pilar. Neste modelo, verificou-se, através de um processo incremental-iterativo do tipo *Newton-Raphson*, a perda de convergência numérica para carregamentos imediatamente acima do valor de carga crítica para o pilar de EULER (1744). Neste caso, que corresponde ao caso ideal de pilar perfeito, o resultado obtido confirma a condição de equilíbrio instável para valores de carga de compressão superiores à carga crítica.

Análises semelhantes foram desenvolvidas variando-se as condições de apoio nas barras, o que pode ser traduzido como uma modificação no comprimento de flambagem, através da alteração do fator de comprimento efetivo de flambagem (K). Nestes casos, observou-se que os modelos que fazem uso do método de funções de estabilidade apresentaram as mesmas cargas críticas de flambagem previstas, quer pela modelagem explícita de imperfeições, quer pela expressão analítica do pilar de *Euler*.

A partir dos resultados observados, conclui-se que o modelo proposto por funções de estabilidade é capaz de estimar a capacidade resistente elástica de pilares isolados, formados por um único elemento, sem a necessidade de se levar em consideração o método aproximado, com base no fator de comprimento efetivo de flambagem (K).

3.2.5 Fatores de amplificação de momentos fletores

Além da consideração implícita das condições de contorno na determinação da carga crítica de pilares isolados, o modelo não-linear implementado também permite a consideração dos efeitos decorrentes da interação entre a deformada inicial e o esforço normal. Este fenômeno, que recebe a denominação genérica de efeito P-δ, tem como resultado imediato um aumento nos deslocamentos, além de induzir tensões adicionais na barra.

A consideração destes efeitos na prática do cálculo estrutural é realizada, por razões de simplificação, através de fatores de amplificação de momento, embutidos em curvas de interação de esforços axiais e de momento fletor.

As especificações americanas do AISC-LRFD (1999) apresentam os fatores B_1 e B_2, que retratam a consideração dos efeitos P-δ (local da viga-coluna) e P-Δ (global da estrutura aporticada), respectivamente. As expressões de B_1 e B_2 são as seguintes:

$$B_1 = \frac{C_\mathrm{m}}{1 - P/P_\mathrm{e}} \qquad \text{Eq. (3.31)}$$

$$B_2 = \frac{C_\mathrm{m}}{1 - \left(\sum P / \sum P_\mathrm{e}\right)} \qquad \text{Eq. (3.32)}$$

Nas equações acima, o termo C_m é responsável pela transformação de um conjunto de momentos distintos, em um par de momentos iguais e opostos, tendo sido proposto originalmente por AUSTIN (1961) como:

$$C_\mathrm{m} = 0,6 - 0,4\ (M_A / M_B) \geq 0,4 \qquad \text{Eq. (3.33)}$$

A aproximação linear proposta por AUSTIN (1961), semelhantemente à expressão original proposta por MASSONNET (1959), ignora a dependência do esforço normal no cômputo de C_m. Para elementos submetidos a esforços majoritariamente axiais e fletidos em curvatura reversa – comumente observado em pilares de pórticos de edifícios não-contraventados – a expressão de AUSTIN (1961) provê valores

conservadores para fins de dimensionamento. Em função disto e por causa de sua simplicidade, a expressão de AUSTIN (1961) vem sendo adotada pelas normas Brasileiras (NBR-8800, 1986), Americanas (AISC-LRFD, 1997) e Européias (EC-3, 2003).

Segundo o item C1 do AISC-LRFD (1999), excluídas as análises que consideram diretamente os efeitos não-lineares geométricos, os fatores B_1 e B_2 devem ser adotados pelo processo de dimensionamento de estruturas de aço.

As prescrições Brasileiras (NBR-8800, 1986) por sua vez, estabelecem verificações de estabilidade, além das considerações de resistência, para esforços combinados de flexão e força normal. A curva de interação brasileira, apresentada no item 5.6.1.2 da NBR-8800 (1986) é a seguinte:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{0,73 P_e}\right)} \leq 1 \qquad \text{Eq. (3.34)}$$

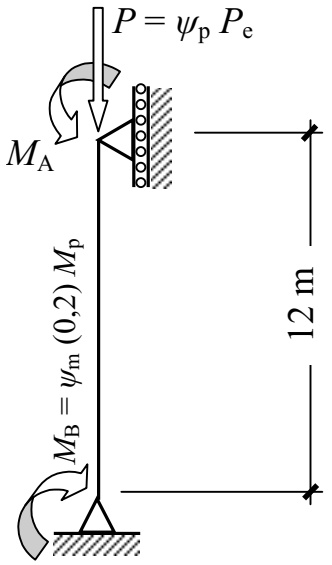
Exceto pelo fator $0,73$, que majora em 37% a relação P/P_e, a expressão brasileira é idêntica às especificações americanas. Com o intuito de se aferir os resultados obtidos pela metodologia de funções de estabilidade face às prescrições previstas pela normalização vigente, um modelo de pilar isolado submetido a um carregamento excêntrico foi analisado, conforme apresentado pela Figura 3.5.

A configuração do pilar isolado (Fig. 3.5) foi analisada pelo programa de análise desenvolvido, considerando-se dois elementos de viga-coluna na discretização numérica. Tal discretização se deve ao fato do momento máximo ao longo da haste nem sempre se localizar nas extremidades. Assim, após uma avaliação numérica inicial, o programa retorna automaticamente a localização do ponto de momento máximo, para cada elemento. Com base nesta informação, faz-se necessário redefinir manualmente as novas coordenadas nodais, podendo-se dar prosseguimento ao cálculo numérico. O

programa desenvolvido utiliza-se da seguinte expressão para verificação do momento máximo ao longo do elemento (CHEN e ASTUTA, 1977):

$$\frac{x}{L} = -\frac{1}{kL}\tan^{-1}\left[\frac{\left(M_A/M_B\right)\cos(kL)+1}{\left(M_A/M_B\right)\text{sen}(kL)}\right] > 1,0 \text{ ou } < 0 \qquad \text{Eq. (3.35)}$$

onde, $k = \sqrt{P/EI}$ e x é a localização do momento máximo ao longo do comprimento L do elemento.



Seção-Transversal

A =150 cm^2
I = 25170 cm^4
E = 20500 kN/cm^2

ψ_p = 0,1; 0,2; ..., 0,9

$M_A = M_B = \psi_m\,(0,2)\,M_p$
ψ_m = -1,0; 0,9, ..., +1,0

Figura 3.5: Modelo de pilar isolado adotado nas avaliações do efeito *P-delta*.

Caso o momento máximo ocorra entre as extremidades do elemento, existe a possibilidade de que uma rótula plástica se forme neste ponto. Por esta razão, a verificação apresentada pela Eq. (3.35) é de vital importância na determinação dos pontos adicionais de formação de rótulas, além dos originalmente previstos nas extremidades do elemento e sob cargas nodais concentradas.

O momento máximo pode ser determinado analiticamente a partir da derivação da equação do elemento de viga-coluna (Eq. 3.1). Neste procedimento, localiza-se primeiramente a posição do momento máximo, fazendo-se $\mathrm{d}M/\mathrm{d}x = 0$ e

substituindo-se o resultado em ($M = -EI\frac{dy}{dx}$). A expressão final obtida para a verificação do momento máximo, corresponde à mesma apresentada por (CHEN e ASTUTA, 1977), que é apresentada a seguir:

$$M_{\max} = \frac{\sqrt{M_A^{\,2} + 2M_A M_B \cos(kL) + M_B^{\,2}}}{\text{sen}(kL)} \qquad \text{Eq. (3.36)}$$

Os momentos máximos obtidos com o modelo implementado, programa PNL-F, foram comparados com resultados apresentados pela solução 'teórica' (Eq. 3.36), juntamente com aqueles estimados segundo as recomendações do AISC-LRFD (1999), segundo a Eq. (3.31). O resultado deste estudo está sumarizado nas Figuras 3.6 e 3.7, apresentadas a seguir:

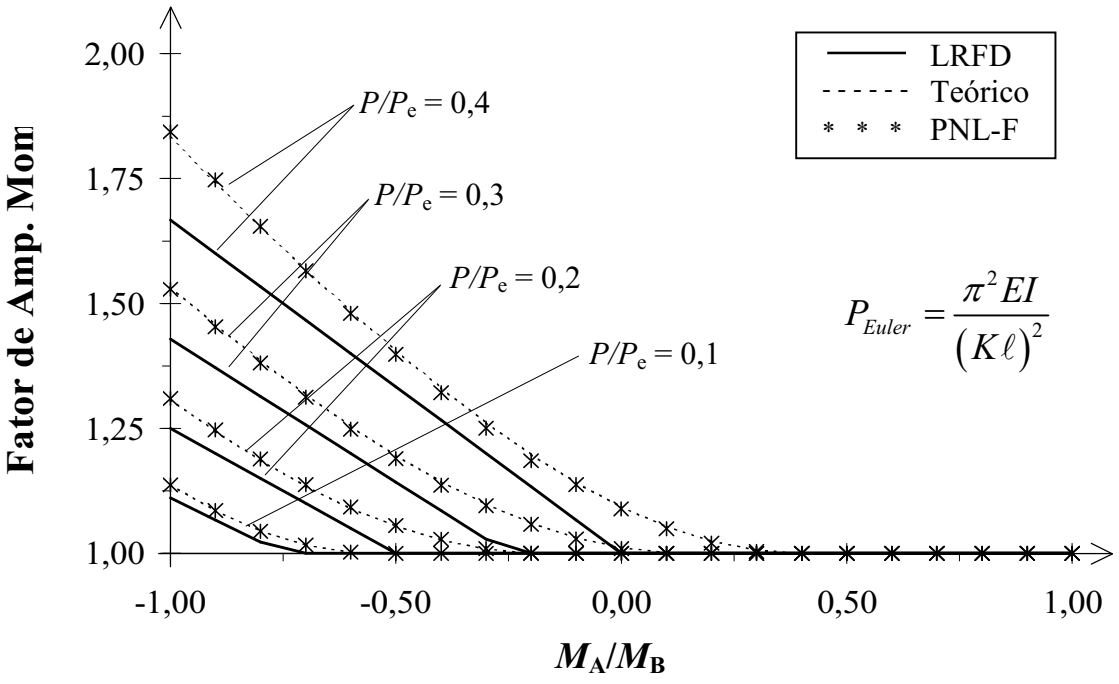


Figura 3.6: Comparação entre os fatores de amplificação de momento obtidos pelo modelo de funções de estabilidade (PNL-F), solução teórica e especificações do LRFD (1999), para relações P/P_e inferiores a 0,4.

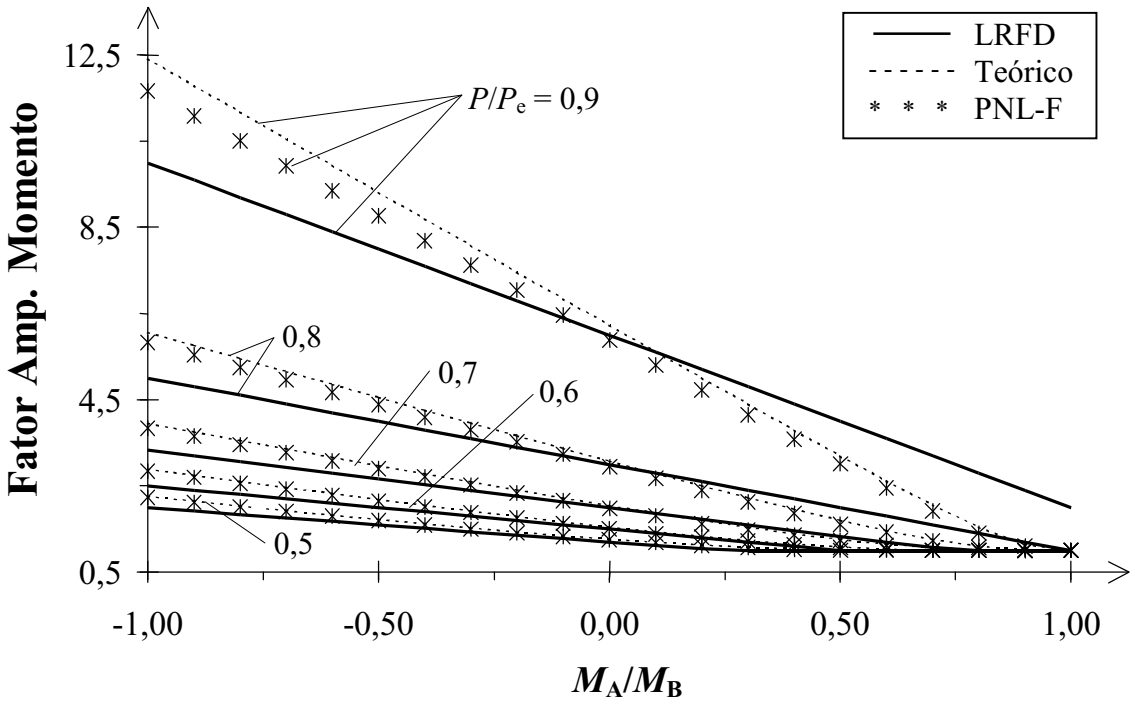


Figura 3.7: Comparação entre os fatores de amplificação de momento obtidos pelo modelo de funções de estabilidade (PNL-F), solução teórica e especificações do AISC-LRFD (1999), para relações P/P_e entre 0,5 e 0,9.

A Figura 3.8 sintetiza o comportamento dos fatores de amplificação de momento, obtidos segundo a expressão teórica (dada pela Eq. 3.36), recomendações do AISC-LRFD (1999) (Equações 3.31 e 3.2) e da NBR-8800 (1986) (Eq. 3.34) em função da relação axial normalizada P/P_e. Os resultados numéricos obtidos pelo programa PNL-F, desenvolvidos com base no modelo de funções de estabilidade, são bastante próximos daqueles apresentados pela expressão teórica, conforme apresentado pela Tabela 3.2.

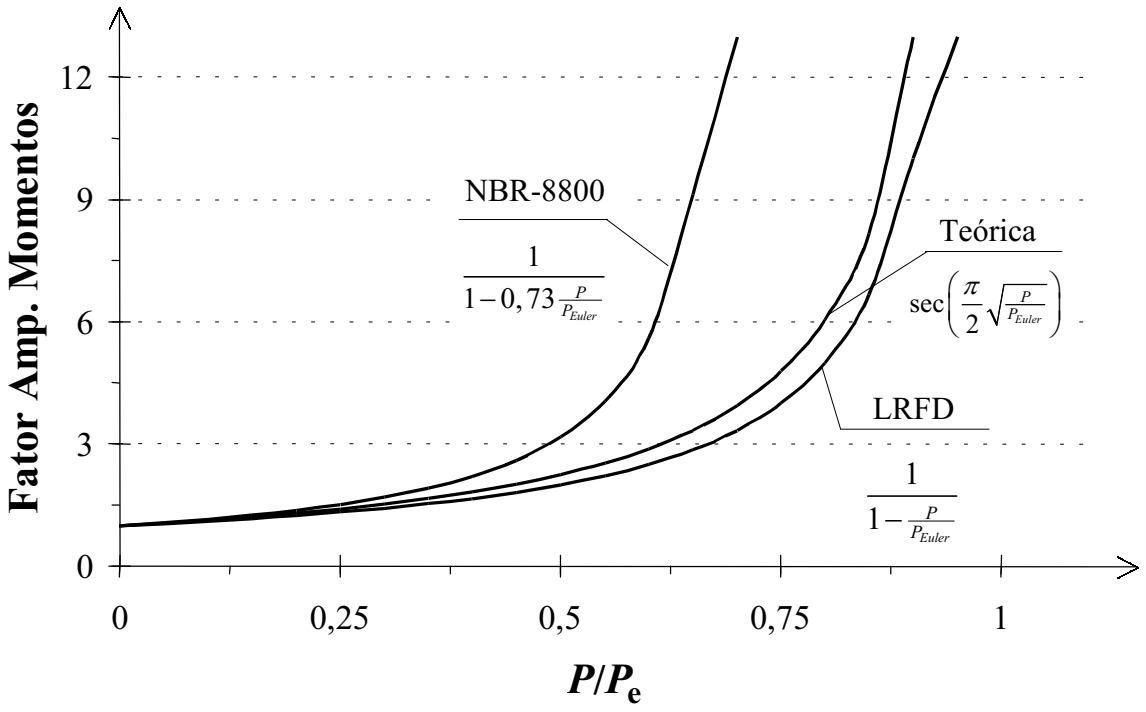


Figura 3.8: Amplificação de momento obtidos pela solução teórica, especificações do AISC-LRFD (1999) e NBR-8800 (1986).

Conforme previsto, o momento máximo obtido a partir das especificações brasileiras é consideravelmente superior às recomendações americanas. Esta diferença evidencia-se à medida que a relação P/P_e aumenta, conforme apresentado pelas Tabelas 3.3 e 3.4. Estas tabelas sintetizam os valores máximos de amplificação de momento obtidos segundo a expressão teórica, resultados com o modelo implementado, recomendações do AISC-LRFD (1999) e da NBR-8800 (1986).

A partir das comparações realizadas, entre os diferentes resultados obtidos pelo modelo numérico ora apresentado, prescrições previstas pelos códigos brasileiros e americanos de dimensionamento estrutural, verifica-se que o modelo implementado estima de forma satisfatória os resultados previstos pela teoria. Com base nestes resultados, pode-se concluir que não se fazem necessárias verificações adicionais, no

modelo implementado, para a consideração dos efeitos não-lineares decorrentes da interação entre o momento fletor e o esforço axial.

Tabela 3.2: Diferenças entre os fatores máximos de amplificação de momento para diferentes valores de carga axial e momento aplicado.

$\frac{M_A}{M_B}$	$\Delta = \frac{\text{(PNL-F)-Teoria}}{\text{Teoria}}$ [%]								
	$0{,}1\frac{P}{P_e}$	$0{,}2\frac{P}{P_e}$	$0{,}3\frac{P}{P_e}$	$0{,}4\frac{P}{P_e}$	$0{,}5\frac{P}{P_e}$	$0{,}6\frac{P}{P_e}$	$0{,}7\frac{P}{P_e}$	$0{,}8\frac{P}{P_e}$	$0{,}9\frac{P}{P_e}$
-1,0	0,04	0,16	0,32	0,61	1,10	1,71	2,55	3,79	6,12
-0,9	0,05	0,16	0,34	0,32	1,11	1,71	2,55	3,78	6,05
-0,8	0,07	0,19	0,38	0,07	1,12	1,72	2,56	3,78	5,99
-0,7	0,03	0,23	0,42	0,15	1,14	1,73	2,57	3,77	5,93
-0,6	0,02	0,29	0,49	0,34	1,19	1,76	2,58	3,78	5,88
-0,5	-	0,11	0,57	0,54	1,25	1,80	2,61	3,78	5,83
-0,4	-	0,11	0,66	0,73	1,33	1,87	2,64	3,79	5,78
-0,3	-	0,09	0,25	0,93	1,45	1,96	2,70	3,82	5,74
-0,2	-	0,04	0,24	1,12	1,61	2,08	2,78	3,85	5,71
-0,1	-	-	0,24	0,40	1,00	2,25	2,89	3,91	5,67
0,0	-	-	0,20	0,40	0,85	2,46	3,06	3,98	5,65
0,1	-	-	0,10	0,41	0,75	2,73	3,25	4,10	5,63
0,2	-	-	-	0,39	0,70	1,28	4,55	4,27	5,64
0,3	-	-	-	0,28	0,69	1,11	3,80	4,53	5,67
0,4	-	-	-	0,01	0,65	1,04	2,20	4,92	5,73
0,5	-	-	-	-	0,48	1,03	1,49	5,50	5,87
0,6	-	-	-	-	0,04	0,94	2,49	2,70	6,18
0,7	-	-	-	-	-	0,41	5,57	2,16	6,92
0,8	-	-	-	-	-	-	1,03	2,27	8,63
0,9	-	-	-	-	-	-	0,17	1,57	3,63
1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 3.3: Comparação entre os fatores máximos de amplificação de momento, para momentos fletores com o mesmo sentido ($M_A/M_B \geq 0$).

P/P_e	Teoria	PNL-F	LRFD	NBR
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	1,000	1,000	1,000
0,3	1,011	1,009	1,000	1,019
0,4	1,093	1,089	1,000	1,327
0,5	1,257	1,246	1,200	1,904
0,6	1,537	1,500	1,500	3,369
0,7	2,037	1,975	2,000	14,60
0,8	3,071	2,949	3,000	-
0,9	6,230	5,878	6,000	-

Tabela 3.4: Comparação entre fatores máximos de amplificação de momento fletor, para momentos fletores opostos ($M_A/M_B < 0$).

P/P_e	Teoria	PNL-F	LRFD	NBR
0,1	1,137	1,137	1,111	1,159
0,2	1,310	1,308	1,250	1,377
0,3	1,533	1,528	1,429	1,698
0,4	1,832	1,843	1,667	2,212
0,5	2,252	2,227	2,000	3,174
0,6	2,884	2,835	2,500	5,615
0,7	3,941	3,840	3,333	24,33
0,8	6,058	5,828	5,000	-
0,9	12,42	11,66	10,00	-

3.3 Conceito de módulo tangente

A idealização do módulo tangente, proposta originalmente por ENGESSER (1889), teve sua motivação a partir de verificações experimentais, onde o colapso estrutural de pilares metálicos ocorria para carregamentos aquém da carga crítica, obtida com base na formulação de EULER (1744). Assim, Engesser sugeriu na sua pesquisa que, caso o colapso de um pilar ocorresse a um nível de tensão acima dos limites elásticos do material, a capacidade resistente deste pilar poderia ser obtida pela simples substituição, na equação de Euler (Eq. 3.44), do módulo elástico E pelo módulo tangente E_t.

O conceito do módulo tangente tem como fundamento básico a suposição de que, durante o processo de flambagem inelástica, as tensões resultantes ao longo da seção-transversal atingem o nível de escoamento do material (CHEN e LUI, 1986). Deste modo, o comportamento tensão-deformação das "fibras" que compõem a seção é alterado, sendo governado, a partir deste instante, pela variação do módulo tangente E_t. As hipóteses básicas assumidas por *Engesser* na definição do módulo tangente são as seguintes: (*a*) o pilar é considerado perfeitamente retilíneo; (*b*) as extremidades dos elementos estão livres à rotação; (*c*) o carregamento é aplicado no centróide da seção-transversal; (*d*) as deformações de flexão são pequenas; (*e*) as seções planas permanecem planas após a flexão.

Em continuidade ao seu trabalho original, ENGESSER (1895) identificou, especialmente nos casos onde a carga axial permanece constante, a possibilidade de uma redução no nível tensões em virtude da flexão da barra. Tal verificação serviu de embasamento para a proposição do modelo de módulo tangente reduzido (ou módulo tangente duplo), que apesar de considerar o descarregamento no lado convexo do pilar, se mostrou teoricamente incoerente em face dos resultados experimentais obtidos à

época. Posteriormente, VON KARMAN (1910) aperfeiçoou a teoria original do módulo tangente, propondo expressões matemáticas para seções retangulares e formadas por perfis I ou H. Contudo, no seu trabalho experimental subseqüente, algumas discrepâncias entre o modelo reduzido de módulo tangente e resultados de ensaios ainda careciam de esclarecimentos. Este problema permaneceu em aberto por mais de 35 anos, quando SHANLEY (1947) solucionou a aparente contradição entre resultados teóricos e experimentais, por meio de uma investigação mais detalhada na formulação do modelo de módulo tangente.

Diversos outros estudos analíticos e numéricos, assim como extensa campanha de ensaios, foram desenvolvidos nos anos seguintes, podendo-se citar os mais conclusivos: BJORHOVDE (1972 e 1988), GALAMBOS (1978 e 1998) e TIDE (1985), que culminaram na proposição de expressões de dimensionamento de pilares, incluídas em diversas especificações normativas.

As atuais curvas de resistência de pilares do AISC-LRFD (1999), por exemplo, tiveram sua origem na equação parabólica de dimensionamento de pilares, proposta quando da publicação da 1ª edição do *Column Research Council* - CRC (JOHNSTON, 1960). As subseqüentes expressões matemáticas, apresentadas pelo CRC (GALAMBOS, 1988), foram revisadas e adotadas nas especificações do AISC/ASD (1989). Este processo de revisão se resumiu na introdução de fatores de segurança, que possibilitaram a consideração de imperfeições geométricas e de carregamentos excêntricos naquelas verificações. Diferentemente das curvas do AISC/ASD e CRC, que foram desenvolvidas com base na solução de sistemas de equações por autovalores, as expressões do AISC-LRFD (1999) foram determinadas sob princípios de carga-deslocamento. Neste procedimento, as curvas propostas pelo AISC/ASD serviram de fundamento analítico para a proposição de curvas exponenciais ajustadas a partir de

resultados experimentais, para curvas de Euler com valor de esbeltez de 1,5. Tal valor limite (1,5) representa explicitamente a delimitação entre os domínios elástico e plástico das curvas de resistência do AISC-LRFD. As expressões finais prescritas pelo AISC-LRFD (1999) apresentam a mesma natureza das curvas de resistência propostas pelo *Structural Stability Research Council* - SSRC (BJORHOVDE, 1972), tendo em vista o fato de terem sido derivadas de estudos numérico-experimentais de pilares com imperfeições iniciais da ordem de 1/500. As curvas de resistência de pilares do AISC-LRFD (1999) são apresentadas pelas seguintes expressões:

$$\frac{P}{P_y} = \begin{cases} 0,658^{\bar{\lambda}^2}, \text{ para } \bar{\lambda} \le 1,5 \\ \dfrac{0,877}{\bar{\lambda}^2}, \text{ para } \bar{\lambda} > 1,5 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.37)}$$

onde, $\bar{\lambda}$ é o parâmetro de esbeltez para barras comprimidas, definido como:

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\frac{(K\ell)}{r}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \text{Eq. (3.38)}$$

sendo: ($K\ell$) o comprimento de flambagem da barra; e r o raio de giração da seção bruta, relativo ao eixo em torno do qual se desenvolve o modo de flambagem.

Com base nas equações de resistência axial e pelo procedimento de redução de rigidez inelástica sugerido pelo AISC-LRFD (1999), a relação entre o módulo tangente E_t e o módulo elástico, definida originalmente por LIEW *et al.* (1991), pode ser aplicada à curva do AISC-LRFD, da seguinte forma:

$$\frac{E_t}{E} \approx \frac{(P/P_y)_{\text{inelástico}}}{(P/P_y)_{\text{elástico}}} = \frac{0,658^{\bar{\lambda}^2}}{0,877/\bar{\lambda}^2} \qquad \text{Eq. (3.39)}$$

Nesta expressão, o parâmetro $\bar{\lambda}$ é obtido para pilares em regime plástico ($\bar{\lambda} \le 1,5$) por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\ln(P/P_y)}{\ln(0,658)}} \qquad \text{Eq. (3.40)}$$

Assim, substituindo-se Eq. (3.40) na Eq. (3.39), o fator de redução de rigidez inelástica (E_t/E) é finalmente expresso por:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} 1,0 & \text{para } P \le 0,39P_y \\ -2,7243\dfrac{P}{P_y}\ln\left(\dfrac{P}{P_y}\right) & \text{para } P > 0,39P_y \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.41)}$$

Devido ao fato do módulo tangente ser derivado das expressões de resistência de barra do AISC-LRFD (1999), os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais do membro estão implicitamente considerados na rigidez efetiva do elemento (WHITE *et al.*, 1993). A equação (3.37) é apresentada na Figura 3.11.

3.3.1 Adaptação do conceito de análise avançada às prescrições da NBR -8800

Semelhante às especificações propostas pelo AISC-LRFD (1999), as curvas de flambagem de viga-coluna adotadas pela Norma Brasileira para projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, NBR-8800 (1986), também consideram os efeitos de tensões residuais e de imperfeições geométricas iniciais na determinação da resistência axial. Isto se deve ao fato das curvas empregadas pelo código europeu (EC-3, 1992, 2003) – obtidas a partir de um extenso estudo analítico e probabilístico da resistência experimental de hastes submetidas a carregamentos axiais consolidado no *European Column Curves* - ECCS (BEER e SCHULTZ, 1971) – terem sido incorporadas nas especificações brasileiras (NBR-8800, 1986). As curvas de flambagem da NBR-8800 (1986) estão apresentadas no que se segue, Eq. (3.42 e 3.43), Tabela 3.5, Tabela 3.6 e Figura 3.9:

$$\frac{P}{P_y} = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \bar{\lambda} \le 0,2 \\ \dfrac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} & \text{para } \bar{\lambda} > 0,2 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.42)}$$

Onde: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \beta(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ Eq. (3.43)

O fator de imperfeição β, apresentado pela equação acima (3.43), é obtido para cada curva de flambagem correspondente, conforme Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Curvas de flambagem para perfis tipo 'I' ou 'H', fletidos segundo seu eixo de maior inércia (NBR-8800, 1986).

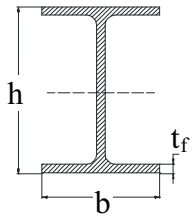
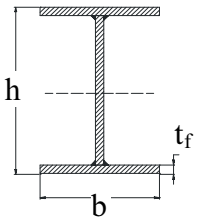
Seção Transversal	Limites	Curva de Flambagem
Perfis laminados 	*h/b > 1,2* $t_f \le 40$ mm 40 mm < $t_f \le 100$ mm	a b
	h/b ≤ 1,2 $t_f \le 100$ mm $t_f > 100$ mm	b d
Perfis soldados 	$t_f \le 40$ mm $t_f > 40$ mm	b c

Tabela 3.6: Fator de imperfeição para curvas de flambagem (NBR-8800, 1986).

Curva de flambagem	a	b	c	d
Fator de imperfeição β	0,21	0,34	0,49	0,76

Seguindo-se a mesma metodologia empregada por LIEW *et al.* (1993ab), quando da determinação do módulo tangente do AISC-LRFD (1999), um grupo de modelos de módulos tangentes foi desenvolvido na presente pesquisa de doutorado (LANDESMANN e BATISTA, 2002abde), com base nas curvas de flambagem de pilares da NBR-8800 (1986). Diferentemente das especificações do AISC-LRFD (1999), as curvas Brasileiras de flambagem (NBR-8800, 1986) e Européias (EC-3, 2003) não estabelecem nenhuma distinção explícita entre os domínios elástico e plástico. Deste modo, foi proposto um ajuste numérico semelhante àquele operado na construção da curva elástica do AISC-LRFD (1999).

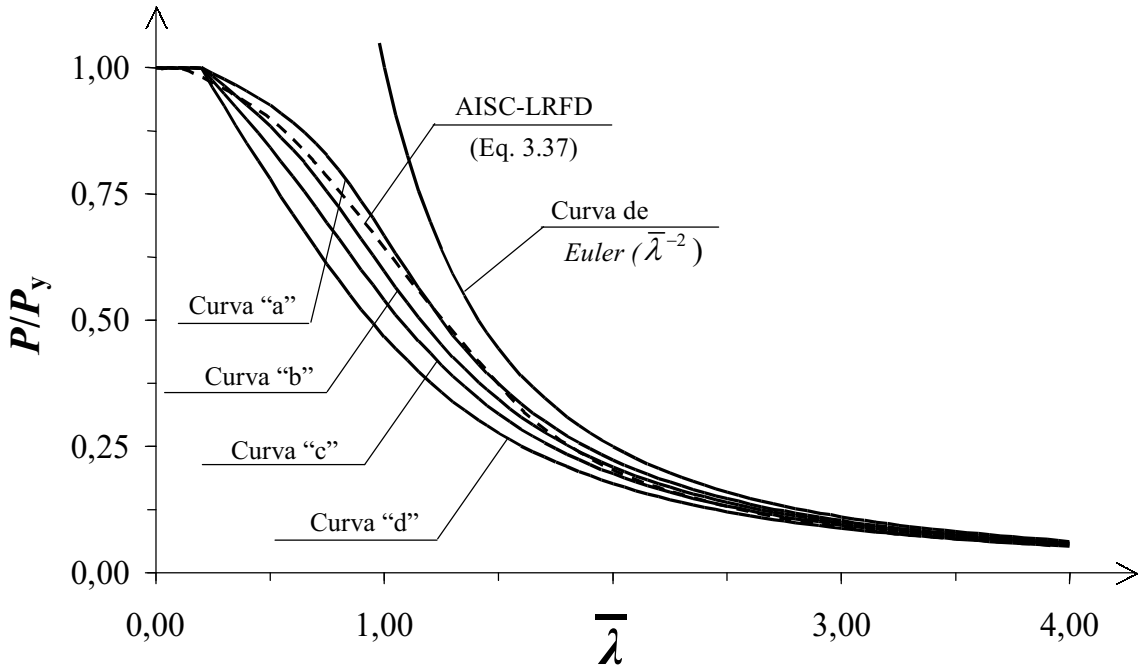


Figura 3.9: Comparação entre curvas de flambagem de pilares (a-d) adotadas pela NBR-8800 (1986) e pelo AISC-LRFD (1999).

Neste procedimento, um conjunto de fatores de escala foi determinado, a fim de se representar uma relação proporcional entre as expressões originais da NBR-8800 (1986). Este conjunto de fatores é empregado na proposição de curvas elásticas,

denominadas neste trabalho de curvas pseudo-elásticas, obtidas em função da curva de Euler (Eq. 3.44) para índices de esbeltez elevados ($\overline{\lambda} > 3$).

$$P_{Euler} = \frac{\pi^2 EI}{\left(K\ell\right)^2} = \frac{1}{\overline{\lambda}^2} \qquad \text{Eq. (3.44)}$$

As referidas curvas pseudo-elásticas são então determinadas, através da multiplicação dos fatores de escala pela curva de flambagem de Euler, conforme apresentado a seguir pela Eq. (3.45), juntamente com a Tabela 3.7 e Figura 3.10:

$$\frac{P}{P_y} = \frac{s}{\overline{\lambda}^2} \qquad \text{Eq. (3.45)}$$

Tabela 3.7: Fator de escala curvas de flambagem elásticas.

Curva de flambagem	a	b	c	d
Fator de escala 's'	0,933	0,895	0,935	0,903

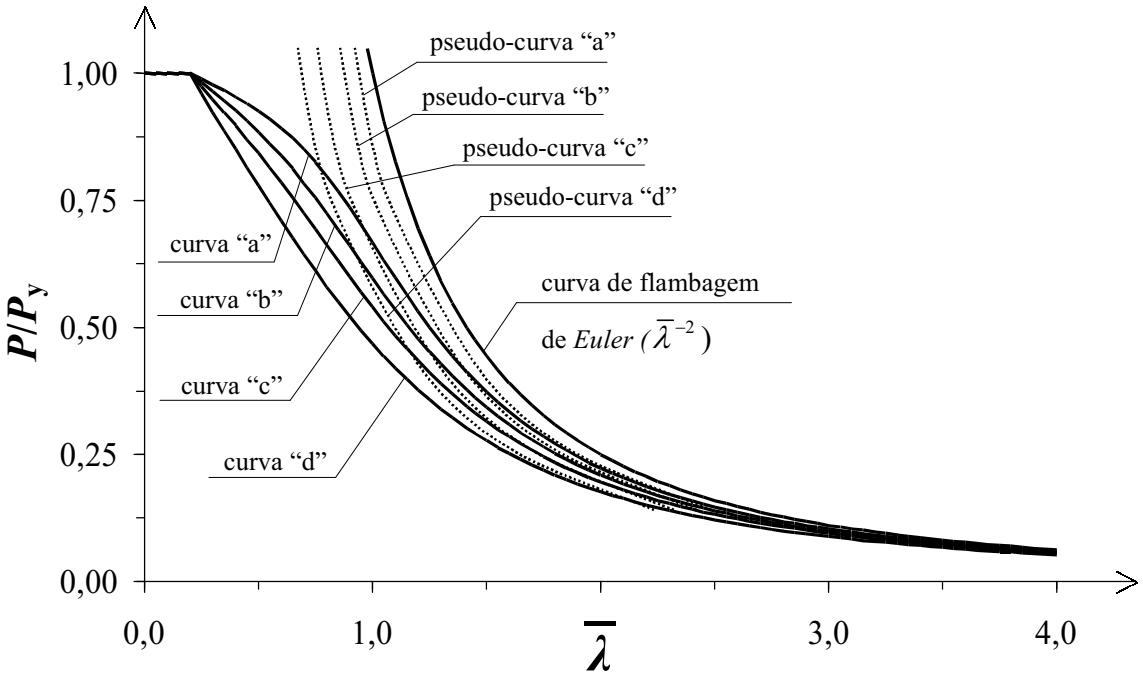


Figura 3.10: Comparação entre curvas de flambagem de pilares (a-d) adotadas pela NBR-8800 (1986) e as curvas pseudo-elásticas Eq. (3.45).

A relação (E_t/E) é então definida para cada curva de flambagem (a-d), como:

$$\frac{E_t}{E} \approx \frac{(P/P_y)_{\text{inelástico}}}{(P/P_y)_{\text{elástico}}} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \cdot \left(\frac{s}{\overline{\lambda}^2} \right)^{-1} \qquad \text{Eq. (3.46)}$$

por sua vez, a relação de esbelteza $\overline{\lambda}$ pode ser determinada para o regime plástico:

$$\overline{\lambda} = \frac{5\beta P/P_y - \sqrt{\left(5\beta P/P_y\right)^2 - 4P/P_y\left(5P/P_y - 5\right)\left(5 - 5P/P_y + \beta P/P_y\right)}}{10P/P_y\left(P/P_y - 1\right)} \qquad \text{Eq. (3.47)}$$

Para pilares que se encontrem no domínio inelástico, o valor de $\overline{\lambda}$ deve ser menor que 3 para as curvas “a” e “b”, ou menor que 7 para as curvas “c” e “d”. O fator de redução de rigidez inelástico, para cada curva da NBR-8800 (1986), pode ser determinado a partir da substituição da Eq. (3.47) nas Eq. (3.46), resultando nas seguintes expressões:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \dfrac{P}{P_y} \le e_1 \\ \dfrac{e_2 f_3^2}{f_2^2\left[0,5f_4 + \sqrt{0,25f_4^2 - \dfrac{0,25f_3^2}{f_2^2}}\right]} & \text{para } \dfrac{P}{P_y} > e_1 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.48)}$$

sendo:

$$f_1 = e_3\, P/P_y - e_4\sqrt{P/P_y}\sqrt{e_5 - e_6\, P/P_y + (P/P_y)^2} \qquad \text{Eq. (3.49)}$$

$$f_2 = e_7(P/P_y - 1) \qquad \text{Eq. (3.50)}$$

$$f_3 = \frac{f_1}{P/P_y} \qquad \text{Eq. (3.51)}$$

$$f_4 = 1 + \frac{0,25f_3^2}{f_2^2} + \beta\left(\frac{0,5f_3}{f_2} - 0,2\right) \qquad \text{Eq. (3.52)}$$

Os índices $e_{1\text{-}7}$ estão sumarizados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Constantes para as expressões analíticas do fator de redução de rigidez inelástico E_t/E (Eqs. 3.48 a 3.52).

Índices para expressões analíticas (E_t/E)	Curva de flambagem			
	a	b	c	d
e_1	0,110	0,060	0,010	0,012
e_2	0,268	0,280	0,267	0,277
e_3	105,0	85,03	245,0	95,01
e_4	978,8	482,0	979,7	230,2
e_5	1,044	1,073	1,109	1,179
e_6	2,032	2,042	2,042	2,009
e_7	500,0	250,0	500,0	125,0

Através de um procedimento de interpolação numérica, as expressões analíticas da razão E_t/E, apresentadas pelas Eqs. (3.48 – 3.52) foram aproximadas por polinômios de quarto-grau, com erro percentual inferior a 5% (LANDESMANN e BATISTA, 2002a; 2003a). Os polinômios obtidos estão apresentados a seguir pela Eq. (3.53), juntamente com a Tabela 3.9 e Figura 3.11:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \dfrac{P}{P_y} \le c_1 \\ c_2 - c_3\left(\dfrac{P}{P_y}\right) + c_4\left(\dfrac{P}{P_y}\right)^2 + c_5\left(\dfrac{P}{P_y}\right)^3 + c_6\left(\dfrac{P}{P_y}\right)^4 & \text{para } \dfrac{P}{P_y} > c_1 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.53)}$$

Tabela 3.9: Constantes para fator de redução de rigidez inelástico aproximados por polinômios de quarto-grau E_t/E (Eq. 3.53).

Índices para expressão polinomial 4^o grau (E_t/E)	Curva de flambagem			
	a	b	c	d
c_1	0,11	0,02	0,02	0,01
c_2	1,05	1,06	1,02	1,03
c_3	0,38	1,15	1,23	1,76
c_4	-0,41	-1,57	2,18	2,83
c_5	1,54	-1,75	-3,50	-3,87
c_6	-1,79	-0,29	1,56	1,81

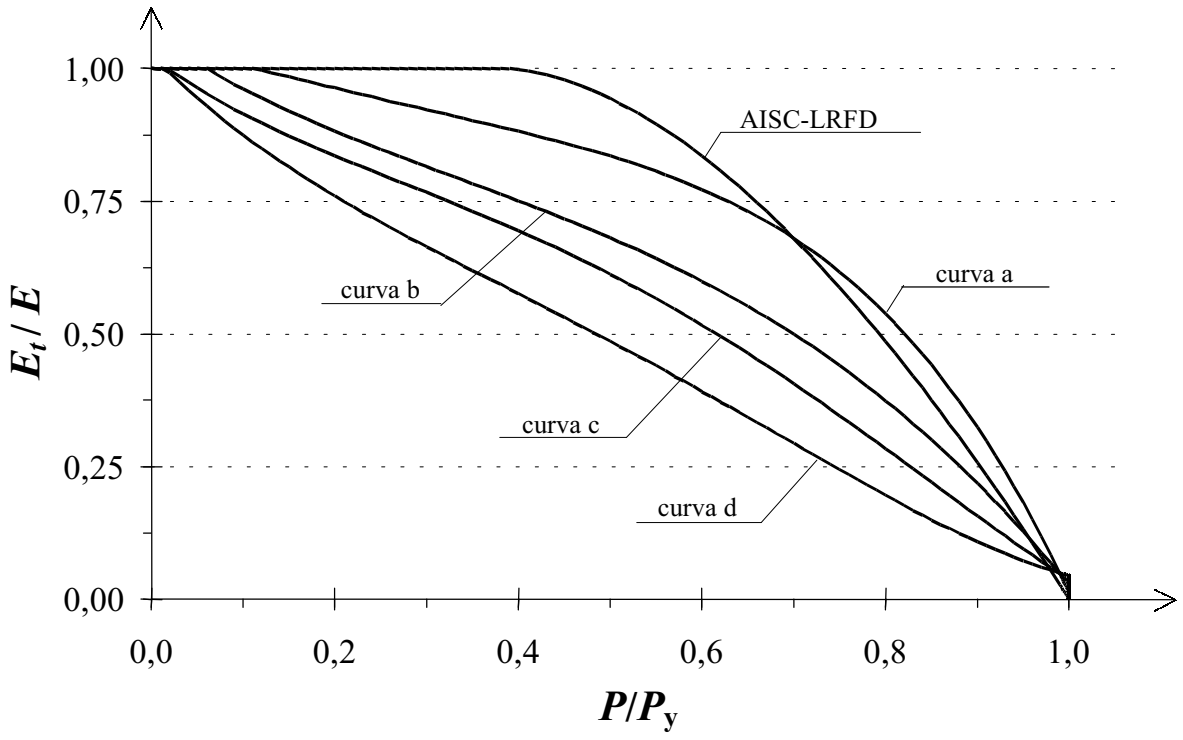


Figura 3.11: Reduções inelásticas de rigidez devido ao efeito da força axial, obtidos a partir das curvas de resistência da NBR-8800 (1986) e AISC-LRFD (1999).

3.3.2 Consideração do efeito de temperatura

De modo análogo às especificações preconizadas pela NBR-8800 (1986), o item 8.4.2 da NBR-14323 (1999) apresenta curvas para o cálculo de resistência, em estado limite último, para barras com distribuição uniforme de temperatura na seção-transversal e ao longo do comprimento. Na verificação em condições de incêndio, o código brasileiro emprega sempre a curva c, independente do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo, substituindo-se o parâmetro de esbeltez original, $\overline{\lambda}$ por $\overline{\lambda}_\theta$, que leva em consideração a temperatura na seção. Além disso, o valor final da resistência da barra também é afetado por um fator empírico k_a, no intuito de se corrigir a capacidade resistente da barra em função do seu aquecimento. Assim, segundo a NBR-14323 (1999), a curva de resistência à compressão para barras com distribuição uniforme de temperatura na seção-transversal é dada por:

$$\frac{P}{P_{y\theta}} = \begin{cases} \dfrac{\kappa_{y,\theta}}{k_a} & \text{para } \overline{\lambda}_\theta \le 0,2 \\ \dfrac{\kappa_{y,\theta}}{k_a} \dfrac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^{\,2} - \overline{\lambda}_\theta^{\,2}}} & \text{para } \overline{\lambda}_\theta > 0,2 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.54)}$$

onde Φ, pode ser reescrito em função da temperatura, Φ_θ, para a curva c da NBR-8800 (1986) como:

$$\Phi_\theta = 0,5\left[1 + 0,49 \cdot (\overline{\lambda}_\theta - 0,2) + \overline{\lambda}_\theta^{\,2}\right] \qquad \text{Eq. (3.55)}$$

o parâmetro de esbeltez $\overline{\lambda}_\theta$, obtido em função da temperatura θ, é apresentado pela seguinte expressão:

$$\overline{\lambda}_\theta = \overline{\lambda}\sqrt{\frac{\kappa_{y,\theta}}{\kappa_{E,\theta}}} \qquad \text{Eq. (3.56)}$$

sendo $\overline{\lambda}$ o mesmo parâmetro de esbeltez para barras comprimidas (Eq. 3.38), definido de acordo com a NBR-8800 (1986). O fator de correção k_a é dado pelos seguintes

valores (NBR-14323, 1999):

$$k_a = \begin{cases} 1,0 + \overline{\lambda}_\theta & \text{para } 0 \le \overline{\lambda}_\theta \le 0,2 \\ 1,2 & \text{para } \overline{\lambda}_\theta > 0,2 \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.57)}$$

A Figura 3.12 apresenta a relação $P/P_{y\theta}$, definida pela equação (3.54), em função da esbetez $\overline{\lambda}_\theta$ para diferentes valores de temperatura do aço.

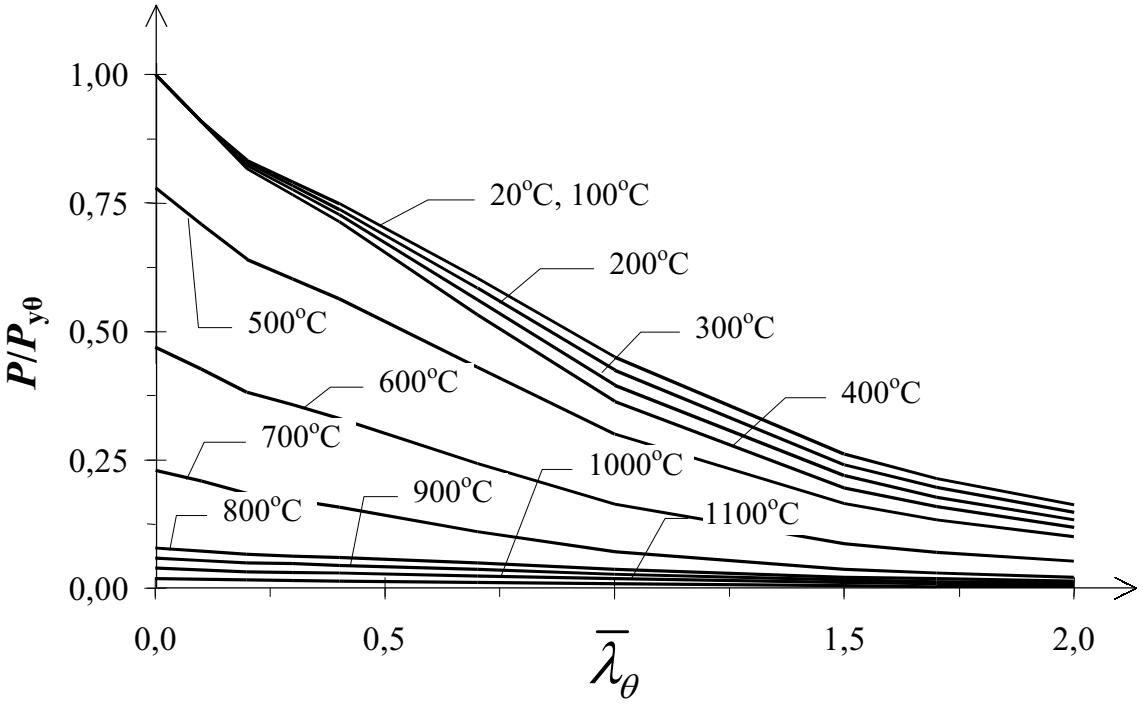


Figura 3.12: Curvas de resistência de barras comprimidas para diferentes níveis de temperatura, segundo NBR-14323 (1999).

3.3.3 Resistência de barras comprimidas, segundo EC-3/Parte-2 (2001)

As prescrições européias, referenciadas pelo item 4.2.3.2 do EC-3/Parte-2 (2001), foram incluídas nas recomendações sugeridas pela NBR-14323 (1999), no que compete ao dimensionamento de pilares de aço sob a ação do fogo. As

principais diferenças apresentadas neste matéria, entre os códigos brasileiro e europeu, se resumem basicamente pela ausência do fator de correção empírico (k_a) e pela adoção de um fator de forma (β_θ) específico para a análise em condições de incêndio, na Parte-2 do Eurocódigo (EC-3/Parte-2, 2001). Deste modo, a curva de resistência à compressão de barras com distribuição uniforme de temperaturas na seção-transversal, previsto pelo EC-3/Parte-2 (2001), é expressa por:

$$\frac{P}{P_{y\theta}} = \frac{\kappa_{y,\theta}}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^{\,2} - \overline{\lambda}_\theta^{\,2}}} \qquad \text{Eq. (3.58)}$$

onde Φ_θ é dado como (EC-3/Parte-2, 2001): $\Phi_\theta = 0,5\left(1 + \beta_\theta \cdot \overline{\lambda}_\theta + \overline{\lambda}_\theta^{\,2}\right)$ Eq. (3.59)

sendo, $\beta_\theta = 0,65\sqrt{\dfrac{235}{\mathrm{f_y(kN/mm^2)}}} = 0,65\sqrt{\dfrac{235}{250}} \equiv 0,63$ Eq. (3.60)

A relação $P/P_{y\theta}$, apresentada na equação (3.58), é ilustrada na Figura 3.13 para diferentes valores de temperatura do aço. Deve-se ressaltar que a utilização de aços com limite de escoamento superior ao apresentado na Eq. (3.60), ou seja 250 MPa, conduzem a curvas de resistência (Figura 3.13) inferiores às apresentadas, portanto mais conservativas.

As prescrições européias (EC-3/Parte-2, 2001), relacionadas à resistência de barras comprimidas, são ligeiramente menos conservadoras do que as brasileiras (NBR-14323, 1999), conforme evidenciado na Figura 3.14. Nesta figura, apresenta-se uma comparação entre as curvas de resistência do EC-3/Parte-2 (2001), da NBR-14323 (1999), e a curva de flambagem elástica de *Euler*, para condições de temperatura ambiente (20^{o}C).

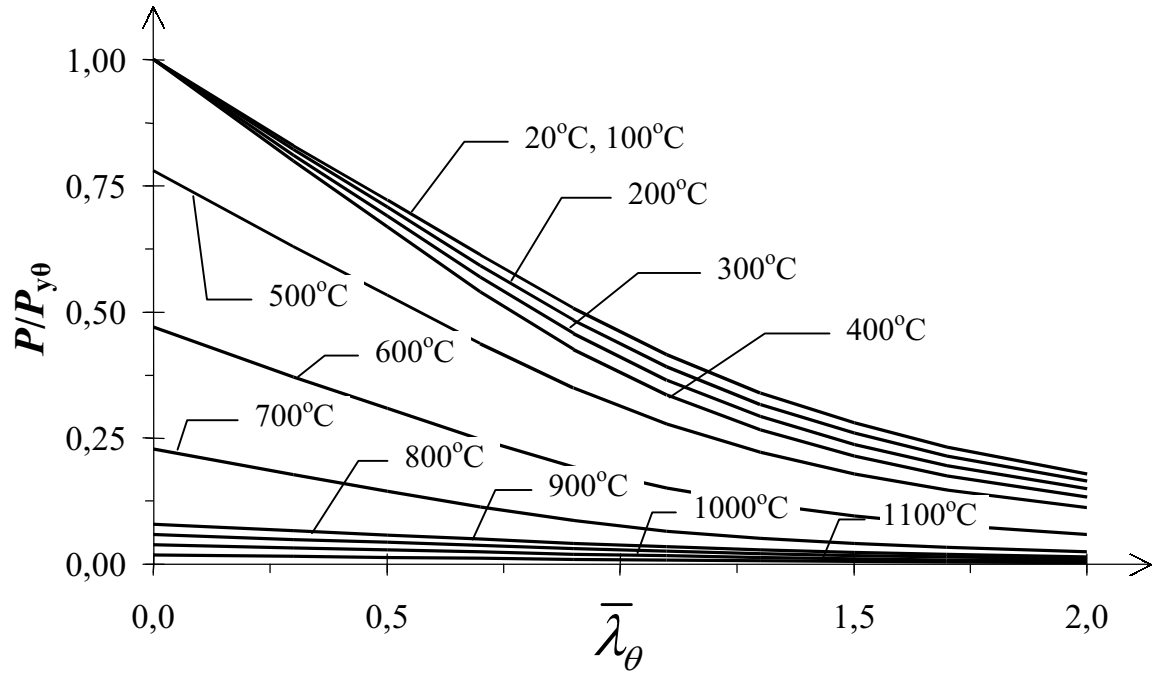


Figura 3.13: Curvas de resistência de barras comprimidas para diferentes níveis de temperatura, segundo EC-3/Parte-2 (2001).

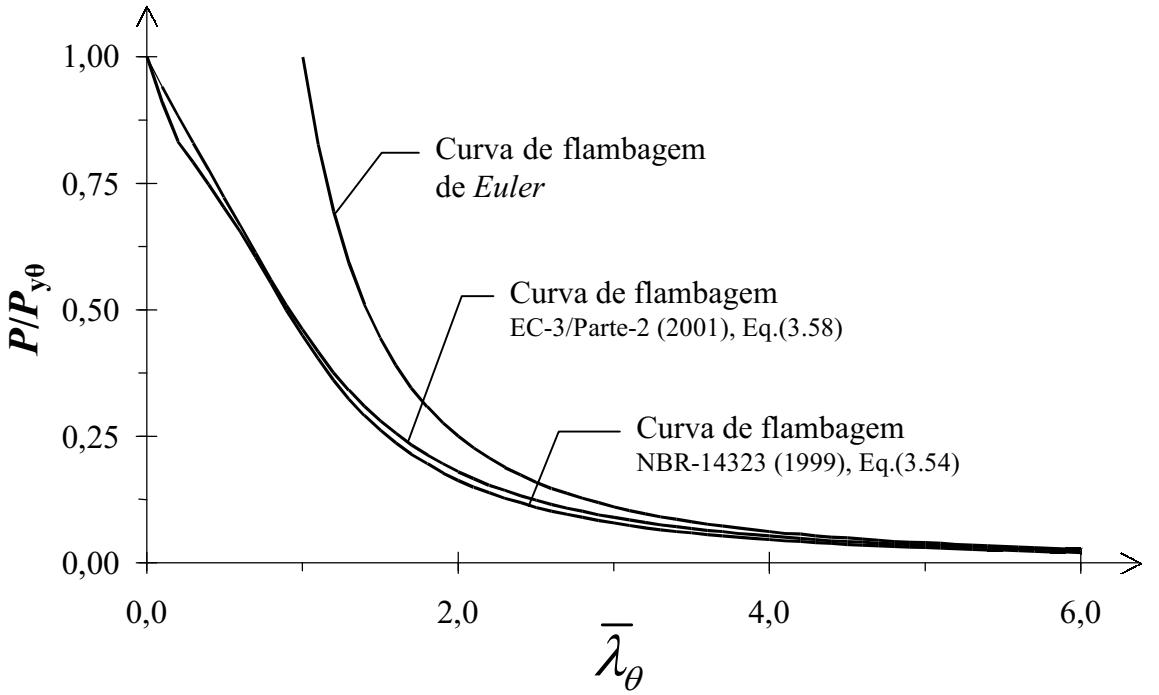


Figura 3.14: Comparação entre as curvas de flambagem de Euler, EC-3/Parte-2 (2001) e NBR-14323 (1999), em condições de temperatura ambiente (20°C).

3.3.4 Modelo de módulo tangente segundo o Eurocódigo

Seguindo-se a metodologia proposta por LIEW *et al.* (1993ab), adotada anteriormente na definição dos modelos de módulo tangente para as curvas de flambagem da NBR-8800 (1986), desenvolveu-se nesta pesquisa de doutorado (LANDESMANN e BATISTA, 2002cd) um modelo de módulo tangente obtido a partir da curva de flambagem do EC-3/Parte-2 (2001), para condições de incêndio.

A equação da curva pseudo-elástica, apresentada anteriormente pela Eq. (3.45), é redefinida em função da temperatura da barra, para um valor de índice de esbeltez elevado ($\overline{\lambda}_\theta > 7$). A curva pseudo-elástica resultante é dada a seguir:

$$\frac{P}{P_{y\theta}} = \frac{0,981}{\overline{\lambda}_\theta^2}, \text{ para } \overline{\lambda}_\theta \geq 7 \qquad \text{Eq. (3.61)}$$

Por sua vez, a relação E_t/E pode ser definida a partir das Eq. (3.61) e Eq. (3.58) como:

$$\frac{E_t}{E} \approx \frac{(P/P_{y\theta})_{\text{inelástico}}}{(P/P_{y\theta})_{\text{elástico}}} = \frac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^{\,2} - \overline{\lambda}_\theta^{\,2}}} \cdot \left(\frac{0,981}{\overline{\lambda}_\theta^{\,2}} \right)^{-1} \qquad \text{Eq. (3.62)}$$

Substituindo-se o valor de Φ_θ (Eq. 3.59), e simplificando-se os termos, obtém-se:

$$\frac{E_t}{E} \approx \frac{1,019 \cdot \overline{\lambda}_\theta^{\,2}}{0,5 + 0,315\overline{\lambda}_\theta + 0,5\overline{\lambda}_\theta^{\,2} + \sqrt{-\overline{\lambda}_\theta^{\,2} + 0,25\left(1 + 0,63\overline{\lambda}_\theta + \overline{\lambda}_\theta^{\,2}\right)^2}} \qquad \text{Eq. (3.63)}$$

A relação de esbelteza $\overline{\lambda}_\theta$, obtida a partir da equação (3.56), para barras em regime plástico, é expressa a seguir:

$$\overline{\lambda}_\theta = \frac{0,315\,P/P_{y\theta} - \sqrt{P/P_{y\theta}}\sqrt{1 - 1,90\,P/P_{y\theta} + \left(P/P_{y\theta}\right)^2}}{\sqrt{\kappa_{y,\theta}/\kappa_{E,\theta}}\;P/P_{y\theta}\left[-1 + P/P_{y\theta}\right]} \qquad \text{Eq. (3.64)}$$

Finalmente, o fator de redução de rigidez inelástico pode ser determinado a partir da substituição da Eq. (3.64) na Eq. (3.63), resultando na seguinte expressão:

$$\frac{E_t}{E} = \frac{1,019 \cdot f_3^{\,2}}{f_2^{\,2}\left[0,5\left(1+\frac{0,63 f_3}{f_2}+\frac{f_3^{\,2}}{f_2^{\,2}}\right)+\sqrt{-\frac{f_3^{\,2}}{f_2^{\,2}}+0,25\left(1+\frac{0,63 f_3}{f_2}+\frac{f_3^{\,2}}{f_2^{\,2}}\right)^2}\right]} \qquad \text{Eq. (3.65)}$$

Onde: $f_1 = \sqrt{1 + P/P_{y\theta}(P/P_{y\theta} - 1,9)}$ Eq. (3.66)

$$f_2 = 500000\left(P/P_{y\theta}\right)\left(P/P_{y\theta} - 1\right) \qquad \text{Eq. (3.67)}$$

$$f_3 = 157549,5 \cdot P/P_{y\theta} - 500000 f_1 \sqrt{P/P_{y\theta}} \qquad \text{Eq. (3.68)}$$

Por meio de um procedimento de interpolação numérica, a expressão analítica da razão E_t/E, Eq. (3.65), foi aproximada por meio de um polinômio do quarto-grau (LANDESMANN e BATISTA, 2002a), obtendo-se:

$$\frac{E_t}{E} = 0,983 - 1,828\left(\frac{P}{P_{y\theta}}\right) + 3,484\left(\frac{P}{P_{y\theta}}\right)^2 - 5,534\left(\frac{P}{P_{y\theta}}\right)^3 + 2,896\left(\frac{P}{P_{y\theta}}\right)^4 \qquad \text{Eq. (3.69)}$$

Como se pode observar na Eq. (3.69), a temperatura da seção transversal somente influenciará a resistência final da haste, através da variação do limite de resistência axial plástico ($P_{y\theta}$). Com base nesta verificação, o modelo de módulo tangente para uma distribuição uniforme de temperaturas foi aplicado nesta pesquisa para a análise de hastes submetidas a gradientes de temperaturas. Neste procedimento, a resistência axial da seção-transversal $P_{y\theta}$ é determinada, conforme Eq. (2.56), de modo semelhante ao proposto pelo item 4.2.3 do EC-3/Parte-2 (2001). O polinômio de 4º grau, utilizado neste trabalho para descrição do módulo tangente, para seções-transversais aquecidas (Eq. 3.69), está ilustrado na Figura 3.15, a seguir.

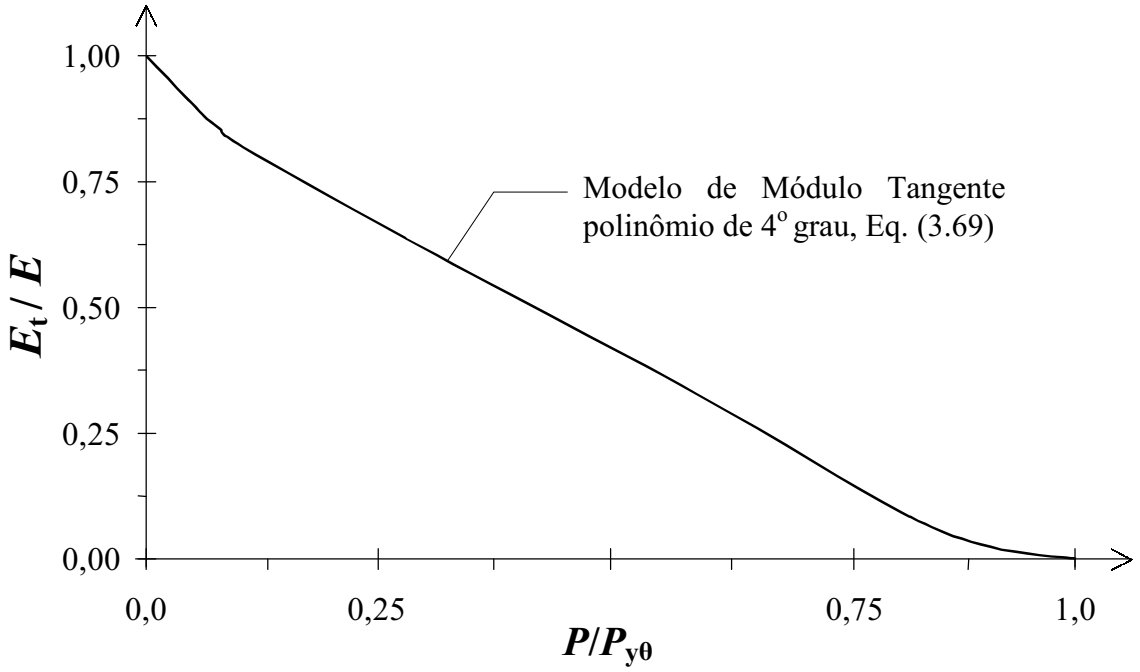


Figura 3.15: Redução inelástica de rigidez devido ao efeito da força axial, obtido a partir da curva de resistência do EC-3/Parte-2 (2001).

3.3.5 Estudos com modelos de módulos tangentes

3.3.5.1 Pilar bi-rotulado de *Euler* (temperatura ambiente)

Com o propósito de se avaliar os módulos tangentes desenvolvidos nesta pesquisa, uma barra isolada, semelhante ao modelo de *Euler* foi analisada de forma paramétrica. Na modelagem do referido pilar, apresentado pela Figura 3.16, adotou-se um único elemento de viga-coluna, sem qualquer modelagem explícita de imperfeição geométrica. O carregamento externo, composto exclusivamente por uma carga axial centrada (P), foi incrementalmente majorado até o nível de carga plástica da seção-transversal ($P_y = A \cdot f_y$). As características geométricas de um perfil metálico compacto, tipo W16x100, fletido segundo seu eixo de maior inércia, foi empregado na definição das propriedades geométricas da seção-transversal.

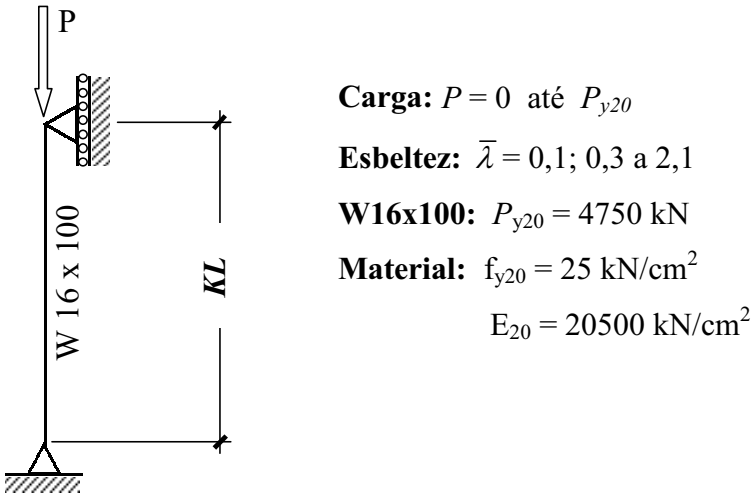


Figura 3.16: Modelo de barra isolada empregada nas análises numéricas para comparação entre o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do AISC-LRFD (1999) e da NBR-8800 (1986).

Através da variação do comprimento do elemento (*KL*), o modelo de pilar proposto foi analisado para diferentes configurações de esbeltez e de módulo tangente, mantendo-se a temperatura do elemento em condições ambientes (20^{o}C). A partir da implementação computacional, no programa PNL-F, dos modelos de módulo tangente desenvolvidos para as recomendações do AISC-LRFD (1999) e da NBR-8800 (1986), pode-se comparar o nível máximo de carregamento suportado pela barra, com as respectivas estimativas previstas pelas especificações originais, conforme apresentado a seguir pelas Figuras (3.17 – 3.21) e Tabela 3.10.

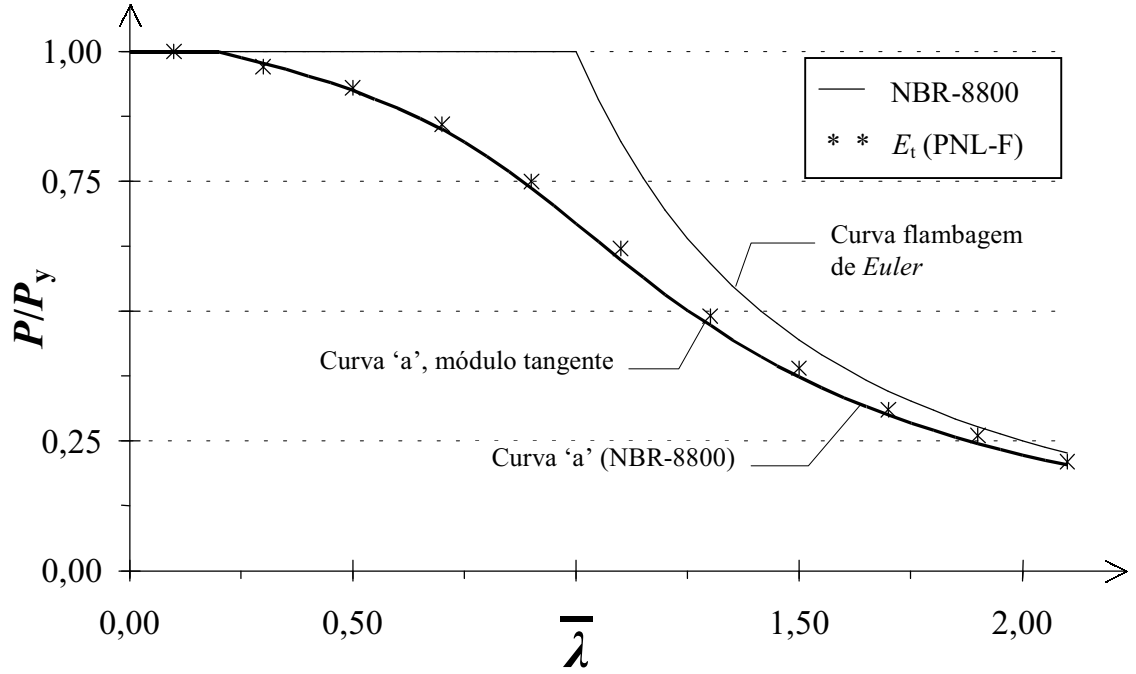


Figura 3.17: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'a' (NBR-8800, 1986).

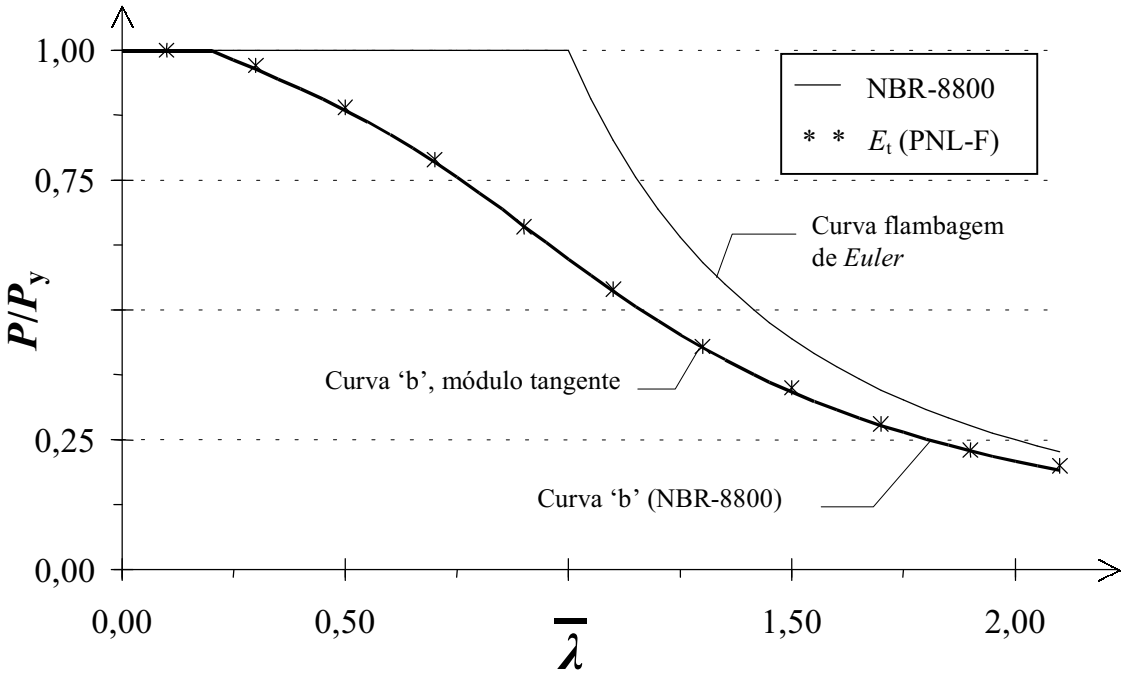


Figura 3.18: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'b' (NBR-8800, 1986).

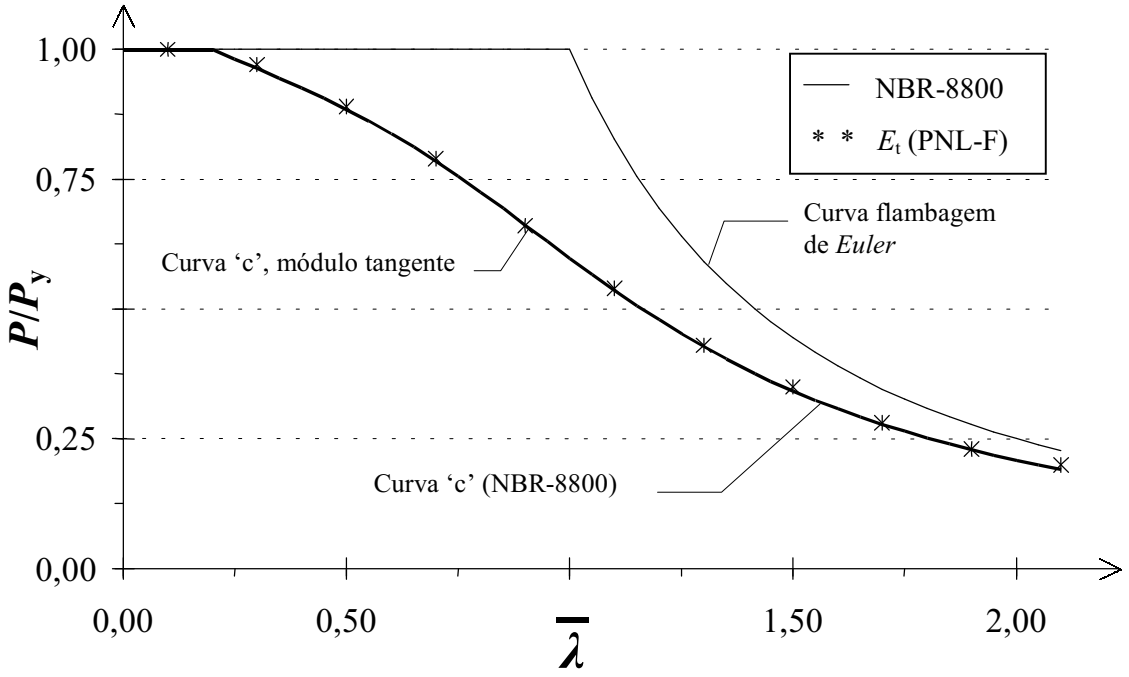


Figura 3.19: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'c' (NBR-8800, 1986).

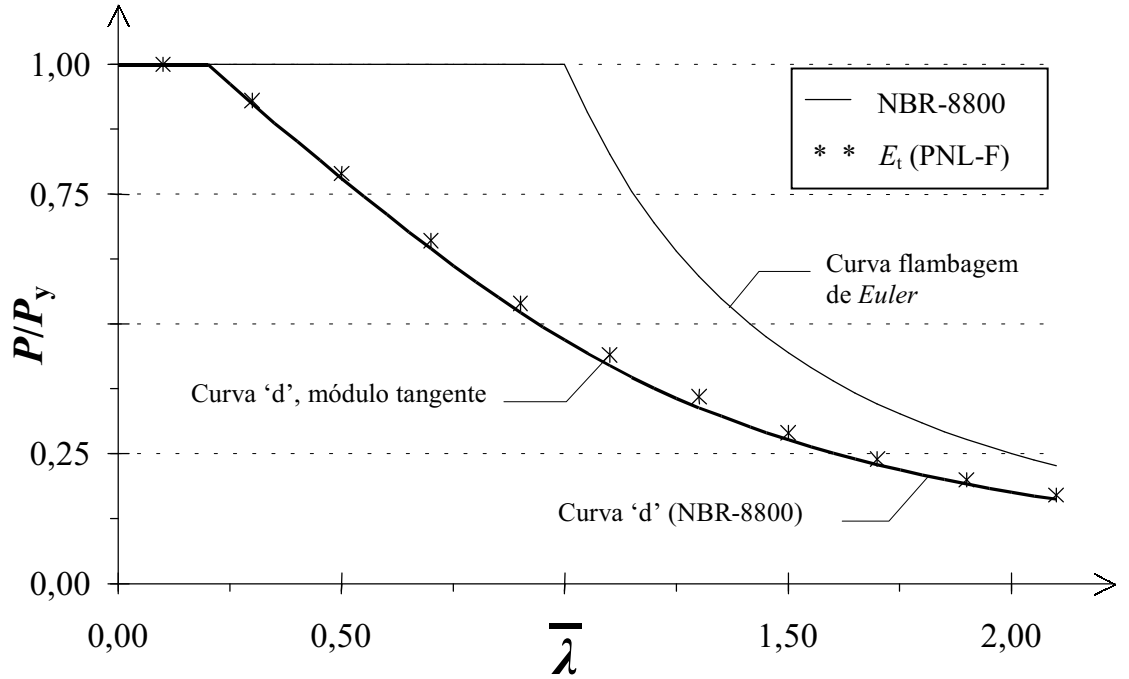


Figura 3.20: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem 'd' (NBR-8800, 1986).

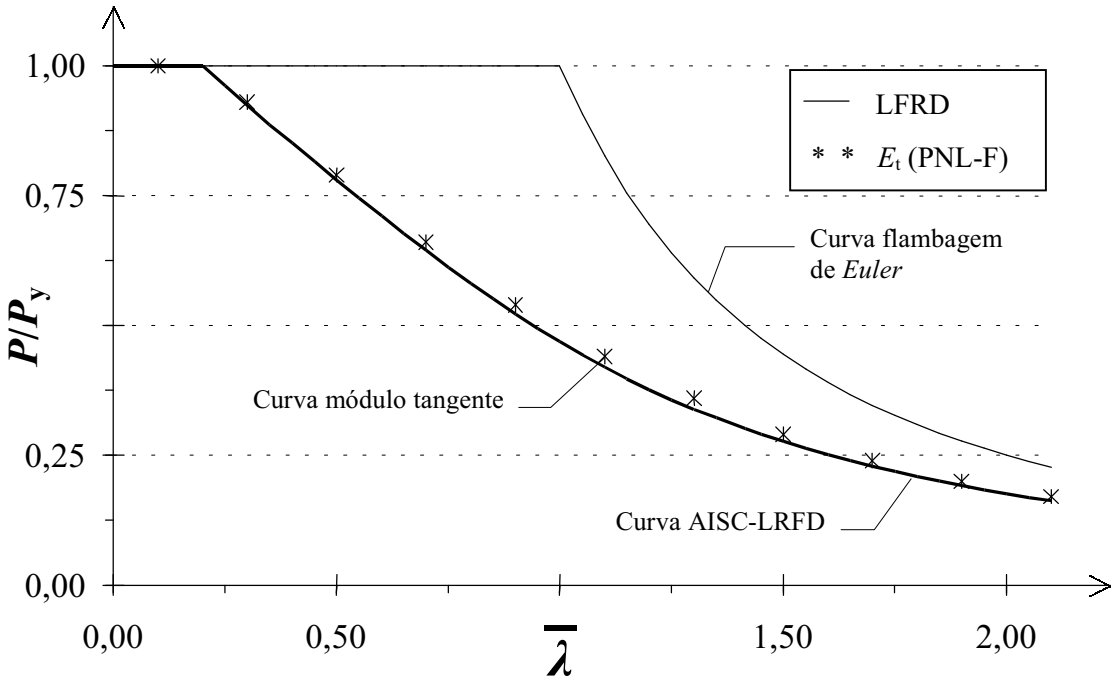


Figura 3.21: Comparação entre resultados de viga-coluna isolada sob temperatura ambiente, para curva de flambagem original do AISC-LRFD (1999).

Com base nos resultados apresentados pelas Figuras 3.17 a 3.21, juntamente com a Tabela 3.10, verifica-se que os modelos de módulo tangente implementados reproduzem adequadamente o comportamento original das curvas de resistência apresentadas pelas padronizações Européias (EC-3, 2003), Brasileiras (NBR-8800, 1986) e Americanas (AISC-LRFD, 1997).

As diferenças observadas para os limites de resistência, entre as respostas numéricas (PNL-F) e as originais, sugerem que a modelagem explícita de imperfeições geométricas e de tensões residuais, não é requerida para barras com índice de esbeltez inferior a 1 ($\overline{\lambda} < 1{,}0$) caso adote-se o modelo de módulo tangente do AISC-LRFD (1999). Isso porque na faixa de esbeltez acima de 1,0 os erros relativos

encontrados estão acima de 6%, considerado excessivo. Neste caso, é necessária a utilização de mais de um elemento na discretização de cada pilar. Este limite pode ser estendido para 1,8 ($\overline{\lambda}$ < 1,8), caso empregue-se os módulos tangentes desenvolvidos com base nas prescrições Brasileiras NBR-8800 (1986), observando-se nesses casos erros relativos sempre inferiores a 5%.

Tabela 3.10: Diferença entre as curvas de resistência originais (NBR-8800, 1986 e LRFD-AISC, 1999) (A) e os resultados obtidos com respectivo modelo de módulo tangente (B).

$\overline{\lambda}$	Curva a [%]	Curva b [%]	Curva c [%]	Curva d [%]	LRFD [%]
0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,585
0,3	0,81	-0,60	-0,08	-0,67	0,32
0,5	-0,48	-0,62	-0,80	-1,26	-1,04
0,7	-1,18	-0,75	-0,68	-2,46	-1,89
0,9	-1,82	0,25	-1,64	-3,50	-3,87
1,1	-3,63	-0,82	-3,19	-4,83	-6,20
1,3	-3,84	-0,66	-2,82	-6,14	-7,52
1,5	-4,42	-2,21	-4,86	-4,67	-10,27
1,7	-3,28	-0,65	-4,72	-4,67	-12,04
1,9	-5,93	-0,23	-2,70	-4,02	-11,14
2,1	-2,94	-4,14	-5,33	-4,15	-10,63

$$\Delta\,[\%] = \frac{\text{A-B}}{\text{A}}$$

3.3.5.2 Variação uniforme de temperatura

O modelo de viga-coluna isolada, apresentado anteriormente na Figura 3.16, foi novamente analisado pela ferramenta computacional desenvolvida, variando-se progressivamente a temperatura na seção-transversal. Nesta nova verificação, utilizou-se exclusivamente o modelo de módulo tangente desenvolvido à luz das prescrições do

EC-3/Parte-2 (2001), admitindo-se uma distribuição uniforme de temperaturas ao longo da seção e comprimento do elemento. Semelhante à análise em temperatura ambiente, o carregamento externo aplicado foi gradualmente incrementado até o limite de resistência estrutural. Tal limite se caracteriza numericamente pela formação de uma matriz de rigidez não-positiva. Os resultados obtidos estão sumarizados nas Figuras 3.22 e 3.23 juntamente com a Tabela 3.11.

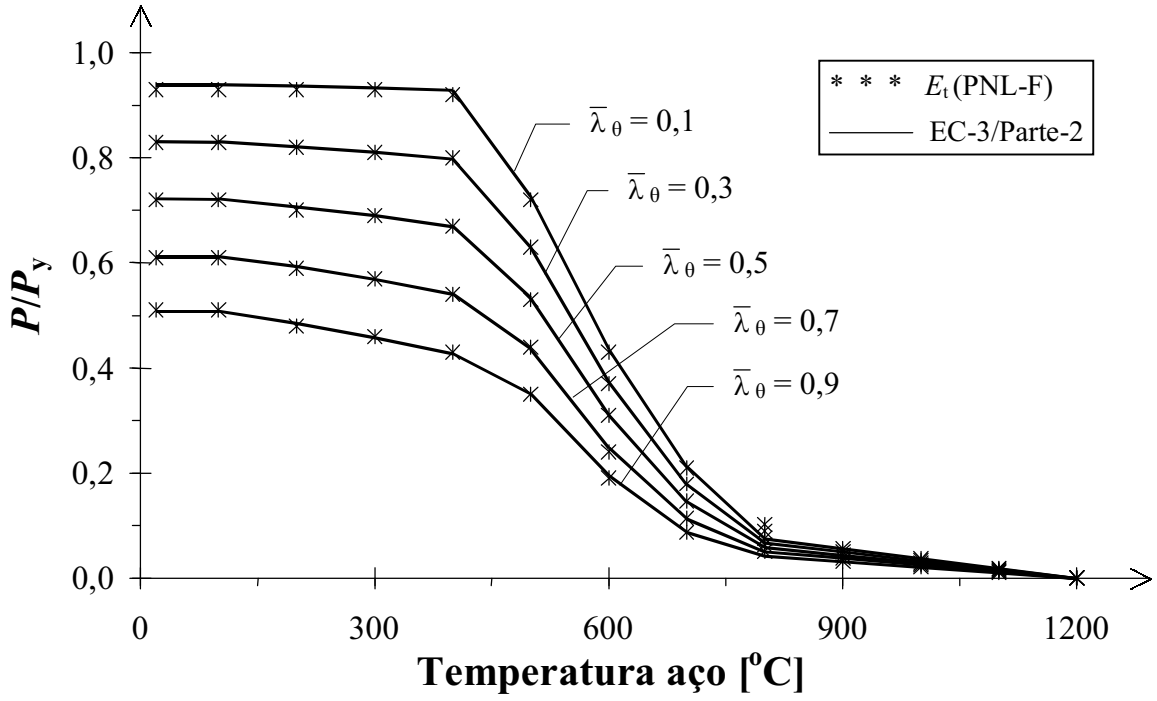


Figura 3.22: Comparação entre os resultados obtidos com o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do EC-3/Parte-2 (2001), para valores de esbelteza entre 0,1 e 0,9.

O modelo de módulo tangente implementado a partir das especificações de resistência de pilares preconizadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), descreve satisfatoriamente o comportamento original de barra isoladas, para diferentes níveis de temperatura e de esbeltez. Para as condições analisadas, a diferença percentual entre os resultados não foi

superior a 5%, exceto para temperaturas de 800°C. As diferenças percentuais encontradas para este nível de temperatura são justificadas pela mudança de inflexão no comportamento entre as curvas de resistência obtidas.

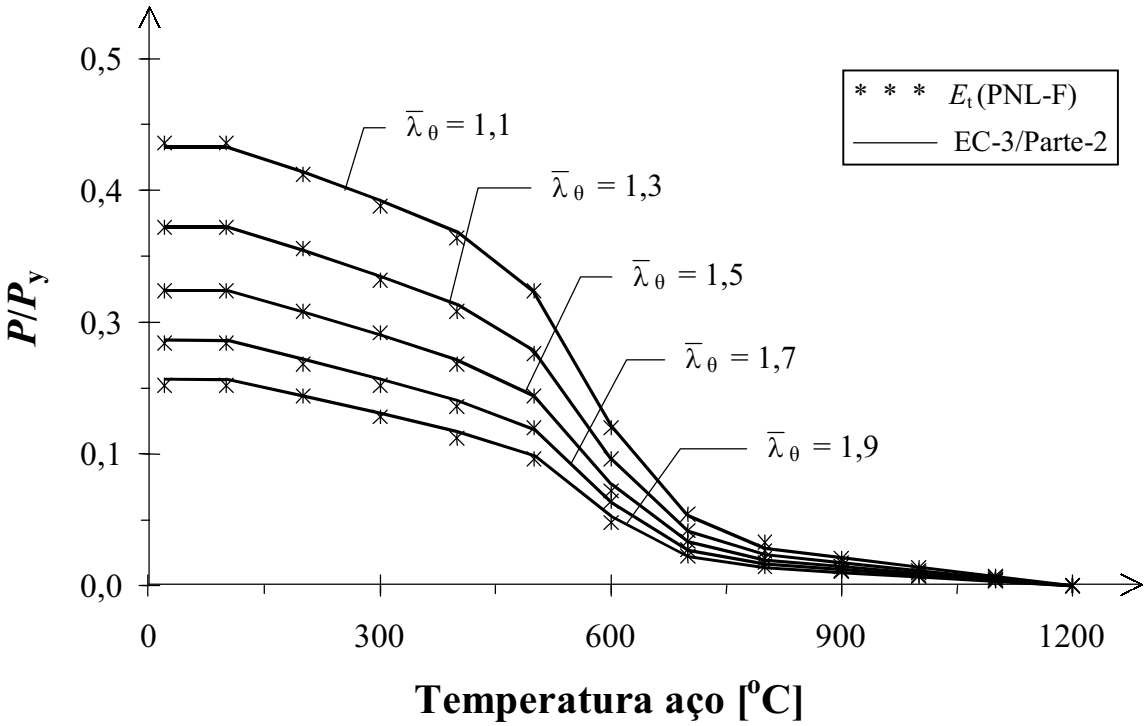


Figura 3.23: Comparação entre os resultados obtidos com o modelo de módulo tangente e as curvas de resistência do EC-3/Parte-2 (2001), para valores de esbeltez entre 1,1 e 1,9.

De acordo com os resultados apresentados, conclui-se que a modelagem explícita de imperfeições geométricas e de tensões residuais não é requerida para hastes metálicas submetidas à condições de temperatura de até 1200°C e com esbeltez inferior a 2 ($\overline{\lambda}_\theta < 2{,}0$). Deste modo, tendo-se em vista o fato da normalização européia ser mais recente do que a brasileira, permite-se concluir que o modelo de módulo tangente desenvolvido à luz do EC-3/Parte-2 (2001) pode ser adotado para as especificações Brasileiras (NBR-8800, 1986).

Tabela 3.11: Diferença entre curvas de resistência (EC-3/Parte-2, 2001) (A) e resultados pelo modelo de módulo tangente PNL-F (B), para valores de esbeltez entre 0,1 e 1,9; temperatura no aço entre 20°C e 1200°C.

$\theta_{aço}$ [° C]	Índice de Esbeltez ($\overline{\lambda}_\theta$)									
	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9
20	1,08	0,04	0,31	0,53	-0,21	-0,75	0,28	0,21	1,39	3,11
100	1,08	0,04	0,31	0,53	-0,21	-0,75	0,28	0,21	1,39	3,11
200	0,75	0,20	1,06	0,49	1,06	0,65	-0,61	-0,01	2,35	0,09
300	0,37	0,16	0,01	-0,16	-0,41	1,56	1,15	-0,79	3,06	2,19
400	0,97	-0,15	-0,15	0,18	-0,65	1,78	2,51	2,28	3,40	4,33
500	0,97	0,01	0,66	-0,56	0,08	-0,59	1,17	0,15	-1,25	2,85
600	1,31	0,72	-0,07	3,30	2,22	1,21	-0,01	6,64	-1,56	8,27
700	0,91	-0,16	-1,10	-0,41	-0,08	-1,72	0,52	-0,74	-0,29	0,17
800	-35,1	-32,5	-28,8	-24,0	-19,2	-15,4	-12,3	-6,66	-7,92	-4,56
900	1,07	0,74	0,61	0,26	0,29	2,44	0,16	1,55	1,89	-0,69
1000	1,95	1,73	1,74	1,57	1,84	4,32	4,70	1,55	1,89	-1,08
1100	0,89	-0,05	0,38	-0,01	-0,03	-0,19	-0,75	-0,10	-0,07	0,08
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

$$\Delta\,[\%] = \frac{A-B}{A}$$

3.4 Modelo inelástico de redução de rigidez flexional

As reduções de rigidez, consideradas exclusivamente em função do modelo de módulo tangente, não são suficientes para a simulação acurada da redução gradual de rigidez para elementos submetidos a esforços significativos de flexão plana. Nestes casos, efeitos adicionais de plasticidade distribuída devem ser incorporados ao modelo numérico. No modelo de rótulas plásticas implementado nesta pesquisa, os efeitos não-lineares físicos, decorrentes de ações combinadas de flexão-composta, são representados através da degradação da rigidez flexional de elementos viga-coluna, particularmente nas suas extremidades.

A partir de diversos resultados numérico-experimentais, LIEW e WHITE (1993) propuseram três modelos inelásticos de redução de rigidez flexional, para condições de temperatura ambiente. Tais modelos matemáticos se distinguem entre si, basicamente, pelo grau do polinômio proposto e pelo limite estabelecido para início do processo de degradação plástica. Os modelos referidos estão sumarizados a seguir pelas equações abaixo (Eqs. 3.70 a 3.72), ilustradas pela Figura 3.24:

Redução parabólica de rigidez, com α = 0,5:

$$\eta = 4\alpha(1-\alpha) \quad \text{para } \alpha \geq 0,5 \qquad \text{Eq. (3.70)}$$

Redução linear de rigidez, com α = 0,7:

$$\eta = (1-\alpha)/0,3 \quad \text{para } \alpha \geq 0,7 \qquad \text{Eq. (3.71)}$$

Redução parabólica de rigidez, com α = 0,7:

$$\eta = (-\alpha^2 + 1,4\alpha - 0,4)/0,09 \quad \text{para } \alpha \geq 0,7 \qquad \text{Eq. (3.72)}$$

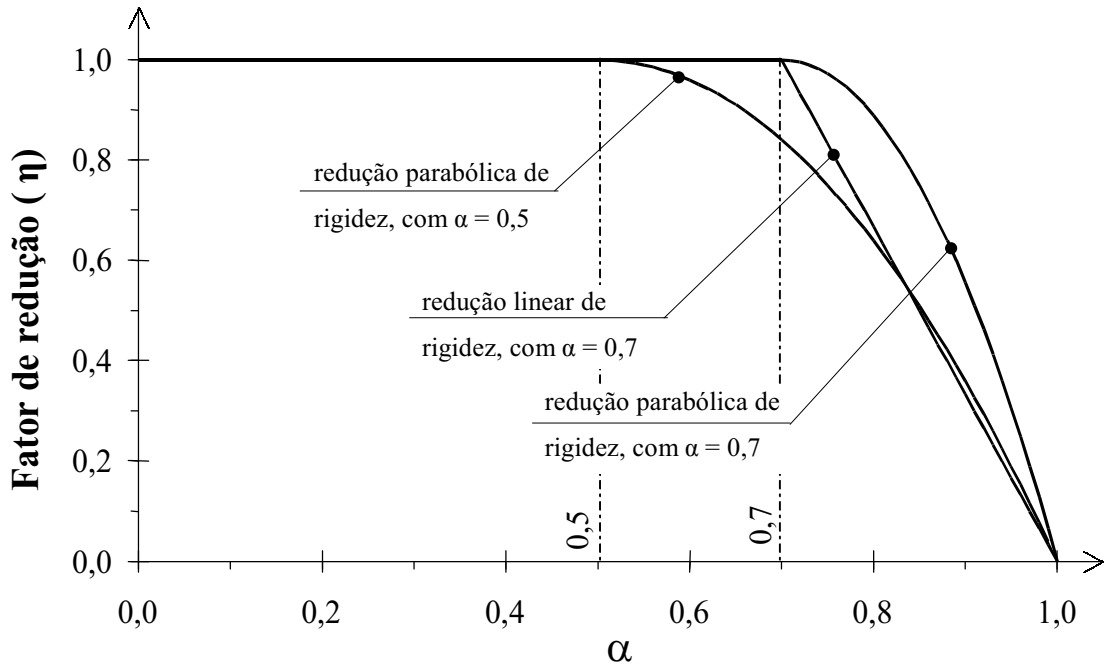


Figura 3.24: Modelos inelásticos para redução de rigidez flexional propostos por LIEW e WHITE (1993) em condições de temperatura ambiente.

O coeficiente α representa o "estado de esforços combinados" em cada extremidade do elemento. Assim, quando α for igual à unidade o elemento encontra-se em regime puramente elástico; por outro lado, uma rótula plástica é completamente desenvolvida quando α for igual a zero. Utilizando-se respectivamente as superfícies de resistência plástica propostas pelo AISC-LRFD (1999) e pelo EC-3 (2003), o termo α é expresso pelas seguintes equações (Eqs. 3.73 e 3.74), juntamente com a Figura 3.25:

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{P}{P_y} + \dfrac{8}{9}\dfrac{M}{M_p}, & \text{para } \dfrac{P}{P_y} \geq \dfrac{2}{9}\dfrac{M}{M_p} \\ \dfrac{P}{2P_y} + \dfrac{M}{M_p}, & \text{para } \dfrac{P}{P_y} < \dfrac{2}{9}\dfrac{M}{M_p} \end{cases} \qquad \text{Eq. (3.73)}$$

$$\alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} \qquad \text{Eq. (3.74)}$$

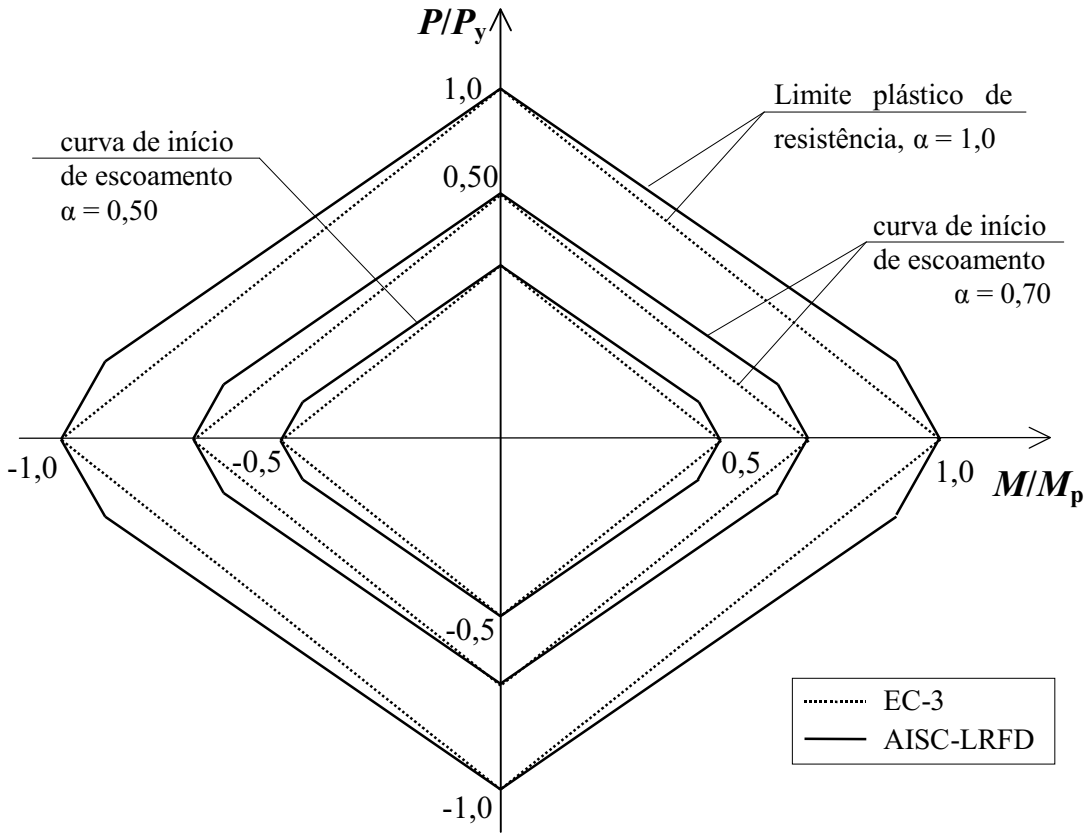


Figura 3.25: Curvas de resistência plástica e de início de plastificação obtidas em função das prescrições do EC-3 (2003) e do AISC-LRFD (1999).

Seguindo-se recomendações apresentadas pelos próprios autores (LIEW e WHITE, 1993), consubstanciadas posteriormente por diversos outros trabalhos, podendo-se destacar: WHITE *et al.* (1993); LIEW e WHITE (1993); CHEN *et al.* (1996); CHEN (2000ab), o fator de redução parabólica (com superfície inicial de plastificação, $\alpha = 0,5$) foi adotado nesta pesquisa no estudo do comportamento de estruturas planas, em condições de temperatura ambiente.

Assim, conforme ilustrado pela Figura 3.25, para os elementos estruturais que não são afetados pelo calor, o início do processo de plastificação da seção-transversal é obtido segundo uma superfície proporcional à superfície de resistência plástica, com um estado de esforços, $\alpha = 0,50$.

Deste modo, caso a combinação de esforços internos se altere, de forma que o ponto resultante se mova no interior ou na superfície inicial de escoamento ($\alpha = 0,50$), o elemento é assumido por permanecer completamente em regime elástico. Por outro lado, se o ponto resultante se mover além da superfície inicial de escoamento ($\alpha > 0,50$), a rigidez associada do elemento é reduzida (Eq. 3.70), considerando-se deste modo o efeito de plastificação distribuída, e parcial nas extremidades do elemento.

Em função das características não-lineares elastoplásticas experimentadas pelo aço em condições de temperaturas elevadas, verificou-se na presente pesquisa que o modelo numérico adotado na degradação da rigidez flexional (LIEW e WHITE, 1993) não é capaz de descrever corretamente o comportamento estrutural do aço em situações de incêndio. Isto se deve principalmente ao fato do aço estrutural apresentar perda de proporcionalidade aquém da tensão de escoamento, conforme ilustrado pela Figura 3.26, a seguir. As expressões que definem cada trecho da relação tensão-deformação, proposta pelo EC-3/Parte-2 (2001), estão consolidadas na Tabela 3.12.

Figura 3.26: Relação tensão-deformação para o aço em condições de temperatura elevada, segundo o EC-3/Parte-2 (2001).

Tabela 3.12: Limites de tensão-deformação para o aço em condições de temperatura elevada, segundo o EC-3/Parte-2 (2001).

Trecho	Regime	Deformação (ε_θ)	Tensão (σ)
I	elástico (linear)	$\varepsilon_\theta \le \varepsilon_{p,\theta}$	$\sigma = E_\theta \cdot \varepsilon_\theta$
II	elasto-plástico (elíptico)	$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon \le \varepsilon_{y,\theta}$	$\sigma = f_{p,\theta} - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_\theta)^2}$
III	plástico	$\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon \le \varepsilon_{u,\theta}$	$\sigma = f_{y,\theta}$
IV	–	$\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon_\theta \le \varepsilon_{t,\theta}$	$\sigma = f_{y,\theta}\left[1 - (\varepsilon_\theta - \varepsilon_{t,\theta})/(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})\right]$
Parâmetros:	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_\theta$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
Funções:	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_\theta)$		
	$b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_\theta + c^2$		
	$c = \dfrac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_\theta - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$		

O trecho elíptico transitório (trecho II) do modelo de tensão-deformação sugerido pelo EC-3/Parte-2 (2001), que se inicia a partir da tensão limite proporcional ($f_{p,\theta}$), acarreta numa perda substancial de rigidez no elemento. Tal fato acentua consideravelmente a resposta não-linear dos modelos submetidos a condições de incêndio para carregamentos além deste limite, uma vez que, tal perda de linearidade evidencia-se com o aumento da temperatura no aço, conforme apresentado na Figura 3.27 a seguir.

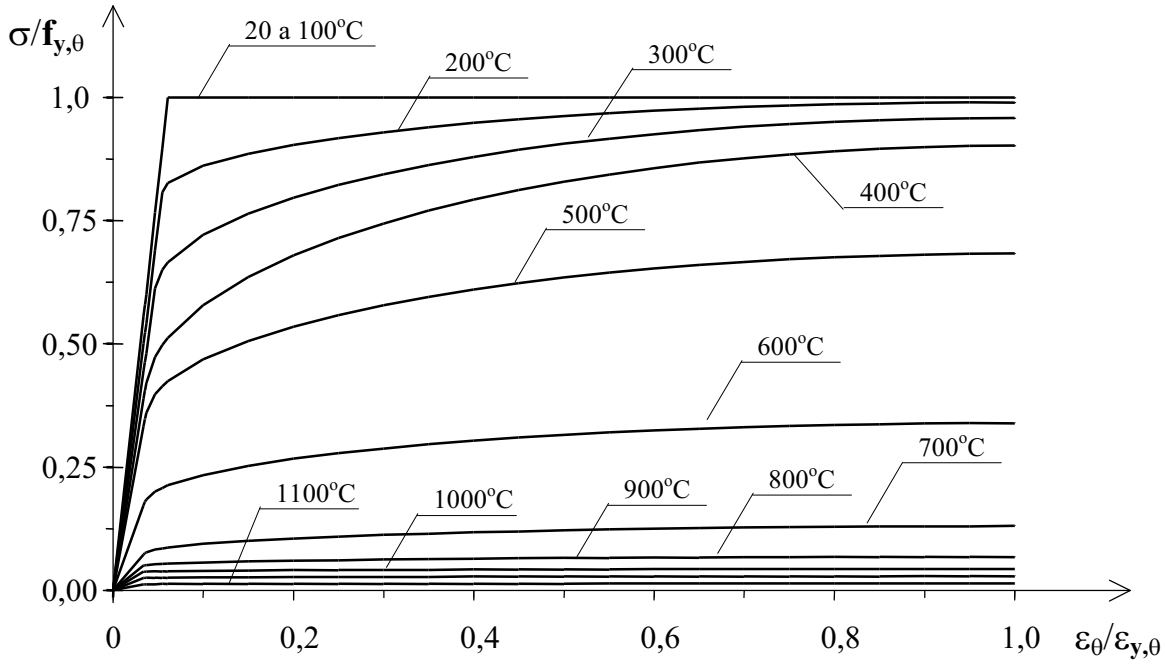


Figura 3.27: Modificação da relação tensão-deformação do aço em função da temperatura, segundo o modelo proposto pelo EC-3/Parte-2 (2001).

A inclusão dos efeitos decorrentes da perda de rigidez gradual inelástica, associada com trecho elíptico do modelo apresentado pelo EC-3/Parte-2 (2001), não foi motivo de avaliação por nenhum dos trabalhos bibliográficos pesquisados. Ambos os modelos propostos TOH *et al.* (2001) e por CHAN e CHAN (2001) somente consideram redução dos limites de resistência da seção-transversal em função do aumento de temperatura no aço.

O modelo inelástico desenvolvido na presente pesquisa considera os efeitos decorrentes da perda de rigidez gradual inelástica, através de polinômios de quarto grau. Estas curvas são obtidas por meio de um processo analítico desenvolvido especificamente para perfis metálicos tipo I ou H. Neste estudo, a seção foi discretizada ao longo de sua altura em 31 pontos de integração, assumindo-se uma distribuição de temperatura constante de valor igual à temperatura de referência θ_{ref}, apresentada anteriormente pela Eq. (2.67), na Seção 2.6.4. O modelo polinomial empregado neste trabalho é apresentado a seguir pela equação (3.75), juntamente com a Tabela 3.13.

$$\eta_\theta = c_1 + c_2 \cdot \alpha + c_3 \cdot \alpha^2 + c_4 \cdot \alpha^3 + c_5 \cdot \alpha^4 \qquad \text{Eq. (3.75)}$$

Tabela 3.13: Coeficientes polinomiais para o fator de redução de rigidez flexional, em função da temperatura do aço.

Temperatura de referência (θ_{ref})	Coeficientes para o fator de redução de rigidez flexional (η_θ)				
	Modelo polinomial 4º grau				
	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
100 °C	13523,1	-54059,8	80791,5	-53468,0	13213,4
200 °C	-44,77	181,41	-245,94	127,25	-17,87
300 °C	-19,66	115,98	-232,40	196,81	-60,67
400 °C	2,70	-2,19	-10,32	17,46	-7,58
500 °C	2,70	-5,20	-0,54	6,76	-3,64
600 °C	0,85	3,12	-18,89	26,81	-11,85
700 °C	1,24	-4,43	7,21	-5,57	1,62
800 °C	1,31	-5,71	11,64	-11,08	3,92
900 °C	1,24	-5,58	11,85	-11,63	4,2
1000 °C	1,13	-5,09	10,94	-10,87	3,96
1100 °C	1,00	-4,37	9,34	-9,28	3,38
1200 °C	0,83	-3,23	6,53	-6,33	2,27

(Interpolar linearmente para valores intermediários de temperatura)

A Figura 3.28 apresenta a variação do polinômio de 4º grau, utilizado na representação do fator de redução de rigidez flexional em função do momento fletor da seção-transversal, para diferentes níveis de temperatura no aço.

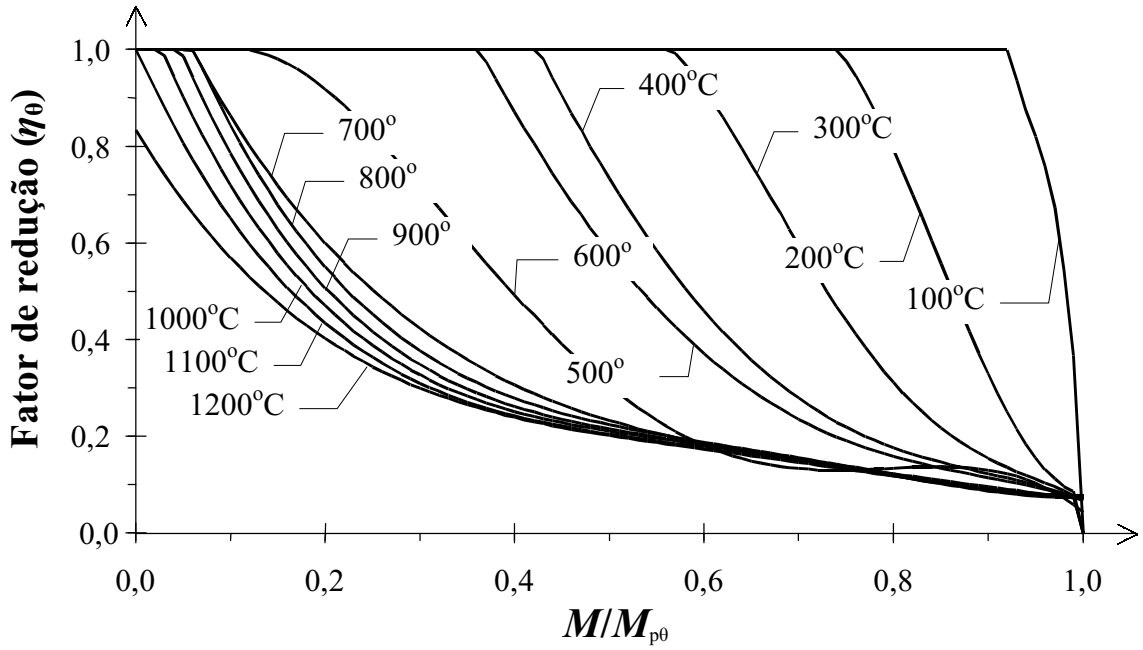


Figura 3.28: Modelos polinomial de 4º grau proposto para o fator de redução de rigidez flexional para as temperaturas no aço (η_θ) entre 100ºC e 1200ºC.

A relação de rigidez tangente do elemento viga-coluna (Eq. 3.17), para o caso genérico de formação de rótulas plásticas nas duas extremidades da barra (LIEW e WHITE, 1993), pode ser modificada com o propósito de levar em consideração os efeitos decorrentes do aumento de temperatura no aço, resultando na seguinte expressão:

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{E_t I_\theta}{L} \begin{bmatrix} \eta_{\theta,A}\left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1}\left(1-\eta_{\theta,B}\right)\right] & \eta_{\theta,A}\,\eta_{\theta,B}\,S_2 & 0 \\ \eta_{\theta,A}\,\eta_{\theta,B}\,S_2 & \eta_{\theta,B}\left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1}\left(1-\eta_{\theta,A}\right)\right] & 0 \\ 0 & 0 & \frac{A_\theta}{I_\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. (3.76)}$$

A relação tangente dada pela Equação (3.76) é empregada em substituição da expressão original (Eq. 3.17) na formulação global de elementos viga-coluna (Eq. 3.30), para análise de estruturas em condição de incêndio.

3.5 Consideração de ligações semi-rígidas

As ligações metálicas desempenham um papel fundamental no comportamento global das estruturas de aço, quer nos aspectos econômicos, quer nos construtivos e, principalmente, nos estruturais. Outrossim, a montagem de ligações demanda uma quantidade relativamente alta de mão-de-obra, podendo representar uma porção substancial do custo total de uma estrutura. Segundo SEDLACEK (1997), a economia devido ao uso de ligações semi-rígidas no cálculo estrutural pode representar uma redução de até 25% do custo total da obra, quando comparada com o dimensionamento tradicional.

A metodologia de cálculo estrutural tradicional parte do princípio que as ligações são ou completamente rígidas ou idealmente livres, de acordo com a capacidade de promover ou não a completa continuidade em rotações. Tal hipótese torna-se conveniente devido à sua simplicidade. Entretanto, não é rigorosamente adequada para a maioria das estruturas de aço que apresentam comportamento intermediário ou seja, semi-rígido.

A consideração de uma ligação completamente rígida implica no fato de que nenhuma rotação relativa da ligação ocorre e que os momentos de extremidade da viga são completamente transferidos para o pilar. Desta forma, ao se negligenciar a flexibilidade de uma ligação, subestima-se os deslocamentos estruturais e superestimam-se as forças atuantes na ligação, resultando em pilares e ligações mais pesados.

Por outro lado, a proposição de uma ligação livre (flexível) traduz-se na hipótese de que nenhuma restrição à rotação ocorre e que os momentos na ligação de extremidade são sempre nulos.

A presença de ligações semi-rígidas tem sido incorporada na análise estrutural através de modelos simplificados (FRYE e MORRIS, 1975; JONES *et al.* 1982; LUI e CHEN, 1986), normalmente desenvolvidos a partir do ajuste numérico de dados experimentais (YANG *et al.*, 1997; IVÁNYI, 2000; HASAN *et al.*, 1997). A adoção deste tipo de aproximação possibilita a consideração direta dos efeitos decorrentes do comportamento da ligação semi-rígida na formulação de rigidez do elemento, além de apresentarem baixo esforço computacional, quando comparados a modelos mais sofisticados desenvolvidos com base no MEF (KRISHNAMURTHY *et al.*, 1979; PATEL e CHEN, 1984).

Estudos recentes, fundamentados em observações experimentais, têm demonstrado a importância do conhecimento do comportamento de ligações sob condições de incêndio, bem como sua influência na análise global. Resultados experimentais (AL-JABRI *et al.*, 1998; LESTON-JONES *et al.*, 1997) evidenciam a necessidade da avaliação do comportamento de ligações a temperaturas elevadas, tendo em vista a sensível diminuição de rigidez e resistência que os componentes metálicos possam apresentar em função do aumento de temperatura.

Contudo, o elevado custo de montagem, aliado à complexidade de realização deste tipo de ensaio, dificultam a proposição de modelos numéricos, normalmente desenvolvidos à luz de relações empíricas derivadas de ensaios. Neste sentido, faz-se necessária a utilização de modelos simplificados para descrição do comportamento de ligações metálicas em situação de incêndio.

SANTIAGO *et al.* (1999) propuseram um modelo simplificado para

descrição do comportamento inelástico de ligações por placas de extremidade, em condições de incêndio. Neste trabalho, assume-se uma distribuição uniforme de temperaturas ao longo da ligação. Nesta linha de pesquisa, outros modelos numéricos têm sido propostos, citando-se: (EL-RIMAWI *et al.*, 1995; 1997; 1999; SILVA *et al.,* 2001; LESTON-JONES, 1997; AL-JABRI, 2000).

No entanto, a partir de hipóteses simplificadoras assumidas por LIEW *et al.* (1998), onde as ligações metálicas são consideradas abrigadas da ação térmica do incêndio, utiliza-se o modelo exponencial proposto por KISHI e CHEN (1990) nas análises desenvolvidas neste trabalho (LANDESMANN *et al.*, 2001). O referido modelo numérico é apresentado a seguir na Seção 3.5.1.

3.5.1 Modelo de ligação semi-rígida KISHI e CHEN (1990)

A partir do modelo exponencial proposto por LUI e CHEN (1986), obtido pelo ajuste de curvas experimentais, KISHI e CHEN (1990) desenvolveram um procedimento alternativo para a descrição das características momento-rotação de ligações viga-coluna. Nesta metodologia, a rigidez inicial R_{ki} e o momento último M_u são determinados através de modelos analíticos simplificados, determinados em função de parâmetros geométricos de ligações, de acordo com a proposição original de RICHARD e ABBOTT (1975). Assim, o modelo adotado na representação do comportamento momento-rotação das ligações é dado pelas seguintes expressões (Eqs. 3.77 e 3.78), em conjunto com a Figura 3.29:

$$m = \frac{\Theta}{(1+\Theta^n)^{1/n}} \text{ para } \Theta > 0 \text{ e } m > 0 \qquad \text{Eq. (3.77)}$$

$$\Theta = \frac{m}{(1-m^n)^{1/n}} \text{ para } \Theta > 0 \text{ e } m > 0 \qquad \text{Eq. (3.78)}$$

sendo, $m = M/M_u$, $\Theta = \Theta_r/\Theta_0$ e $\Theta_0 = M_u/R_{ki}$

onde n representa um parâmetro de forma e Θ_r é a rotação relativa entre a viga e o pilar.

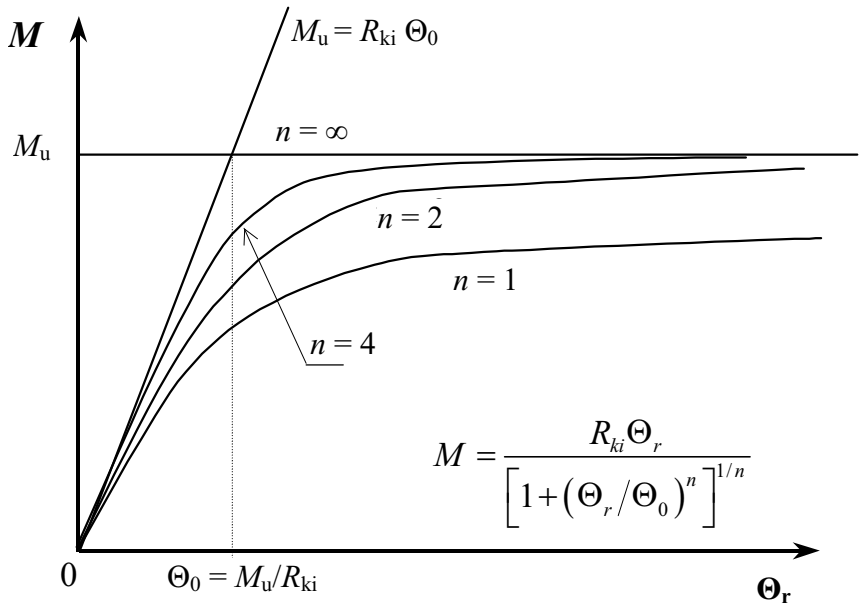


Figura 3.29: Comportamento de curvas momento-rotação, para ligações semi-rígidas segundo o modelo de KISHI e CHEN (1990).

A rigidez tangente da ligação, R_{kt}, obtida para qualquer nível de rotação relativa, Θ_r, podem ser determinadas diretamente pela diferenciação do momento fletor atuante na ligação M em relação a $|\Theta_r|$, conforme apresentado a seguir:

Ligação sendo carregada:

$$R_{kt} = \frac{dM}{d\,|\,\Theta_r\,|_{|\Theta_r|}} = \frac{M_u}{\Theta_0(1+\Theta^n)^{1+1/n}} \qquad \text{Eq. (3.79)}$$

Ligação sendo descarregada (retorno):

$$R_{kt} = \frac{dM}{d\,|\,\Theta_r\,|_{|\Theta_r=0|}} = \frac{M_u}{\Theta_0} = R_{ki} \qquad \text{Eq. (3.80)}$$

A rotação relativa, Θ_r, pode ser expressa da seguinte forma:

$$\Theta_r = \frac{M}{R_{ki}[1-(M/M_u)^n]^{1/n}} \qquad \text{Eq. (3.81)}$$

As hipóteses básicas assumidas pelo modelo de KISHI-CHEN (1990), são as seguintes: (*a*) o comportamento do material é bi-linear elasto-plástico, não sendo considerados efeitos de endurecimento do aço; (*b*) a deformação das cantoneiras da ligação é pequena; (*c*) as deformações da viga e do pilar são desprezíveis, quando comparadas com a deformação da ligação; (*d*) o aperto do parafuso, localizado na mesa do pilar, é efetivo sobre o comprimento total da cantoneira, produzindo uma restrição de engaste; (*e*) o modo de ruína ocorre conforme o mecanismo de colapso plástico, formado no conjunto da ligação.

As expressões originais propostas por KISHI-CHEN (1990), utilizadas na definição de ligações semi-rígidas, ou seja, rigidez tangente inicial, R_{kt}, capacidade plástica à flexão (momento último) M_u e parâmetro de forma, n, são apresentadas em função da geometria e componentes das ligações, conforme apresentado no Anexo C.

3.5.2 Modificação da rigidez do elemento devido à presença de ligações

A matriz de rigidez, para o elemento viga-coluna com ligação semi-rígida em suas extremidades, é obtida com base na formulação das funções de estabilidade para elementos de viga-coluna, conforme o estudo desenvolvido por CHEN e LUI, (1991). As ligações são modeladas como elementos de conexão rotacionais tendo sua relação momento-rotação (M-Θ_r) definida com base na rigidez tangente da ligação, R_{kt}. Os elementos de conexão, por sua vez, são fisicamente fixados às extremidades do elemento viga-coluna, mantendo-se as condições de equilíbrio e compatibilidade, de modo que os graus de liberdade das ligações podem ser sintetizados na relação de rigidez tangente do elemento de viga-coluna.

Considerando-se uma viga-coluna submetida aos momentos M_A e M_B e à força axial P, com ligações semi-rígidas em ambas extremidades, A e B, como mostrado na Figura 3.30, a presença das ligações introduz rotações incrementais relativas, $\dot{\Theta}_{rA}$ e $\dot{\Theta}_{rB}$, respectivamente. Denominando-se R_{ktA} e R_{ktB} como rigidez tangente das ligações A e B, as rotações relativas incrementais entre os nós e as extremidades da viga, isto é, a deformação rotacional incremental da ligação, pode ser expressa de acordo com as expressões:

$$\dot{\Theta}_{rA} = \frac{\dot{M}_A}{R_{ktA}}, \qquad \dot{\Theta}_{rB} = \frac{\dot{M}_B}{R_{ktB}} \qquad \text{Eq. (3.82)}$$

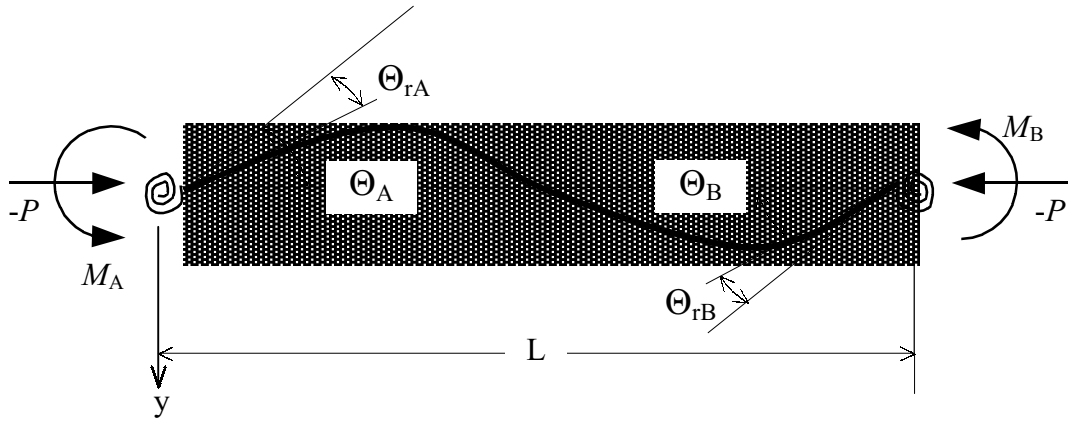


Figura 3.30: Elemento viga-coluna, modificado devido a presença de ligações de extremidade semi-rígidas.

As relações incrementais de força-deslocamento para o elemento viga-coluna, modificado devido à presença de ligações de extremidade, podem ser expressas de acordo com as seguintes equações (CHEN e LUI, 1991):

$$\dot{M}_A = \frac{E_t I_\theta}{L}\left[S_{ii}\left(\dot{\Theta}_A - \frac{\dot{M}_A}{R_{ktA}} \right) + S_{ij}\left(\dot{\Theta}_B - \frac{\dot{M}_B}{R_{ktB}} \right) \right] \qquad \text{Eq. (3.83)}$$

$$\dot{M}_B = \frac{E_t I_\theta}{L}\left[S_{ij}\left(\dot{\Theta}_A - \frac{\dot{M}_A}{R_{ktA}} \right) + S_{jj}\left(\dot{\Theta}_B - \frac{\dot{M}_B}{R_{ktB}} \right) \right] \qquad \text{Eq. (3.84)}$$

As Eqs. (3.83) e (3.84) reduzem-se para a Eq. (3.11), quando os valores de se R_{ktA} e R_{ktB} tendem a infinito, ou seja ligações rígidas. No presente trabalho, onde a degradação gradual da rigidez devido aos efeitos de plastificação distribuída é empregada, os coeficientes: S_{ii}, S_{ij} e S_{jj} são definidos a seguir:

$$S_{ii} = \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1}(1-\eta_{\theta,B}) \right] \eta_{\theta,A} \qquad \text{Eq. (3.85)}$$

$$S_{jj} = \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1}(1-\eta_{\theta,A}) \right] \eta_{\theta,B} \qquad \text{Eq. (3.86)}$$

$$S_{ij} = \eta_{\theta,A}\eta_{\theta,B}S_2 \qquad \text{Eq. (3.87)}$$

Os graus de liberdade internos podem ser sintetizados pela resolução das Eqs. (3.83) e (3.84), para $\dot{M}_A$ e $\dot{M}_B$, resultando em:

$$\dot{M}_A = \frac{E_t I_\theta}{L}\left[S_{ii}^* \dot{\Theta}_A + S_{ji}^* \dot{\Theta}_B \right] \qquad \text{Eq. (3.88)}$$

$$\dot{M}_B = \frac{E_t I_\theta}{L}\left[S_{ij}^* \dot{\Theta}_A + S_{jj}^* \dot{\Theta}_B \right] \qquad \text{Eq. (3.89)}$$

Onde:

$$S_{ii}^* = \frac{S_{ii} + \frac{E_t I_\theta S_{ii} S_{jj}}{L R_{ktB}} - \frac{E_t I_\theta S_{ij}^2}{L R_{ktB}}}{\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{ii}}{L R_{ktA}}\right)\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{jj}}{L R_{ktB}}\right) - \left(\frac{E_t I_\theta}{L}\right)^2 \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \qquad \text{Eq. (3.90)}$$

$$S_{jj}^* = \frac{S_{jj} + \frac{E_t I_\theta S_{ii} S_{jj}}{L R_{ktA}} - \frac{E_t I_\theta S_{ij}^2}{L R_{ktA}}}{\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{ii}}{L R_{ktA}}\right)\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{jj}}{L R_{ktB}}\right) - \left(\frac{E_t I_\theta}{L}\right)^2 \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \qquad \text{Eq. (3.91)}$$

$$S_{ij}^* = \frac{S_{ij}}{\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{ii}}{L R_{ktA}}\right)\left(1 + \frac{E_t I_\theta S_{jj}}{L R_{ktB}}\right) - \left(\frac{E_t I_\theta}{L}\right)^2 \left(\frac{S_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}}\right)} \qquad \text{Eq. (3.92)}$$

A expressão para o deslocamento incremental devido à força axial, $\dot{e}$ permanece inalterada, conforme apresentado anteriormente pela Eq. (3.11). Finalmente, a relação de rigidez tangente, (LIEW *et al.*, 1993ab) pode ser escrita como:

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{E_t I_\theta}{L} \begin{bmatrix} S_{ii}^* & S_{ij}^* & 0 \\ S_{ij}^* & S_{jj}^* & 0 \\ 0 & 0 & A_\theta / I_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. (3.93)}$$

A Eq. (3.93) pode ser transformada em coordenadas globais, obtendo-se assim a relação global de rigidez-tangente do elemento viga-coluna, conforme apresentado pela Eq. (3.30).

A formulação de ligações semi-rígidas tratada nesta Seção, para condições de carregamento limites e temperatura ambiente, foi aplicada na avaliação numérica de uma edificação comercial de 12 andares, composta por diferentes configurações de ligações aparafusadas, conforme apresentado no Anexo C desta Tese. Este exemplo permite concluir sobre a capacidade do modelo numérico implementado de identificar os possíveis mecanismos de colapso (locais ou globais), sem a necessidade de verificações isoladas de barras e seções.

Para condições de incêndio, o modelo de ligações semi-rígidas foi empregado na análise de uma estrutura de quatro andares originalmente analisada por LEON *et al.* (1996), conforme será apresentado mais adiante na Seção 4.6.

4

RESULTADOS

4.1 Introdução

No presente Capítulo apresenta-se um conjunto de resultados de análises numéricas desenvolvidas para um grupo selecionado de configurações de estruturas de aço aporticadas, submetidas a diferentes situações de incêndio. Assim, a partir da comparação entre os resultados obtidos pela ferramenta computacional implementada e aqueles produzidos pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), são estabelecidas diferenças percentuais para os exemplos verificados com a metodologia de cálculo proposta na presente Pesquisa.

O primeiro modelo estrutural, apresentado na Seção 4.2, refere-se a uma viga simplesmente apoiada, composta por perfil metálico aparente, submetido à ação de incêndio normalizado nas 3 faces inferiores da seção-transversal. O carregamento externo aplicado é composto por dois momentos fletores, de mesma intensidade e opostos, localizados nas extremidades do modelo. Diferentes níveis de carregamento externo foram considerados, com o intuito de se verificar a metodologia de 'seção equivalente' e do modelo inelástico de redução de rigidez (η_θ), conforme apresentado

anteriormente nas Seções 2.6 e 3.4, respectivamente.

A ação combinada de esforços flexionais e axiais, concomitante à ação do fogo, foi levada em consideração na modelagem de pilares isolados, ilustrado pelo segundo modelo estrutural analisado. Nesta verificação, duas condições de exposição ao calor foram consideradas, objetivando a simulação de pilares metálicos situados no interior e no contorno (extremidade) de edifícios. O comportamento térmico de duas seções-transversais, com distintos fatores de massividade, foi levado em consideração nestas avaliações. Os principais resultados obtidos para os modelos de pilares isolados estão sumarizados na Seção 4.3, a seguir.

O comportamento global inelástico de estruturas aporticadas submetidas à ação de incêndios normalizados, foi verificado nesta pesquisa pelos terceiro e quarto exemplos apresentados. Nestas análises, pôde-se observar a capacidade do modelo computacional implementado (PNL-F) de descrever o comportamento inelástico de sistemas estruturais compostos por perfis metálicos aquecidos, sob diferentes níveis de carregamento externo. Através do modelo numérico implementado (PNL-F) é possível acompanhar o desenvolvimento gradual de regiões em regime plástico (rótulas plásticas) ao longo da estrutura, até a formação do mecanismo de colapso estrutural, ou seja, uma cadeia cinemática, numericamente caracterizada pela falta de convergência no processo incremental-iterativo. Os resultados obtidos são comparados com respostas semelhantes geradas pelo programa de Elementos Finitos SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), sendo possível verificar os correspondentes Tempos Críticos de Resistência ao Fogo (TCRF) para diferentes configurações de geometria e carregamento. Os principais resultados obtidos para estas aplicações estão apresentados nas Seções 4.4 e 4.5, respectivamente para os pórticos do tipo “portal” e “industrial”, originalmente propostos por VOGEL (1985).

O pórtico resistente de um edifício de 4 andares, adotado inicialmente por LEON *et al.* (1996) para o estudo do comportamento inelástico de estruturas metálicas compostas por ligações semi-rígidas, foi incluído nesta pesquisa para análise de estruturas em situações de incêndio. Nesta aplicação, assume-se que o incêndio de projeto desenvolve-se exclusivamente em uma região confinada da edificação. A taxa de aquecimento neste compartimento é obtida inicialmente a partir da curva de incêndio normalizada (ISO 834-1, 1999), sendo posteriormente verificadas duas situações distintas de ventilação, alta e baixa, através de curvas parametrizadas de incêndio, semelhantes àquelas apresentadas pela Figura 2.1, na Seção 2.2 deste trabalho. A influência da incorporação de ligações semi-rígidas no comportamento global da estrutura sob a ação do fogo é levada em consideração nesta análise, para as três condições de aquecimento do ambiente: parametrizadas e normalizada. O desenvolvimento do campo de temperaturas é igualmente obtido para situação de perfis protegidos por material de revestimento térmico. Uma síntese dos principais resultados obtidos nesta aplicação é apresentada na Seção 4.6.

Ao final deste Capítulo, na Seção 4.7, tendo em vista as diversas comparações realizadas entre resultados obtidos pelo modelo numérico implementado e aqueles gerados pelo programa de elementos finitos SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), apresenta-se um resumo das principais diferenças encontradas nas aplicações desenvolvidas, em função do nível de desenvolvimento de regiões plásticas para as configurações estruturais analisadas.

Assim, os resultados obtidos foram agrupados em função do nível plasticidade desenvolvido ao longo da seção-transversal, parâmetro α, apresentado anteriormente na Seção 3.4 (Eq. 3.73) desta pesquisa. De um modo geral, as diferenças percentuais médias observadas, aproximadamente de 4% para estruturas com pouco

desenvolvimento de regiões plásticas (α<0,50), são consideradas satisfatórias, tendo em vista as diversas simplificações introduzidas pelo modelo numérico proposto. Por outro lado, verifica-se que tais diferenças percentuais são ligeiramente maiores, da ordem de 6%, para situações onde há maior desenvolvimento de regiões em regime plástico (α > 0,50).

4.2 Vigas isoladas em condições de incêndio

Um modelo de viga isolada de 5 m de vão, formada pelo perfil metálico IPE-360, foi submetido a um incêndio-padrão (NBR 14432, 2000) por um período de 1 hora. O partido estrutural adotado resume-se em uma barra simplesmente apoiada em ambas às extremidades, sendo que uma destas encontra-se livre para deslocar-se na direção longitudinal, conforme apresentado na Figura 4.1. O carregamento externo é composto por dois momentos fletores opostos e aplicados nas extremidades do elemento. Nove condições de carregamento foram verificadas, 0,1 a 0,9 do momento plástico da seção-transversal em condições de temperatura normal (M_{p20}). O modelo numérico é composto por 4 elementos viga-coluna idênticos.

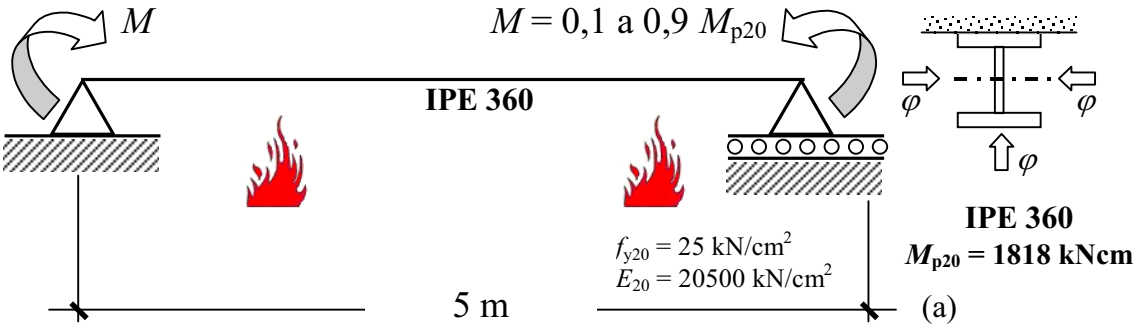


Figura 4.1: Modelo estrutural de viga isolada em condições de incêndio; (a) seção-transversal do perfil exposto ao incêndio nas três faces inferiores.

A viga é considerada uniformemente exposta ao fogo nas três faces inferiores, ou seja assume-se um fluxo de calor constante (φ) atuando em todo o contorno da mesa inferior e em ambas as superfícies das chapas que compõem a alma da seção, conforme esquematizado pela Figura 4.1(a). Nesta condição, supõe-se a existência de uma laje de concreto apoiada na face externa da mesa superior, situação bastante comum em edifícios de andares múltiplos. A presença da laje de concreto no modelo térmico tende a manter a mesa superior do perfil metálico em condições de temperatura ambiente, ou seja, a laje funciona como um anteparo adiabático na face superior do modelo térmico.

A Figura 4.2 compara os deslocamentos verticais máximos computados no meio do vão da viga isolada, em função do tempo de incêndio, obtidos pelos programas de análise avançada (PNL-F) e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para diferentes níveis de momento aplicado.

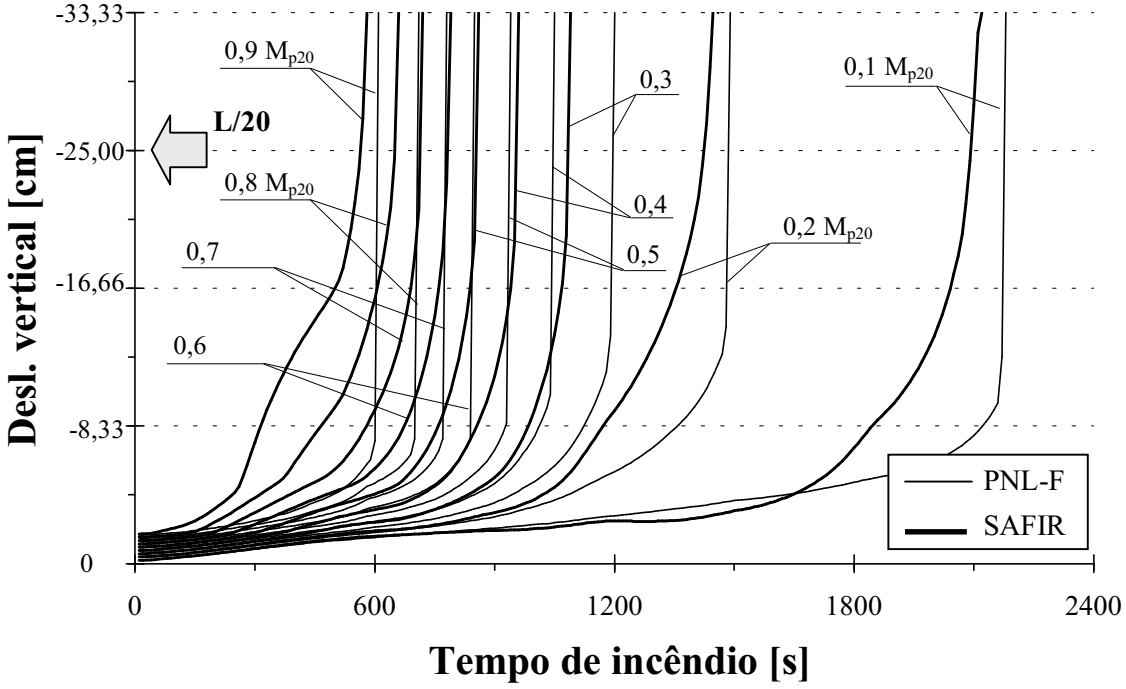


Figura 4.2: Comparação entre os deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio normalizado, para o modelo de viga isolada.

Seguindo-se recomendações previstas na parte 8 do BS-5950 (1990), adotou-se como critério de colapso estrutural um limite de deslocamentos com valor equivalente à razão de L/20 (vão/20). Segundo CHAN e CHAN (2001), este critério é correntemente adotado na definição de falha estrutural de ensaios estruturais, onde as taxas de deflexão são monitoradas. A temperatura na qual se dá o colapso estrutural é denominada de temperatura crítica de colapso estrutural e o tempo correspondente é chamado de Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF). No presente exemplo, o limite de deflexão corresponde ao valor de 25 cm (vão/20), conforme assinalado na Figura 4.2.

A Tabela 4.1 apresenta uma comparação entre os valores de TCRF obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para diferentes níveis de momento aplicado. Os resultados computados são ainda contrastados com aqueles determinados a partir das prescrições simplificadas previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001). A diferença máxima obtida entre os resultados computacionais é inferior a 7%, o que permite inferir sobre a capacidade do modelo desenvolvido de determinar o limite estrutural de vigas em condições de incêndio. Tal diferença tem origem principal nas aproximações introduzidas no modelo de rótulas plásticas, através do fator de redução de rigidez inelástico (η_θ).

Os resultados simplificados, apresentados na Tabela (4.1), foram determinados com base num procedimento analítico automatizado desenvolvido nesta pesquisa, a partir das recomendações estabelecidas pelo EC-3/Parte-2 (2001). Neste procedimento, os limites de resistência da seção-transversal aquecida são explicitamente calculados em função da temperatura do aço, obedecendo ainda às curvas de interação entre momento fletor e esforço normal previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001). Deste modo, através do processo iterativo, determina-se a temperatura crítica da estrutura em análise.

Simultaneamente, utilizando-se as expressões simplificadas de aquecimento da seção-transversal estabelecidas pelo EC-3/Parte-2 (2001) e apresentadas neste trabalho na Seção 2.6, pode-se traçar a curva de variação de temperatura média da seção em função do tempo de incêndio. Em seguida, o tempo crítico de resistência estrutural, associado ao colapso, pode ser finalmente determinado para referida temperatura crítica tomando-se por base a relação tempo-temperatura estabelecida.

Tabela 4.1: Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF) obtido pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para o modelo de viga isolada.

Fator de momento aplicado (M_{p20})	Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF)			
	Simplificado [min]	SAFIR[A] [min]	PNL-F[B] [min]	Diferença[Δ] [%]
0,1	44	35,3	36,3	-2,8
0,2	28	24,3	24,8	-2,1
0,3	20	18,2	19,3	-6,4
0,4	17	16,2	17,2	-6,2
0,5	16	14,5	15,5	-6,9
0,6	15	13,2	14,0	-6,3
0,7	14	12,0	12,7	-5,6
0,8	13	11,2	11,8	-6,0
0,9	12	9,7	10,0	-3,4

$$\Delta = \frac{A - B}{A}$$

Com o propósito de se verificar a capacidade do programa implementado de capturar os efeitos não-lineares associados à mudança de geometria, analisou-se

novamente o modelo de viga proposto, ignorando-se a possibilidade de formação de rótulas plásticas, ou seja, uma análise estrutural em regime puramente elástico. Neste caso, o modelo de módulo tangente (Eq. 3.69) permanece inalterado para todos os níveis de temperatura, mantendo-se o valor inicial estabelecido pelo módulo de elasticidade. De modo semelhante, o fator de redução de rigidez inelástica também permanece inalterado durante toda a análise elástica, mantendo-se o valor igual à unidade, independentemente do nível de carregamento e das condições de temperatura. A Figura 4.3 apresenta uma comparação entre os deslocamentos elásticos computados para diferentes condições de momento aplicado. Os deslocamentos máximos calculados, após uma hora de incêndio padronizado, estão sumarizados na Tabela 4.2.

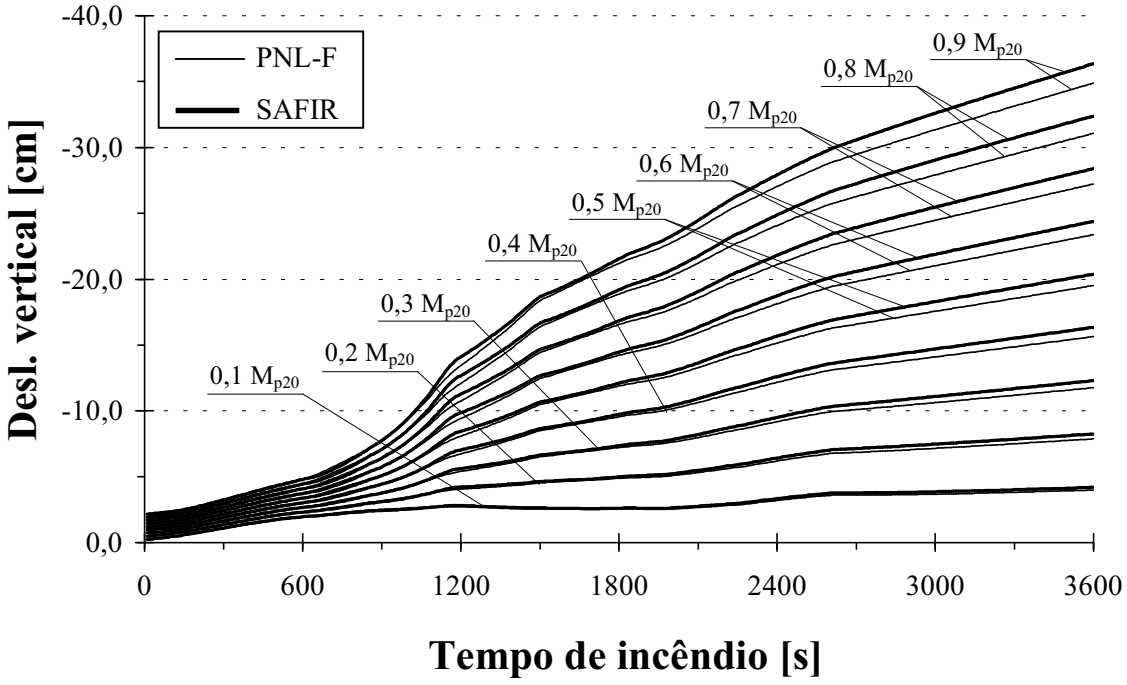


Figura 4.3: Comparação entre os deslocamentos verticais elásticos em função do tempo de incêndio normalizado.

A Figura 4.4 ilustra o comportamento inelástico da viga isolada sob ação do incêndio padronizado para diferentes intervalos de tempo, obtido pelo modelo de análise

avançada para uma condição de carregamento correspondente a 60% de M_{p20}. Pode-se verificar a influência do gradiente térmico no deslocamento transversal, como também na flexão da viga.

Tabela 2: Comparação entre valores de flechas máximas elásticas obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para diferentes níveis de momento fletor, após 1h de incêndio.

Nível de momento aplicado (M_{p20})	Deslocamentos verticais		
	SAFIR[A] [cm]	PNL-F[B] [cm]	Diferença[Δ] [%]
0,1	-3,99	-4,19	4,80
0,2	-7,87	-8,24	4,47
0,3	-11,76	-12,29	4,35
0,4	-15,64	-16,34	4,27
0,5	-19,51	-20,37	4,21
0,6	-23,38	-24,39	4,16
0,7	-27,23	-28,40	4,12
0,8	-31,07	-32,39	4,07
0,9	-34,90	-36,36	4,03

$$\Delta = \frac{A - B}{A}$$

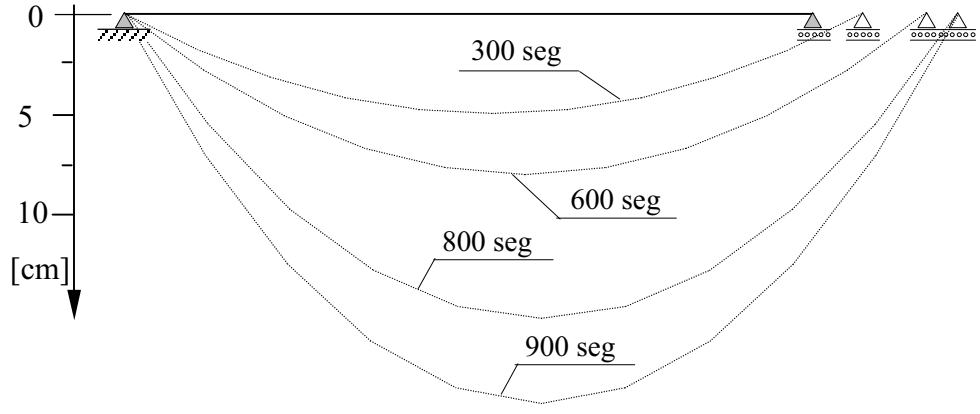


Figura 4.4: Variação da configuração deformada do modelo de viga simples, sob fator de carga ψ=0,6. (a deformada está majorada por fator de 30x.)

A distribuição do campo de temperaturas ao longo da seção-transversal (IPE-360) para diferentes intervalos de incêndio é apresentada na Figura 4.5. Nesta figura, a variação da temperatura média nas mesas e na alma, e da temperatura de referência, computadas para os elementos que compõem o perfil metálico: mesas e alma, também são apresentadas em função do tempo de incêndio.

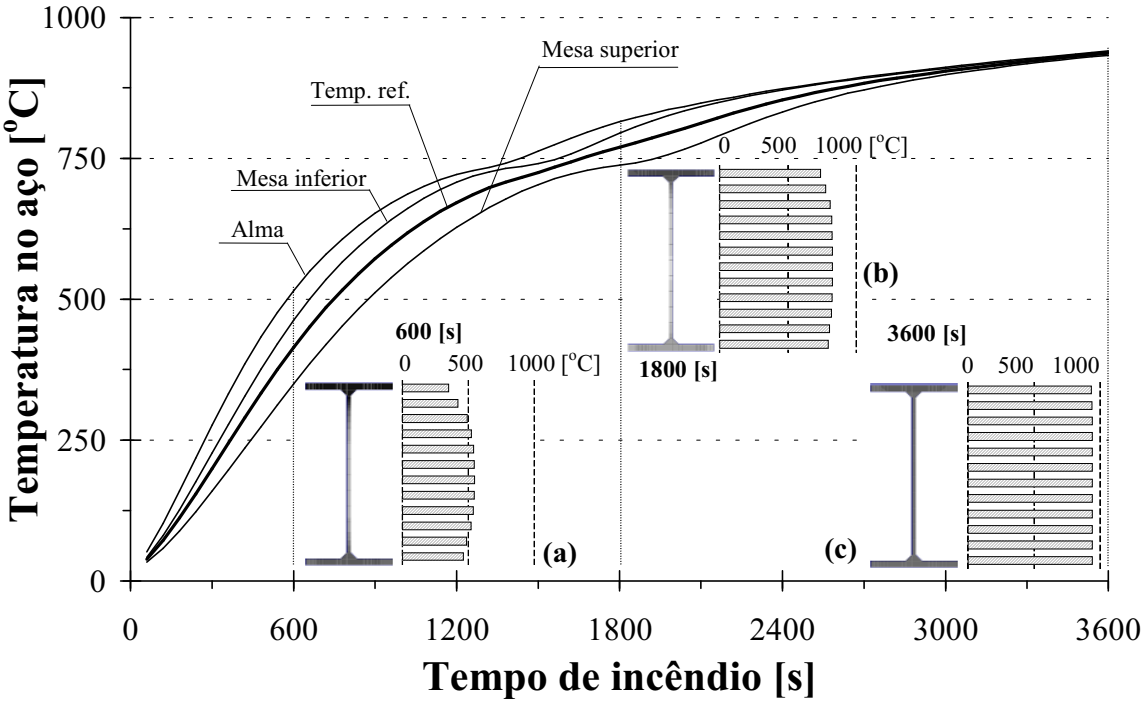


Figura 4.5: Comparação entre temperaturas para o perfil IPE-360 exposto ao fogo em 3 faces: (a) temperaturas na seção a 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos.

Observa-se na Figura 4.5, que a temperatura média da alma da seção apresenta maior valor de temperatura durante todo o desenvolvimento do incêndio padronizado. Isto se deve em função do elevado fator de massividade (u/A) deste elemento em relação às mesas. A chapa metálica que compõe a mesa superior do perfil

metálico, por se encontrar protegida da ação do fogo pela laje de concreto na face superior do perfil, mantém-se durante todo o decorrer do incêndio com as temperaturas mais baixas da seção.

A partir do campo de distribuição de temperaturas, as propriedades equivalentes da seção-transversal aquecida podem ser determinadas para cada instante incremental do incêndio-padrão. Este procedimento, que caracteriza a conexão entre a análise térmica e a análise estrutural, é realizado pelo programa de análise térmica, tendo sido descrito na Seção 2.6 desta pesquisa a partir das recomendações previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001).

A Figura 4.12 apresenta a variação dos limites de resistência para o perfil IPE-360, assimetricamente aquecido, em função do tempo de incêndio. Apresenta-se ainda nesta figura uma comparação entre as curvas de interação previstas pelo AISC/LRFD (1997) e pelo EC-3/Parte-2 (2001) em função do tempo de incêndio. Pode-se observar que os limites de resistência permanecem inalterados por 420 segundos. A partir deste instante, a redução da tensão de escoamento no aço, calculada em função da temperatura do aço, conduz a uma significativa redução nos limites de resistência da seção.

Analogamente à redução dos limites de resistência, as rijezas axial e flexional da seção aquecida são calculadas a cada passo do incremento do incêndio, em função da distribuição de temperaturas no perfil, conforme apresentado pelo item 2.6.1 desta pesquisa. A Figura 4.14 apresenta a variação dos módulos equivalentes elásticos em função do tempo do incêndio normalizado. Observa-se que a redução de rigidez ocorre anteriormente à degradação do limite de resistência da seção, seguindo-se assim o comportamento previsto pelos fatores de redução de rigidez e de redução de resistência estabelecidos pelo EC-3/Parte-2 (2001). Nesta figura (4.14), após um breve

patamar de pouco mais de 2 minutos de incêndio, onde a distribuição de temperaturas na seção-transversal não são suficientes para produzir qualquer tipo de redução na resistência da seção, as rijezas da seção-transversal sofrem uma substancial redução durante quase 22 minutos. A partir deste instante, as propriedades da seção começam a se degradar mais suavemente até o final do incêndio postulado.

As deformações térmicas, causadas pelo aquecimento da seção, são consideradas no modelo estrutural através de forças nodais equivalentes, conforme abordado anteriormente na Seção 2.6.3. As relações normalizadas de momento fletor e de esforço axial em função do tempo de incêndio, para o perfil IPE-360 aquecido nas 3 faces inferiores (3 faces), estão apresentadas respectivamente nas Figuras 4.15 e 4.17. Observa-se que os limites de resistência da seção, extensional ($P_{y\theta}$) e de flexão ($M_{p\theta}$), permanecem inalterados durante pouco mais de 8 minutos, refletindo assim o comportamento previsto pelo modelo do EC-3/Parte-2 (2001), onde os fatores de resistência do aço são menos sensíveis à variação da temperatura do que os fatores de redução de rigidez. Os esforços equivalentes associados à flexão e ao alongamento axial atingem valor máximo, aproximadamente, aos 10 minutos de incêndio. Durante este intervalo, a taxa de aquecimento do material é a mais elevada (aproximadamente 35^{o}C/min) de todo o processo; adicionalmente, o módulo elástico equivalente do aço ainda apresenta substancial rigidez. A partir deste ponto, a redução significativa no processo de aquecimento da seção, em virtude das modificações das propriedades térmicas do aço, consubstanciada pelo comportamento assintótico da curva tempo-temperatura padronizada (ISO 834-1, 1999), conduzem a uma redução nas taxas de aquecimento da seção, que por sua vez resultam em um decréscimo nas reações térmicas da seção.

4.3 Pilares isolados sob ação de incêndio

Apresenta-se na Figura 4.6 o modelo estrutural de dois pilares isolados submetidos a diferentes condições de carregamento térmico. Na primeira condição (Figura 4.6a), assume-se que fluxo de calor provocado pelo incêndio normalizado (NBR-14432, 2000) se restringe a apenas 3 faces do perfil. Tal situação, que é comumente verificada em pilares situados no contorno da fachada de edifícios, admite-se que os elementos de vedação externa protegem parcialmente o perfil metálico da ação do fogo.

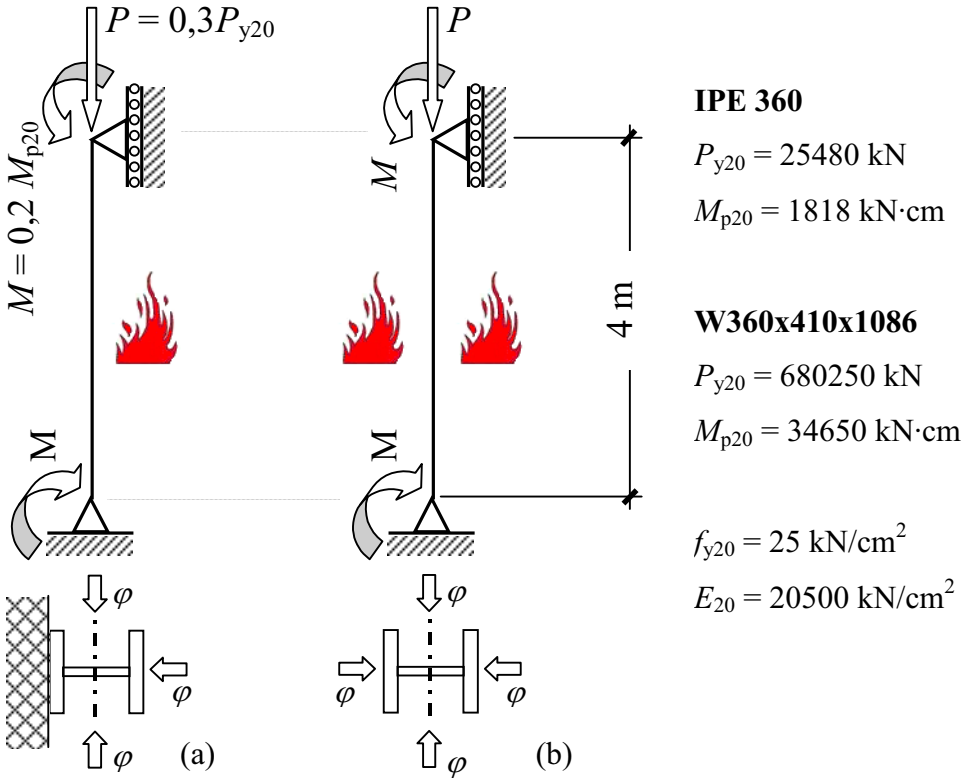


Figura 4.6: Modelo estrutural de pilares isolados; (a) perfil exposto ao fogo em 3 faces: mesa inferior e alma; (b) idem para 4 faces: alma e mesas.

Na segunda condição analisada, conforme apresentado pela Figura 4.6(b), todas as chapas metálicas que compõem a seção-transversal do pilar estão igualmente

envolvidos pela ação do fogo. Neste cenário, simula-se um pilar situado no interior de um edifício, onde o fluxo de calor se distribui uniformemente por todas as faces do perfil metálico.

O modelo numérico estrutural é bastante simples; tendo sido empregados 4 elementos viga-coluna na discretização das barras bi-rotuladas, as extremidades superiores dos pilares são livres para se deslocarem longitudinalmente. Os carregamentos externos aplicados ao pilar foram calculados para uma razão $\alpha = 0{,}50$ (Eq. 3.73) obtida a partir de curvas de interação momento-esforço axial propostas pelo EC-3/Parte-2 (2001). As características geométricas de duas seções-transversais com fatores de massividade (u/A) distintos foram consideradas na análise, perfis: IPE-360 e W-360 (W360x410x1086). Assim, para cada tipo de perfil adotado, foram verificadas ambas as condições térmicas apresentadas nas Figuras 4.6(a) e (b). Adicionalmente às análises computacionais realizadas, programas SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) e PNL-F, a capacidade resistente dos modelos de pilar isolado foi também analisada a partir de recomendações simplificadas previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001). Nesta verificação simplificada, utiliza-se a mesma metodologia automatizada adotada quando da análise de vigas isoladas, descrita anteriormente na Seção 4.2.

A partir de critérios estabelecidos pela Parte 8 do BS-5950 (1990), adotou-se o valor de 10 cm como deslocamento transversal limite. Deste modo, neste nível de deslocamentos, assume-se que a estrutura tenha atingido seu limite de utilização, ou seja, colapso estrutural.

Compara-se nas Figuras 4.7 e 4.8 as deflexões horizontais máximas em função do tempo de incêndio, obtidas para os modelos de pilar isolado formados respectivamente pelos perfis IPE-360 e W-360.

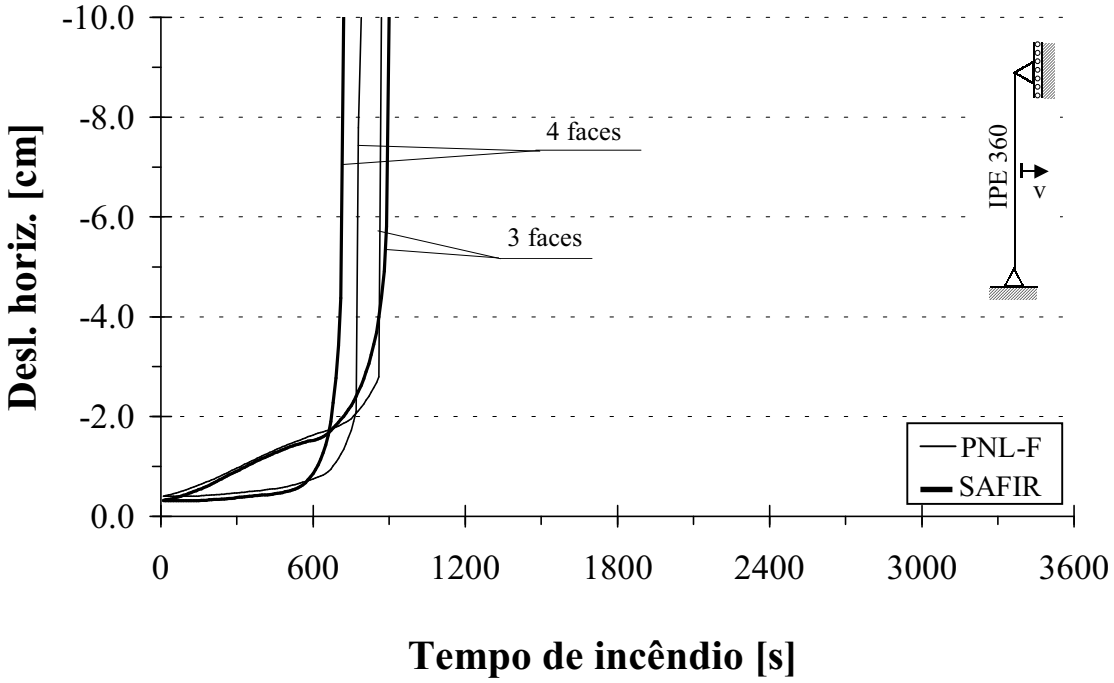


Figura 4.7: Deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio, para o modelo de pilar isolado formado pelo perfil IPE-360.

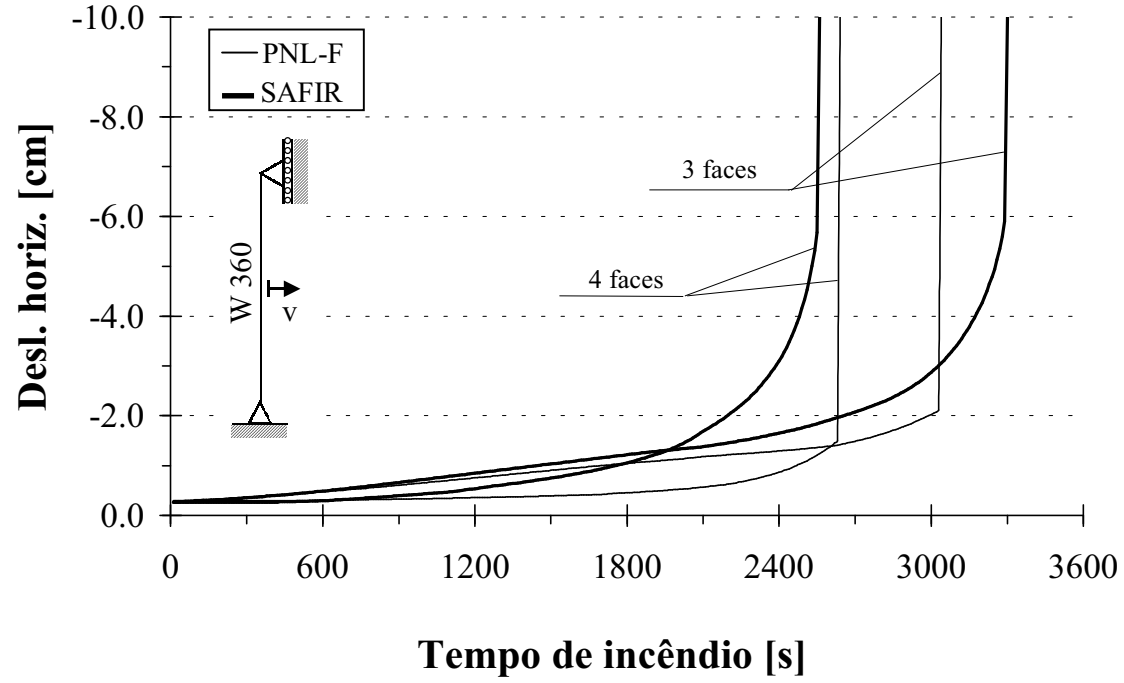


Figura 4.8: Deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio, para o modelo de pilar isolado formado pelo perfil W-360.

Nestas figuras (4.7 e 4.8), pode-se constatar que os resultados obtidos pelos modelos computacionais, programas SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) e PNL-F, são bastante semelhantes para cada um dos cenários postulados. A diferença percentual entre os resultados numéricos é de aproximadamente 2% para os pilares formados pelo perfil IPE-360 e de 5% para os equivalentes compostos pelo perfil W-360. Em ambos os casos, a situação de exposição assimétrica (3 faces), conduz a uma maior capacidade da estrutura de absorver os efeitos decorrentes do incêndio, ou seja maior TCRF.

Os limites de resistência ao fogo, determinados a partir das recomendações estabelecidas pelo EC-3/Parte-2 (2001), são ligeiramente mais conservadores do que aqueles obtidos pelos modelos numéricos. Entretanto, para todos os modelos verificados, as diferenças máximas observadas são inferiores a 3 minutos. Para o modelo formado pelo perfil IPE-360, o tempo de resistência ao fogo obtido pelo método simplificado é de 13 e 11 minutos, respectivamente, para exposição nas 3 e 4 faces. Tais resultados são significativamente inferiores aos equivalentes obtidos para o modelo composto pelo perfil mais pesado (W-360): 52 e 44 minutos, tendo em vista a substancial diferença de comportamento térmico das seções-transversais utilizadas.

O desenvolvimento do gradiente térmico ao longo da seção-transversal, que se evidencia na situação onde o perfil se encontra exposto apenas em 3 faces, faz com que o pilar apresente maiores deslocamentos transversais, tendo em vista a superposição do momento equivalente de origem térmica (M_θ, Eq. 2.61). Por outro lado, a condição onde o perfil se encontra mais exposto ao fogo (4 faces) conduz a um maior aquecimento médio da seção, o que resulta em uma maior degradação do material, e conseqüentemente menor capacidade resistente.

A variação do aumento de temperatura média do perfil IPE-360 em função do tempo de incêndio, expostos ao fogo em 3 e 4 faces, é ilustrada respectivamente

pelas Figuras 4.5 (apresentada anteriormente na Seção 4.2) e 4.9 a seguir. Respostas semelhantes são apresentadas para o perfil W-360 pelas Figuras 4.10 e 4.11. Nestas figuras, também são comparadas as diferentes distribuições de temperaturas ao longo da altura dos perfis para diferentes instantes do processo de evolução térmica do incêndio.

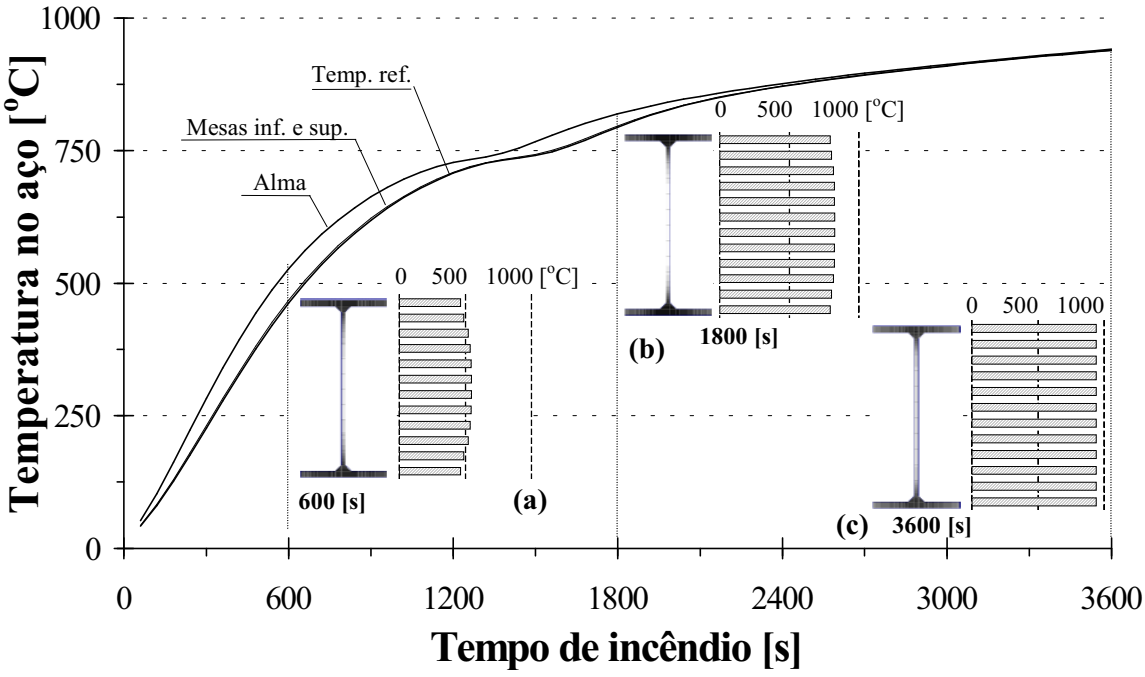


Figura 4.9: Distribuição de temperaturas para o perfil IPE-360 exposto ao fogo em 4 faces; (a) temperaturas ao longo da seção-transversal no tempo de 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos.

Nas situações onde o perfil encontra-se exposto em 4 faces, Figuras 4.9 e 4.11, verifica-se que as temperaturas médias das mesas do perfil e de referência se mantêm iguais entre si, durante todo o desenvolvimento do incêndio. Nesta situação, apesar do perfil se encontrar igualmente exposto ao fogo em todas as faces, observa-se ainda uma significativa variação de temperaturas ao longo da alma do perfil.

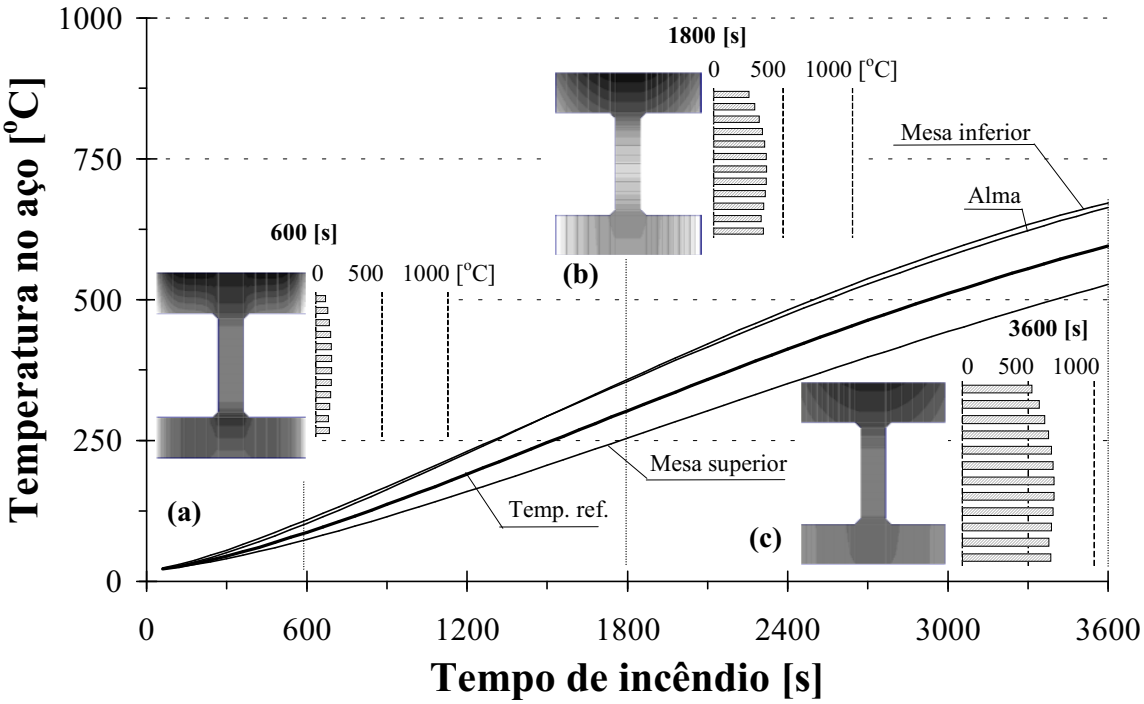


Figura 4.10: Distribuição de temperaturas para o perfil W-360 exposto ao fogo em 3 faces; (a) temperaturas a 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg.

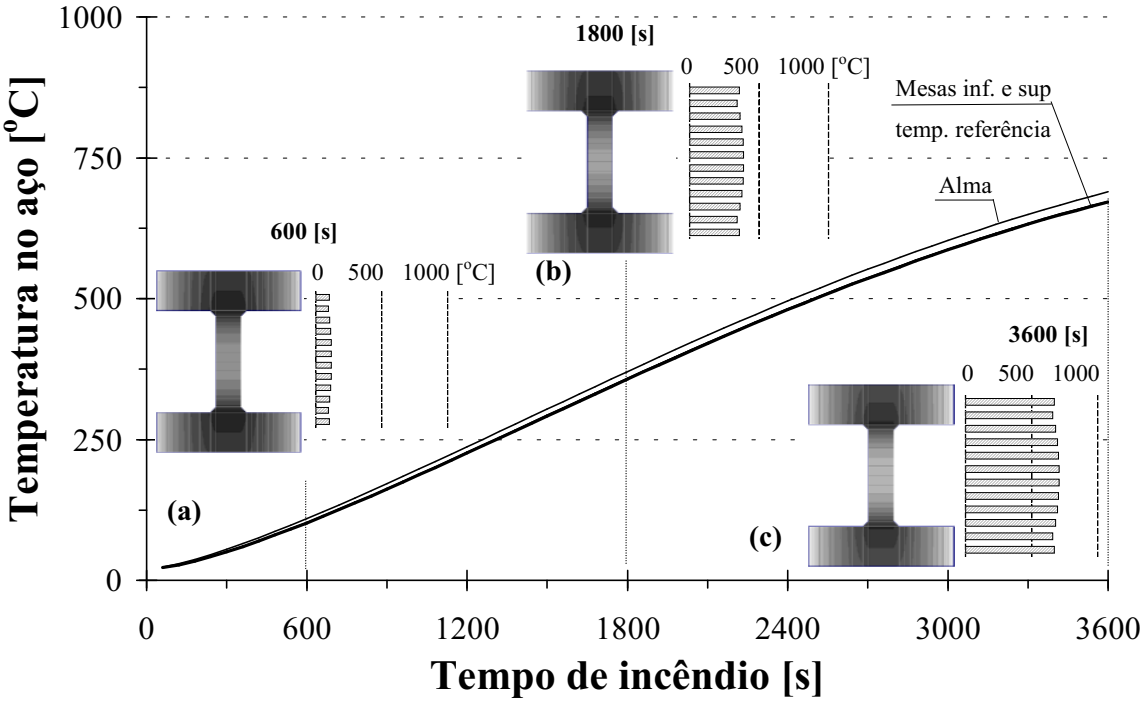


Figura 4.11: Distribuição de temperaturas para o perfil W-360 exposto ao fogo em 4 faces(a) temperaturas a 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg.

A taxa média de aquecimento computada para o perfil IPE-360, assimetricamente expostos ao fogo em 3 faces (Figura 4.5) é de aproximadamente 30°C/min para os primeiros 25 minutos de incêndio, sendo consideravelmente mais elevada do que aquela alcançada pelo perfil W-360, 10°C/min para todo o período do incêndio (Figura 4.10). O mesmo comportamento é observado para os perfis envolvidos pelo fogo nas 4 faces, o que demonstra a relação direta entre a taxa de aquecimento e o fator de massividade.

A variação dos limites de resistência plástica, calculados a partir das recomendações previstas pelo EC-3/Parte-2 (2001), para os perfis IPE-360 e W-360, expostos ao fogo em 3 e 4 faces, é apresentada respectivamente para diferentes instantes do incêndio normalizado pelas Figuras 4.12 e 4.13.

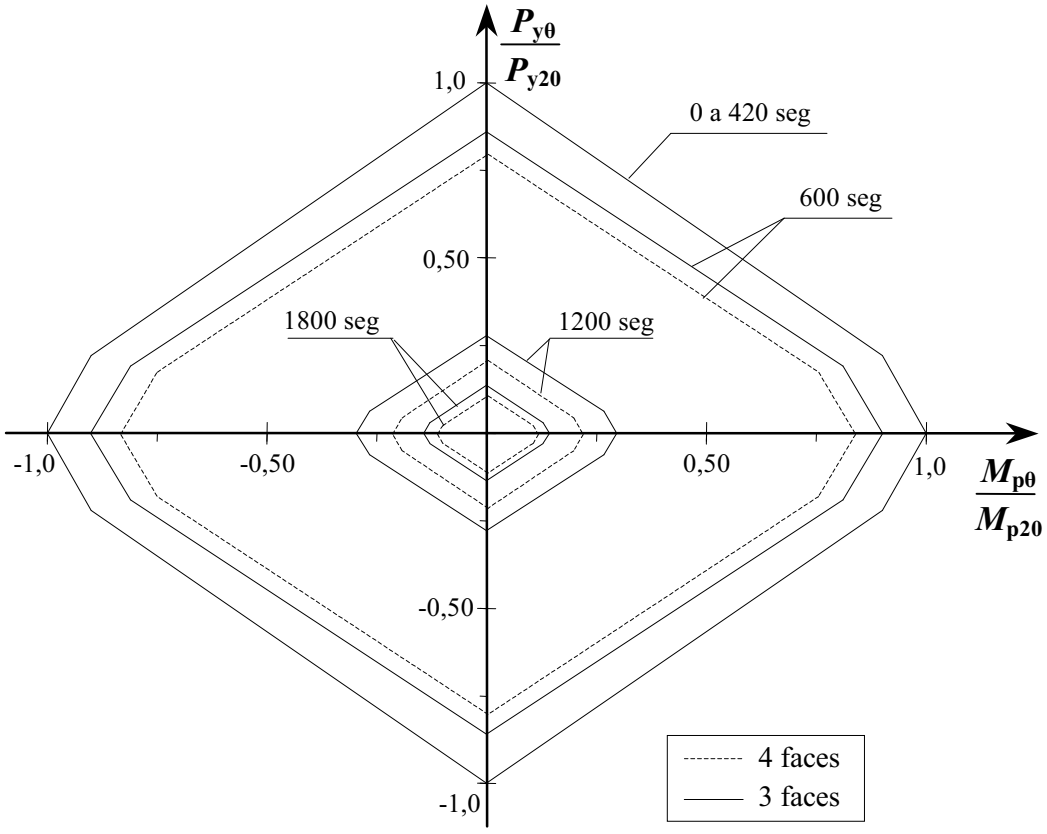


Figura 4.12: Superfícies de resistência plástica da seção-transversal do perfil IPE-360 exposta ao fogo em 3 e 4 faces.

Na figura anterior (4.12), observa-se que em ambas configurações de exposição ao fogo, 3 e 4 faces, a seção-transversal do perfil IPE-360 não sofre nenhum tipo de modificação durante os primeiros 420 segundos. Entretanto, a partir deste instante, os limites plásticos da seção começam a se degradar progressivamente, podendo-se observar que a configuração mais exposta ao fogo (4 faces) apresenta níveis de redução de resistência ligeiramente mais acentuados.

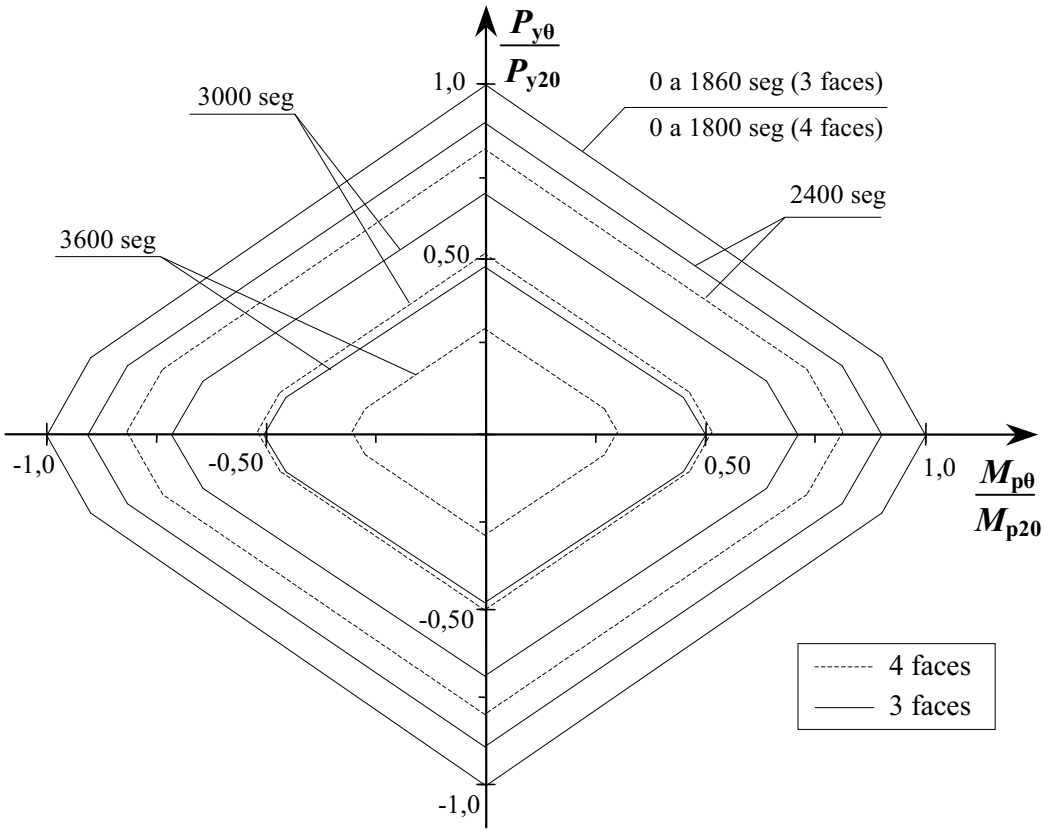


Figura 4.13: Superfícies de resistência plástica da seção-transversal do perfil W-360 aquecido em 3 e 4 faces.

A partir da comparação entre as condições de exposição ao fogo estabelecidas para o perfil W-360 na figura acima (4.13), observa-se que os limites plásticos de resistência da seção-transversal sofrem processo de degradação

consideravelmente mais ameno do que aquele apresentado pelo perfil IPE-360. Tal fato decorre, fundamentalmente, em função da baixa taxa de aquecimento do perfil W-360, em relação ao outro perfil analisado (IPE-360). Além disso, verifica-se que as diferentes condições de exposição ao fogo (3 e 4 faces) são significativamente mais acentuadas do que o perfil IPE-360, especialmente para intervalos superiores a 40 minutos. Observa-se que, mesmo após 1h de incêndio, a seção-transversal ainda apresenta razoável nível de resistência plástica, da ordem de 50% da capacidade à temperatura ambiente.

A variação dos fatores de redução de rigidez, obtidos para os perfis IPE-360 e W-360 em função do tempo de incêndio postulado, está sintetizada na Figura 4.14.

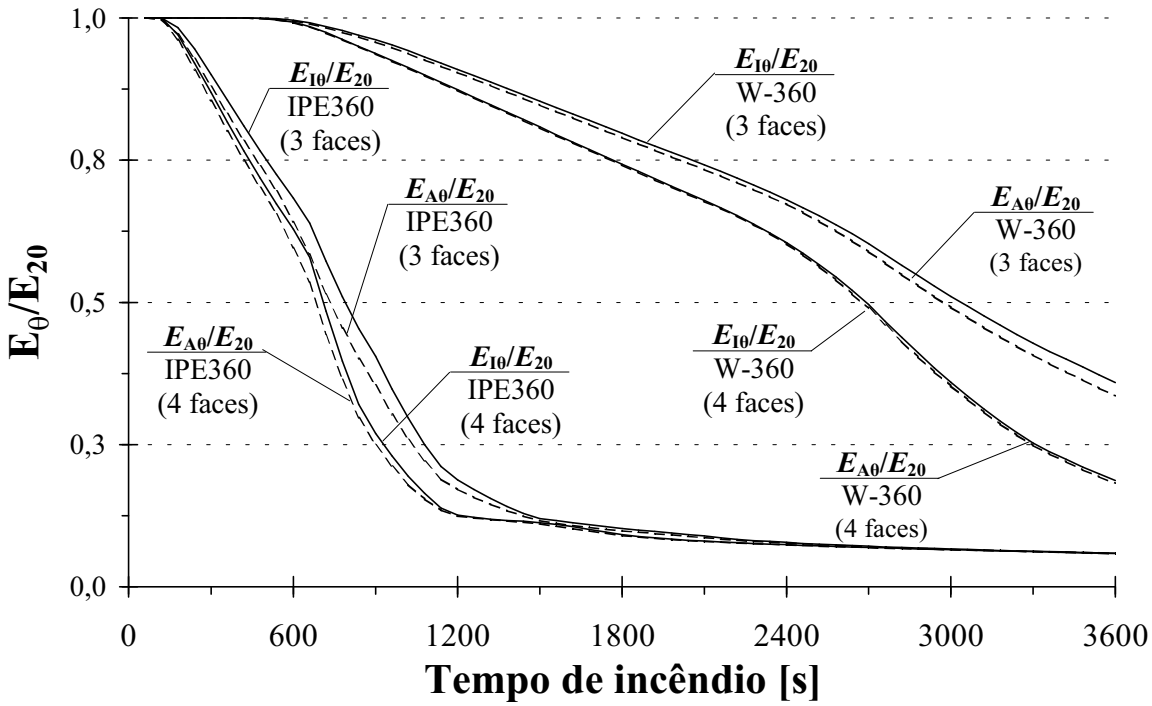


Figura 4.14: Módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis IPE-360 e W-360, expostos em 3 e 4 faces.

Nesta comparação, fica evidenciada a relação inversa entre a taxa de aquecimento do aço (Figuras 4.5, e 4.9 a 4.11) e a variação da rigidez do perfil. Ambas

condições de exposição ao fogo (3 ou 4 faces) não influenciam significativamente a variação dos módulos elásticos em função da temperatura. Contudo, observa-se considerável distinção entre os dois perfis selecionados, enquanto que a seção-transversal do perfil W-360 não sofre nenhum tipo de redução durante os primeiros 10 minutos, o perfil IPE-360 apresenta substancial perda de rigidez após pouco mais de 2 minutos de incêndio.

Os esforços axiais de engastamento perfeito (P_θ) e a variação da resistência axial ($P_{y\theta}$), normalizadas em função da resistência plástica da seção-transversal em temperatura ambiente (P_{y20}) e obtidas em função do tempo transcorrido do incêndio normalizado, estão ilustradas nas Figuras 4.15 e 4.16, respectivamente para os perfis IPE-360 e W-360. As expressões utilizadas na determinação das componentes axiais equivalentes P_θ e $P_{y\theta}$ foram apresentadas anteriormente na Seção 2.6 desta pesquisa.

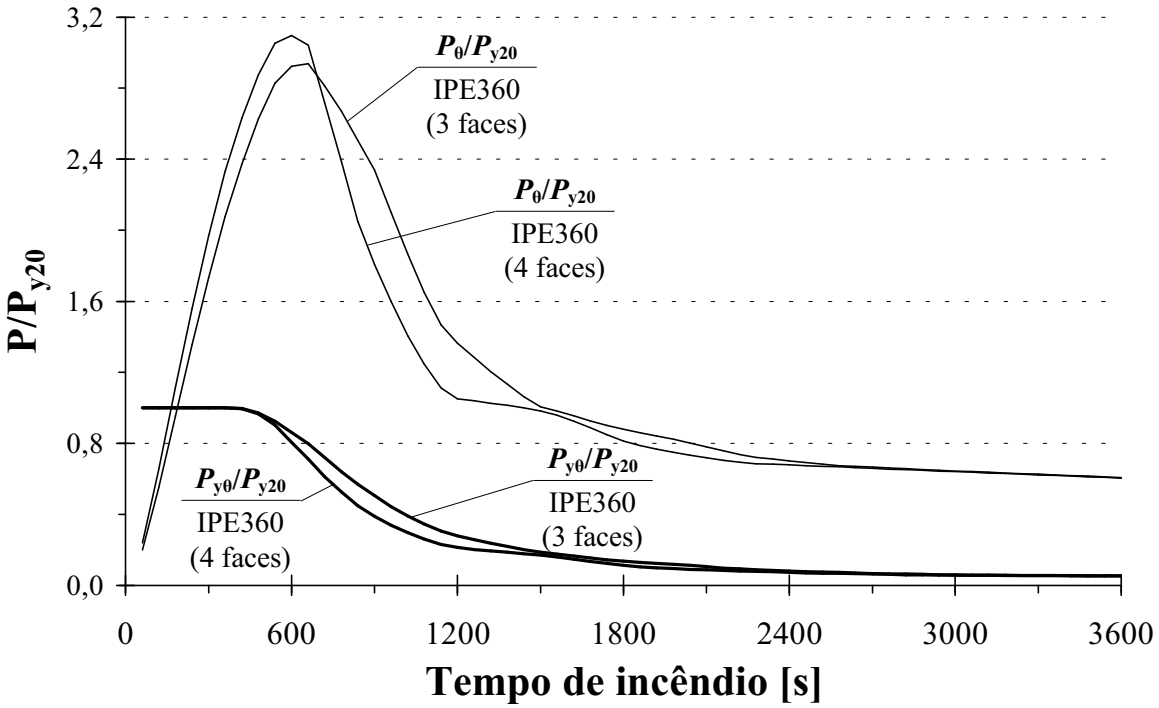


Figura 4.15: Variação de esforços axiais equivalentes: $P_{y\theta}$ e P_θ, em função do tempo de incêndio para o perfil IPE-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces.

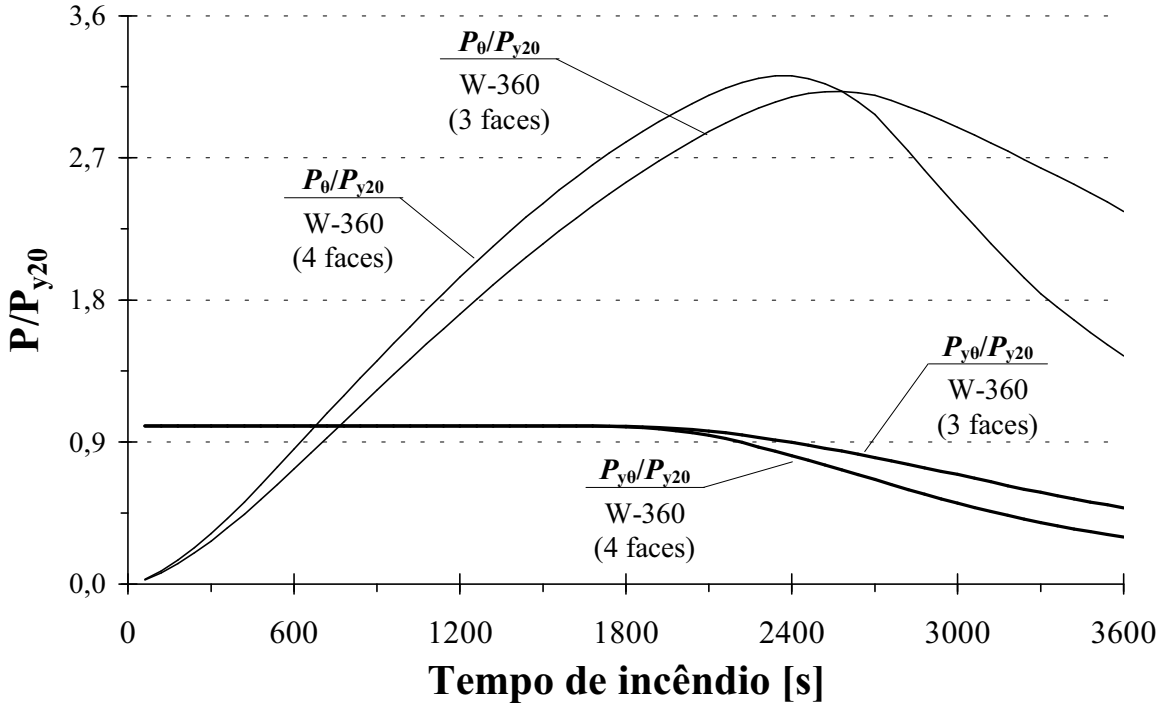


Figura 4.16: Variação de esforços axiais equivalentes: $P_{y\theta}$ e P_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil W-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces.

Observa-se nas figuras anteriores (Fig. 4.15 e 4.16) que a condição uniformemente aquecida conduz a maior perda de resistência em ambos os perfis analisados, quando comparada a situações de exposição assimétrica. A reação térmica máxima é atingida após aproximados 600 seg., para o perfil metálico IPE-360 exposto em ambas condição de exposição ao fogo em 3 e 4 faces. A partir deste instante, a reação térmica axial reduz-se consideravelmente durante os próximos 800 segundos, permanecendo praticamente constante até o final do incêndio proposto (1h). Situação semelhante é observada para o perfil W-360, onde a reação axial máxima é alcançada após 2400 segundos de incêndio.

As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam os esforços flexionais de engastamento perfeito (M_{θ}) e a variação do momento de plástico em função da temperatura do aço ($M_{p\theta}$) normalizados pelo momento plástico à temperatura ambiente (M_{p20}) para os perfis IPE-360 e W-360.

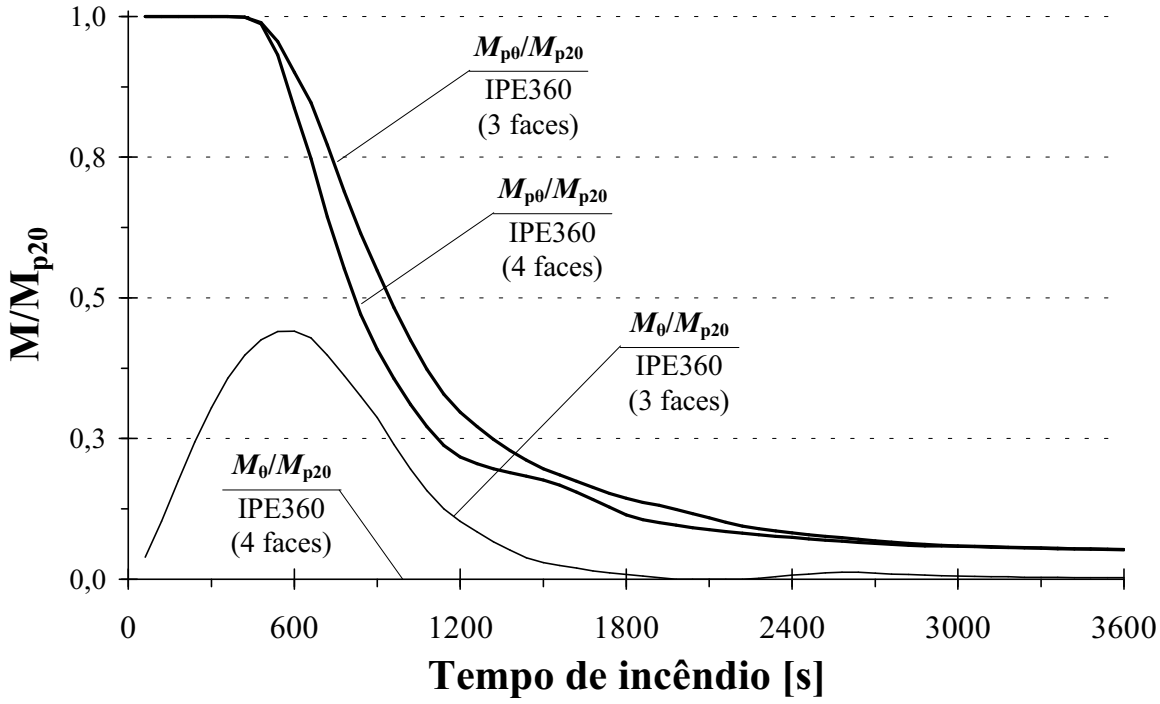


Figura 4.17: **M**omentos equivalentes normalizados: $M_{p\theta}$ e M_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil IPE-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces.

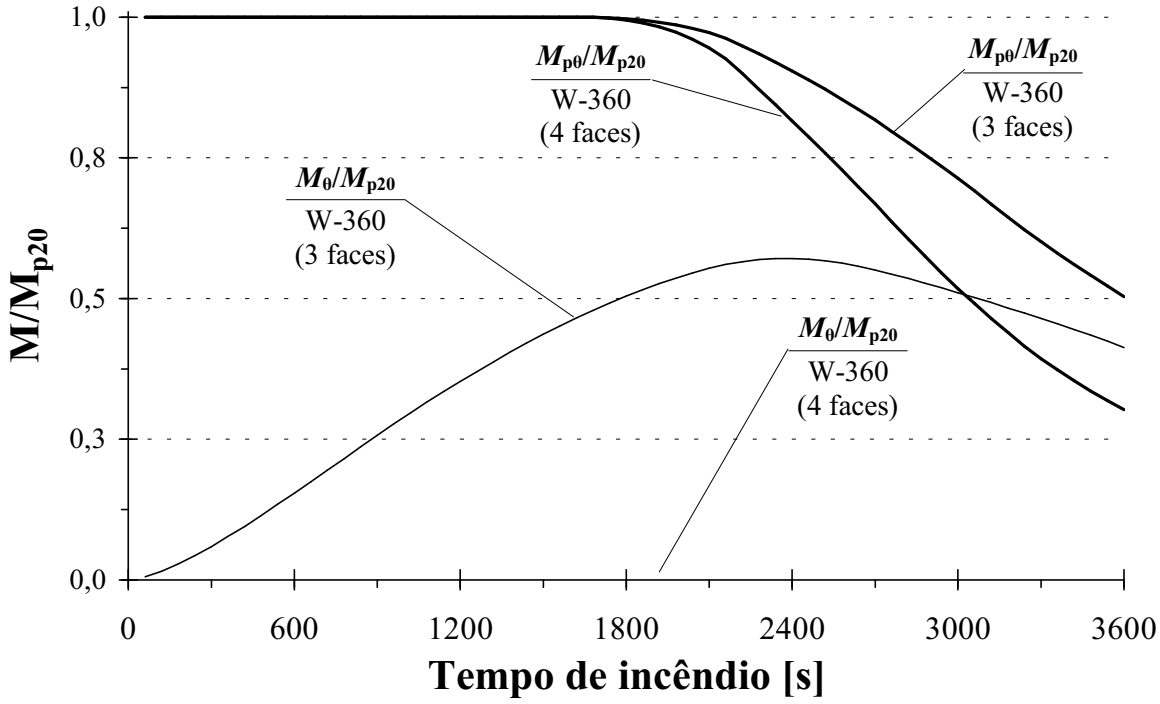


Figura 4.18: Momentos equivalentes normalizados: $M_{p\theta}$ e M_{θ}, em função do tempo de incêndio para o perfil W-360, exposto ao fogo em 3 e 4 faces.

Semelhante ao verificado na comparação de esforços axiais (Fig 4.15 e 4.16), observa-se nas figuras anteriores (Fig 4.17 e 4.18) que a reação de flexão máxima ocorre após cerca de 600 segundos e 2400 segundos, respectivamente para os perfis IPE-360 e W360, para condição de exposição assimétrica ao fogo. Por sua vez, a situação de exposição uniforme, 4 faces, não conduz a nenhum tipo de reação de flexão, conforme verificado nas figuras acima.

Diferentemente da reação axial, as reações de flexão permanecem inferiores ao momento resistente durante todo o desenvolvimento do incêndio padronizado (1h). De modo geral, o comportamento do momento plástico, obtido em função da temperatura do aço, é bastante semelhante ao observado pela resistência axial, uma vez que os mecanismos básicos de degradação destas variáveis são calculados a partir da tensão de escoamento do aço, em função da temperatura.

4.4 Pórtico plano sob ação de incêndio

O pórtico plano tipo "portal" originalmente empregado por VOGEL (1985) na aferição de modelos numéricos de rótulas plásticas foi submetido no presente trabalho à ação de um incêndio normalizado (ISO 834-1, 1999).

Nesta verificação, todos os perfis que compõem a estrutura encontram-se sujeitos a um fluxo uniforme de calor nas 3 faces inferiores. Assumindo-se portanto, o cenário onde todas as seções-transversais que compõem os elementos estruturais encontram-se parcialmente protegidas da exposição ao fogo, pela presença de elementos externos de fechamento do edifício, apoiados na face externa das mesas superiores dos perfis metálicos, conforme apresentado na Figura 4.19.

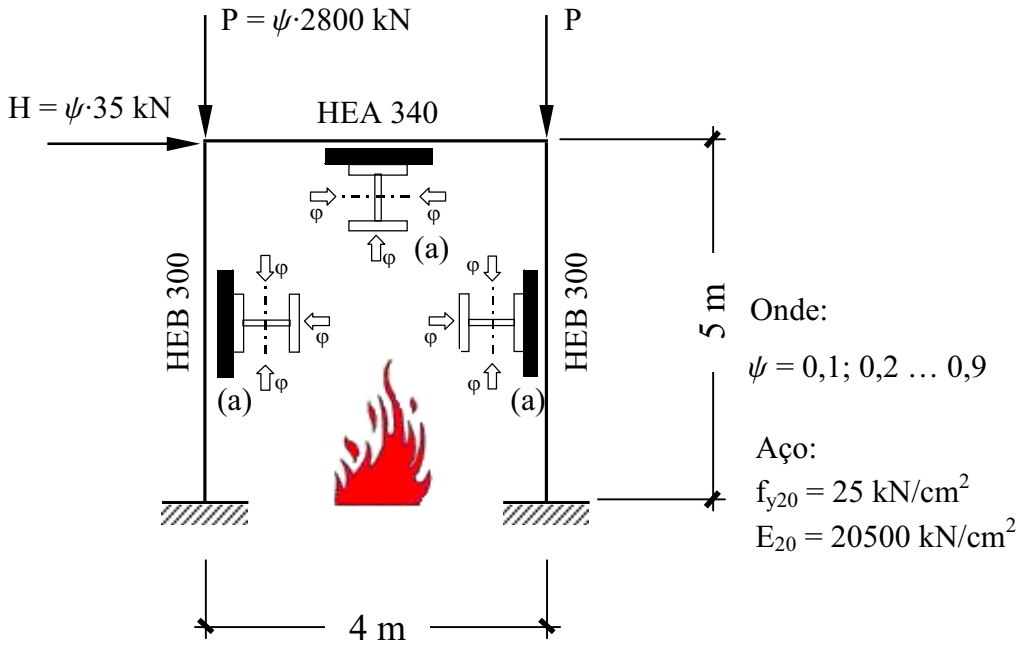


Figura 4.19: Modelo de pórtico plano tipo "portal" adaptado de VOGEL (1985), sob condições de incêndio normalizado; (a) perfis expostos ao fogo nas três faces internas: alma e mesa inferior.

Com o intuito de se avaliar a resposta da estrutura aquecida para diferentes níveis de carga, os carregamentos externos propostos por VOGEL (1985) foram aplicados ao modelo estrutural, levando-se em conta progressivos fatores de carga (ψ).

Foram adotados 5 elementos viga-coluna na discretização dos pilares e 4 na modelagem da viga do pórtico plano, quer no modelo de análise avançada (PNL-F), quer no modelo de elementos finitos SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). O aço estrutural adotado em ambos os casos corresponde ao MR-250 especificado na NBR-8800 (1986), cujas características estão indicadas na Figura 4.19.

Uma comparação entre os deslocamentos horizontais máximos obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para diferentes fatores de carga, em função do tempo de incêndio é apresentada na Figura 4.20. Os valores foram computados no topo do pilar direito da estrutura.

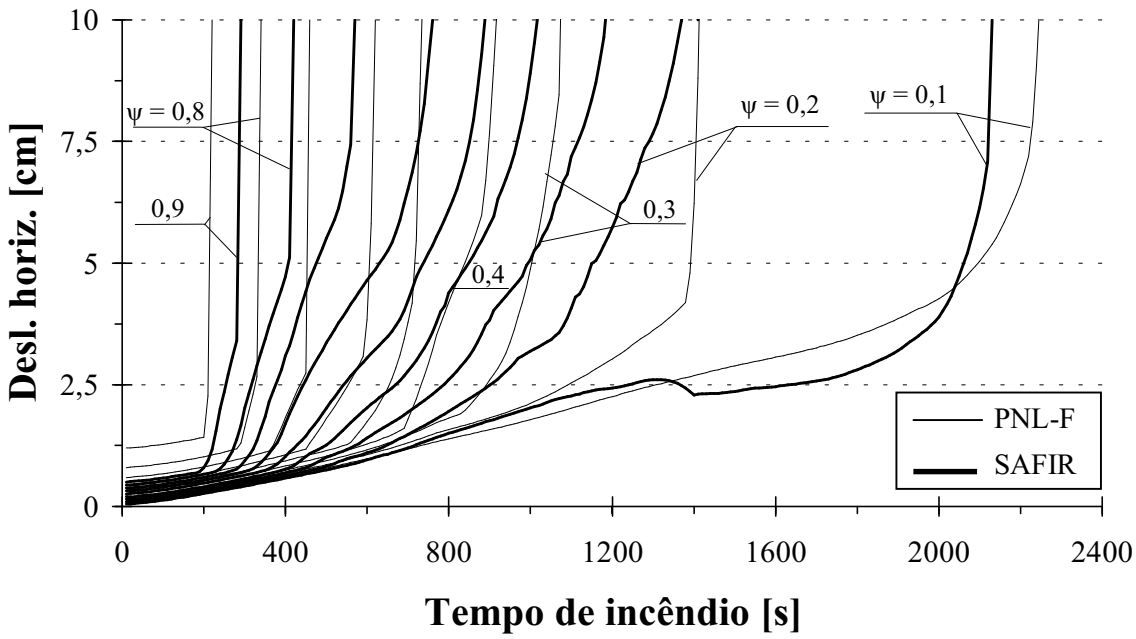


Figura 4.20: Comparação entre deslocamentos horizontais do modelo de pórtico plano em função do tempo de incêndio, obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para diferentes níveis de carregamento aplicado (ψ).

Na figura anterior (4.20), observa-se que o modelo implementado (PNL-F) é capaz de capturar o comportamento inelástico obtido com auxílio do MEF, programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Contudo, verifica-se que à medida que os efeitos decorrentes do processo de plastificação da seção aquecida começam a ser determinantes no comportamento estrutural, a função de redução inelástica de rigidez (η_θ) não consegue reproduzir com a mesma precisão a resposta numérica do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Tal fato é atribuído às simplificações inerentes do modelo de análise avançada, que faz uso de um único valor de temperatura (temperatura de referência, θ_{ref}, Eq. 2.67) na determinação das características inelásticas de flexão da seção-transversal, em contraste com a distribuição da seção completa pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Por outro lado, verifica-se que o tempo crítico de

resistência ao fogo (TCRF) associado ao colapso estrutural estimado por ambos os modelos são bastante semelhantes. Uma síntese dos resultados analisados é apresentada a seguir, na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: TCRF obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR para diferentes níveis de carregamento aplicado (ψ) para o pórtico plano tipo "portal".

Nível de carregamento aplicado (ψ)	Tempo Resistência ao Fogo (TRF)		
	SAFIR [min]	PNL-F [min]	Diferença [%]
0,1	35,5	37,5	-5,6
0,2	23,5	23,7	-0,7
0,3	19,8	19,0	4,2
0,4	16,8	16,2	4,0
0,5	14,7	13,7	6,8
0,6	12,2	11,3	6,8
0,7	9,2	8,5	7,3
0,8	6,5	6,2	5,1
0,9	4,3	4,0	7,7

Seguindo-se recomendações previstas pela Parte 8 da BS-5950 (1990), adotou-se o valor de 10 cm como limite de deslocamento lateral para o modelo de pórtico plano. As diferenças percentuais observadas entre os modelos computacionais, da ordem de 6%, acentuam-se ligeiramente à medida que os efeitos plásticos se tornam preponderantes. Os mecanismos de colapso estrutural observados para as diferentes razões de carga aplicada (ψ) ao modelo de pórtico plano são bastante semelhantes. A Figura 4.21 ilustra o desenvolvimento do processo de colapso para um nível de carga $\psi = 0{,}40$.

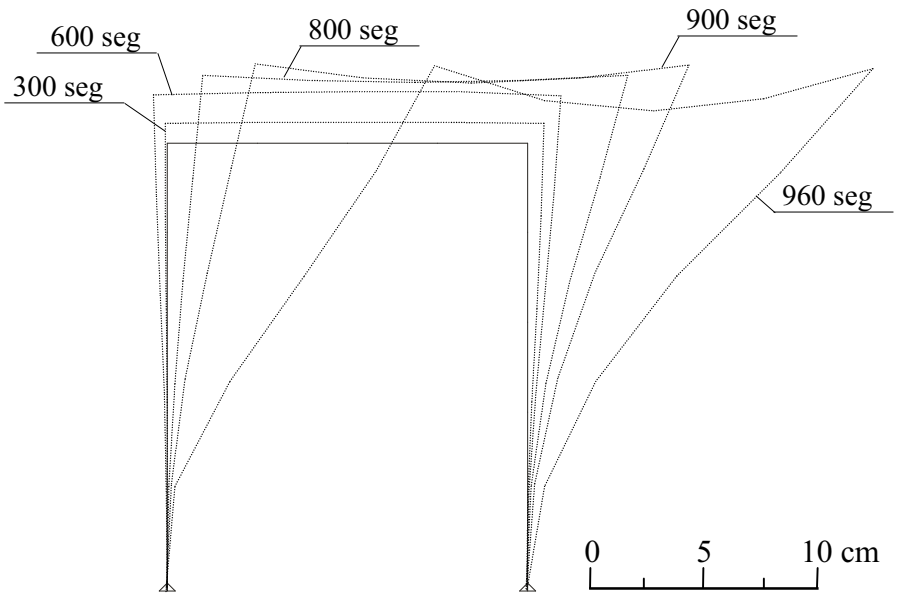


Figura 4.21: Configuração deformada do pórtico plano para diferentes intervalos de tempo de incêndio, ψ=0,4 (obs: a deformada está majorada 30x).

Na figura acima (4.21) observa-se que os efeitos decorrentes do alongamento longitudinal, causado pelo aumento assimétrico de temperatura, resultam em deslocamentos axiais verticais significativamente superiores àqueles provocados pelo carregamento externo, especialmente no decorrer dos primeiros 700 segundos de incêndio. A partir deste instante, o processo de degradação inelástica na região dos apoios da estrutura resulta numa mudança de comportamento, onde os deslocamentos laterais se tornam predominantes. À medida que o campo de temperaturas provoca uma perda considerável da rigidez dos elementos aquecidos (Figura 4.28), e as reações térmicas (Figuras 4.26 e 4.27) começam a decair após o pico (800 segundos), o carregamento lateral externo constante conduz à rápida formação do mecanismo de colapso estrutural.

Apresenta-se na Figura 4.22 a distribuição dos índices plásticos do modelo de pórtico plano no instante incremental imediatamente anterior ao colapso.

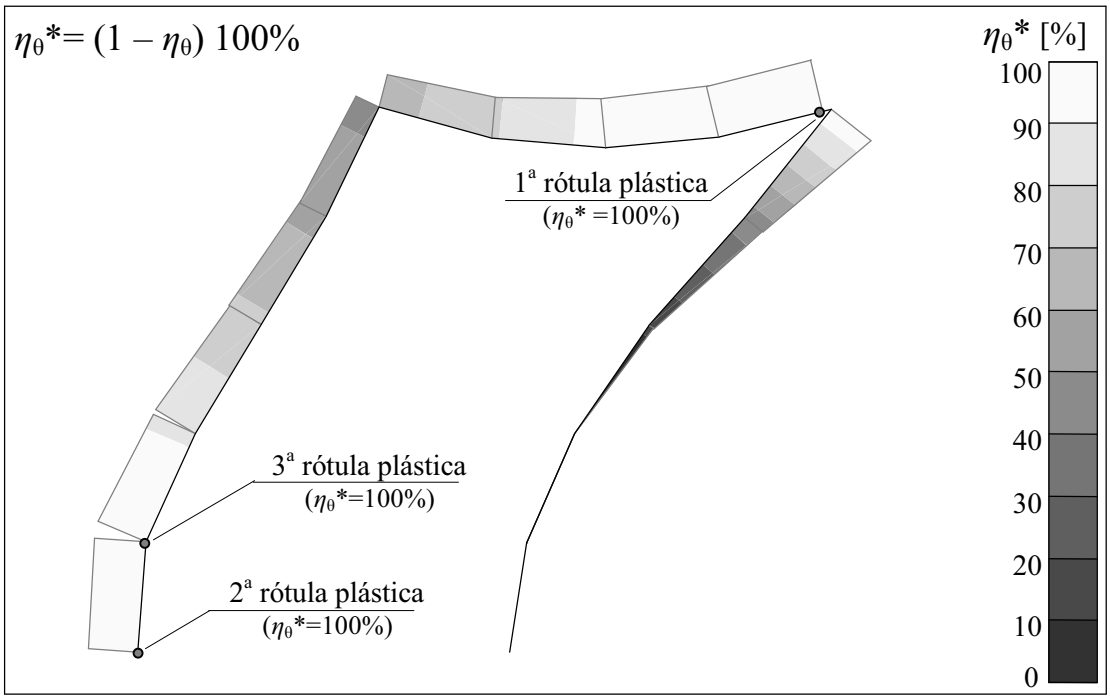


Figura 4.22: Índices plásticos associados à flexão (η_θ*) para a estrutura do pórtico plano deformada sob fator de carga de 0,4; no instante de 960s.

A expressiva mudança de geometria estrutural, aliada ao aumento progressivo do campo de temperaturas ao longo das seções-transversais, durante o desenvolvimento do incêndio padronizado, conduzem à formação de 3 rótulas plásticas, responsáveis pelo colapso do edifício.

O processo de formação de regiões em regime plástico, obtido a partir do modelo refinado de degradação de rigidez flexional (η_θ), contribui consideravelmente no comportamento não-linear do pórtico plano. A formação das duas primeiras rótulas, indicadas na figura anterior (4.22), respectivamente localizadas na base do pilar esquerdo e na extremidade direita da viga superior, resultam num expressivo aumento do deslocamento lateral, que ocasiona a eminente formação da terceira rótula plástica poucos segundos depois.

As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam a distribuição de temperatura obtida pela análise térmica para os perfis HEA-340 e HEB-300, aquecidos assimetricamente, adotados respectivamente na composição dos pilares e viga do pórtico plano. As taxas de aquecimento são praticamente as mesmas para ambos os perfis analisados, com valores aproximados de 25°C/min para os primeiros 30 minutos de incêndio, e inferiores as 10 °C/min para o restante do tempo transcorrido.

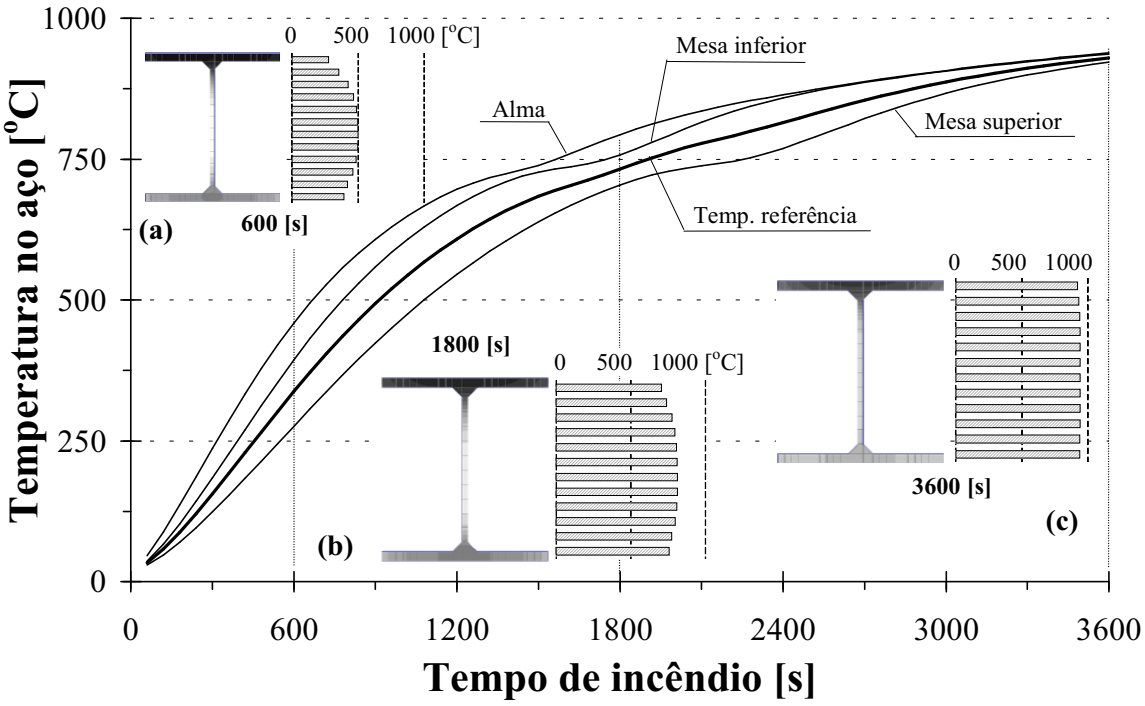


Figura 4.23: Distribuição de temperaturas para o perfil HEA-340 exposto ao fogo em 3 faces; (a) distribuição de temperaturas ao longo da seção-transversal no instante de 600 segundos; (b) idem para 1800 segundos; (c) idem para 3600 segundos.

Uma vez que ambos os perfis analisados possuem fatores de massividade semelhantes, verifica-se que as respectivas respostas térmicas apresentam comportamento térmico análogos.

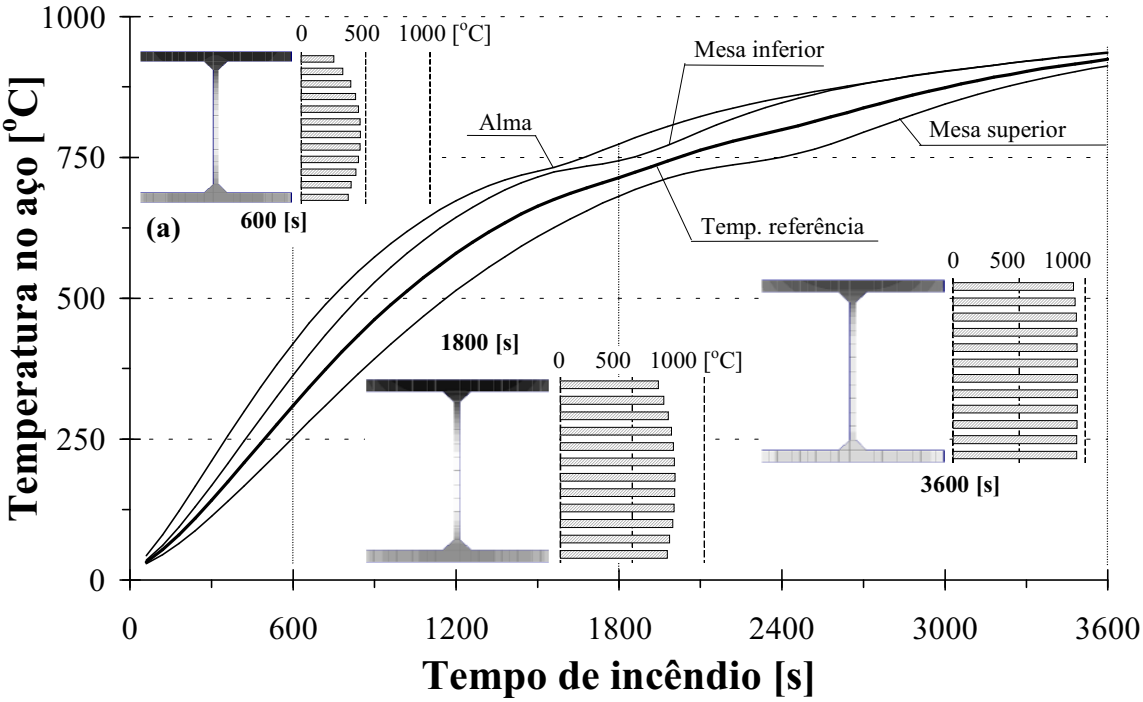


Figura 4.24: Distribuição de temperaturas para o perfil HEB-300 exposto ao fogo em 3 faces; (a) 600 segundos; (b) 1800 seg.; (c) 3600 seg.

Tomando-se por base as distribuições de temperaturas obtidas (Figuras 4.24 e 4.25), as curvas de resistência plástica podem ser calculada para cada perfil analisado, para diferentes instantes do incêndio padronizado. Contudo, devido à insignificante diferença nestes resultados, a variação das curvas de resistência para os perfis empregados no modelo de pórtico plano foram consolidadas em um único gráfico, conforme mostrado pela Figura 4.25.

As Figuras 4.26 e 4.27 apresentam uma comparação entre as reações térmicas axiais e de flexão, e os respectivos limites de resistência, calculados para os perfis que compõem os pilares e viga do pórtico de VOGEL (1985). Observa-se que ambos os limites de resistência das seções, associados à flexão ($M_{p\theta}$) e esforço axial ($P_{y\theta}$), reduzem-se continuamente ao longo do desenvolvimento do processo de incêndio, conforme apresentado pela Figura 4.25. Este comportamento acompanha o modelo de

redução da tensão de escoamento do aço para temperaturas elevadas, proposto pelo EC-3/Parte-2 (2001), apresentado anteriormente na Seção 2.6.

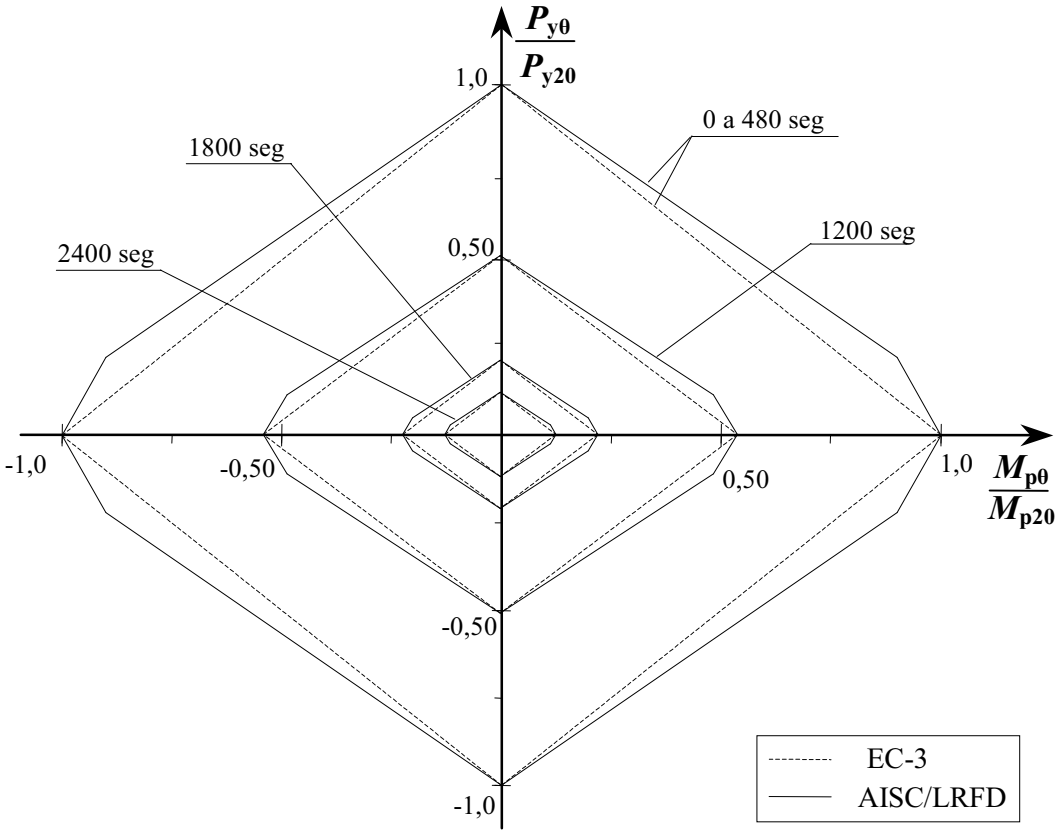


Figura 4.25: Curvas de resistência plástica para os perfis HEA-340 e HEB-300, para diferentes instantes do incêndio padronizado.

Os esforços flexionais de engastamento perfeito (M_θ) se mantêm abaixo do respectivo limite de resistência durante todo tempo de incêndio analisado. A reação máxima de flexão causada pelo gradiente térmico, para ambas as seções, ocorre aproximadamente após 800 segundos (≈13 minutos) de incêndio. A partir deste instante estas reações começam a decair, atingido o valor mínimo no intervalo entre 2200 e 2600 segundos (≈ 37 e 43 minutos). Neste intervalo, ocorre um equilíbrio interno entre as ações térmicas dos segmentos que compõem o perfil, resultando apenas num alongamento extensional da seção.

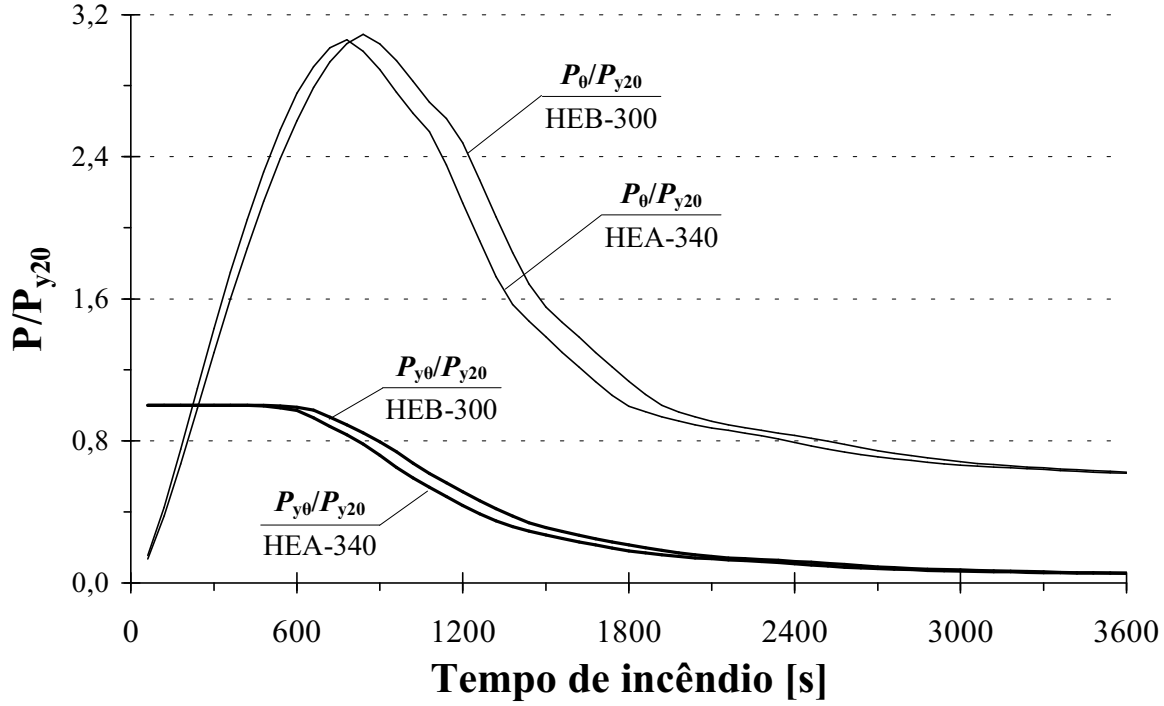


Figura 4.26: Variação normalizada da resistência axial e esforço axial de engastamento, em função do tempo de incêndio.

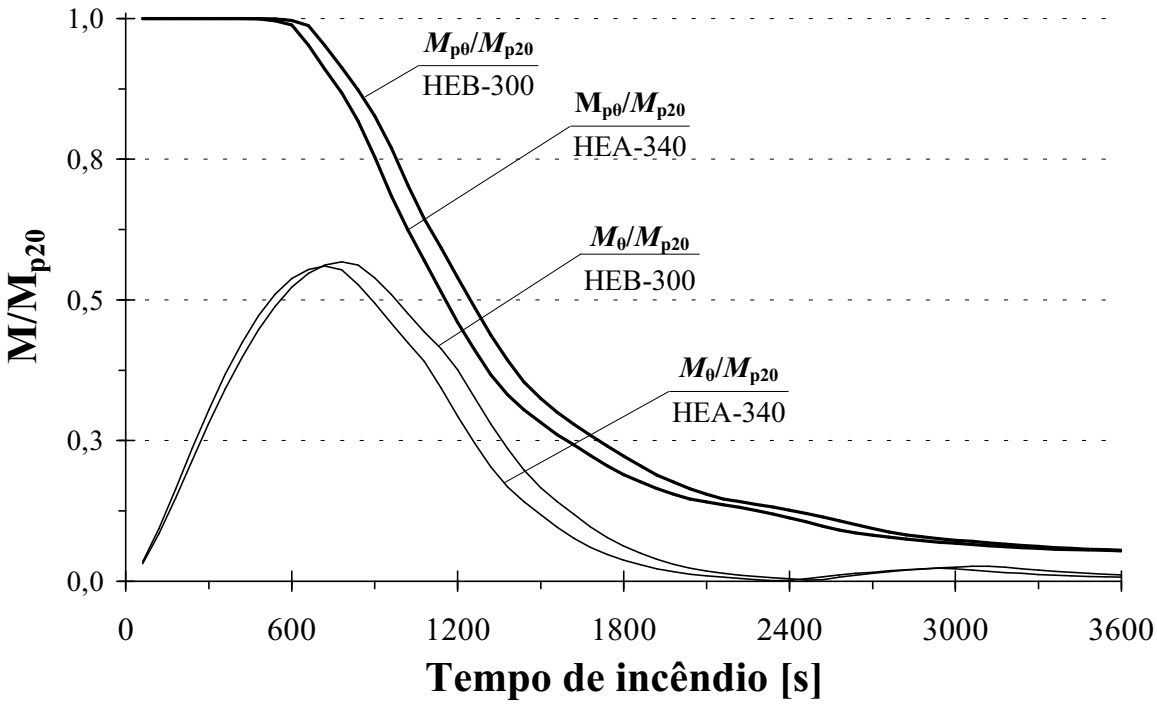


Figura 4.27: Variação do momento plástico e momento de engastamento perfeito em função do tempo de incêndio para os perfis HEA-340 e HEB-300.

As reações térmicas associadas ao alongamento longitudinal da seção (P_θ, Figura 4.27) ultrapassam o limite de resistência após os primeiros 5 minutos do processo de incêndio, atingindo o valor máximo após 10 minutos. Em seguida, estas reações decrescem bruscamente nos 15 minutos seguintes, quando decaem mais suavemente e mais constantemente até o final do incêndio previsto. Contudo, as reações axiais permanecem consideravelmente superiores (≈ 4x) aos limites de resistência da seção.

A variação da rigidez estrutural calculada para os perfis HEA-340 e HEB-300, obtida em função do tempo de incêndio normalizado é apresentada na Figura 4.28.

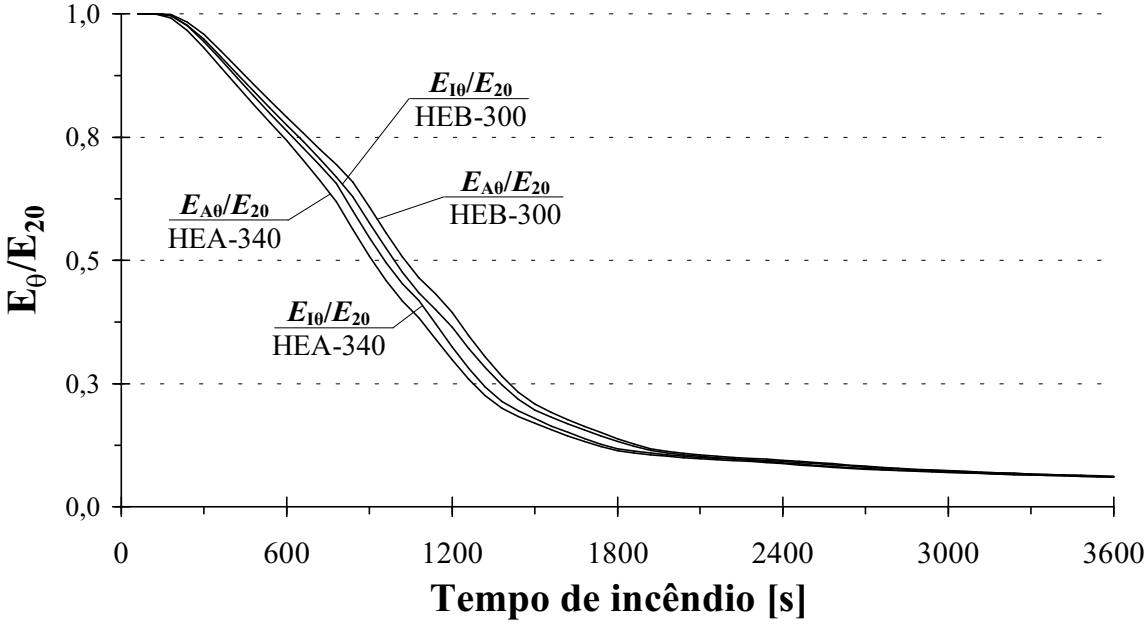


Figura 4.28: Redução dos módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis HEA-340 e HEB-300 adotados no modelo de pórtico plano.

Nesta figura (4.28), observa-se que as ambas rijezas flexional e axial dos perfis analisados, após um breve patamar no início do processo do incêndio, decaem

rapidamente e de forma constante durante os 1900 segundos seguintes (≈32 minutos). Ao final desse período de tempo, o processo de degradação é mais lento e os valores computados se mantém praticamente constantes, uma vez que a distribuição de temperaturas na seção-transversal deixa de apresentar variações significativas.

4.5 Pórtico plano industrial sob ação de incêndio

O segundo modelo de pórtico plano tipo industrial proposto originalmente por VOGEL (1985) foi igualmente utilizado nesta pesquisa, para avaliação da metodologia de cálculo de estruturas sob ação de incêndio. As principais características geométricas, de material e de carregamento externo estão apresentadas na Figura 4.29. Semelhante ao pórtico tipo "portal" (Fig. 4.19), a seção-transversal que compõe a estrutura metálica encontra-se desprovida de material de proteção contra incêndio e exposta a ação do incêndio-padronizado nas 3 faces inferiores do perfil: mesa inferior e alma.

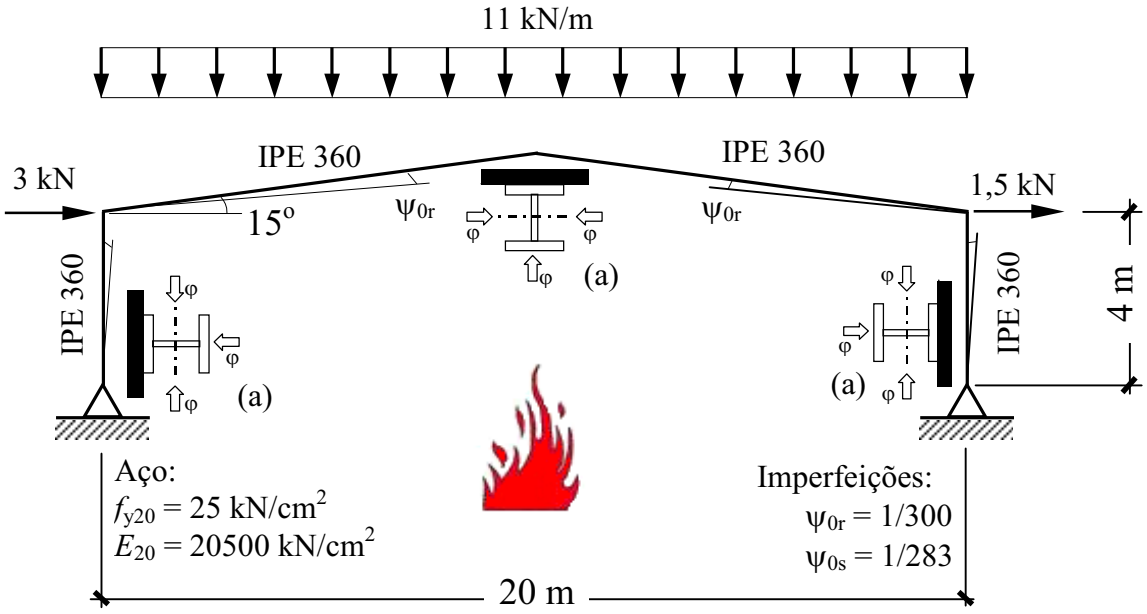


Figura 4.29: Configuração geométrica inicial e carregamento externo do modelo de pórtico plano industrial; (a) seção-transversal do perfil IPE-360.

Tendo em vista a configuração geométrica do pórtico, assim como o nível de carregamento aplicado e, ainda, com o propósito de se avaliar a implementação numérica de seção-equivalente (Seção 2.6), foram ignorados os efeitos decorrentes da formação de regiões plásticas nas análises numéricas desenvolvidas nesta seção.

Apresenta-se na Figura 4.30 a comparação entre o desenvolvimento dos deslocamentos laterais do pórtico industrial, obtidos pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) e PNL-F, em função do tempo de incêndio.

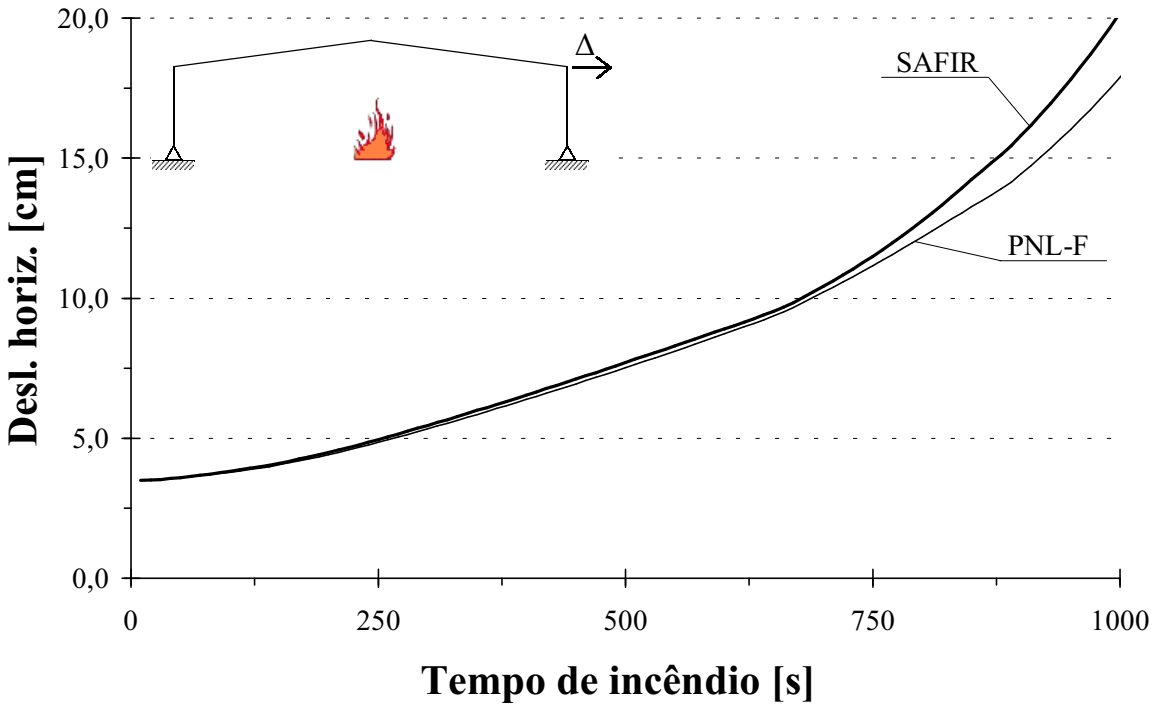


Figura 4.30: Comparação entre os deslocamentos horizontais em função do tempo de incêndio normalizado, obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR, para o modelo de pórtico plano industrial, em regime elástico.

Nesta figura (4.30), observa-se que as respostas apresentadas por ambos os modelos computacionais são bastante semelhantes, especialmente para intervalo de tempo inferior a 750 segundos. A partir deste instante, os resultando divergem suave e

progressivamente até o final do incêndio postulado. Contudo, com o auxílio da Figura 4.31, que apresenta o desenvolvimento da configuração deformada para diferentes instantes de incêndio, verifica-se que o pórtico industrial, mesmo em regime elástico, atinge sua capacidade limite de resistência ao fogo após 1000seg de incêndio, em decorrência da substancial perda de rigidez (Figura 4.15) e de resistência (Figuras 4.16 e 4.17), em função do nível de temperaturas atingido pela seção-transversal (Figura 4.5), onde a temperatura de referência, neste instante é de aproximadamente de 600^{o}C.

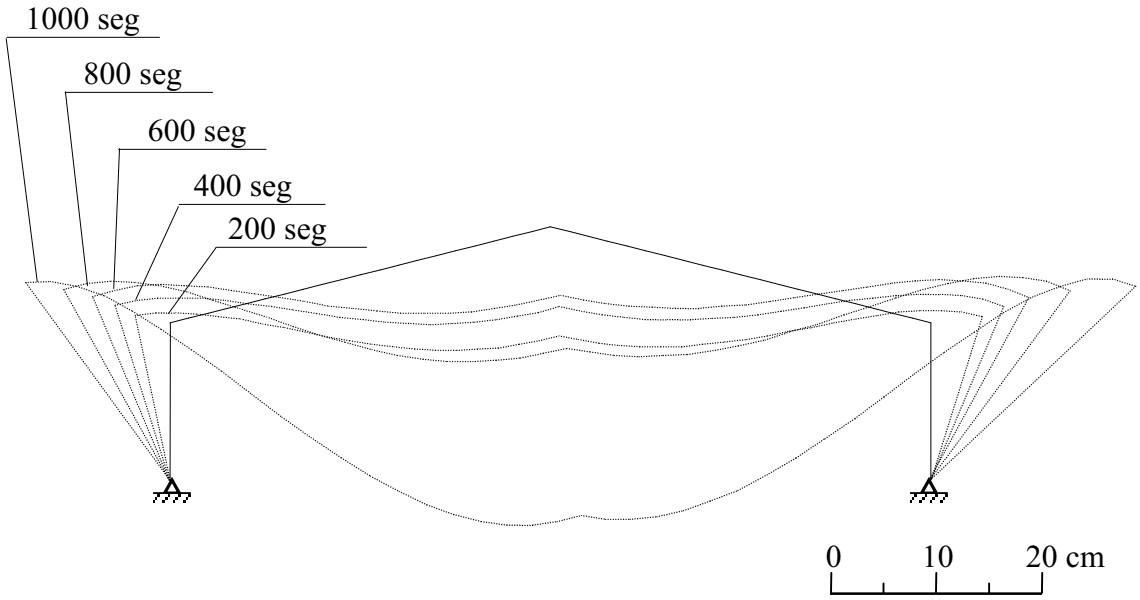


Figura 4.31: Desenvolvimento da configuração deformada do pórtico plano industrial para diferentes instantes do incêndio, obtido pelo programa PNL-F (obs: a deformada está majorada por um fator de 30).

As comparações efetuadas entre os resultados obtidos na análise do pórtico plano industrial, permitem concluir sobre a capacidade do modelo de seção-equivalente, implementado na ferramenta computacional desenvolvida, de representar adequadamente (diferenças inferiores a 5%) o comportamento elástico de estruturas aporticadas em situação de incêndio.

4.6 Edifício industrial sob ação de incêndio

O edifício industrial originalmente proposto por LEON *et al.* (1996) para análise inelástica do comportamento de estruturas com ligações semi-rígidas, foi submetido na presente pesquisa à ação de diferentes curvas de aumento de temperatura (LANDESMANN e BATISTA, 2003). Nesta verificação, além da curva de incêndio-padronizado, duas condições de ventilação (alta e baixa ventilação) foram postuladas para uma determinada região da estrutura. A configuração geométrica, os carregamentos e as propriedades dos materiais que caracterizam o modelo estrutural adotado estão esquematizados na Figura 4.32.

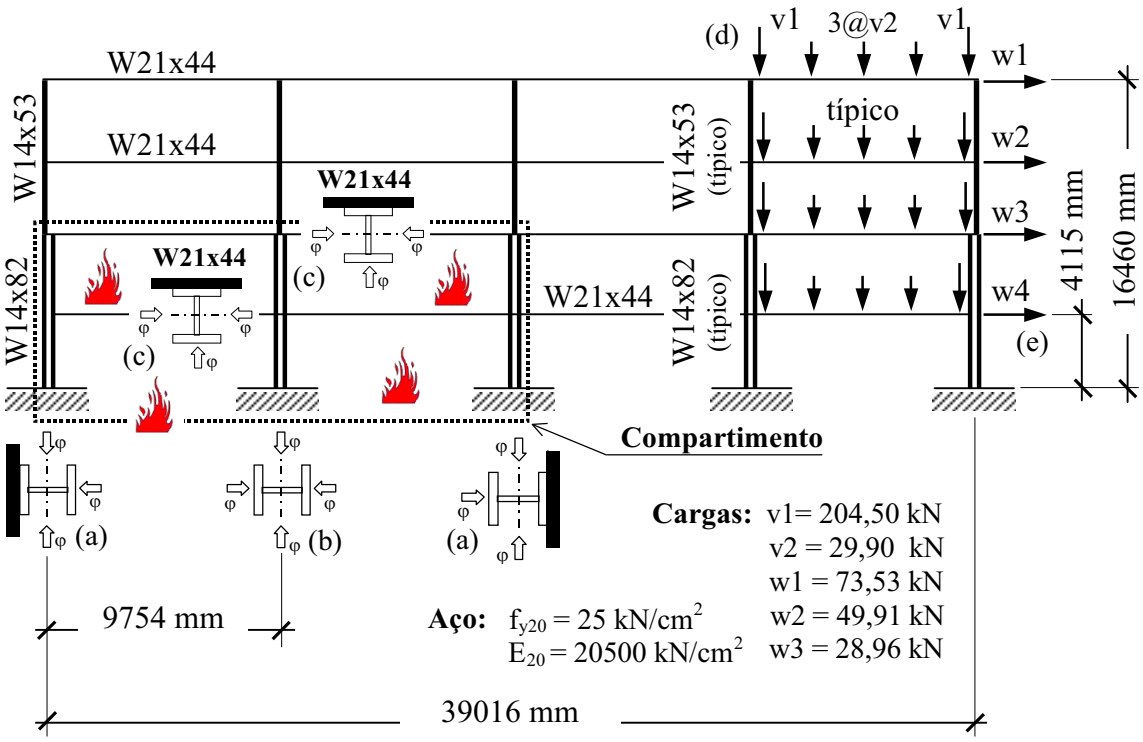


Figura 4.32: Modelo de edifício de 4 andares sob incêndio; (a) pilares expostos em 3 faces; (b) idem para 4 faces; (c) vigas expostas em 3 faces; (d) carregamentos vertical; (e) 50% do vento proposto LEON *et al.* (1996).

Observa-se na figura anterior (4.32) que a ação do incêndio é considerada contida na região entre os dois primeiros pavimentos, entre o primeiro e terceiro pilar do lado esquerdo da edificação. Deste modo, somente os elementos estruturais do compartimento considerado sofrem influência direta decorrentes do aumento da temperatura. Os demais elementos estruturais, abrigados da ação do fogo, são simulados com base na formulação original de análise avançada sob condições normais de temperatura, apresentada no Capítulo 3 desta pesquisa.

O carregamento lateral original (Fig. 4.32-e), correspondente à ação do vento de projeto originalmente proposto por LEON *et al.* (1996), foi reduzido por um fator de 50% tendo em vista a ação concomitante do fogo na região compartimentada. Os carregamentos verticais (Fig. 4.32-d) representam a combinação em estado limite último para as cargas permanentes e acidentais.

Conforme mencionado anteriormente, foram postuladas 3 situações de aquecimento do ambiente compartimentado, utilizando-se para isso: (a) curva de incêndio padronizado; (b) curva paramétrica com alta taxa de ventilação e (c) curva paramétrica com baixa taxa de ventilação, conforme apresentado na Seção 2.2 desta pesquisa. A densidade de carga de incêndio acondicionada no compartimento (q_{td}) adotada na proposição das curvas de aquecimento é de 300 MJ/m^2. Foram utilizados os seguintes fatores de abertura, associados respectivamente as condições de alta e baixa ventilação: O = 0,15 e 0,05 m$^{1/2}$ (Eq. 2.3).

A análise inelástica dos elementos estruturais sob condições de temperatura ambiente é desenvolvida com base nos modelos de redução flexional de rigidez (η) e módulo tangente (E_t) estabelecidos a partir das recomendações do AISC-LRFD (1999), apresentados respectivamente nas Equações (3.70) e (3.41).

Seguindo-se as premissas básicas discutidas na Seção 3.5 – fundamentadas

no trabalho original desenvolvido por LIEW *et al.* (1998) – as ligações semi-rígidas empregadas na análise estrutural do edifício de 4 andares (Figura 4.32) são consideradas protegidas da ação do fogo. Deste modo, os modelos tri-lineares, apresentados originalmente por LEON *et al.* (1996) na descrição da relação momento-curvatura de ligações viga-coluna, podem ser diretamente introduzidas na análise sob condições de incêndio. Os modelos tri-lineares adotados no estudo do comportamento do pórtico de 4 andares, para as ligações internas e externas estão apresentados na Figura 4.33 a seguir.

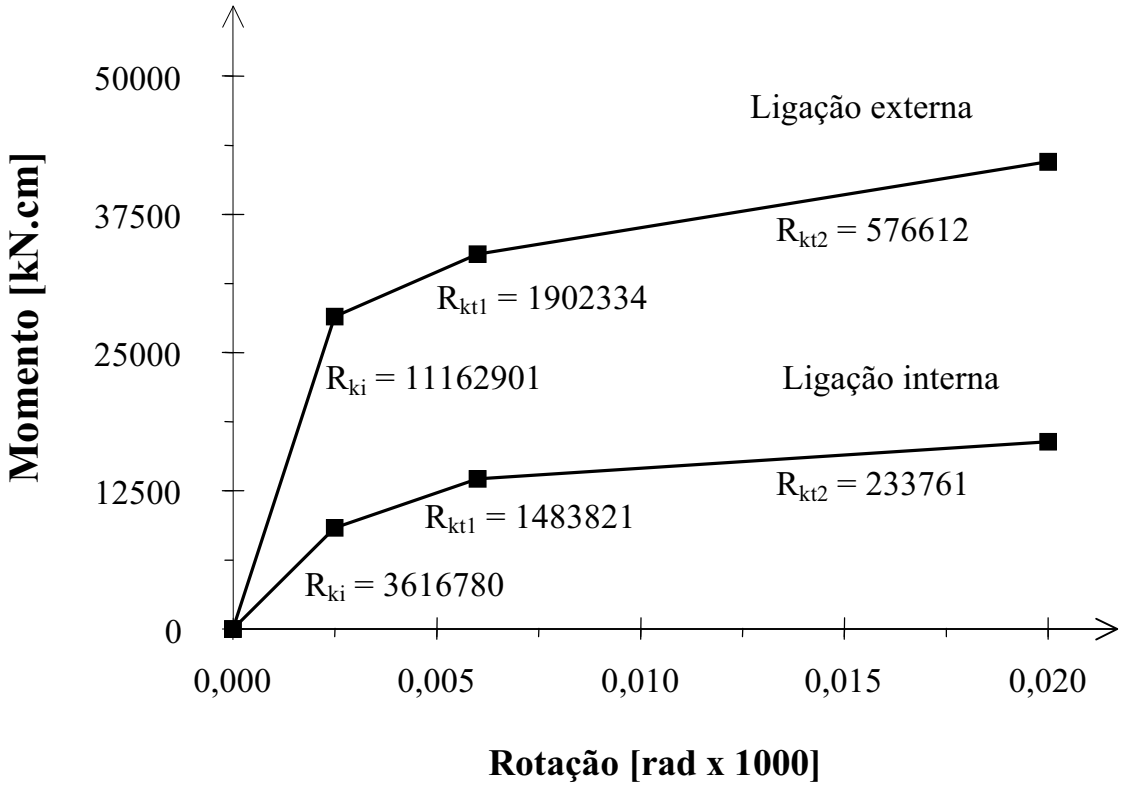


Figura 4.33: Relação momento-rotação segundo o modelo tri-linear proposto por LEON *et al.* (1996) para ligações semi-rígidas.

A localização das ligações semi-rígidas, internas e externas, para o modelo estrutural proposto por LEON *et al.* (1996) é apresentada na Figura 4.34.

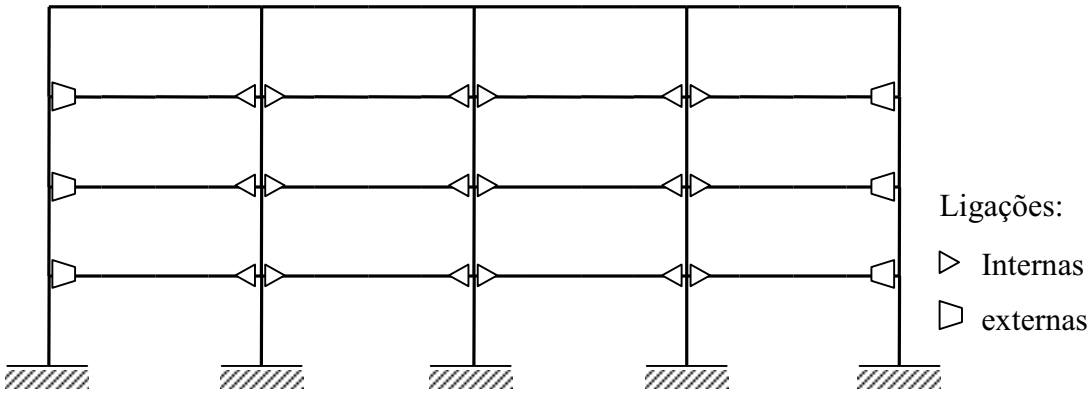


Figura 4.34: Distribuição de ligações semi-rígidas para o edifício de 4 andares proposto por LEON *et al.* (1996).

Apresenta-se na Figura 4.35 a comparação entre os resultados de variação de deslocamento horizontal (Δ) no topo do pórtico do edifício de 4 andares, submetido as 3 condições de aquecimento: curva ISO, alta e baixa ventilação, obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

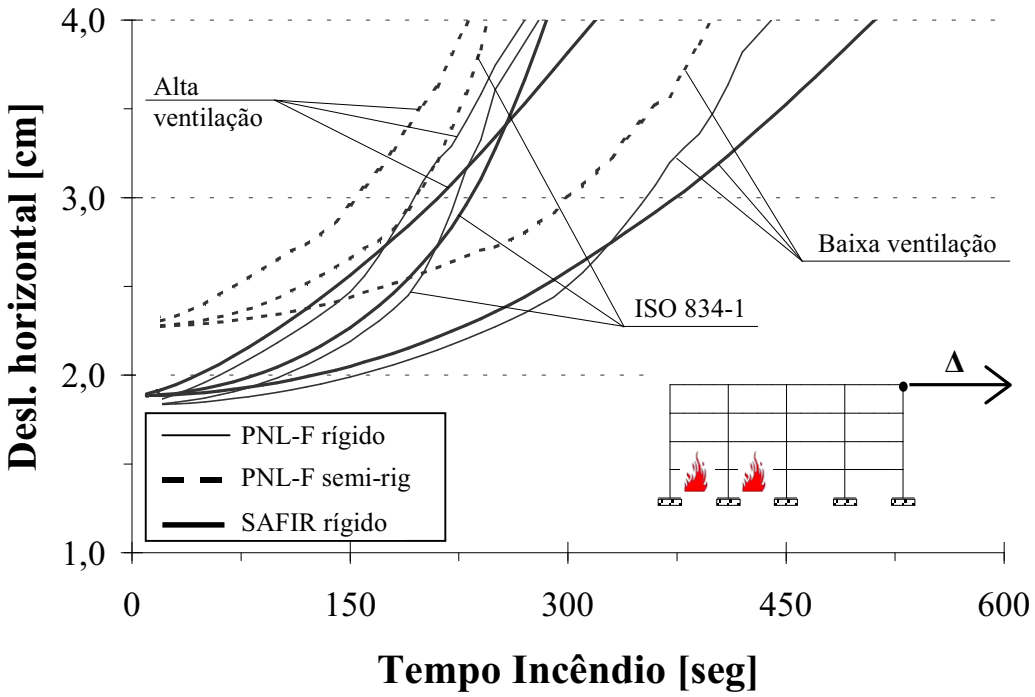


Figura 4.35: Variação de deslocamento horizontal do edifício de 4 andares (LEON *et al.*, 1996), sob diferentes condições de incêndio, obtidos pelos programas PNL e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

Pode-se afirmar, com base na análise do comportamento inelástico do pórtico plano, que o modelo computacional implementado neste trabalho (PNL-F) consegue reproduzir razoavelmente os resultados obtidos via MEF empregado pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para diferentes condições de aquecimento. A partir da resposta estrutural obtida segundo a curva de aquecimento padronizada (ISO 834-1, 1999), observa-se o desenvolvimento de grandes zonas plásticas e eminência de colapso estrutural, para deslocamentos totais acima de 4 cm . Deste modo, este valor foi adotado como limite de utilização para as demais análises estruturais desenvolvidas. Um resumo das diferenças percentuais obtidas entre os resultados de TCRF, estimados pelos programas SAFIR e PNL-F, para os 3 cenários de aquecimento é apresentado a seguir na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: TCRF obtidos pelos programas PNL-F e SAFIR para diferentes condições de aquecimento do pórtico de 4 andares (LEON *et al.* ,1996).

Condição de aquecimento	Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF)		
	SAFIR [seg]	PNL-F [seg]	Diferença [%]
ISO 834-1	310	280	9,7
Alta ventilação	280	270	3,6
Baixa ventilação	500	450	10,0

As diferenças percentuais computadas entre as respostas obtidas segundo o programa SAFIR e PNL-F, variando de 4 a 10% aproximadamente, são consideradas satisfatórias tendo em vista as diversas simplificações introduzidas na análise do edifício de 4 andares. O comportamento estimado pelo programa PNL-F é ligeiramente mais conservativo – conduz a menores TCRF – para as três situações analisadas. Tal

fato deve-se fundamentalmente à incorporação dos efeitos de imperfeições geométricas iniciais e de tensões residuais nos modelos numéricos sob condições de temperatura ambiente.

Na Figura 4.35, são apresentadas ainda as respostas de deslocamento obtidas pelo programa PNL-F (curvas tracejadas), levando-se em consideração a presença de ligações semi-rígidas para as três condições de aquecimento propostas. Observa-se que a introdução dos modelos de ligações semi-rígidas conduz a deslocamentos significativamente superiores àqueles obtidos pelo modelo de ligações rígidas. As diferenças observadas variam de 10 a 20%, quando comparadas aos resultados obtidos pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), e entre 7 a 14%, em relação ao modelo rígido do programa PNL-F. Este comportamento, já esperado, deve-se à redução gradual de rigidez flexional nas ligações viga-coluna, à medida que aumenta-se o nível de esforços de flexão.

A título de exemplificação, com o intuito de se ilustrar o comportamento da estrutura de 4 andares (LEON *et al.*, 1996) sob condições de incêndio normalizado (ISO 834-1, 1999), apresenta-se na Figura 4.36, a seguir, a variação da configuração deformada para diferentes instantes do incêndio postulado, obtidas pelo programa PNL-F. Observa-se que os deslocamentos laterais da estrutura aumentam a uma taxa aproximadamente constante durante os primeiros 300 segundos de duração do incêndio. A partir deste instante, a estrutura desenvolve significativas regiões inelásticas, levando à perda de equilíbrio, ou seja, o colapso estrutural.

A variação da configuração deformada estimada pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) é bastante semelhante àquela apresentada pelo PNL-F.

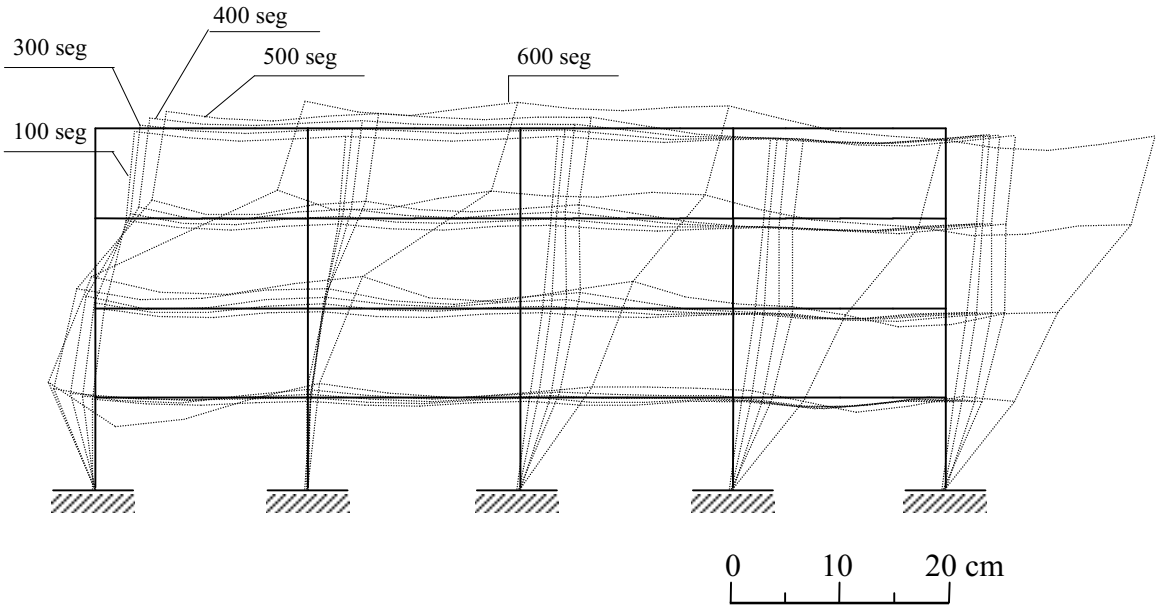


Figura 4.36: Variação da configuração deformada do edifício de 4 andares adaptado de LEON *et al.* (1996) no tempo de incêndio, obtido pelo programa PNL-F (obs: a deformada está majorada por um fator de 30).

Durante os primeiros 500 segundos de incêndio, não são esperadas significativas variações na capacidade resistente das seções-transversais aquecidas, conforme ilustrado pela Figura 4.37. Isto se deve ao fato da temperatura máxima alcançada pelo aço neste intervalo de tempo ser de aproximadamente 450^{o}C, para o cenário de aquecimento previsto pela curva de aquecimento ISO 834-1 (1999); para as demais condições de aquecimento, curvas paramétricas, é observado comportamento semelhante. Contudo, a partir deste instante, os efeitos da temperatura conduzem a considerável perda de resistência. Aos 600 segundos a resistência plástica é reduzida de quase 20%. De modo análogo, as rijezas equivalentes dos elementos submetidos à ação do fogo, também permanecem inalteradas nos primeiros 500 segundos de incêndio. A variação das rijezas axiais e flexionais normalizadas para as seções-transversais afetadas é apresentada na Figura 4.38, em função do tempo de incêndio.

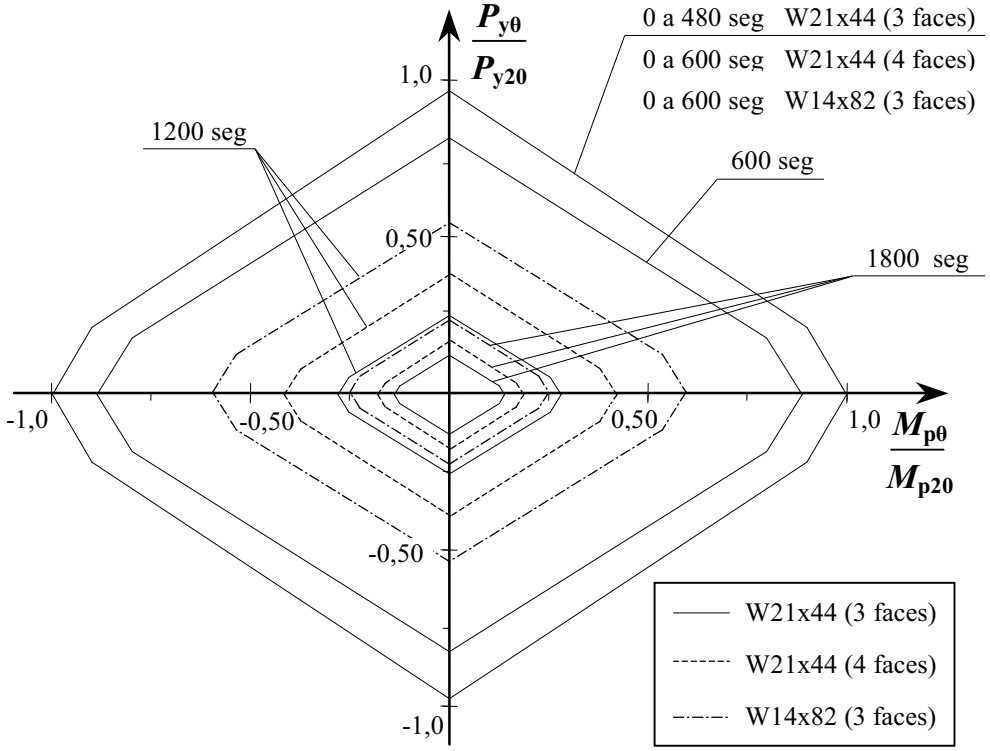


Figura 4.37: Superfícies de resistência plástica para diferentes instantes do incêndio padronizado para os perfis: W21x44 (3 e 4 faces) e W14x82.

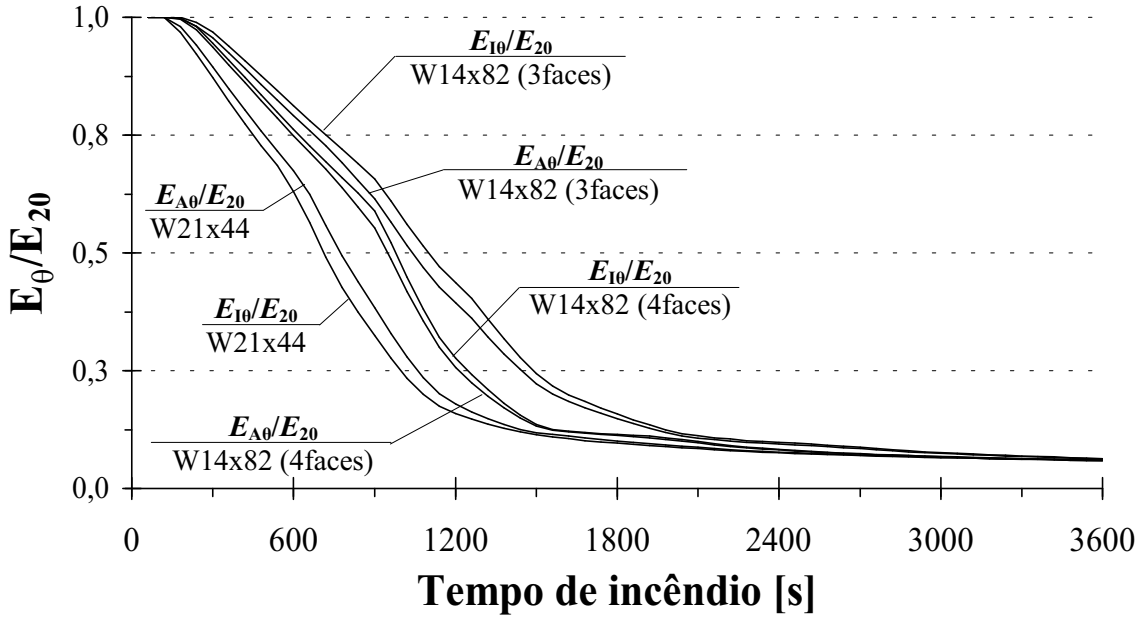


Figura 4.38: Redução dos módulos elásticos equivalentes: $E_{A\theta}$ e $E_{I\theta}$ em função do tempo de incêndio para os perfis: W21x44 e W14x82 (3 e 4 faces) adotados no modelo de 4 andares adaptado de LEON *et al.* (1996).

4.7 Análise comparativa dos resultados

As diferenças percentuais, determinadas a partir da comparação entre as resposta de Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF), obtidas pelos programas SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) e PNL-F, foram ordenadas em função do parâmetro α (apresentado pela Eq. 3.73) para as análises estruturais em condição de incêndio desenvolvidas neste Capítulo.

Deste modo, é possível proceder a uma avaliação genérica dos resultados obtidos para as diferentes configurações estruturais estudadas, levando-se em consideração, exclusivamente, o nível de desenvolvimento inelástico ao longo da seção-transversal. A partir de uma síntese destas verificações, foi observado que o modelo computacional desenvolvido apresenta diferenças entre 0,7 a 6,9%, com média de 4%, para estruturas com pouco desenvolvimento de regime plástico ($\alpha \leq 0{,}5$). Tais diferenças são ligeiramente superiores para modelos estruturais com maior plasticidade ($\alpha > 0{,}5$), variando-se entre 3,4 a 7,7%, com valor médio de 6%.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Breve resumo do presente trabalho

Os estudos desenvolvidos na presente pesquisa de Doutorado, dirigidos à análise de estruturas de aço sob condições de incêndio, foram divididos em duas etapas fundamentais, denominadas de "Análise Térmica" e "Análise Estrutural".

Na primeira etapa, a "Análise Térmica" é apresentada no Capítulo 2 deste trabalho, a partir de um modelo numérico de transferência de calor. Nesse caso, estima-se a variação não-uniforme do campo de temperaturas ao longo de seções-transversais formadas por perfis metálicos tipo 'I' ou 'H', envolvidos ou não por materiais de isolamento térmico contra fogo, em função do tempo transcorrido do incêndio postulado.

As simulações descritas nesta fase da análise foram computacionalmente implementadas a partir da formulação básica de elementos unidimensionais de condução de calor, desenvolvido à luz do Método dos Elementos Finitos (COOK *et al.*, 1989), levando-se em consideração os efeitos decorrentes da dependência térmica das propriedades do aço, estabelecidas pelo EC-3/Parte-2 (2001).

O procedimento numérico implementado permite a consideração de diferentes modelos de elevação de temperatura no ambiente, através da utilização de curvas de aquecimento previstas pela normalização vigente (NBR-14323, 1999 e EC-1/Parte-2, 2001).

A conexão entre as análises térmica e estrutural é realizada através de uma metodologia aproximada de seções-equivalentes, onde os efeitos estruturais associados com a modificação de rigidez e de resistência, provenientes do aquecimento não-uniforme da seção-transversal são levados em consideração para diferentes instantes do incêndio de projeto. As deformações térmicas originadas pelo gradiente térmico são consideradas no modelo estrutural, através do método originalmente proposto por *Duhamel* (GATEWOOD, 1957; OSSENBRUGGEN *et al.*, 1973), a partir de esforços de engastamento perfeito.

Durante a fase de "Análise Estrutural", descrita no Capítulo 3, o comportamento de pórticos planos semi-rígidos sob ação de incêndios é obtido por meio de modelos inelásticos de funções de estabilidade, que possibilitam a incorporação direta na formulação de elementos viga-coluna dos efeitos não-lineares físicos e geométricos, desenvolvidos com base no Conceito de Análise Avançada de Estruturas. Assim, através de um modelo refinado de rótulas plásticas é possível acompanhar o processo gradual de formação do mecanismo de colapso estrutural, em função do tempo transcorrido de incêndio, possibilitando a interação entre os efeitos originados pelo aquecimento e ação de carregamentos externos.

Como principal resultado do modelo de análise estrutural, estima-se o tempo crítico de resistência ao fogo, que se caracteriza pelo instante no qual se observa a perda da capacidade estrutural resistente, após o início do incêndio postulado.

Os resultados numéricos, obtidos pelo modelo computacional desenvolvido,

para diferentes configurações de geometria, de carregamento térmico e estrutural, foram validados por meio de comparações com o Programa de Elementos Finitos SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), para análise de estruturas em situação de incêndio.

5.2 Conclusões

Os conceitos fundamentais de Engenharia de Incêndio, consolidados na presente Pesquisa de Doutorado a partir de citações extraídas dos diversos trabalhos técnico-científicos referenciados, bem como prescrições estabelecidas pelas principais normas em uso, completam-se e constituem um importante caminho para que se possam atingir os objetivos da segurança contra incêndio – minimização de perdas humanas e materiais, sem que sejam ignorados os aspectos econômicos, estéticos e funcionais envolvidos na elaboração de projetos de engenharia.

Durante a pesquisa bibliográfica realizada, reconhecemos a importância da consideração, no cálculo de estruturas metálicas sob ação do fogo, do comportamento inelástico do material em função da temperatura e dos efeitos de segunda-ordem devidos a mudanças de geometria, sem a necessidade de se processar a análise e o dimensionamento estrutural em fases distintas, ou seja de forma compartimentada. Assim sendo, a integração do modelo termo-estrutural desenvolvido permite estimar, de maneira uniforme e precisa, o nível de segurança global de estruturas metálicas aporticadas associado ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, permitindo-se ainda a identificação dos possíveis modos de colapso e dos carregamentos limites associados.

A procura da eficiência computacional e da simplicidade de utilização, sob a égide do rigor teórico, destacam-se como atributos pretendidos no desenvolvimento da metodologia de Análise Avançada de estruturas sob ação de incêndios, implementada

nesta pesquisa. Neste sentido, as análises numéricas desenvolvidas seguem os preceitos da Análise Não-Linear Refinada de Rótulas Plásticas, com base na teoria de grandes deslocamentos e pequenas deformações.

A utilização da ferramenta computacional, desenvolvida neste trabalho para a estimativa do campo não-uniforme de temperaturas de perfis metálicos, recobertos ou não por materiais de proteção contra fogo, é considerada aceitável, tendo em vista as simplificações nos modelos numéricos assumidas na presente Pesquisa de Doutorado. As verificações realizadas no âmbito da formulação da condução de calor, apresentadas no corpo desta Pesquisa de Tese, conduzem a resultados de variação de temperatura mais precisos do que aqueles obtidos pelas expressões simplificadas de variação de temperatura recomendadas pelo EC-3/Parte-2 (2001), tendo em vista a consideração da parcela de condução de calor ao longo da seção-transversal. Os resultados de variação do campo de temperatura se mostraram bastantes próximos das respostas térmicas estimadas pelo Programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), tanto para perfis aparentes, como para seções-transversais envolvidas por material de proteção contra incêndio, cujas diferenças médias são da ordem de 5%. O módulo de análise térmica implementado no programa PNL-F é capaz de interpretar e levar em consideração na análise estrutural, os resultados de variação de temperatura provenientes do referido programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), ou de qualquer outro modelo de análise térmica, desde que seja atendida a formatação de entrada de dados, originalmente estabelecida pelo referido programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

A metodologia implementada no modelo de análise estrutural, para consideração dos efeitos decorrentes do gradiente térmico ao longo de seções-transversais, possibilita a consideração de diferentes superfícies plásticas de interação – de momento fletor e esforço axial – obtidas com base na variação do limite de

escoamento do aço em função do aumento de temperatura. Deste modo, a cada instante postulado do processo de análise estrutural sob ação de incêndios, são verificadas as propriedades equivalentes de seções-transversais expostas ao fogo, levando-se em consideração a variação não-uniforme de temperatura. As verificações realizadas para validação da metodologia de análise proposta, mostraram-se satisfatórias quando comparadas com o modelo bi-dimensional de análise de transferência de calor empregado pelo programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000).

Tomando-se por base as prescrições normativas para análise de colunas expostas ao fogo, propusemos modelos inelásticos de módulo tangente, que consideram de forma implícita na sua formulação, ambos os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas inicias, desenvolvidos a partir de curvas de resistência à compressão para condições de temperaturas elevadas (EC-3/Parte-2, 2001). Avaliações preliminares demonstraram a capacidade dos modelos de módulo tangente propostos de representar adequadamente as curvas originais, com diferenças médias inferiores a 5%, tanto para condições de incêndio como para temperatura ambiente (EC-3, 2003; incluídas na NBR-8800, 1986). A incorporação do conceito de rigidez tangente no procedimento numérico de análise não-linear, permite a interação direta entre os efeitos provocados pelo aumento de temperatura e aqueles originados pelas imperfeições iniciais dos elementos.

A adaptação dos modelos inelásticos de redução de rigidez flexional para condições de temperaturas elevadas, através da consideração do trecho elastoplástico transitório, previsto pela relação tensão-deformação do aço em função da temperatura (EC-3/Parte-2, 2001), possibilitou o desenvolvimento de análises mais realísticas sobre o processo de formação de rótulas-plásticas em condições de incêndio. Além disso, a utilização do conceito de plasticidade concentrada, aliada à interpolação numérica com

o uso de funções de estabilidade, permite uma redução considerável do número de elementos necessários para descrição precisa do comportamento de estruturas de aço sob a ação do fogo.

As verificações estruturais desenvolvidas neste trabalho, considerando-se a incorporação de modelos semi-rígidos de ligações viga-coluna, ressaltaram a importância da consideração da flexibilidade destas ligações no comportamento inelástico global de estruturas aporticadas, submetidas ou não a ação de incêndios. Assim, a partir das hipóteses estabelecidas por LIEW *et al.* (1998), onde as ligações metálicas são consideradas suficientemente abrigadas da ação do fogo, foram adotadas as relações momento-rotação propostas originalmente por KISHI e CHEN (1990) na representação do comportamento não-linear elastoplástico de ligações aparafusadas, formadas por cantoneiras. Entendemos que modelos mais sofisticados possibilitariam a consideração dos efeitos térmicos na descrição do comportamento de ligações viga coluna. Assim, a partir do estabelecimento de metodologias numéricas que permitam a inclusão da influência do campo de temperaturas na caracterização do comportamento de ligações metálicas, o programa computacional pode ser modificado, levando-se em consideração estes efeitos na análise de estruturas sob condições de incêndio.

Conclui-se finalmente que, ambos os procedimentos de solução computacional – Análise Térmica e Análise Estrutural – apresentados pela presente Pesquisa de Doutorado, podem ser adotados na avaliação do comportamento de estruturas de pórticos planos de aço, sob condições de incêndio.

5.3 Sugestões para trabalhos futuros

Estudos propostos por BAILEY *et al.* (1996) e EL-RIMAWII *et al.* (1996) ressaltam a importância da consideração de efeitos térmicos originados durante a fase de resfriamento, na avaliação de estruturas metálicas sob ação de incêndios paramétricos (EC-3/Parte-2, 2001). Assim, as análises numéricas estruturais desenvolvidas nesta pesquisa poderiam ser estendidas para consideração destes efeitos no modelo computacional desenvolvido. Para isso, os modelos inelásticos de redução de rigidez precisam ser modificados de modo a representar a fase de retorno, ou seja, descarga estrutural.

Modelos matemáticos de ligações viga-coluna, que permitam a consideração dos efeitos decorrentes do aumento de temperatura, podem ainda ser incorporados à formulação inelástica desenvolvida.

A participação estrutural de elementos de concreto armado, em conjunto com estruturas de aço (estruturas mistas), tem sido considerada extremamente vantajosa na avaliação de edifícios sob condições de incêndio (HUANG *et al.*, 2000). Assim, a partir de estudos iniciais sobre a modelagem de estruturas mistas pelo método de rótulas plásticas (ATTALLA *et al.*, 1994), o modelo numérico implementado seria capaz de estimar o comportamento inelástico de elementos mistos (concreto armado e aço) sob condições de incêndio.

Resultados decorrentes de campanha experimental podem ser de grande valia no entendimento do comportamento de estruturas de aço sob condições de incêndio, possibilitando a extensão do modelo proposto para análise tridimensional.

6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, L. M. P., FAKURY, R. H., 1998, "Elevação da Temperatura de Elementos Estruturais de Aço de Edifícios em Incêndio", In: *VII Semana de Iniciação Científica da UFMG, v.1. p.318 - 318*, Belo Horizonte/MG.

ABREU, L. M. P., FIGUEIREDO JÚNIOR, F. P., FAKURY, R. H., LAS CASAS, E. B., 2001, "Análise Crítica do Projeto de Vigas Mistas de Edifícios em Situação de Incêndio", In: *Anais do I CICOM*, São Paulo/SP.

AISC/ASD, 1989, *Manual of Steel Construction – Allowable Stress Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, 9th Edition, Chicago.

AISC/LRFD, 1999, *Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago.

AL-JABRI, K. S., LENNON, T., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1998, "Behavior of Steel and Composite Beam-column Connections in Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 46, n. 1-3, pp. 308-309.

AL-JABRI, K. S., 2000, *The Behavior of Steel and Composite Beam-to-Column Connections in Fire,* Ph.D. Thesis, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering.

ALVES, J. L. D., *Programa TRIMC – Manual de Entrada de Dados. In: Notas de Aula – Análise Não-Linear de Estruturas II*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro /RJ, 1999.

ARBED, *Structural Shapes*, International steel company from Luxembourg, 2003.

ATTALLA, M. R., DEIERLEIN, G. G., MCGUIRE, W., 1994, "Spread of Plasticity: Quasi-Plastic-Hinge Approach", *Journal of Structural Engineering*, v. 120, pp. 2451-2473.

AUSTIN, W. J., 1961, "Strength and Design of Metal Beam-Columns," *Journal of the Structural Division - ASCE*, v. 87, n. ST4 (Apr), pp.1-32.

BABA, S., NAGURA, H., 1985, "Effect of Material Properties on the Deformation of Steel Frames in Fire". *JSCE Structural Engineering / Earthquake Engineering*, v.2, n1, pp.47-57.

BAILEY, C. G., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1996, "Analyses of the Effects of Cooling and Fire Spread on Steel-framed Buildings", *Fire Safety Journal*, v. 26, n. 4, pp. 273-293.

BAILEY, C. G., MOORE, D. B. (2000a), "The Structural Behaviour of Steel Frames with Composite Floors Slabs Subject to Fire: Part 1: Theory", *The Structural Engineer*, v. 78, n. 11.

BAILEY, C. G., MOORE, D. B. (2000b), "The Structural Behaviour of Steel Frames with Composite Floors Slabs Subject to Fire: Part 2: Design", *The Structural Engineer*, v. 78, n. 11.

BATTISTA, R. C., PFEIL, M. S., 1996, *Notas de Aula do Curso de Análise Estrutural I*, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

BEER, H, SCHULTZ, G., 1970, "Theoretical Basis of the European Column Curves – ECCS", *Construction Mettalique*, n.3, pp. 58.

BJORHOVDE, R., 1972, *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*, Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.

BJORHOVDE, R., 1988, "Columns: from Theory to Practice," *Engineering Journal - AISC*, v. 25, n. 1 (1st Quarter), pp.21-34.

BJORHOVDE, R., COLSON, A., BROZZETI, J., 1990, "A Classification System for Beam to Column Connections", *Journal of Structural Engineering*, v.116, n.11, pp.3059-3076.

BROCKENBROUGH, R., 1970, "Theoretical Stresses and Strain From Heating Curving", *Journal of Structural Division – ASCE*, v.96, n.ST7, pp.1421-1444.

BS-5950: Part-8, 1990, *Structural Use of Steelwork in Building - Part 8: Code of Practice for Fire Resistance Design*, London, British Standards Institution.

BURGESS, I. W., EL-RIMAWI, J. A., PLANK, R. J., 1990, "Analysis of Beams with Non-Uniform Temperature Profile due to Fire Exposure", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 16, n. 3, 1990, pp. 169-192.

BURGESS, I. W., El-RIMAWI, J. A., PLANK, R. J., 1991, "Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 19, n. 4, pp. 285-312.

BURGESS, I. W., OLAWALE, A. O., PLANK, R. J., 1992, "Failure of Steel Columns in Fire", *Fire Safety Journal*, v. 18, n. 2, pp. 183-201.

CADORIN, J-F., FRANSSEN J.–M., 2003, "Tool to Design Steel Elements Submitted to Compartment Fires – OZone V2. Part 1: pre- and post-Flashover Compartment Fire Model", *Fire Safety Journal*, v.38, n.5, pp. 395-427.

CADORIN, J.–F., PINTEA, D., DOTREPPE, J.–C., FRANSSEN J.–M., 2003, "A Tool to Design Steel Elements Submitted to Compartment Fires—OZone V2. Part 2: Methodology and Application", *Fire Safety Journal*, v. 38, n. 5, pp. 429-451.

CAI, J., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 2002, "Modelling of Asymmetric Cross-Section Members for Fire Conditions", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 58, n. 3, pp. 389-412.

CAI, J., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 2003, "A Generalised Steel/Reinforced Concrete Beam-Column Element Model for Fire Conditions", *Engineering Structures*, v. 25, n. 6, pp. 817-833.

CAI, J., 2002, *Developments in Modeling of Composite Building Structures in Fire*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield, UK.

CANTER, D., 1985, *Studies of Human Behaviour in Fire Empirical Results and Their Implication for Education and Design*, Building Research Establishment.

CHAN, S. L., CHAN, B. H. M., 2001, "Refined Plastic Hinge Analysis of Steel Frames Under Fire", *Steel and Composite Structures*, v.1, n.1, pp. 111-130.

CHEN, W. F., ATSUTA, T., 1977, *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.

CHEN, W. F., LUI, E. M., 1986, *Structural Stability – Theory and Implementation*, New York, Elsevier.

CHEN, W. F., LUI, E. M., 1991, *Stability Design of Steel Frames*, 1st Boca Raton, Florida, CRC Press, inc.

CHEN, W. F., GOTO Y., LIEW, J. Y. R., 1996, *Stability Design of Semi-Rigid Frames*, New York, John Willey & Sons, inc.

CHEN, W.F., 2000a, "Plasticity, Limit Analysis and Structural Design", *International Journal of Solids and Structures*, v. 37, n. 1, pp. 81-92.

CHEN, W. F., 2000b, "Structural Stability: from Theory to Practice", *Engineering Structures*, v. 22, n. 2, pp. 116-122.

CHENG, W. C., MAK, C. K., 1975, "Computer Analysis of Steel Frame in Fire", *Journal of Structural Division – ASCE*, v.101, n.ST4, pp.855-867.

CHENG, W. C., 1983, "Theory and Application on the Behavior of Steel Structures at Elevated Temperatures", *Computers & Structures*, v.16, n. 1-4, pp. 27-35.

COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E., 1989, *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, New York.

CULVER, C., 1972, "Steel Column Buckling under Thermal Gradients", *Journal of Structural Division – ASCE*, v. 98, n. ST8, pp. 1853-1865.

de SOUZA JUNIOR, V., FRANSSEN, J.–M., 2002, "Lateral Buckling of Steel I Beams at Elevated Temperature - Comparison between the Modeling with Beam and Shell Elements". In: *Third European Conference On Steel Structures, EUROSTEEL-2002*, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

DOTREPPE, J.–C., FRANSSEN, J.–M., 1985, "The Use of Numerical Models for the Fire Analysis of Reinforced Concrete and Composite Structures", *Engineering Analysis*, v. 2, n. 2, pp. 67-74.

EC-1/Parte-2, 2001, *General actions – actions on structures exposed to fire*, European Prestandard Draft, Committee for Standardisation – CEN, Brussels, 2001.

EC-3 2003, *European Prestandard Draft, Eurocode 3: "Design of Steel Structures", Part 1.1– General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardisation – CEN, Brussels (2003).

EC-3/Parte-2, 2001, *European Prestandard Draft, Eurocode 3: "Design of steel structures", Part 1.2: Structural fire design*, European Committee for Standardisation – CEN, Brussels (2001).

El-RIMAWI, J. A., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1995, "The Analysis of Semi-Rigid Frames in Fire - a Secant Approach", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 33, n. 1-2, pp. 125-146.

EL-RIMAWI, J. A., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1997, "The Influence of Connection Stiffness on the Behavior of Steel Beams in Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 43, n. 1-3, pp. 1-15.

EL-RIMAWI, J. A., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1999, "Studies of the Behavior of Steel Subframes with Semi-Rigid Connections in Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 49, n. 1, pp. 83-98.

EL-RIMAWI, J. A., 1989, *The Behaviour of Flexural Members Under Fire Conditions*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield, UK.

EL-RIMAWII, A., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 1996, "The Treatment of Strain Reversal in Structural Members During the Cooling Phase of a Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v.37, n.2 (Apr), pp. 115-135.

ENGESSER, F., 1889, "Ueber die Knickfestigkeit gerader stäbe", *Zeitschrift für Architekture and Ingenieurwesen*, v. 35, pp. 445.

ENGESSER, F., 1895, "Ueber die Knickfestigkeit gerader stäbe", *Schweitzerische Bauzeitung*, v. 26, pp. 24.

EULER, L., 1744, "De Curvis Elasticis", *Lausanne et Geneva*, pp. 267-268 (A expressão de Euler foi derivada somente no trabalho posterior: "Sur le Force de Colonnes", *Memoires de L'Academie Royale dês Sciences et Belles Lettres*, 13, Berlin, 1759) Tradução em inglês por J. A. VAN DEN BROEK (1947) *American Journal of Physics*, n. 15, pp. 309.

FAKURY, R. H., ABREU, L. M. P., 2002, "Análise de Vigas Mistas Aço-Concreto Semicontínuas em Situação de Incêndio", In: *Anais do II CICOM*, São Paulo/SP.

FAKURY, R. H., SPÍNDOLA, C. C., 2002, "Dimensionamento de Pisos Mistos em Situação de Incêndio com Proteção apenas das Vigas Principais", In: *Anais do II CICOM*, São Paulo/SP.

FAKURY, R. H., SILVA V. P., MARTINS M. M., 2000, "Temperatura Crítica de Elementos Estruturais de Aço em Situação de Incêndio". In: *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural*, Montevidéo.

FEMAP v6.0, 1988, *Finite Element Modeling And Post Processing System*, Enterprise Software Products, Inc.

FIGUEIREDO JÚNIOR, F. P., 2002, *Simulação via Método dos Elementos Finitos da Distribuição de Temperatura em Estruturas Metálicas e Mistas no Caso de Incêndio*, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG, Brasil.

FRANSSEN, J.–M., DOTREPPE, J.–C, 1992, “Fire Resistance of Columns in Steel Frames”, *Fire Safety Journal*, v. 19, pp. 159-175.

FRANSSEN, J.–M., COOKE, G. M. E., LATHAM, D. J., 1995, “Numerical Simulation of a Full Scale Fire Test on a Loaded Steel Framework”, *Journal of Constructional Steel Research*, v. 35, n. 3, pp. 377-408.

FRANSSEN, J.–M., KODUR, V. K. R., MASON, J., 2000, *User’s Manual for SAFIR–2001: A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*, University of Liège, Department Structures du Génie Civil, Service Ponts et Charpentes.

FRANSSEN, J.–M., DOTREPPE, J.–C, 2000, “Fire Resistance of Columns in Steel Frames”, *Fire Safety Journal*, v. 19, pp. 159-175.

FRANSSEN, J.–M., 1987, *Etude du Comportement au Feu des Structures Mistes Acier-Béton*, Ph.D. dissertation, Universitè de Liège, Liège , Belgium.

FRYE, M. J., MORRIS, G. A., 1975, “Analysis of Flexibly Connected Steel Frames”, *Canadian Journal of Civil Engineers*, v.2, n.3, pp. 280-291.

FURUMURA, F. SHINOHARA, Y., 1978, *Inelastic Behavior of Protected Steel Beams and Frames in Fire*, Report of the Research Laboratory of Engineering Materials, n.3, pp. 1-14.

GALAMBOS, T. V., 1978, *Bulletin No. 27*, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., January.

GALAMBOS, T. V., 1988, *Guide to Stability Design for Metal Structures*, 4th Ed., New York, Wiley.

GALAMBOS, T. V., 1998, *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Structural Stability Research Council, 5th Ed., J.Wiley & Sons, New York.

GATEWOOD, B. E., 1957, *Thermal Stress*, McGraw Hill Book Co., Inc., New York.

GOTO, Y., CHEN, W. F., 1987, “Second-Order Elastic Analysis for Frame Design”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 113, n. ST7, pp. 1501-1519.

GOTO, Y, YAMASHITA T., MATSUURA, S., 1987, "Elliptic Integral Solutions for Extensional Elastica with Constant Initial Curvature", *Structural Engineering/Earthquake Engineering - JSCE*, v.4, n.2, pp. 299-309.

GOTO, Y, YAMASHITA T., OBATA, M., 1990, "Elliptic Integral Solutions of Plane Elastica with Axial and Shear Deformation", *International Journal of Solids and Structures*, v. 26, n. 4, pp. 375-390.

GOTO, Y, YAMASHITA T., CHEN, W., F., 1991, "Analysis of Critical Behavior of Semi-Rigid Frames with or without Load History in Connections", *International Journal of Solids and Structures*, v.27, n.4, pp. 467-483.

HAISLER, W. E., STRICKLIN, J. A., 1977, "Displacement Incrementation in Non-Linear Structural Analysis by the Self-Correcting Method", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 11, pp. 03-10.

HASAN, R., KISHI, N., CHEN, W. F., 1997, "Evaluation of Rigidity of Extended End-Plate Connections", *Journal of Structural Engineering*, v. 123, n. 12, pp. 1595-1602.

HUANG, Z., BURGESS, I. W., PLANK, R. J., 2000, "Effective Stiffness Modelling of Composite Concrete Slabs in Fire", *Engineering Structures*, v. 22, n. 9, pp. 1133-1144.

INGHAN, E. L., 1989, "Fire Protection and Fire Fighting in Nuclear Installations – Concluding Statement", In: *Proceedings of a symposium, IAEA – International Atomic Energy Agency*, Vienna, pp. 553-557.

ISO 834-1, 1999, *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements*, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.

IVÁNYI, M., 2000, "Full-Scale Tests of Steel Frames With Semi-Rigid Connections", *Engineering Structures*, v. 22, n. 2, pp. 168-179.

JACOB, B. P., 1997, *Formulação para a Análise Não-Linear Geométrica. In: Notas de Aula – Análise Não-Linear de Estruturas I*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.

JAIN, P., RAO, R., 1983, “Analysis of Steel Frames Under Fire Environmental”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 19, pp. 1467-1478.

JOHNSTON, B. G., 1960, *Guide to Design Criteria for Metal Compression Members*, Column Research Council – CRC, John Wiley & Sons, New York.

JONES, S. W., KIRBY, P. A., NETHERCOT, D. A., 1982, “Columns with Semi-Rigid Joints”, *Journal of Structural Division - ASCE*, v.108, n.ST2, pp. 361-372.

KIM, S. E., CHEN, W. F., 1996, “Practical Advanced Analysis for Unbraced Steel Frame Design”, *Journal of Structural Engineering*, v. 122, n. 11, pp. 1259-1265.

KIM, S. E., CHEN, W. F., 1998, “Sensitivity Study on Number of Elements in Refined Plastic-Hinge Analysis”, *Computers and Structures*, v. 66, n. 5, pp. 665-673.

KIM, S. E., KIM, M. K., CHEN, W. F., 2000, “Improved Refined Plastic Hinge Analysis Accounting for Strain Reversal”, *Engineering Structures*, v. 22, n. 1, pp. 15-25.

KISHI, N., CHEN, W. F. 1990, “Moment-Rotation of Semi-Rigid Connections with Angles”, *Journal of Structural Engineering*, v. 116, n.7, pp. 1813-1834.

KISHI, N., CHEN, W. F., 1988a, “Moment-Rotation Relation of Single/Double Web-Angle Connections”. In: *Proceedings of the Workshop on Connections and the Behavior, Strength and Design of Steel Structures*, pp. 135-149, Cachan, France, May, (Elsevier).

KISHI, N., CHEN, W. F., 1988b, “Moment-Rotation Relation of Top- and Seat-Angle Connections”. In: *Proceedings of the Workshop on Connections and the Behavior, Strength and Design of Steel Structures*, pp. 121-134, Cachan/France, May, (Elsevier).

KISHI, N., CHEN, W. F., HASAN, R., 1996, “Behavior of Tall Buildings with Mixed Use of Rigid and Semi-Rigid Connections”, *Computers and Structures*, v. 61, n. 6, pp. 1193-1206.

KRISHNAMURTHY, N., HUANG, H. T., 1979, "Analytical M-q Curves for End-Plate Connections", *Journal of Structural Division - ASCE*, n.105, v.ST1, pp. 133-145.

KRUPPA, J., 1979, "Collapse Temperature of Steel Structures", *Journal of Structural Division – ASCE*, v. 105, n. ST9, pp. 1769-1787.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2000a, "Avaliação dos Modelos de Superfície de Escoamento para Perfis Soldados". In: *Proceedings of the XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Montevideo.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2000b, "Numerical Model for the Application of the Plastic Method in Steel Structures". In: *Proceedings of the 21st Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro/RJ.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2002a, "Advanced Analysis of Frame Steel Structures: Towards Application as a Current Design Tool", in: *Proceedings of the SSRC 2002 ANNUAL STABILITY CONFERENCE*, Seattle.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2002b, "Análise Não-Linear Elastoplástica de Estruturas Metálicas Planas", in: *Anais das XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília/DF.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2002c, "Resistência Inelástica de Colunas Metálicas sob Incêndio: Aplicação de Módulo Tangente", in: *Anais do II Congresso Internacional da Construção Metálica*, São Paulo/SP.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2002d, "2D Steel Structures in Fire: A Simplified Approach", in: *Proceedings of the EUROSTEEL-2002*, Coimbra.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., 2002e, "Steel Frame Structures Under Elasto-Plastic Analysis", in: *Proceedings of the SSRC-2002 European Stability Conference*, Budapest.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., [2003] "Advanced Analysis of Steel Framed Buildings to Brazilian Standard and Eurocode-3", *Journal of Constructional Steel Research*, **Submetido para publicação em 2003**.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., ALVES, J. L. D., [2003], Implementation of Advanced Analysis Method for Steel-Framed Structures under Fire Conditions, *Fire Safety Journal*, **Submetido para publicação em 2003**.

LANDESMANN, A., 2001a, "Análise Avançada de Estruturas Planas de Aço em Situações de Incêndio", In: *Exame de Qualificação para o Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.

LANDESMANN, A., 2001b, "Modelo Numérico para Aplicação do Cálculo Plástico Em Estruturas Metálicas Planas com Ligações Semi-Rígidas", In: *Seminário de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro*, COPPE/UFRJ.

LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., ALVES J. L. D., 2001, "Implementação de Modelo Avançado para Análise Estrutural com Ligações Semi-Rígidas", In: *Anais do I Congresso Internacional da Construção Metálica - I CICOM,* São Paulo.

LEON, R. T., HOFFMAN, J. J., STAEGER, T., 1996, *Partially Restrained Composite Connections: A Design Guide*, Steel Design Guide Series, AISC, Chicago, Illinois.

LESTON-JONES, L. C., BURGESS, I. W., LENNON, T., PLANK, R. J., 1997, "Elevated-temperature Moment-Rotation Test on Steelwork Connections", *Structures and Buildings*, v. 122, n.4, pp. 410-419.

LESTON-JONES, L. C., 1997, *The Influence of Semi-Rigid Connections on the Performance of Steel Framed Structures in Fire*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering and School of Architectural Studies.

LIEW, J. Y. R., WHITE, D. W., CHEN, W. F., 1991, "Beam-Column Design in Steel Frameworks", *Journal of Construc. Steel Research*, v.18, n.4, pp.269-308.

LIEW, J. Y. R., WHITE, D. W., 1993a, "Second-Order Refined Plastic Hinge Analysis for Frames Design, Part 1", *Journal of Structural Engineering*, v. 119, n. 11, pp. 3196-3216.

LIEW, J. Y. R., WHITE, D. W., CHEN, W. F., 1993b, "Limit-States Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis, Part 2", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 26, n. 1, pp. 29-57.

LIEW, J. Y. R., TANG, L. K., HOLMAAS, T., CHOO, Y. S., 1998, "Advanced Analysis for the Assessment of Steel Frames in Fire", *Journal of Constructional Steel Research*, v. 47, n. 1-2, pp. 19-45.

LIEW, J. Y. R., TANG, L. K., CHOO, Y. S., 2002, "Advanced Analysis for Performance-Based Design of Steel Structures Exposed to Fire", *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 12, pp. 1584-1593.

LIEW, J. Y. R., 1992, *Advanced Analysis for Frames Design*, Ph.D. dissertation, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

LUI, E. M., CHEN, W. F., 1986, "Analysis and Behavior of Flexibly-Jointed Frames", *Engineering Structures*, v.8, pp.107-118.

LUI, E. M., 1985, *Effects of Connection Flexibility and Panel Zone Deformation on the Behavior of Plane Stress Frames*, Ph.D. dissertation, Scholl of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, USA.

MARTINS, M. M., 2000, *Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

MASSONNET, C., 1959, "Stability Considerations in the Design of Steel Columns", *Journal of Structural Division - ASCE*, v.85, pp.75-111.

MORRIS, W.A., 1988, *Aspects of Fire Precautions in Buildings*, Building Research Establishment - BRE, Fire Research Station, UK.

NAJJAR, S. R., 1994, *Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Dept. of Civil and Structural Engineering, Sheffield, UK.

MSC/NASTRAN, 1988, *Finite Element System*, Macneal-Schwendler Corporation.

NBR-14323, 1999, *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR-14432, 2000, *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR-6123, 1988, *Forças Devidas ao Vento em Edificações*, , ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR-8800, 1986, *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios - Método dos Estados Limites*, , ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NÓBREGA, A. P. M., 2003, *Análise do Comportamento de Pilares Mistos aço-Concreto em Situação de incêndio,* Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

OLAWALE, A. O., 1989, *Collapse Behavior of Steel Columns in Fire*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Dept. of Civil and Structural Engineering, Sheffield, UK.

OSSENBRUGGEN, P. J., AGGARWAL, V., CULVER, C., 1973a, "Steel Column Failure Under Thermal Gradients", *Journal of Structural Division – ASCE*, v. 99, n. ST4, pp. 727-739.

OSSENBRUGGEN, P. J., AGGARWAL, V., CULVER, C., 1973b, "Steel Column Failure Under Thermal Gradients", *Journal of Structural Division – ASCE*, v. 99, n. ST4, pp. 727-739.

PATEL, K. V., CHEN, W. F., 1984, "Nonlinear Analysis of Steel Moment Connections", *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v. 110, n. 8, pp. 1861-1874.

PIMENTA, P. M., SILVA, V. P., 1995, "Diagramas Tensão-Deformação dos Aços Estruturais Submetidos a Altas Temperaturas", In: *Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, v.19.* São Paulo/SP, Brasil.

POH, K.W., 2001, "Stress-Strain-Temperature Relationship for Structural Steel", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 13, n. 05, pp. 371-379.

POWELL, G. H., 1969, "Theory of Nonlinear Elastic Structures", *Journal of the Structural Division - ASCE*, v.95, n.ST12, pp. 2687-2701.

REAL, P. M. M. V., PILOTO, P. A. G., 1999, "A Utilização de Métodos Avançados no Cálculo de uma Estrutura Metálica em Situação de Incêndio", In: *Anais do Segundo Encontro Nacional de Construção Mista e Metálica*, Coimbra (Nov), pp. 667-678.

RICHARD, R. M., ABBOTT, B. J., 1975, "Versatile Elastic-Plastic Stress Strain Formula", *Journal of Engineering Mechanical Division - ASCE*, v.110, n. EM4, pp. 511-515.

SAAB, H. A., 1991, *Non-Linear Finite Element Analysis of Steel Frames in Fire Conditions*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Dept. of Civil and Structural Engineering, Sheffield, UK.

SANTIAGO, A., SILVA, L. S. da S., REAL, P. V., 1999, "Comportamento de Ligações metálicas Sujeitas a Temperaturas Elevadas", In: *Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista*, Coimbra.

SCHLEICH, J. B., 1987, *REFAO-CAFIR: Computer Assisted Analysis of the Fire Resistance of Steel and Composite Concrete-steel Structures*, CEC Research 7210-SA/502, Final Report EUR 10828 EN, Luxembourg.

SEDLACEK, G., 1997, "Eurocode 3: Unified European Rules for the Design of Steel Structures", *Welding Research Abroad*, v.45, n.8, pp. 12-19.

SHANLEY, F. R., 1947, "Inelastic Column Theory", *Journal of Aeronautical Science*, v.14, n.5, pp. 261-268.

SILVA, V. P., FAKURY, R. H., 2002 "Brazilian Standards for Steel Structures Fire Design", *Fire Safety Journal*, n. 37, pp. 217-227.

SILVA, V. P., PIMENTA, P. M., 1996a, "Curvas de Temperatura-Tempo de um Incêndio", In: *Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, v.23*, São Paulo/SP, Brasil.

SILVA, V. P., PIMENTA, P. M., 1996b, "Determinação da Curva Temperatura-Tempo de Incêndio Natural Compartimentado", In: *Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, v.24*, São Paulo/SP, Brasil.

SILVA, L. S. da, ALDINA, S., VILA REAL, P. M. M., 2001, "A Component Model for the Behavior of Steel Joints at Elevated Temperatures", *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, n.11, pp.1169-1195.

SILVA, V. P., 1997, *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*, Tese de D.Sc, Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, Brasil.

SILVA, V. P., 1999a, "Ação Térmica nas Estruturas - Determinação da Temperatura nos Elementos Estruturais de Aço sem Proteção Térmica, em Situação de Incêndio", In: *Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/EPUSP/9913*, São Paulo/SP, Brasil.

SILVA, V. P., 1999b, "Ação Térmica nas Estruturas - O Modelo do Incêndio Natural Compartimentado", In: *Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/EPUSP/9911*, São Paulo/SP, Brasil.

SILVA, V. P., 2000, "O Comportamento de Sistemas Estruturais Básicos de Aço em Situação de Incêndio". In: *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural*, Montevidéo.

SILVA, V. P., 2001, *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*, São Paulo, Editora Zigurate.

SILVA, V. P., 2002, "Estruturas de Aço em Situação de Incêndio - Determinação da Temperatura nos Elementos Estruturais de Aço com Proteção Térmica, uma Proposta de revisão da NBR 14323". In: *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília/DF.

SPCE – Steel Promotion Committee of EUROFER, 1990, *Steel and Fire Safety: A Global Approach*, Brussels, Belgium.

SPÍNDOLA, C. C., 2002, *Dimensionamento de Pisos Mistos em Situação de Incêndio com Proteção Apenas das Vigas Principais*, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

STOLLARD, P., ABRAHAMS, J., 1995, *Fire From First Principles: A Design Guide to Building Fire Safety*, 2nd ed., London, Spon.

STOLLARD, P., JOHNSTON, L., 1994, *Design Against Fire: An Introduction to Fire Safety Engineering Design*, London. Spon.

TAIT, E., 2001, *Determinação da Temperatura em Elementos Estruturais Externos de Aço em Situação de Incêndio*, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

TIDE, R. H. R. 1985, "Reasonable Column Design Equations," In: *Proceedings of Structural Stability Research Council*, April, Cleveland, OH, Lehigh University, Bethlehem, PA.

TIMOSHENKO, S. P., GERE, J. M., 1961, *Theory of Elastic Stability*, McGraw Hill Book Co., Inc., New York.

TOH, W. S., FUNG, T. C., TAN, K. H., 2000, "Compressive Resistance of Steel Columns in Fire: Rankine Approach", *Journal of Structural Engineering*, v.126, n.03, pp.398-405.

TOH, W. S., FUNG, T. C., TAN, K. H., 2001, "Fire Resistance of Steel Frames Using Classical and Numerical Methods", *Journal of Structural Engineering*, v.127, n.07, pp.829-838.

TOH, W. S., TAN, K. H., FUNG, T. C., 2001, "Strength and Stability of Steel Frames in Fire: Rankine Approach", *Journal of Structural Engineering*, v.127, n.04, pp.461-469.

TOH, W. S., TAN, K. H., FUNG, T. C., 2003, "Rankine Approach for Steel Columns in Fire: Numerical Studies", *Journal of Constructional Steel Research*, v.59, pp.315-334.

UDDIN, T., CULVER, C., 1975, "Effects of Elevated Temperature on Structural Members", *Journal of Structural Division – ASCE*, v.101, n.ST7, pp.1531-1549.

VILA REAL, P. M. M., PILOTO, P. A. G., FRANSSEN, J.–M., 2003, "A New Proposal of a Simple Model for the Lateral-Torsional Buckling of Unrestrained Steel I-Beams in Case of Fire: Experimental and Numerical Validation", *Journal of Constructional Steel Research*, v.59, n.2, pp. 179-199.

VIMONSATIT, V., TAN, K. H., TING, S. K., 2003a, "Plastic Limit Temperatures of Flexible Connected Steel Frames: an LP Problem", *Journal of Structural Engineering*, v.129, n.01, pp.79-86.

VIMONSATIT, V., TAN, K. H., TING, S. K., 2003b, "Nonlinear Elastoplastic Analysis of Semi-Rigid Steel Frames at Elevated Temperatures: MP Approach", *Journal of Structural Engineering*, v.129, n.05, pp.661-671.

VOGEL, U., 1985, "Calibrating Frames", *Stahlbau*, v.10, pp.295-301.

VON KARMAN, T., 1910 "Untersuchungen Über Knickfestigkeit", *Mitteilungen Über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*, n.81.

WHITE, D. W., LIEW, J. Y. R., CHEN, W. F., 1993, "Toward Advanced Analysis in LRFD". In: *Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analysis and Design of Steel Frames – An Assessment of the State-of-the-art*, Structural Stability Research Council, Scholl of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, USA. pp. 95-173.

WITTEVEEN, J., TWILT, L., 1975, "Behavior of Steel Columns Under Fire Action". In: *International Colloquium on Column Strength - Paris, Proceedings of IABSE*, v.23, Zurich.

WITTEVEEN, J., TWILT, L., BIJLAARD, F. S. K., 1976, "Theoretical and Experimental Analysis of Steel Structures at Elevated Temperatures". In: *Proceedings of IABSE, 10th Congress - Tokyo, Final Report*, Zurich.

WITTEVEEN, J., TWILT, L., BIJLAARD, F. S. K., 1977, "The Stability of Braced and Unbraced Frames at Elevated Temperatures", In: *Second International Colloquium on Column Strength - Liège, Preliminary Report*, Zurich.

WONG, S. Y., 2001a, *The Structural Response of Industrial Portal Frame Structures in Fire*, Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield/UK.

WONG, M. B., 2001b, "Plastic Frame Analysis Under Fire Conditions", *Journal of Structural Engineering*, v.127, n.03, pp.290-295.

WOOLLEY, W. D., 1992, *Fire protection for structural steel in buildings*, Association of Specialist Fire Protection Contractors and Manufactures Limited – ASFPCM, UK.

YANG, W. H., CHEN, W.F., BOWMAN, M. D., 1997, "The Behavior and Load-Carrying Capacity of Unstiffened Seated-Beam Connections", *Engineering Journal*, v.34, n.3 (3rd. Quarter), pp.89-103.

ZIEMIAN, R. D., 1993, "Examples of Frame Studies Used to Verify Advanced Methods of Inelastic Analysis". In: *Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analysis and Design of Steel Frames – An Assessment of the State-of-the-art*, Structural Stability Research Council, Scholl of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, USA. pp. 217-243.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. 1989, *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, London.

Anexo A

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A.1 Introdução

Apresenta-se no presente Anexo A, as principais características da ferramenta computacional desenvolvida nesta pesquisa de Doutorado, denominada de PNL-F (Pórtico Não-Linear sob Fogo). O modelo numérico foi compilado em código FORTRAN tendo como base o programa *TriMC*, originalmente desenvolvido por ALVES (1999), para a análise não-linear de tensões em meios contínuos, via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os dados de entrada adotados no programa PNL-F são apresentados nas Seções A.2 e A.3, respectivamente para os módulos de Análise Térmica e Estrutural, tratados anteriormente nesta pesquisa pelos Capítulos 2 e 3.

Uma síntese dos principais passos seguidos pelo algoritmo numérico empregado nas soluções numéricas dos sistemas de equações dos modelos térmico e estrutural são apresentados na Seção A.4.

O módulo térmico do programa PNL-F emprega o sistema de unidades

internacional igualmente adotado pelo EC-3/Parte-2 (2001) na definição da geometria, propriedades térmicas e mecânicas do aço, e dos materiais de proteção contra incêndio. No entanto, os respectivos dados de saída, a serem utilizados posteriormente pelo módulo estrutural, relacionados com as propriedades equivalentes da seção-transversal, forças de engastamento perfeito e variação do campo de temperaturas podem ser transformadas para qualquer sistema de unidades.

Por sua vez, o módulo estrutural do programa PNL-F não emprega nenhum sistema de unidades em particular, de modo que cabe ao usuário especificar um sistema de unidades coerente.

A.2 Entrada de dados para o programa de análise térmica

A.2.1 Identificação da análise

Será lido um conjunto de oitenta caracteres para identificação e documentação do modelo de análise térmica proposto, conforme detalhes da Tabela A.1.

Tabela A.1: Linha de título.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1-80	`hed`	character*80	título do modelo térmico proposto

A.2.2 Método e atributos da análise numérica

O modelo de análise térmica proposto é definido pelo conjunto de variáveis especificadas na segunda linha do arquivo de entrada de dados, conforme Tabela A.2.

Tabela A.2: Método e atributos da análise térmica.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1-5	`itipo`	i5	especifica o método de análise (1)
6-10	`isol`	i5	presença ou não de material de proteção contra incêndio(2)
11-15	`iface1`	i5	face 1 exposta ao fogo (3)
16-20	`iface2`	i5	face 2 exposta ao fogo (3)
21-25	`iface3`	i5	face 3 exposta ao fogo (3)
26-30	`iface4`	i5	face 4 exposta ao fogo (3)
31-35	`icurv`	i5	curva de aquecimento do ambiente (4)

Notas:

(1) Para "`itipo = 1`", análise pelo modelo térmico simplificado do EC-3/Parte-2 (2001), seção 2.3 ou 2.4 (dependendo da presença ou não de material de proteção). "`itipo = 2`", análise através do modelo térmico unidimensional, Seção 2.5 ou 2.6 (dependendo da presença ou não de material de proteção). Para "`itipo = 3`", análise através da leitura do arquivo de saída de dados de temperatura do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000), independente da presença ou não de material de isolamento. Neste caso, o programa não irá determinar o campo de temperaturas, uma vez que este já é descrito no arquivo de saída do programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000). Contudo, será efetuada a consideração da variação de temperatura utilizando-se a metodologia descrita na Seção 2.6.

(2) Para "`isol = 1`", perfil metálico sem a presença de material de proteção contra incêndio. "`isol = 2`", perfil metálico recoberto por camada isolante de material de proteção contra incêndio.

(3) Para "`iface1 = 1`", face 1 do perfil está exposta ao fogo, conforme Figura A.1, para "`iface1 = 0`", assume-se que a face 1 está abrigada da ação do

fogo. Repete-se o mesmo procedimento para as demais faces do perfil, ou seja variáveis `iface2`, `3` e `4`.

(4) Para "`icurv = 1`", utiliza-se a curva de aquecimento padronizada ISO 834-1 (1999), apresentada pela Eq. (2.1). "`icurv = 2`", utiliza-se a curva de incêndios para materiais hidrocarbonetos, dada pela Eq. (2.7). "`icurv = 3`", previsão de utilização de curvas paramétricas de incêndio, apresentada pela Eq. (2.2). Neste caso, faz-se necessária a leitura dos dados apresentados na Tabela A.3.

Tabela A.3: Dados de caracterização de curvas paramétricas de incêndio.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	`fabert`	f10.0	fator de aberturas, em $m^{1/2}$ (Eq. 2.3)
11 – 20	`ffech`	f10.0	fator material de fechamento, em $J/m^2 s^{1/2}K$ (Eq. 2.3)
21 – 30	`qtd`	f10.0	densidade de carga de incêndio acondicionada, em MJ/m^2 (Eq. 2.5)
31 – 40	`tlim`	f10.0	tempo limite, em min (Eq. 2.6)

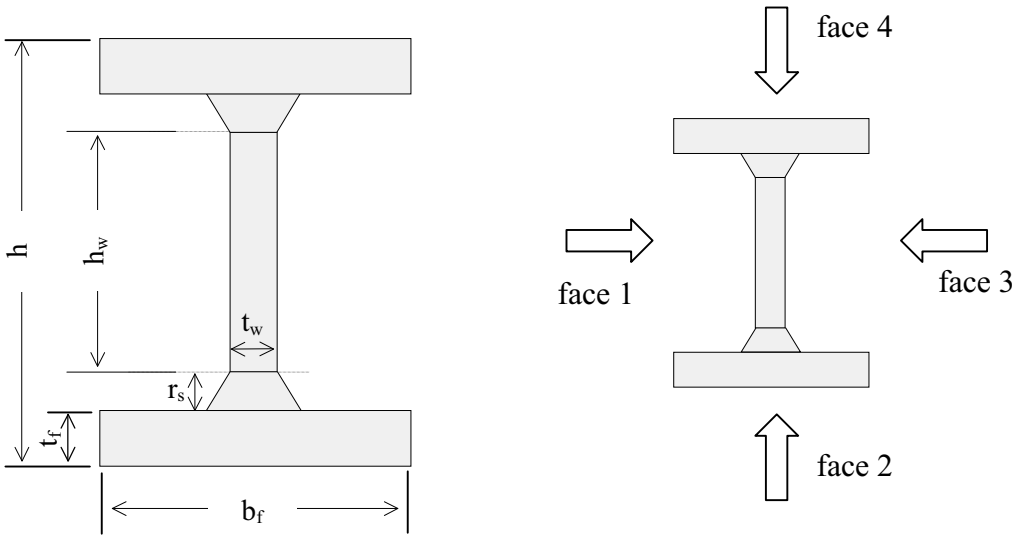


Figura A.1: Seção-transversal de perfis tipo 'I' ou 'H', expostos ao fogo.

Os intervalos de tempo, para determinação da elevação de temperatura no aço, bem aqueles associados com a geração dos dados de saída são descritos a seguir na Tabela A.4.

Tabela A.4: Intervalos de tempo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	deltt	f10.0	intervalo de tempo para aumento de temperatura no aço, em seg (Eqs. 2.8; 2.17; 2.48)
11 – 20	dtprint	f10.0	intervalo de tempo para impressão de resultados, em seg.

A.2.3 Materiais

Tabela A.5: Linha de dados para definição das características do aço empregado.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	eyoung	f10.0	módulo de elasticidade, em kN/m^2
11 – 20	fy	f10.0	limite de escoamento, em kN/m^2
21 – 30	rhoa	f10.0	massa específica do aço, em kg/m^3
31 – 40	beta	f10.0	fator de integração direta (5)
41 – 50	alfac	f10.0	coeficiente de transferência de calor por convecção, em $W/m^2\,^oC$ (6)

Notas:

(5) Fornecido somente quando for empregado o modelo unidimensional de transferência de calor, normalmente adotado o valor de 0,9 (FRANSSEN *et al.*, 2000). Para os demais casos, adotar valor nulo.

(6) Fornecido somente quando for empregado o modelo unidimensional de transferência de calor, normalmente adotado o valor de 25 $W/m^2\,^oC$ (EC-3/Parte-2, 2001). Para os demais casos, adotar valor nulo.

Caso haja previsão de material de proteção contra incêndio, os dados apresentados pela Tabela A.6 devem ser lidos pelo módulo térmico, caso contrário, ignorar tais entradas.

Tabela A.6: Linha de dados para definição das características do aço empregado.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	`rhom`	f10.0	massa específica do material de proteção, em kg/m^3
11 – 20	`Lambm`	f10.0	condutividade térmica do material de isolamento, em W/mK
21 – 30	`cm`	f10.0	calor específico do material de proteção, em J/kgK
31 – 40	`tm`	f10.0	espessura da camada de isolamento do material de proteção, em m (5)

A.2.4 Geometria da seção-transversal

Os dados relacionados com a caracterização da geometria do perfil metálico, apresentado pela Figura A.1, devem ser fornecidos de acordo com a Tabela A.7.

Tabela A.7: Dados para definição de perfis metálicos 'I' ou 'H'.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	`rs`	f10.0	raio de solda, em m
11 – 20	`tw`	f10.0	espessura da alma, em m
21 – 30	`bf`	f10.0	largura da mesa superior ou inferior, em m
31 – 40	`tf`	f10.0	espessura da mesa superior ou inferior, em m
41 – 50	`htotal`	f10.0	altura total do perfil metálico, em m

A.2.5 Arquivos de saída do módulo estrutural

O programa PNL-F produz ao longo de seu processamento alguns arquivos de saída. Estes arquivos são gerados com o intuito de apresentar, quer na forma gráfica, quer na forma de relatórios, todas as informações necessárias para entendimento do modelo analisado e das respostas produzidas. Tais informações são distribuídas por

diferentes arquivos de saída, de modo a permitir o acesso, aos dados de entrada que foram lidos, assim como os resultados gerados pelo programa PNL-F. Apresenta-se a seguir uma sucinta descrição dos arquivos de saída do módulo de análise térmica, separados por suas extensões.

a) Extensão ".tem"*

O arquivo "*.tem" apresenta, além da descrição das variáveis de entrada, uma listagem da variação do campo de temperatura nos elementos, para cada incremento de tempo do processo de análise térmica, fornecendo ainda valores médios para os componentes da seção-transversal, alma, mesa superior e inferior.

b) Extensão ".sai"*

A extensão "*.sai" fornece as informações relacionadas com as propriedades da seção-transversal equivalente, esforços de engastamento perfeito, resistências axial e flexional, e temperatura de referência, descritos na seção 2.6 desta pesquisa, necessárias para conexão do Módulo Térmico com o Módulo Estrutural.

A.3 Entrada de dados para o programa de análise estrutural

A.3.1 Identificação da análise

Será lido um conjunto de oitenta caracteres para identificação e documentação do modelo proposto, conforme detalhado a seguir pela Tabela A.8.

Tabela A.8: Linha de título.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1-80	`hed`	character*80	identificação do modelo estrutural

A.3.2 Método e atributos da análise estrutural

O método de Análise Estrutural empregado e seus respectivos atributos são especificados na segunda linha do arquivo de entrada de dados, de acordo com o proposto na Tabela A.9.

Tabela A.9: Atributos da análise numérica.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1-5	`isolve`	i5	especifica o método de análise (7)
6-10	`iphi`	i5	modelo de redução de rigidez (8)
11-15	`icomb`	i5	número de combinações de carga (9)

Notas:

(7) Para "`isolve` = 1", tem-se uma análise com controle de cargas.

Para "`isolve` = 2", tem-se uma análise com controle de deslocamentos.

(8) Para "`iphi` = 1", será empregado o modelo de redução parabólica de rigidez, com início de plastificação, com α=0,50, apresentado pela Eq. (3.70), utilizando-se a superfície de escoamento proposta pelo AISC-LRFD (1999).

Para "`iphi` = 2", adota-se o modelo de redução parabólica de rigidez, utilizando-se a superfície de resistência do EC-3 (2003).

(9) A variável "`icomb`" armazena o número de combinações de carregamentos a serem utilizadas na análise.

A.3.3 Controle da análise e dimensões do modelo

A terceira linha do arquivo de entrada, conterá informações destinadas ao controle primário da leitura de dados e dimensionamento dos diversos arranjos internos do programa. Os dados a serem lidos são basicamente os seguintes: número de pontos

nodais e de elementos empregados na discretização do problema, número de conjuntos de materiais com propriedades físicas distintas consideradas, número de ligações adotadas e o número de elementos sujeitos a forças concentradas, conforme apresentado a seguir pela Tabela A.10.

Tabela A.10: Linha de controle da análise numérica e dimensões do modelo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1-5	`numnp`	i5	número de pontos nodais lidos (10)
6-10	`nume`	i5	número de elementos lidos (10)
11-15	`ncnt`	i5	número de ligações lidas (10)
16-20	`nummat`	i5	número de materiais lidos (10)
21-25	`ncarg`	i5	número de nos carregados (10)

Notas:

(10) É necessário que: “numnp, nume, nummat e ncarg” não sejam nulos. Entretanto, caso “ncnt” seja igual a zero, o programa ignora a leitura das propriedades das ligações semi-rígidas, considerando-se assim apenas ligações rígidas, na análise estrutural.

A.3.4 Controle para saída de resultados

A quarta linha do arquivo de entrada de dados especifica os valores das chaves para a geração de resultados, que são compostos por um conjunto de variáveis lógicas que indicam as modalidades de saídas que podem ser produzidas ao longo da análise, conforme apresentado pela Tabela A.11. Deve-se ressaltar que os valores fornecidos são obrigatoriamente caracteres lógicos: “t” ou “f”, respectivamente associados a: “verdadeiro” ou “falso”.

Tabela A.11: Linha de controle da análise numérica e dimensões do modelo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1	`femap`	lógica (L1)	geração de arquivos FEMAP60 (1988), (ver nota 11)
2	`ensight`	lógica (L1)	reservado
3	`xgraph`	lógica (L1)	geração de arquivos xgf (12)
4	`displac`	lógica (L1)	impressão de deslocamentos
5	`stress`	lógica (L1)	impressão de tensões

Notas:

(11) Uma vez ajustado o valor "`t`" para a variável "`femap`", o programa irá gerar dois tipos de arquivos de saída. O primeiro, com extensão "*.nas", contém todos os parâmetros geométricos, físicos (materiais), carregamentos e condições de contorno do modelo proposto, de modo que se possa executar a análise numérica, em regime linear elástico, com auxílio do programa NASTRAN (1998). Além disso, o arquivo gerado, pode ser pós-processado, através do programa FEMAP (1988), possibilitando a visualização gráfica do modelo gerado.

O segundo arquivo produzido, com extensão "*.neu", contém todas as respostas estruturais do modelo analisado, incluindo-se: deslocamentos, esforços internos axiais, flexão, parâmetros da análise plástica, módulo tangente, funções de estabilidade e coeficiente de degradação da rigidez rotacional, permitindo-se a visualização gráfica de todos os resultados obtidos, para cada incremento de carga, através do programa FEMAP60 (1988).

(12) A habilitação da variável "`xgraph = t`", possibilita a geração de um arquivo, com extensão "*.xgf", para posterior impressão de curvas do tipo carga vs.

deslocamento, para um grau de liberdade específico. Neste caso, o programa irá executar a leitura das variáveis "ixno" e "ixgl", apresentadas a seguir na Tabela A.12.

Tabela A.12: Linha de controle de impressão de grau de liberdade.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1	ixno	i3	número do nó para geração arquivo xgraph.
2	ixgl	i1	número do grau de liberdade para geração arquivo xgraph.

A.3.5 Descrição do modelo estrutural

Serão lidos "numnp" registros, contendo as condições de contorno e as coordenadas para os pontos nodais da discretização, conforme mostrado na Tabela A.13.

Tabela A.13: Linha de dados nodais do modelo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	n	i5	número do nó (13)
6 – 10	id(1,n)	i5	código grau de lib. desloc. direção x (14)
11 – 15	id(1,n)	i5	código grau de lib. desloc. direção y (14)
16 – 20	id(1,n)	i5	código grau de lib. rotação z (14)
21 – 30	x(n)	f10.0	coordenada x
31 – 40	y(n)	f10.0	coordenada y

(13) O valor de n deverá estar compreendido no intervalo [1,numnp].

(14) As condições de restrição do problema são especificadas para os pontos nodais de acordo com a seguinte convenção: id(i,n)= 0 ou id(i,n)=1,

designando respectivamente um nó (n) livre ou restringido (deslocamento nulo) segundo a direção `i (i=1,3)`.

A.3.6 Dados gerais das ligações viga-coluna

Nesta fase do programa, serão lidos, "`ncnt`" grupos de dados, associados a cada tipo de ligação, conforme especificações da Tabela A.14. Os dados lidos serão utilizados pelo programa PNL-F conforme metodologia de cálculo apresentada na Seção C.5 do Anexo C, da presente pesquisa.

Tabela A.14: Linha de dados gerais das ligações viga-coluna.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`n`	i5	número da ligação (15)
6 – 10	`tipo`	i5	tipo de ligação semi-rígida adotada (16)
11 – 20	`eyoung`	f10.0	módulo de elasticidade do material da ligação
21 – 30	`fy`	f10.0	limite de escoamento do material da ligação

Notas:

(15) O valor de n deverá estar compreendido no intervalo [`1, ncnt`].

(16) Para "`tipo = 1`", corresponde à ligação do tipo "cantoneira simples de alma".

Para "`tipo = 2`", corresponde à ligação do tipo "cantoneira dupla de alma".

Para "`tipo = 3`", corresponde à ligação do tipo "cantoneira superior e inferior".

Para "`tipo = 4`", corresponde à ligação do tipo "cantoneira superior, inferior e dupla de alma".

Em seguida, são lidos, "`ncnt`" seqüências de dados geométricos das ligações, associados a cada tipo de ligação. Os dados são introduzidos separadamente

para ligações com cantoneiras, tipos 1 ao 4, para a geometria das almas e mesas, respectivamente nas Tabelas A.15 e A.16.

Tabela A.15: Linha de dados geométricos das ligações viga-coluna com cantoneiras (alma).

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	gcw	f10.0	distância da base da cantoneira ao centro da linha de parafusos (ver Figura C.8) (nota 17)
6 – 10	lw	f10.0	comprimento da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 17)
11 – 20	tw	f10.0	espessura da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 17)
11 – 20	kw	f10.0	distância da quina da cantoneira ao fim do cordão de solda da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 17)
21 – 30	ww	f10.0	diâmetro do parafuso (ver Figura C.8) (nota 17)

Tabela A.16: Linha de dados geométricos das ligações viga-coluna com cantoneiras (mesa).

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	gct	f10.0	distância da base da cantoneira ao centro da linha de parafusos (ver Figura C.8) (nota 18)
6 – 10	lt	f10.0	comprimento da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 18)
11 – 20	tt	f10.0	espessura da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 18)
11 – 20	kt	f10.0	distância da quina da cantoneira ao fim do cordão de solda da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 18)
21 – 30	kt	f10.0	distância da quina da cantoneira ao fim do cordão de solda da cantoneira (ver Figura C.8) (nota 18)
31 – 40	df	f10.0	altura total da viga (nota 18)

Nota:

(17) Para as ligações sem cantoneira de alma, deve-se especificar valor zero para os dados geométricos acima. Como é o caso específico da ligação do tipo "cantoneira superior e inferior".

(18) Para as ligações do tipo: “cantoneira simples de alma” e “cantoneira dupla de alma”, deve-se especificar valor zero para os dados geométricos apresentados na Tabela A.16.

A.3.7 Dados dos materiais e seções geométricas

Nesta fase, serão lidos “nummat” grupos de dados, relativos a uma determinada seção-transversal, com seu respectivo material constituinte, conforme descrito pela Tabela A.17.

Tabela A.17: Linha de dados dos materiais e seções geométricas do modelo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	n	i5	número do material (19)
6 – 15	eyoung	f10.0	módulo de elasticidade
16 – 25	fy	f10.0	limite de escoamento
26 – 35	area	f10.0	área da seção-transversal
36 – 45	inert	f10.0	momento inércia da seção-transversal
46 – 55	z	f10.0	módulo plástico da seção
56 – 65	etid	f10.0	identificação do modelo de módulo tangente (20)

Notas:

(19) O valor de n deverá estar compreendido no intervalo [1, nummat].

(20) Para “iet = 1”, adota-se o modelo tangente proposto pelo AISC-LRFD (1999), que foi previamente apresentado, conforme Eq. (3.41), em condições de temperatura ambiente.

Para “iet = 2”, emprega-se o modelo tangente (EC-3, 2003; NBR-8800, 1986), Eq. (3.53), em condições de temperatura ambiente.

Para "`iet = 3`", o programa vai adotar o módulo tangente obtido em função das prescrições do EC-3/Parte-2 (2001), dado pela Eq. (3.69).

A.3.8 Dados dos elementos

Deverão ser fornecidos "`nume`" registros para a definição das incidências dos nós (conetividades), material e propriedade da seção-transversal, e tipo de ligação associada a cada extremidade do elemento, de acordo com o exposto na Tabela A.18.

Tabela A.18: Linha de dados dos elementos.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`n`	i5	número do elemento
6 – 15	`incid(n.1)`	i5	incidência #1 (21)
16 – 25	`incid(n.2)`	i5	incidência #2 (21)
26 – 35	`mtype(n)`	i5	tipo de material associado (22)
36 – 45	`nctype(n,1)`	i5	tipo de ligação associada, extremidade A (ver Figura 3.30) (23)
46 – 55	`nctype(n,2)`	i5	tipo de ligação associada, extremidade B (ver Figura 3.30) (23)

Notas:

(21) As incidências dos elementos devem estar compreendidas no intervalo [`1, numnp`].

(22) O valor atribuído ao tipo de material atender ao intervalo [`1, nummat`].

(23) Para elementos, onde não sejam incorporadas ligações viga-coluna, o usuário deve prescrever o valor zero. Neste caso, o programa assume automaticamente uma ligação rígida.

A.3.9 Consideração do incêndio

Após a leitura dos dados relacionados com a geometria e conectividade dos elementos, faz-se necessária a definição da consideração ou não da ação de incêndio de

projeto. Esta opção é realizada através da variável "*label*" descrita a seguir na Tabela A.19.

Tabela A.19: Consideração da ação de incêndio.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`label`	character*5	consideração ou não de ações térmicas devido ao incêndio (24)

(24) Para `"label" = "DEAD"`, assume-se que a análise estrutural não levará em consideração os efeitos decorrentes do incêndio, sendo realizada em condições de temperatura ambiente.

Para `"label" = "FIRE"`, serão considerados os efeitos devido ao incêndio de projeto, sendo necessária a leitura dos dados apresentados pelas Tabelas A.20 a A.23, logo após a definição dos dados relacionados com os carregamentos. Deste modo, são lidos inicialmente o número de arquivos "*.sai" (Seção A.2.5.b) e o número de intervalos de tempo para realização da análise térmica.

Tabela A.20: Arquivos para consideração das ações térmicas.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`narq`	i5	número de arquivos para caracterização do incêndio
6 – 10	`ntime`	i5	número de intervalos de tempo para consideração do incêndio

Em seguida, são lidos `"narq"` nomes de arquivos, utilizados na identificação dos arquivos contendo informações sobre as características térmicas das seções-transversais expostas ao fogo, visando sua consideração na análise estrutural,

conforme Tabela A.21. Os arquivos devem estar localizados no mesmo diretório dos demais arquivos de entrada. A ordem seqüencial dos arquivos será adotada posteriormente na identificação dos respectivos elementos relacionados, conforme apresentado pela Tabela A.23.

Tabela A.21: Arquivos com propriedades das seções aquecidas.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 30	`flabel`	character*30	nome de arquivos e extensão, com informações sobre as características térmicas

Após leitura dos nomes de arquivos térmicos, são definidos os respectivos elementos afetados pela ação do incêndio de projeto. Inicialmente são lidos o número de elementos expostos ao fogo, bem como o fator de multiplicação dos esforços de engastamento perfeito para posterior combinação com as ações externas atuantes na estrutura, conforme Tabela A.22.

Tabela A.22: Elementos expostos ao fogo.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`nloads`	i5	número de elementos expostos à ação do fogo
6 – 10	`firecomb`	i5	fator de combinação das ações térmicas

Em continuidade, são lidos "`nloads`" registros, contendo o número associado ao elemento afetado pelo fogo, com respectivo arquivo de características térmicas, conforme apresentado pela Tabela A.23.

Tabela A.23: Correlação de elementos e arquivos com propriedades térmicas.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`nelem`	i5	elemento estrutural
6 – 10	`nfile`	i5	arquivo com propriedade térmica

A.3.10 Dados do carregamento

Para a definição dos carregamentos do problema, serão lidos "`ncarg`" registros, correspondente a cada ponto nodal carregado, com a identificação do nó e os três componentes da carga aplicada, x, y e momento z, conforme apresentado na Tabela A.24.

Tabela A.24: Linha de dados de forças nodais.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`n`	i5	número do nó
6 – 15	`force(n,1)`	f10.0	componente da carga em x
16 – 25	`force(n,2)`	f10.0	componente da carga em y
26 – 35	`force(n,3)`	f10.0	momento fletor em z

Quando a análise for desenvolvida através de controle de deslocamentos, i.e., "`isolve = 2`", como mostrado anteriormente, o usuário precisa fornecer, logo após os dados de carregamentos, uma linha de comando com o grau de liberdade que se deseja incrementar, com o respectivo valor do deslocamento incremental (ΔD_j), conforme Tabela A.25, a seguir.

Tabela A.25: Linha de dados para determinação do deslocamento incremental.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`n`	I5	grau de liberdade
6 – 15	`force(n,1)`	f10.0	valor do deslocamento incremental

A.3.11 Dados para a análise incremental-iterativa

De acordo com o número de combinações de cargas, "`icomb`", previamente definido, serão armazenados "`icomb`" grupos de registros, contendo o número de incrementos adotados na análise, o número da combinação de carga associada e os demais dados que serão empregados na definição dos incrementos de carga. A Tabela A.26 apresenta um resumo das características gerais, que são empregadas na definição do número de incrementos e a combinação de carga adotados na análise.

Tabela A.26: Linha para definição do número de incrementos e a combinação de carga.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 5	`nincre`	i5	número de incrementos de carga
6 – 10	`comb`	i5	número da combinação carga

Para cada um dos incrementos de carga ("`nincre`"), deverá ser fornecido um grupo de dados contendo a definição do incremento de carga, especificado na Tabela A.27.

Tabela A.27: Linha de dados para definição do incremento de carga.

Coluna	Variável	Tipo	Nota
1 – 10	`dlamb`	f10.0	fator multiplicador
11 – 20	`utol`	f10.0	tolerância para deslocamentos
21 – 30	`rtol`	f10.0	tolerância para resíduos
31 – 35	`maxite`	i5	limite de iterações
36 – 41	`flgout`	logical (l5)	chave p/ geração de saídas

A.3.12 Arquivos de saída do módulo estrutural

Apresenta-se a seguir as principais características dos arquivos de saída gerados pelo módulo estrutural do programa PNL-F.

a) Extensão ".lis"*

O arquivo "*.lis" tem como propósito a apresentação de um relatório geral da análise desenvolvida. Neste arquivo, todas as variáveis, que compõem os dados de entrada, são identificadas e organizadas, fornecendo ao usuário uma idéia de conjunto da análise em curso. Além disso, o arquivo "*.lis", registra todo o desenvolvimento da análise incremental, para cada incremento e combinação de carga processada.

*b) Extensão "*plt"*

O arquivo "*.plt" descreve de forma minuciosa todas as matrizes de rigidez dos elementos de viga-coluna, tanto no sistema local, como também no sistema global, as quais foram montadas pelo programa, para cada incremento e iteração de carga. Assim, todos os dados necessários para uma avaliação adicional das matrizes apresentadas, por parte do usuário, são claramente disponibilizados.

c) Extensão ".nas"*

Como comentado anteriormente na Seção A.3.4, o arquivo de saída com extensão "*.nas", é gerado em um formato compatível com os arquivos de entrada de dados para o programa NASTRAN (1998). Nesse sentido, o arquivo em tela, contém todas as informações necessárias para submeter o modelo proposto, a uma análise numérica em regime linear elástico, com carregamentos correspondentes ao primeiro passo de carga, através do programa NASTRAN. Além disso, o arquivo "*.nas", por conter todas as informações associadas ao modelo numérico, pode ser pós-processado graficamente, através do programa FEMAP60 (1988).

d) Extensão ".neu"*

O programa PNL-F gera um arquivo em formato "*neutral*", extensão "*.neu", que possibilita a posterior interpretação dos dados armazenados, por parte do programa FEMAP60 (1988). O conjunto de informações reunidas no arquivo "*.neu", permite ao usuário, uma visualização gráfica de todos os resultados obtidos, como por exemplo: deslocamentos, esforços internos e índices de plasticidade, para cada incremento de carga processado, ou instante do incêndio transcorrido.

e) Extensão ".lig"*

O arquivo de saída "*.lig" contém um conjunto de informações relacionadas com as ligações viga-coluna discretizadas na análise. Em linhas gerais, são apresentados os dados de entrada, alguns resultados de cálculos intermediários, como por exemplo os parâmetros adimensionais, semelhantes aos propostos no Anexo C do presente trabalho e os resultados finais para cada ligação viga-coluna considerada, tais como, rigidez inicial, momento último e coeficiente de forma. Adicionalmente, são registrados os valores das rigidezas tangentes obtidas para cada extremidade do elemento (R_{ktA} e R_{ktB}), ao longo de cada passo de carga da análise.

f) Extensão ".xgf"*

O arquivo, com extensão "*.xgf" é utilizado para facilitar uma posterior impressão de curvas do tipo carga versos deslocamento, para um dado grau de liberdade, fornecido previamente pelo usuário.

g) Extensão ".pls"*

Os esforços internos obtidos com o programa PNL-F, como também os

critérios de plasticidade, estão disponibilizados e agrupados para cada elemento e incremento de carga, pelo no arquivo "*.pls". Este conjunto de informações é extremante útil quando se deseja verificar o comportamento elasto-plástico de um determinado elemento ao longo do processo incremental, principalmente na impressão de curvas do tipo esforço axial versos momento fletor, sob superfícies de escoamento.

A.4 Procedimentos de soluções numéricas

A.4.1 Método incremental simples (análise térmica)

O método incremental simples, ou puramente incremental de carga, é a técnica mais simples e mais direta para solucionar problemas não-lineares. Este procedimento numérico foi adotado nas análises térmicas por transferência de calor desenvolvidos com uso do modelo unidimensional, conforme apresentado anteriormente pela Seção 2.4. Os principais passos a serem seguidos, na implementação do algoritmo de análise térmica, estão resumidos a seguir:

Passo 1) Cálculo dos vetores de fluxo de calor, $\{R\}$, a partir das informações iniciais do problema, definidas para o instante t=0, conforme Eq. (2.37).

Passo 2) Com base nos últimos valores de temperatura, montam-se as matrizes de condução de calor $[K_t]$ (Eq. 2.35), levando-se em consideração as parcelas de convecção e radiação (Eq. 2.40).

Passo 3) Monta-se a matriz de massa concentrada $[M]$.

Passo 4) Determina-se o vetor de temperaturas incrementais, $\{\dot{\theta}\}$ a partir do sistema apresentado pela Eq. (2.48), para um determinado intervalo de tempo Δt.

Passo 5) Determinação das propriedades da seção-transversal equivalente,

segundo metodologia descrita pela seção 2.6.

Passo 6) Gravam-se os resultados de temperatura obtidos e caso seja necessário, reinicia-se a análise com um novo passo de carga.

Como foi visto, nenhum equilíbrio é realizado ao final de cada passo de temperatura, de modo que, os erros devidos às linearizações assumidas não garantem o equilíbrio térmico ao final de cada passo de carga. Por conseguinte, a precisão nos resultados finais é afetada pela acumulação dos erros, a cada passo da análise, estando seu desempenho diretamente condicionado ao número de incrementos em que é dividida a carga total. Deste modo, o incremento de tempo especificado não deve ser excessivo.

A.4.2 Método incremental-iterativo Newton-Raphson (análise estrutural)

O método incremental-iterativo Newton-Raphson Padrão (NRP), é um dos métodos mais usados na solução de problemas não-lineares geométricos em análise estrutural. Neste tipo de solução, um procedimento iterativo é adotado com o intuito de eliminar o vetor de forças desbalanceados que advém do processo de linearização da solução. A presença de forças desbalanceadas, indica que, o equilíbrio entre o vetor de forças externas e internas foi violado. Conforme apresentado a seguir, a matriz de rigidez tangente do elemento de viga-coluna (Eq. 3.93) é reavaliada em todas as iterações, no método NRP, o que se traduz em uma convergência mais rápida, porém com um elevado custo computacional na montagem e decomposição dos sistemas, os passos seguidos pelo algoritmo, são sintetizados a seguir, onde os subscrito refere-se ao passo de carga, enquanto que, o sobrescrito indica o ciclo iterativo:

Passo 1) Após leitura e das propriedades térmicas dos elementos expostos ao fogo, procede-se com o cálculo da força incremental tentativa, $\dot{F}_g$, igual a carga total multiplicada pelo fator de carga incremental (Eq 3.26).

Passo 2) Monta-se a matriz de rigidez tangente dos elementos em coordenadas globais k_g (Eq. 3.93), levando-se em consideração, se for o caso, presença de plasticidade.

Passo 3) Atualiza-se a matriz de rigidez tangente do elemento para formar a matriz de rigidez tangente da estrutura K^1_{gi}, baseada na configuração deformada ao final do passo de carga anterior.

Passo 4) Calcula-se o vetor de deslocamentos incremental da estrutura:

$$\dot{F}_{gi} = K^1_{gi} \cdot \dot{D}^1_{gi} \qquad \text{Eq. (A.1)}$$

$$\dot{D}^1_{gi} = \left[K^1_{gi}\right]^{-1} \cdot \dot{F}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.2)}$$

Passo 5) Atualiza-se o vetor de deslocamentos nodais da estrutura:

$$D^1_{gi} = D_{gi} + \dot{D}^1_{gi} \qquad \text{Eq. (A.3)}$$

Passo 6) Separa-se o vetor de deslocamentos incremental do elemento $\dot{d}_{gi}$, a partir de $\dot{D}_{gi}$, para cada elemento da estrutura. Determinam-se as rotações de extremidade: Θ_A e Θ_B, e o deslocamento axial *e*, com base nas Eqs. (3.18) a (3.20).

Passo 7) Para cada elemento, calcula-se os esforços de extremidade, a partir da configuração geométrica atual da estrutura, obtida pelo passo 5, levando-se em consideração a presença ou não de temperatura, ou seja adicionando-se o vetor de esforços de engastamento perfeito F_{ep} (Eq. 2.62).

Passo 8) Forma-se o vetor de forças internas da estrutura F^1_{gi}, após a primeira iteração, pela atualização dos esforços de extremidade do elemento, passo 7, para todos os elementos.

Passo 9) Calcula-se o vetor de forças externas, levando-se em consideração as forças nodais equivalentes devido a variação de temperatura na seção-transversal dos perfis metálicos aquecidos F_{ep} (Eq. 2.62):

$$F^1_{gi+1} = F_{gi} + \dot{F}^1_{gi} \qquad \text{Eq. (A.4)}$$

Passo 10) Calcula-se o vetor de forças desbalanceadas $\dot{Q}^1_{gi}$, resíduos, ao final de cada iteração:

$$\dot{Q}^1_{gi} = F_{gi+1} - F^1_{gi} \qquad \text{Eq. (A.5)}$$

Passo 11) A partir do valor atual da força axial, *P*, atualiza-se a matriz de rigidez do elemento, k, para cada elemento. Monta-se a matriz de rigidez tangente atualizada da estrutura K^2_{gi}, a partir de todas as k. Determina-se o vetor de deslocamentos incremental, $\dot{D}^2_{gi}$, a partir do vetor de forças desbalanceadas calculadas na iteração anterior, $\dot{Q}^1$ e :

$$\dot{D}^2_{gi} = \left[K^2_{gi}\right]^{-1} \cdot \dot{Q}^1 \qquad \text{Eq. (A.6)}$$

Passo 12) Atualiza-se o vetor de deslocamento da estrutura:

$$D^2_{gi} = D_{gi} + \sum_{k=1}^{2} \dot{D}^k_{gi} \qquad \text{Eq. (A.7)}$$

Passo 13) Separa-se o vetor de deslocamentos do elemento d_i, a partir do vetor de D^2_i, para cada elemento. Atualiza-se: *e*, Θ_A e Θ_B, e por conseguinte: *P*, M_A e M_B, como foi feito no passo 7, para todos os elementos.

Passo 14) Atualiza-se o vetor de forças dos elementos e forma-se um novo vetor de esforços internos da estrutura, P^2_{gi}.

Passo 15) Calcula-se o novo vetor de forças desbalanceadas $\dot{Q}^2$:

$$\dot{Q}^2 = F_{gi+1} - F^2_{gi} \qquad \text{Eq. (A.8)}$$

Passo 16) Repetem-se os passos 11 ao 15, até que o critério de convergência esteja atendido. Os critérios de convergência adotados pelo método NRP são determinados em função do vetor de cargas desbalanceadas normalizados e (FNORM) e a norma de deslocamentos (DNORM), a partir de um critério de tolerância pré-estabelecido:

$$\text{FNORM} = \left[\frac{\left|\dot{D}^{j}\right|}{\left|F^{j}\right|} \right]_{max} \leq \varepsilon_0 \qquad \text{Eq. (A.9)}$$

$$\text{DNORM} = \left[\frac{\left|\dot{D}^{j}\right|}{\left|D^{j}\right|} \right]_{max} \leq \varepsilon_1 \qquad \text{Eq. (A.10)}$$

Onde, ε_0 e ε_1 são valores de tolerância bastante pequenos, podendo variar entre de 10^{-6} a 10^{-2}.

Passo 17) Após alcançar a convergência, os deslocamentos nodais da estrutura, ao final do passo de carga *i* são obtidos por:

$$D_{gi+1} = D_{gi}^{n} = D_{gi}^{n-1} + \dot{D}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.11)}$$

Passo 18) Gravam-se os resultados obtidos e caso seja necessário, reinicia-se a análise, com um novo passo de carga, repetindo-se os passos 2 ao 17.

A.4.3 Método controle de deslocamentos (análise estrutural)

Até o momento, nos procedimentos de controle de carga, foi assumido que o fator de carga incremental mantém-se positivo durante todo ciclo iterativo. Deste modo, não é possível acompanhar o traçado da trajetória de equilíbrio, para carregamentos acima do valor da carga crítica. Neste caso, podem ser utilizados procedimentos numéricos alternativos, como o algoritmo de controle de deslocamentos proposto por (HAISLER e STRICKLIN, 1977). A técnica de controle de deslocamentos consiste em controlar não o incremento do parâmetro de carga $\Delta\lambda$, mas sim o incremento de uma

determinada componente *j* do vetor de deslocamento da estrutura. Nesse sentido, a hipersuperfície de restrição passa a ser um plano ortogonal ao eixo dos deslocamentos. Em outras palavras, $\Delta\lambda$ não é mais constante durante um ciclo iterativo, de modo que λ passa a ser mais uma incógnita. Os passos seguidos pelo algoritmo de controle de deslocamentos são bastante semelhantes daqueles apresentados para o método N-R padrão, e estão resumidos a seguir (JACOB, 1997):

Passo 1) Cálculo da força incremental tentativa, $\lambda_{gi}\dot{F}_{gi}$, que é igual a carga total multiplicada pelo parâmetro total de carga. Onde:

$$\lambda_{gi} = \lambda_{gi}^{k-1} + \dot{\lambda}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.12)}$$

Passo 2) Toma-se o valor para o incremento da componente *j* do vetor de deslocamento ΔD_j, que no caso do presente estudo é determinada pelo usuário.

Passo 3) Monta-se a matriz de rigidez tangente dos elementos em coordenadas globais k_g, levando-se em consideração, caso aplicável, a formação de rótulas plásticas.

Passo 4) Atualiza-se a matriz de rigidez tangente do elemento para formar a matriz de rigidez tangente da estrutura K_{gi}^{1}.

Passo 5) Calcula-se a solução "tangente":

$$\dot{d}2_{gi}^{1} = \left[K_{gi}^{1}\right]^{1} \cdot \lambda_{gi}\dot{F}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.13)}$$

Passo 6) Calcula-se o valor de $\dot{\lambda}_{gi}^{1}$, no primeiro ciclo iterativo:

$$\dot{\lambda}_{gi}^{1} = \frac{\Delta d_j}{\dot{d}2_{gi}^{1}} \qquad \text{Eq. (A.14)}$$

Passo 7) Calcula-se a variação do incremento de deslocamentos:

$$\dot{D}_{gi} = \dot{d}1_{gi} + \dot{\lambda}_{gi}\dot{d}2_{gi} \qquad \text{Eq. (A.15)}$$

Passo 8) Atualizam-se as variáveis incrementais do problema:

$$\Delta D_{gi} = \Delta D_{gi-1} + \dot{D}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.16)}$$

Passo 9) Atualizam-se as variáveis totais:

$$D_{gi} = D_{gi-1} + \dot{D}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.17)}$$

$$\lambda_{gi} = \lambda_{gi-1} + \dot{\lambda}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.18)}$$

Passo 10) Forma-se o vetor de forças internas da estrutura F^1_{gi}, a partir dos deslocamentos D_{gi}.

Passo 11) Atualiza-se e decompõe-se a matriz de rigidez tangente, K^2_{gi}.

Passo 12) Recalcula-se a solução "tangente":

$$\dot{d}2^2_{gi} = \left[K^2_{gi}\right]^{-1} \cdot \lambda^2_{gi} \dot{F}^2_{gi} \qquad \text{Eq. (A.19)}$$

Passo 13) Calcula-se a solução "residual":

$$\dot{d}1^2_{gi} = \left[K^2_{gi}\right]^{-1} \cdot \left(\lambda^2_{gi} \dot{F}^2_{gi} - F^2_{gi}\right) \qquad \text{Eq. (A.20)}$$

Passo 14) Determina-se a variação do incremento do parâmetro de carga, $\dot{\lambda}^2_{gi}$:

$$\dot{\lambda}^2_{gi} = \frac{\Delta d_j - \Delta D_{gi-1} - \dot{d}1^2_{gi}}{\dot{d}2^2_{gi}} \qquad \text{Eq. (A.21)}$$

Passo 15) Repetem-se os passo 7 ao 14, até que o critério de convergência esteja atendido.

Passo 16) Após alcançar a convergência, os deslocamentos nodais da estrutura, ao final do passo de carga *i* são obtidos por:

$$D_{gi+1} = D^n_{gi} = D^{n-1}_{gi} + \dot{D}_{gi} \qquad \text{Eq. (A.22)}$$

Passo 17) Gravam-se os resultados obtidos e caso seja necessário, reinicia-se a análise.

Anexo B

RESULTADOS COM MODELO DE ANÁLISE TÉRMICA

B.1 Introdução

Apresenta-se no presente Anexo B, a relação das principais comparações realizadas entre os resultados obtidos pela ferramenta computacional desenvolvida, Programa PNL-F, pelo Programa SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) e pelo modelo simplificado de cálculo proposto seguindo o EC-3/Parte-2 (2001). Os fundamentos numéricos e as conclusões extraídas com base nas análises realizadas, foram descritos anteriormente no Capítulo 2.

Os resultados obtidos na avaliação da distribuição de temperaturas ao longo da seção-transversal, estão apresentados na Seção B.2. As Tabelas B.1 a B.12 apresentam as diferenças percentuais obtidas entre os modelos verificados, Programa PNL-F, Programa SAFIR e EC-3, para os 3 perfis metálicos selecionados: IPEA-80, W360, W760 (Tabela 2.4), expostos ao fogo em 3 ou 4 faces, com ou sem a presença de material de proteção contra incêndio. Os respectivos valores de variação de temperatura, em função do tempo de incêndio transcorrido, para os diferentes modelos de análise

térmica verificados, estão apresentados pelas Figuras B.1 a B.12

A partir dos cenários de aquecimento da seção-transversal, considerados na Seção B.2, foram verificadas as características equivalentes dos perfis selecionados, conforme apresentado pela Seção B.3.

Assim, utilizando-se a metodologia descrita na Seção 2.6, foram comparadas as diferenças percentuais obtidas entre os modelos térmicos analisados, respeitando-se cada hipótese de aquecimento postulada na Seção B.2. Os resultados obtidos nestas avaliações foram consolidados da seguinte forma: Tabelas B.13 a B.15, para perfis metálicos desprotegidos e expostos ao fogo nas 3 faces inferiores; Tabelas B.16 a B.18, para perfis desprotegidos e expostos ao fogo em todas as 4 faces; Tabela B.19 a B.21, para perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio e (Tabela 2.5) expostos ao fogo nas 3 faces inferiores; e finalmente, Tabela B.22 a B.24 para perfis metálicos protegidos e expostos ao fogo em 4 faces. Estes resultados estão ilustrados nas Figuras B.13 a B.34, respeitando-se a mesma seqüência de apresentação das Tabelas (B.13 a B.24).

B.2 Variação do campo de temperaturas

Tabela B.1: Diferenças percentuais para variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	10,7%	7,0%	20,7%	1,0%	0,8%	0,9%
1200	3,6%	2,6%	9,9%	0,4%	0,4%	0,3%
1800	1,5%	1,1%	4,9%	0,2%	0,2%	0,1%
2400	0,8%	0,6%	2,7%	0,1%	0,1%	0,1%
3000	0,6%	0,4%	1,7%	0,0%	0,1%	0,0%
3600	0,4%	0,3%	1,2%	0,0%	0,1%	0,0%
Máximo	10,7%	7,0%	20,7%	1,0%	0,8%	0,9%
Mínimo	0,4%	0,3%	1,2%	0,0%	0,1%	0,0%
Médio	2,9%	2,0%	6,9%	0,3%	0,3%	0,3%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

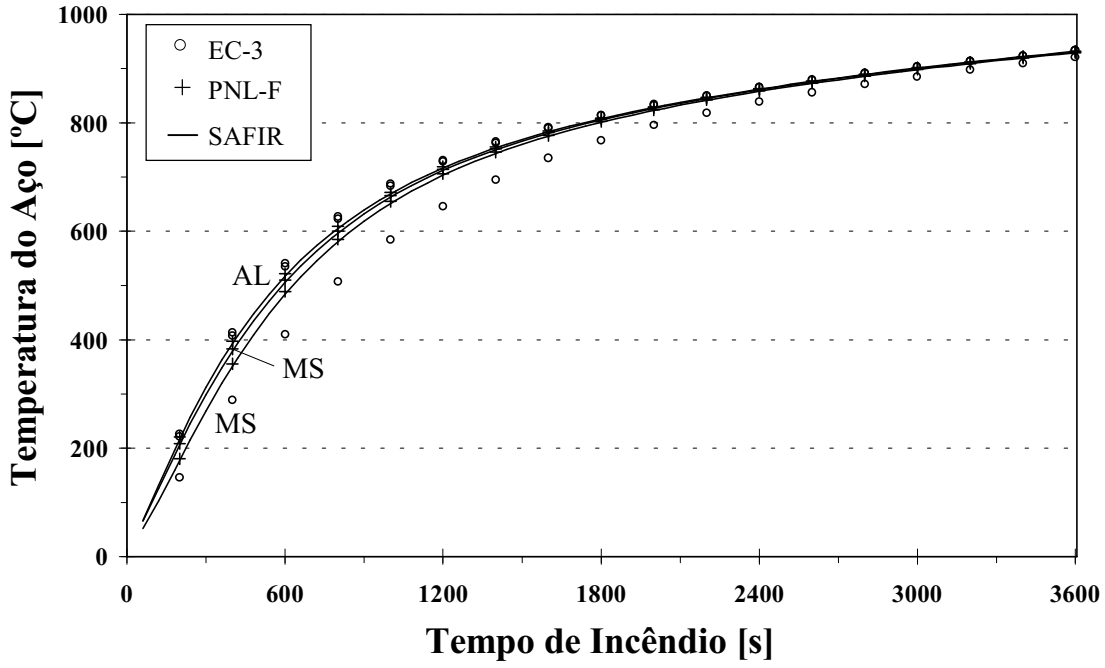


Figura B.1: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.2: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	0,3%	1,0%	0,3%	0,9%	0,9%	0,9%
1200	0,1%	0,4%	0,1%	0,3%	0,3%	0,3%
1800	0,0%	0,1%	0,0%	0,1%	0,2%	0,1%
2400	0,0%	0,1%	0,0%	0,1%	0,1%	0,1%
3000	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%
3600	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%
Máximo	0,3%	1,0%	0,3%	0,9%	0,9%	0,9%
Mínimo	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%
Médio	0,1%	0,3%	0,1%	0,2%	0,3%	0,3%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

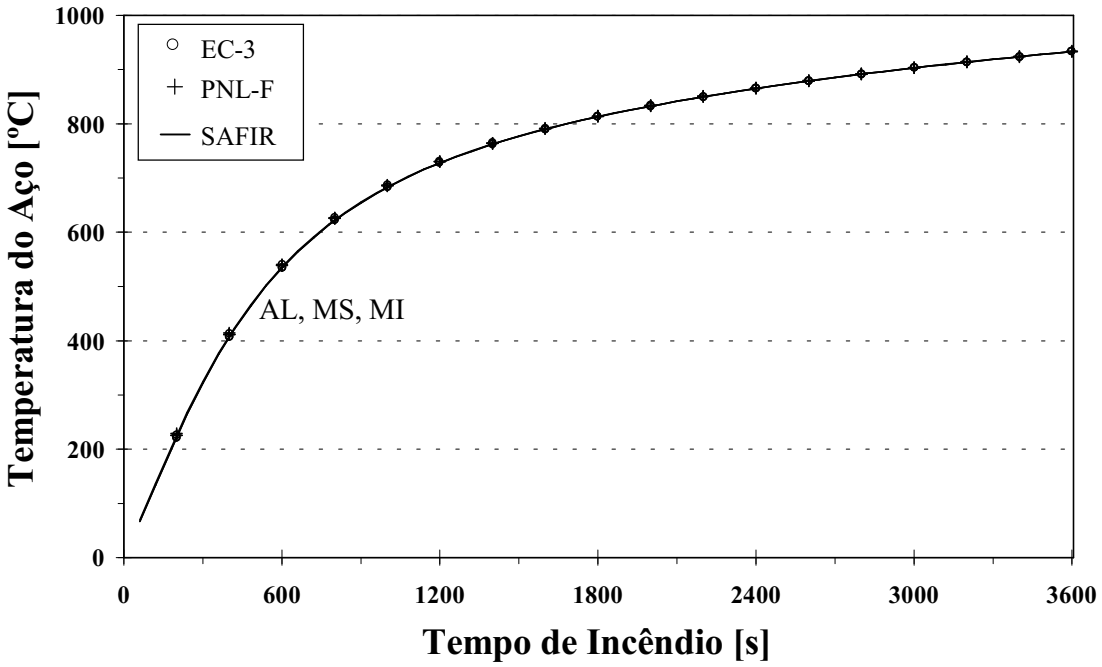


Figura B.2: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tabela B.3: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	21,7%	15,2%	22,6%	8,5%	8,6%	8,4%
1200	11,4%	9,5%	14,9%	4,7%	4,6%	4,5%
1800	6,4%	5,5%	9,9%	2,8%	2,7%	2,6%
2400	3,7%	3,3%	6,6%	1,7%	1,6%	1,6%
3000	2,3%	2,0%	4,5%	1,1%	1,0%	1,0%
3600	1,5%	1,3%	3,1%	0,7%	0,7%	0,7%
Máximo	21,7%	15,2%	22,6%	8,5%	8,6%	8,4%
Mínimo	1,5%	1,3%	3,1%	0,7%	0,7%	0,7%
Médio	7,8%	6,2%	10,2%	3,2%	3,2%	3,1%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

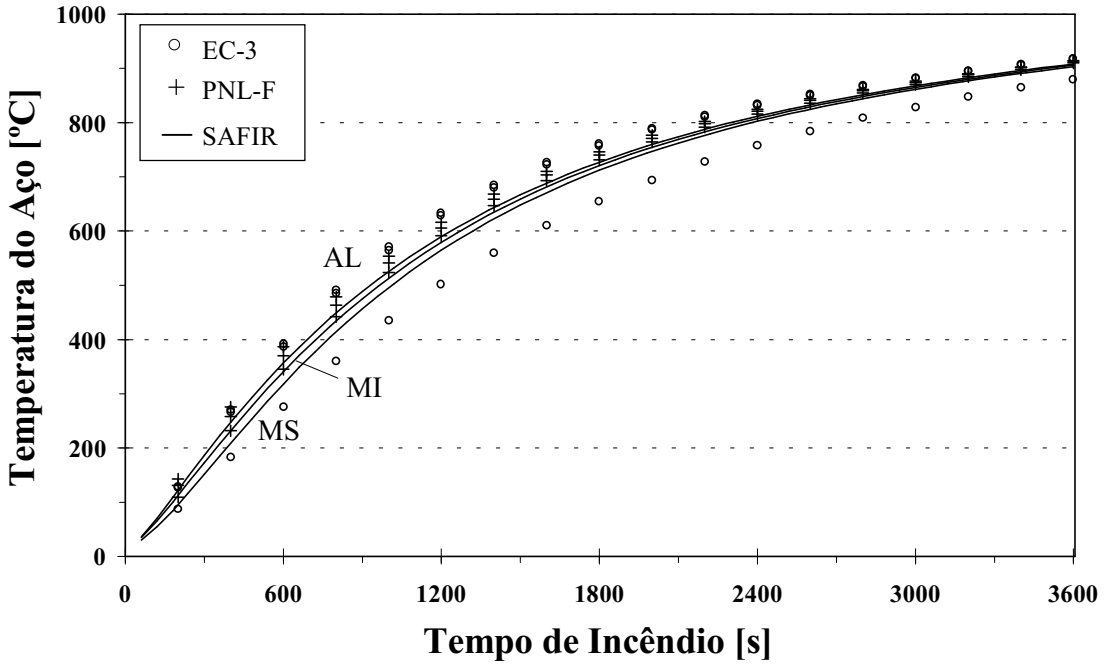


Figura B.3: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil IPEA-80 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.4: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	42,4%	44,0%	42,4%	9,8%	10,1%	9,8%
1200	18,0%	18,4%	18,0%	5,0%	5,1%	5,0%
1800	8,5%	8,7%	8,5%	2,7%	2,7%	2,7%
2400	4,6%	4,7%	4,6%	1,5%	1,5%	1,5%
3000	2,9%	2,9%	2,9%	0,9%	1,0%	0,9%
3600	2,0%	2,0%	2,0%	0,6%	0,6%	0,6%
Máximo	42,4%	44,0%	42,4%	9,8%	10,1%	9,8%
Mínimo	2,0%	2,0%	2,0%	0,6%	0,6%	0,6%
Médio	13,1%	13,5%	13,1%	3,4%	3,5%	3,4%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

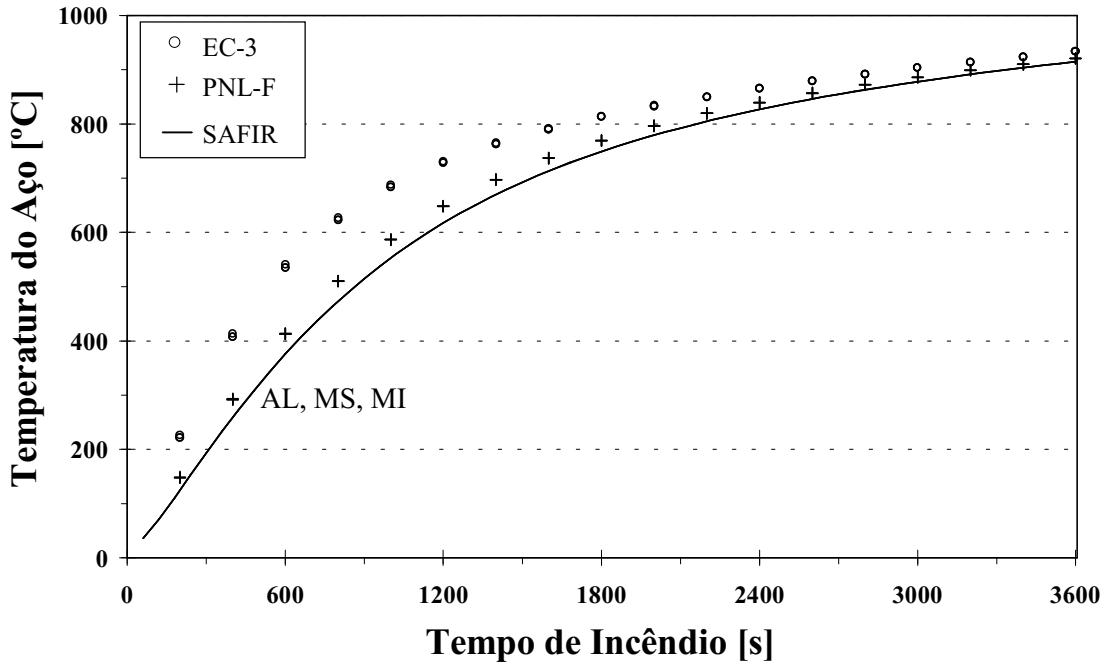


Figura B.4: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil IPEA-80 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tabela B.5: Diferenças percentuais para variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W360 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	32,3%	6,1%	28,2%	2,7%	6,6%	2,8%
1200	39,1%	13,2%	33,9%	4,6%	7,1%	3,5%
1800	39,6%	17,2%	35,4%	5,5%	6,9%	3,8%
2400	38,5%	19,5%	35,6%	6,0%	6,6%	3,8%
3000	36,9%	20,7%	35,2%	6,2%	6,3%	3,8%
3600	35,2%	21,3%	34,7%	6,3%	6,1%	3,7%
Máximo	39,6%	21,3%	35,6%	6,3%	7,1%	3,8%
Mínimo	32,3%	6,1%	28,2%	2,7%	6,1%	2,8%
Médio	36,9%	16,3%	33,8%	5,2%	6,6%	3,6%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

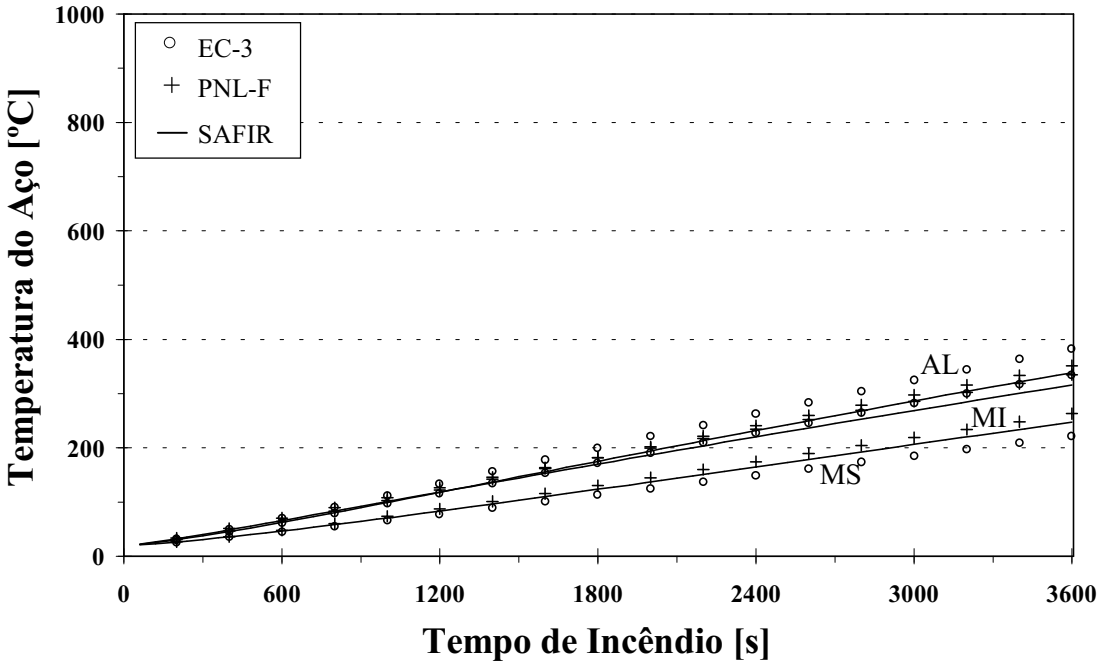


Figura B.5: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W360 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.6: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W360 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	1,1%	4,3%	1,1%	2,2%	9,5%	2,8%
1200	1,7%	8,0%	1,7%	2,9%	10,0%	3,6%
1800	1,9%	9,6%	1,9%	3,2%	9,3%	3,9%
2400	2,0%	10,2%	2,0%	3,4%	8,5%	4,0%
3000	2,0%	10,4%	2,0%	3,4%	7,8%	4,0%
3600	2,0%	10,3%	2,0%	3,4%	7,2%	4,0%
Máximo	2,0%	10,4%	2,0%	3,4%	10,0%	4,0%
Mínimo	1,1%	4,3%	1,1%	2,2%	7,2%	2,8%
Médio	1,8%	8,8%	1,8%	3,1%	8,7%	3,7%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

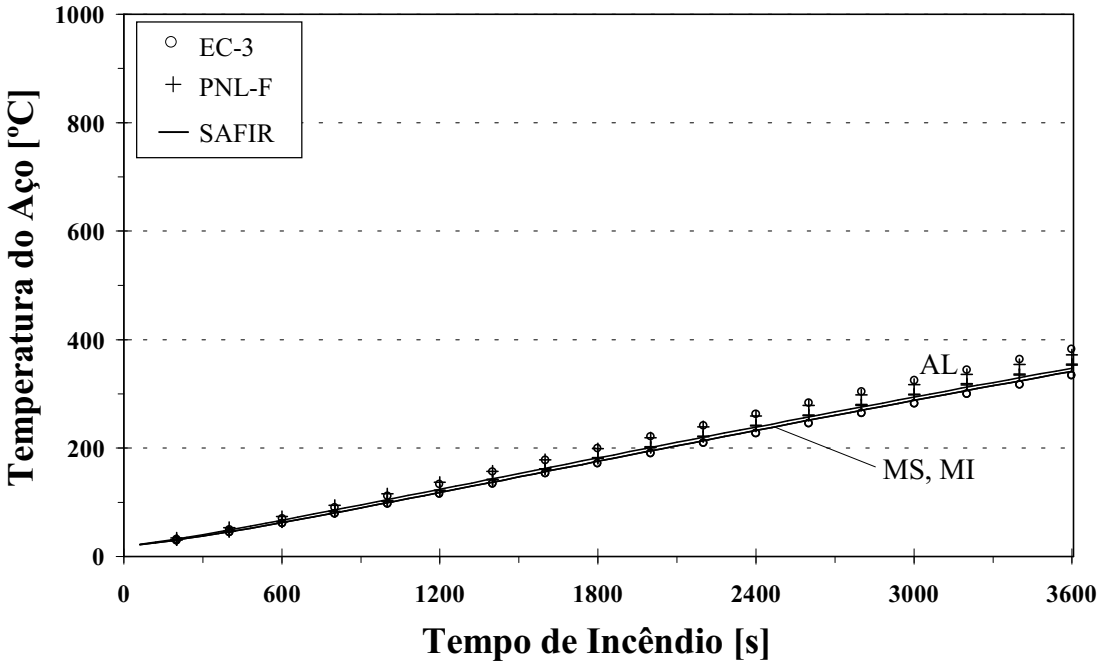


Figura B.6: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W360 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tabela B.7: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W360 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	31,1%	12,7%	19,0%	3,4%	3,6%	3,4%
1200	43,6%	22,2%	26,2%	5,1%	1,8%	5,5%
1800	47,7%	27,5%	29,0%	5,5%	0,1%	6,1%
2400	48,7%	30,7%	30,1%	5,6%	1,1%	6,3%
3000	48,4%	32,6%	30,6%	5,6%	1,9%	6,4%
3600	47,6%	33,7%	30,6%	5,5%	2,5%	6,4%
Máximo	48,7%	33,7%	30,6%	5,6%	3,6%	6,4%
Mínimo	31,1%	12,7%	19,0%	3,4%	0,1%	3,4%
Médio	44,5%	26,6%	27,6%	5,1%	1,8%	5,7%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

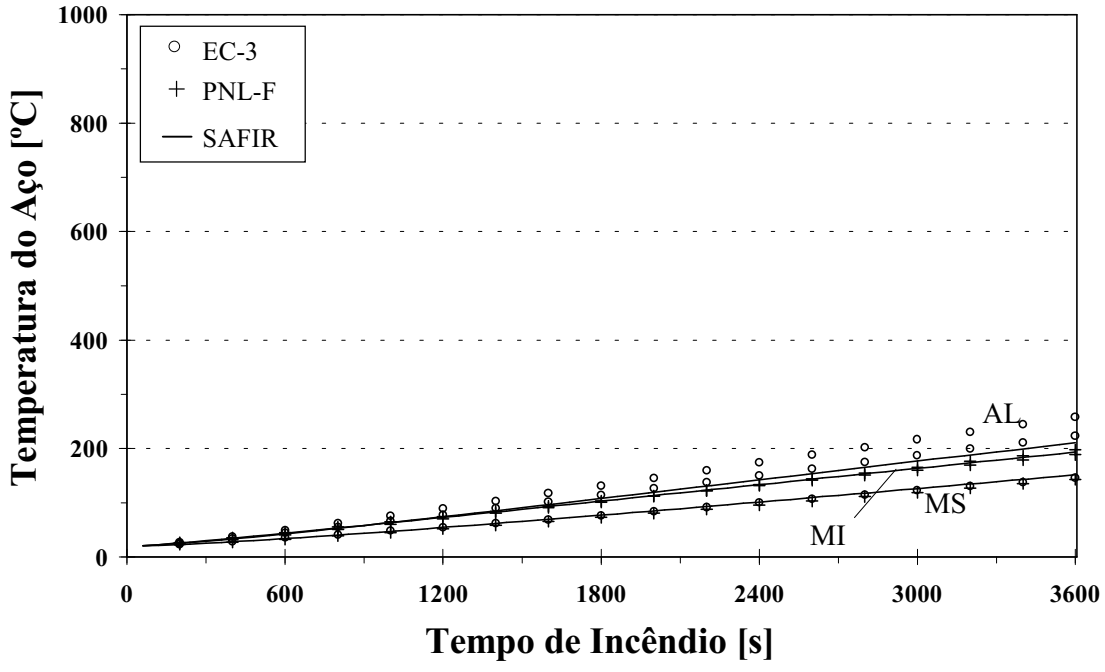


Figura B.7: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W360 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.8: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W360 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	3,9%	10,3%	3,9%	3,4%	4,7%	3,4%
1200	4,8%	16,2%	4,8%	5,6%	2,9%	5,6%
1800	4,9%	18,6%	4,9%	6,3%	1,1%	6,3%
2400	4,9%	19,6%	4,9%	6,5%	0,3%	6,5%
3000	4,9%	20,0%	4,9%	6,5%	1,4%	6,5%
3600	4,8%	20,0%	4,8%	6,5%	2,1%	6,5%
Máximo	4,9%	20,0%	4,9%	6,5%	4,7%	6,5%
Mínimo	3,9%	10,3%	3,9%	3,4%	0,3%	3,4%
Médio	4,7%	17,5%	4,7%	5,8%	2,1%	5,8%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

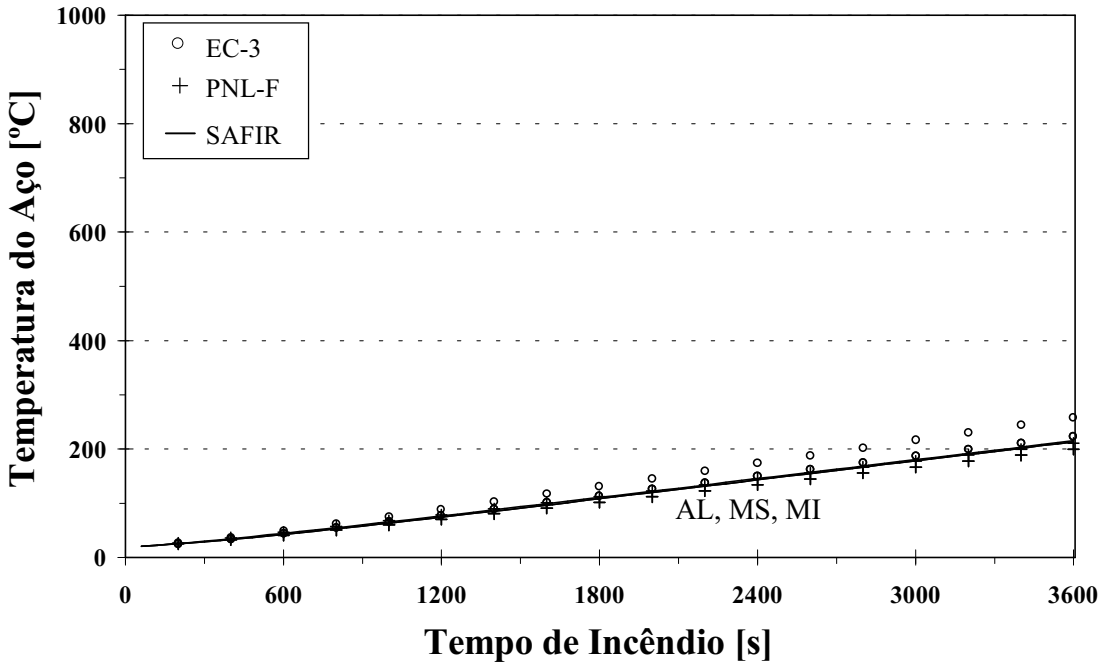


Figura B.8: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W360 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tabela B.9: Diferenças percentuais para variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W760 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	43,6%	0,1%	30,5%	0,1%	4,4%	0,3%
1200	32,5%	1,9%	27,1%	0,2%	3,3%	0,3%
1800	24,0%	2,5%	23,0%	0,2%	2,4%	0,3%
2400	17,9%	2,4%	19,2%	0,2%	1,8%	0,2%
3000	13,4%	2,2%	15,7%	0,2%	1,3%	0,2%
3600	10,2%	1,8%	12,8%	0,2%	1,0%	0,1%
Máximo	43,6%	2,5%	30,5%	0,2%	4,4%	0,3%
Mínimo	10,2%	0,1%	12,8%	0,1%	1,0%	0,1%
Médio	23,6%	1,8%	21,4%	0,2%	2,4%	0,2%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

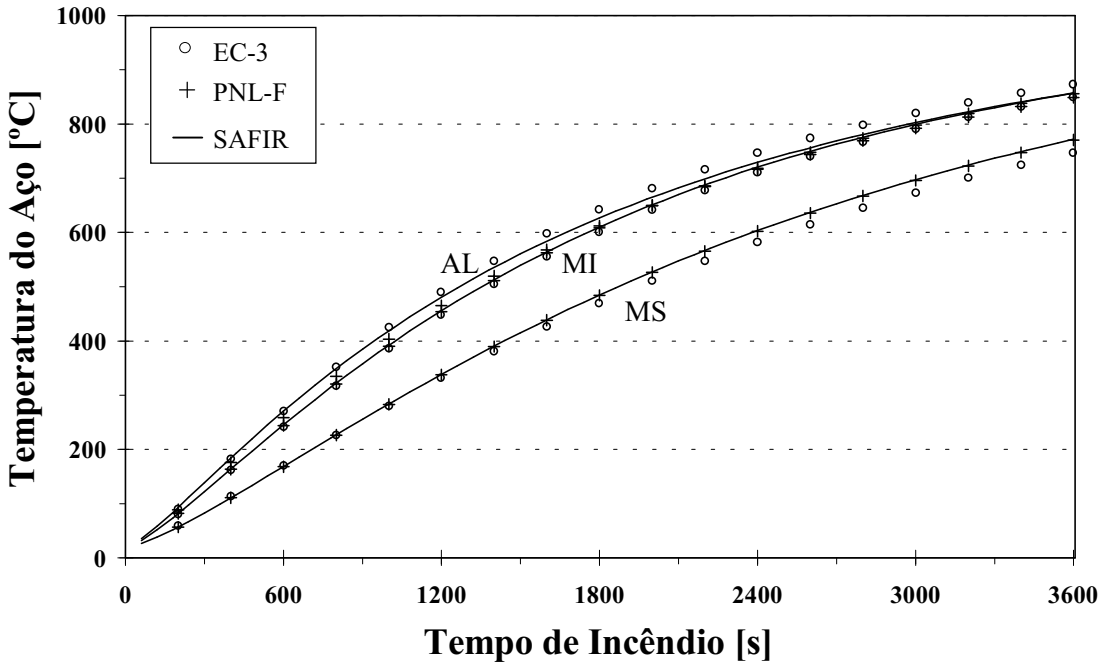


Figura B.9: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W760 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.10: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W760 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	2,0%	2,1%	2,0%	1,1%	2,2%	1,0%
1200	2,1%	0,8%	2,1%	0,9%	1,6%	0,9%
1800	1,9%	0,2%	1,9%	0,7%	1,1%	0,7%
2400	1,6%	0,0%	1,6%	0,6%	0,8%	0,5%
3000	1,3%	0,1%	1,3%	0,4%	0,5%	0,4%
3600	1,0%	0,1%	1,0%	0,3%	0,4%	0,3%
Máximo	2,1%	2,1%	2,1%	1,1%	2,2%	1,0%
Mínimo	1,0%	0,0%	1,0%	0,3%	0,4%	0,3%
Médio	1,6%	0,6%	1,6%	0,7%	1,1%	0,6%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

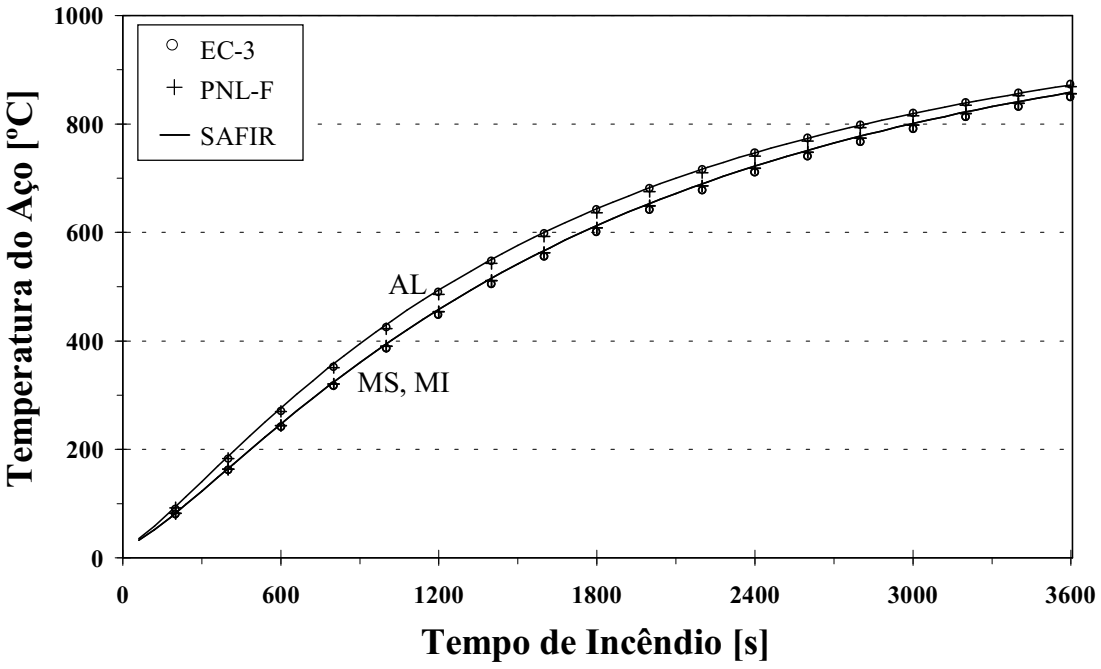


Figura B.10: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W760 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tabela B.11: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W760 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	55,8%	10,3%	25,1%	4,1%	1,3%	3,5%
1200	48,5%	11,2%	25,2%	4,7%	0,6%	4,1%
1800	40,2%	10,9%	23,7%	4,3%	1,1%	3,7%
2400	33,3%	10,1%	21,8%	3,8%	1,3%	3,2%
3000	27,7%	9,2%	19,9%	3,4%	1,4%	2,7%
3600	23,2%	8,2%	17,9%	3,0%	1,3%	2,3%
Máximo	55,8%	11,2%	25,2%	4,7%	1,4%	4,1%
Mínimo	23,2%	8,2%	17,9%	3,0%	0,6%	2,3%
Médio	38,1%	10,0%	22,3%	3,9%	1,2%	3,2%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

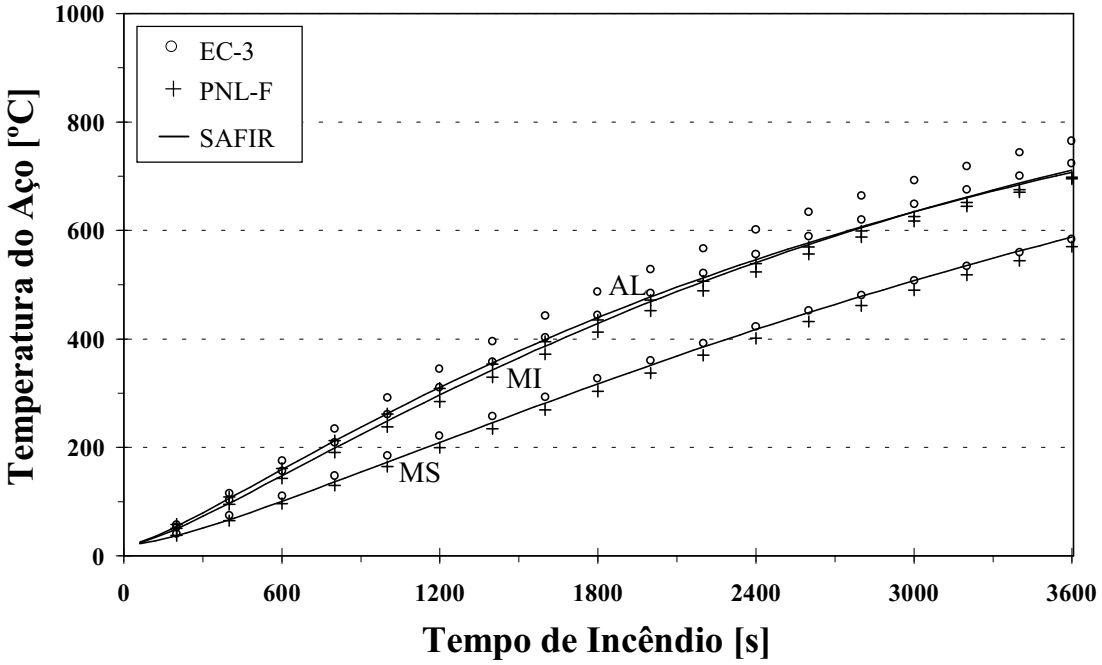


Figura B.11: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W760 protegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

Tabela B.12: Diferenças percentuais para a variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W760 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

Tempo [s]	(SAFIR – EC3)/EC3			(SAFIR – EC3)/EC3		
	MI	AL	MS	MI	AL	MS
600	3,9%	5,3%	3,9%	4,8%	1,2%	4,8%
1200	3,2%	5,8%	3,2%	5,4%	0,6%	5,4%
1800	2,4%	5,5%	2,4%	4,8%	1,1%	4,8%
2400	1,8%	4,9%	1,8%	4,2%	1,3%	4,2%
3000	1,4%	4,3%	1,4%	3,6%	1,3%	3,6%
3600	1,1%	3,8%	1,1%	3,0%	1,2%	3,0%
Máximo	3,9%	5,8%	3,9%	5,4%	1,3%	5,4%
Mínimo	1,1%	3,8%	1,1%	3,0%	0,6%	3,0%
Médio	2,3%	4,9%	2,3%	4,3%	1,1%	4,3%

(Legenda: MI – Mesa Inferior; AL – Alma; MS – Mesa Superior)

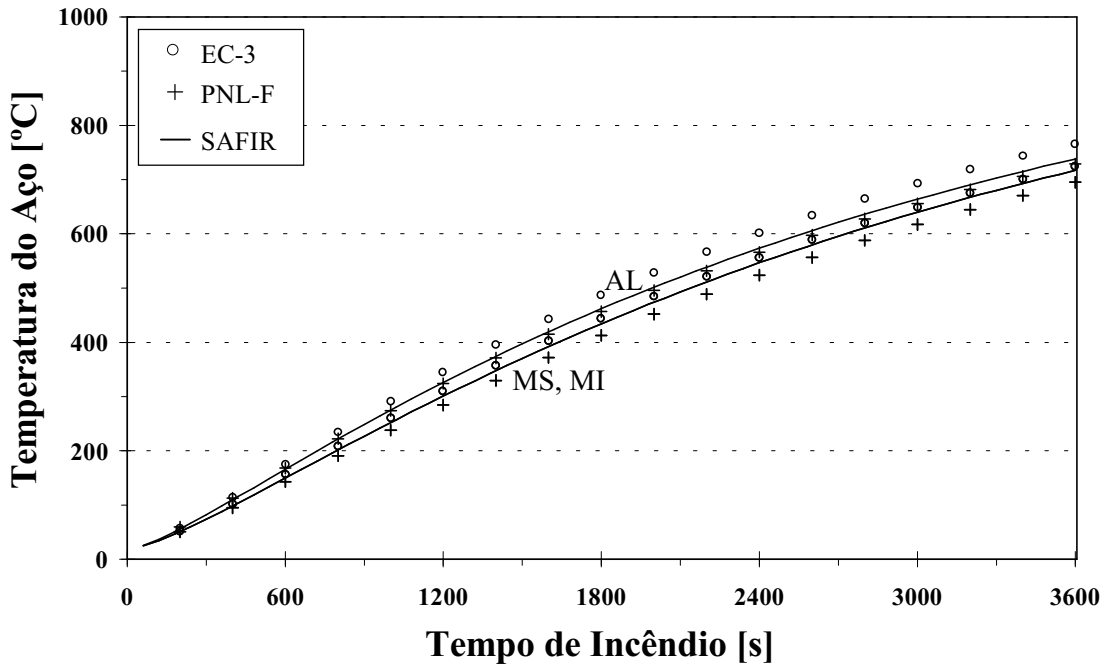


Figura B.12: Variação de temperatura no aço segundo os modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001), PNL-F e SAFIR (FRANSSEN *et al.*, 2000) para perfil W760 protegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

B.3 Seção-transversal equivalente

Tabela B.13: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC[
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	0,54%	17,00%	1,49%	1,79%	4,83%	5,48%	0,67%
	1200	0,55%	18,00%	12,60%	18,59%	33,78%	34,20%	0,99%
	1800	0,47%	10,00%	8,56%	11,88%	14,65%	14,59%	0,63%
	2400	0,26%	9,00%	1,77%	3,07%	12,10%	11,96%	0,35%
	3000	0,11%	14,00%	2,32%	3,28%	11,80%	11,64%	0,20%
	3600	0,10%	6,00%	0,41%	0,78%	11,63%	11,46%	0,13%
	Min	0,10%	6,00%	0,41%	0,78%	4,83%	5,48%	0,13%
	Méd	0,34%	12,33%	4,52%	6,57%	14,80%	14,89%	0,49%
	Máx	0,55%	18,00%	12,60%	18,59%	33,78%	34,20%	0,99%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	0,65%	0,43%	1,70%	1,66%	9,60%	9,48%	0,89%
	1200	0,40%	0,59%	1,49%	1,49%	10,57%	10,30%	0,36%
	1800	0,34%	1,34%	0,62%	0,61%	11,15%	10,89%	0,15%
	2400	0,14%	15,40%	0,47%	0,45%	11,28%	11,02%	0,07%
	3000	0,08%	1,72%	0,27%	0,27%	11,34%	11,09%	0,04%
	3600	0,08%	2,26%	0,14%	0,13%	11,37%	11,12%	0,03%
	Min	0,08%	0,43%	0,14%	0,13%	9,60%	9,48%	0,03%
	Méd	0,28%	3,62%	0,78%	0,77%	10,88%	10,65%	0,26%
	Máx	0,65%	15,40%	1,70%	1,66%	11,37%	11,12%	0,89%

Tabela B.14: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-360 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	0,09%	2,77%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,32%
	1200	1,51%	3,16%	0,00%	0,00%	0,18%	0,01%	0,99%
	1800	1,37%	7,00%	0,00%	0,00%	0,03%	0,28%	1,81%
	2400	1,60%	11,46%	0,00%	0,00%	0,03%	0,51%	2,32%
	3000	1,76%	16,15%	0,00%	0,00%	0,03%	0,76%	2,66%
	3600	1,86%	21,27%	0,00%	0,00%	0,01%	1,04%	2,88%
	Min	0,09%	2,77%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,32%
	Méd	1,36%	10,30%	0,00%	0,00%	0,05%	0,43%	1,83%
	Máx	1,86%	21,27%	0,00%	0,00%	0,18%	1,04%	2,88%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	6,65%	0,37%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,43%
	1200	6,28%	2,28%	0,00%	0,00%	0,34%	0,22%	1,17%
	1800	5,71%	3,21%	0,00%	0,00%	0,89%	0,76%	2,43%
	2400	5,24%	4,66%	0,00%	0,00%	1,24%	1,09%	3,07%
	3000	4,74%	6,28%	0,00%	0,00%	1,60%	1,44%	3,41%
	3600	4,22%	8,09%	0,00%	0,00%	1,97%	1,80%	3,58%
	Min	4,22%	0,37%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,17%
	Méd	5,47%	4,15%	0,00%	0,00%	1,01%	0,88%	2,51%
	Máx	6,65%	8,09%	0,00%	0,00%	1,97%	1,80%	3,58%

Tabela B.15: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-760 desprotegido e exposto ao fogo nas 3 faces inferiores.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	1,31%	18,88%	0,00%	0,00%	0,18%	0,63%	2,55%
	1200	2,73%	11,56%	1,10%	1,61%	0,43%	0,89%	1,51%
	1800	2,08%	26,89%	2,74%	2,50%	4,23%	4,07%	0,69%
	2400	19,22%	7,94%	0,09%	1,50%	2,78%	4,85%	0,17%
	3000	2,73%	47,08%	4,41%	7,36%	7,19%	11,43%	0,14%
	3600	3,98%	11,44%	3,02%	5,57%	0,67%	2,23%	0,29%
	Min	1,31%	7,94%	0,00%	0,00%	0,18%	0,63%	0,14%
	Méd	5,34%	20,63%	1,89%	3,09%	2,58%	4,02%	0,89%
	Máx	19,22%	47,08%	4,41%	7,36%	7,19%	11,43%	2,55%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	0,45%	0,43%	0,00%	0,00%	0,15%	0,06%	1,19%
	1200	0,14%	0,60%	0,37%	0,25%	0,31%	0,14%	0,91%
	1800	0,86%	1,40%	0,95%	0,69%	1,19%	0,69%	0,70%
	2400	0,70%	1,42%	1,05%	0,78%	0,96%	0,52%	0,55%
	3000	0,41%	0,55%	1,03%	0,87%	0,50%	0,37%	0,44%
	3600	0,38%	1,98%	0,89%	0,82%	0,40%	0,34%	0,35%
	Min	0,14%	0,43%	0,00%	0,00%	0,15%	0,06%	0,35%
	Méd	0,49%	1,06%	0,72%	0,57%	0,59%	0,35%	0,69%
	Máx	0,86%	1,98%	1,05%	0,87%	1,19%	0,69%	1,19%

Tabela B.16: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC[
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	8,64%	0,00%	1,42%	1,18%	12,05%	12,47%	0,42%
	1200	2,15%	0,00%	0,97%	0,81%	13,47%	13,50%	0,16%
	1800	1,66%	0,00%	0,34%	0,28%	13,88%	13,80%	0,06%
	2400	0,44%	0,00%	0,25%	0,20%	13,95%	13,85%	0,03%
	3000	0,45%	0,00%	0,09%	0,07%	13,98%	13,87%	0,02%
	3600	0,45%	0,00%	0,07%	0,06%	14,00%	13,88%	0,02%
	Min	0,44%	0,00%	0,07%	0,06%	12,05%	12,47%	0,02%
	Méd	2,30%	0,00%	0,52%	0,44%	13,55%	13,56%	0,12%
	Máx	8,64%	0,00%	1,42%	1,18%	14,00%	13,88%	0,42%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	1,82%	0,00%	2,30%	2,29%	11,22%	11,14%	0,91%
	1200	0,40%	0,00%	1,44%	1,41%	13,64%	13,53%	0,30%
	1800	0,29%	0,00%	0,54%	0,52%	14,22%	14,11%	0,12%
	2400	0,08%	0,00%	0,43%	0,40%	14,32%	14,21%	0,06%
	3000	0,08%	0,00%	0,16%	0,15%	14,36%	14,26%	0,04%
	3600	0,08%	0,00%	0,14%	0,13%	14,38%	14,28%	0,02%
	Min	0,08%	0,00%	0,14%	0,13%	11,22%	11,14%	0,02%
	Méd	0,46%	0,00%	0,84%	0,82%	13,69%	13,59%	0,24%
	Máx	1,82%	0,00%	2,30%	2,29%	14,38%	14,28%	0,91%

Tabela B.17: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-360 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	16,29%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,05%
	1200	14,22%	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%	0,16%	1,37%
	1800	12,98%	0,00%	0,00%	0,00%	0,03%	0,29%	1,50%
	2400	11,76%	0,00%	0,00%	0,00%	0,06%	0,42%	1,55%
	3000	10,51%	0,00%	0,00%	0,00%	0,09%	0,55%	1,55%
	3600	9,22%	0,00%	0,00%	0,00%	0,11%	0,69%	1,54%
	Min	9,22%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,05%
	Méd	12,50%	0,00%	0,00%	0,00%	0,05%	0,35%	1,42%
	Máx	16,29%	0,00%	0,00%	0,00%	0,11%	0,69%	1,55%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	5,63%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	2,80%
	1200	5,06%	0,00%	0,00%	0,00%	0,55%	0,33%	0,15%
	1800	4,60%	0,00%	0,00%	0,00%	0,89%	0,61%	1,10%
	2400	4,10%	0,00%	0,00%	0,00%	1,25%	0,92%	1,75%
	3000	3,57%	0,00%	0,00%	0,00%	1,61%	1,24%	2,11%
	3600	3,04%	0,00%	0,00%	0,00%	1,98%	1,58%	2,28%
	Min	3,04%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,15%
	Méd	4,33%	0,00%	0,00%	0,00%	1,05%	0,78%	1,70%
	Máx	5,63%	0,00%	0,00%	0,00%	1,98%	1,58%	2,80%

Tabela B.18: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-760 desprotegido e exposto ao fogo nas 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	7,52%	0,00%	0,00%	0,00%	0,62%	0,37%	1,25%
	1200	2,32%	0,00%	1,76%	1,35%	1,26%	0,84%	1,12%
	1800	19,97%	0,00%	3,55%	3,25%	4,13%	4,01%	1,01%
	2400	6,01%	0,00%	3,23%	3,34%	1,75%	2,07%	0,85%
	3000	10,25%	0,00%	4,97%	6,22%	1,96%	2,77%	0,70%
	3600	5,65%	0,00%	2,13%	2,55%	0,99%	1,39%	0,55%
	Min	2,32%	0,00%	0,00%	0,00%	0,62%	0,37%	0,55%
	Méd	8,62%	0,00%	2,61%	2,78%	1,78%	1,91%	0,91%
	Máx	19,97%	0,00%	4,97%	6,22%	4,13%	4,01%	1,25%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	0,83%	0,00%	0,00%	0,00%	0,30%	0,33%	1,21%
	1200	0,29%	0,00%	0,95%	1,01%	0,61%	0,64%	0,93%
	1800	1,69%	0,00%	2,09%	2,23%	2,43%	2,62%	0,71%
	2400	0,54%	0,00%	1,92%	2,08%	1,04%	1,19%	0,53%
	3000	0,87%	0,00%	1,95%	2,32%	0,87%	1,09%	0,40%
	3600	0,46%	0,00%	1,24%	1,38%	0,57%	0,68%	0,31%
	Min	0,29%	0,00%	0,00%	0,00%	0,30%	0,33%	0,31%
	Méd	0,78%	0,00%	1,36%	1,50%	0,97%	1,09%	0,68%
	Máx	1,69%	0,00%	2,09%	2,32%	2,43%	2,62%	1,21%

Tabela B.19: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 3 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC[
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	5,27%	15,60%	0,00%	0,00%	0,33%	0,24%	4,79%
	1200	15,26%	15,89%	5,60%	0,02%	3,02%	2,27%	2,28%
	1800	3,61%	13,11%	3,38%	10,36%	15,33%	16,00%	0,92%
	2400	3,74%	11,25%	6,84%	11,89%	3,71%	3,91%	0,31%
	3000	1,21%	12,88%	0,80%	1,95%	1,62%	1,71%	0,08%
	3600	1,20%	11,80%	2,98%	4,84%	1,83%	1,88%	0,01%
	Min	1,20%	11,25%	0,00%	0,00%	0,33%	0,24%	0,01%
	Méd	5,05%	13,42%	3,27%	4,84%	4,31%	4,34%	1,40%
	Máx	15,26%	15,89%	6,84%	11,89%	15,33%	16,00%	4,79%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	5,87%	1,61%	0,00%	0,00%	1,04%	1,15%	8,44%
	1200	13,94%	11.89%	14,44%	14,35%	16,17%	16,06%	4,60%
	1800	3,28%	9,55%	11,35%	11,32%	3,69%	3,81%	2,69%
	2400	3,37%	4,19%	6,22%	6,21%	0,58%	0,71%	1,63%
	3000	1,10%	4,11%	5,79%	5,78%	0,13%	0,01%	1,03%
	3600	1,11%	1,38%	2,15%	2,15%	0,68%	0,54%	0,69%
	Min	1,10%	1,38%	0,00%	0,00%	0,13%	0,01%	0,69%
	Méd	4,78%	4,17%	6,66%	6,63%	3,71%	3,71%	3,18%
	Máx	13,94%	9,55%	14,44%	14,35%	16,17%	16,06%	8,44%

Tabela B.20: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-360 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 3 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	10,36%	4,45%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	4,98%
	1200	10,59%	9,41%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	5,55%
	1800	11,01%	11,90%	0,00%	0,00%	0,70%	0,40%	5,36%
	2400	9,99%	15,16%	0,00%	0,00%	0,95%	0,52%	5,07%
	3000	9,60%	18,71%	0,00%	0,00%	1,31%	0,76%	4,79%
	3600	9,25%	21,74%	0,00%	0,00%	1,61%	0,89%	4,54%
	Min	9,25%	4,45%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	4,54%
	Méd	10,13%	13,56%	0,00%	0,00%	0,76%	0,43%	5,05%
	Máx	11,01%	21,74%	0,00%	0,00%	1,61%	0,89%	5,55%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	3,66%	7,39%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	6,04%
	1200	5,25%	8,79%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	7,26%
	1800	5,41%	7,61%	0,00%	0,00%	0,26%	0,34%	7,36%
	2400	5,38%	7,88%	0,00%	0,00%	0,52%	0,61%	7,24%
	3000	5,21%	8,13%	0,00%	0,00%	0,82%	0,94%	7,07%
	3600	5,03%	7,88%	0,00%	0,00%	1,03%	1,16%	6,89%
	Min	3,66%	7,39%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	6,04%
	Méd	4,99%	7,95%	0,00%	0,00%	0,44%	0,51%	6,98%
	Máx	5,41%	8,79%	0,00%	0,00%	1,03%	1,16%	7,36%

Tabela B.21: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-760 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 3 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	9,20%	17,79%	0,00%	0,00%	1,24%	1,38%	10,48%
	1200	7,90%	17,44%	0,00%	0,00%	2,84%	2,86%	9,09%
	1800	5,98%	16,85%	5,78%	5,19%	4,28%	3,95%	7,36%
	2400	0,43%	3,92%	13,45%	11,68%	16,58%	12,70%	5,88%
	3000	18,55%	12,05%	16,86%	13,95%	18,91%	14,19%	4,68%
	3600	25,91%	11,95%	14,49%	11,64%	10,06%	8,04%	3,71%
	Min	0,43%	3,92%	0,00%	0,00%	1,24%	1,38%	3,71%
	Méd	11,33%	13,33%	8,43%	7,08%	8,99%	7,19%	6,87%
	Máx	25,91%	17,79%	16,86%	13,95%	18,91%	14,19%	10,48%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	0,20%	1,39%	0,00%	0,00%	0,13%	0,19%	3,12%
	1200	1,14%	0,42%	0,00%	0,00%	0,37%	0,99%	3,89%
	1800	1,17%	3,18%	0,40%	1,15%	0,86%	1,65%	3,67%
	2400	0,12%	7,34%	2,82%	4,17%	2,63%	4,82%	3,30%
	3000	2,70%	5,42%	4,97%	6,30%	5,50%	7,09%	2,91%
	3600	6,88%	13,38%	7,89%	9,26%	10,00%	11,95%	2,56%
	Min	0,12%	0,42%	0,00%	0,00%	0,13%	0,19%	2,56%
	Méd	2,04%	5,19%	2,68%	3,48%	3,25%	4,45%	3,24%
	Máx	6,88%	13,38%	7,89%	9,26%	10,00%	11,95%	3,89%

Tabela B.22: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil IPEA-80 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	2,85%	0,00%	0,00%	0,00%	0,70%	0,83%	3,28%
	1200	6,13%	0,00%	8,27%	7,83%	7,14%	6,38%	2,20%
	1800	1,89%	0,00%	7,24%	6,87%	1,20%	0,96%	1,27%
	2400	1,70%	0,00%	3,39%	3,22%	0,84%	0,92%	0,73%
	3000	0,55%	0,00%	2,95%	2,81%	1,30%	1,34%	0,44%
	3600	0,54%	0,00%	1,00%	0,95%	1,61%	1,63%	0,29%
	Min	0,54%	0,00%	0,00%	0,00%	0,70%	0,83%	0,29%
	Méd	2,28%	0,00%	3,81%	3,61%	2,13%	2,01%	1,37%
	Máx	6,13%	0,00%	8,27%	7,83%	7,14%	6,38%	3,28%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	1,58%	0,00%	0,00%	0,00%	4,08%	4,09%	2,63%
	1200	6,50%	0,00%	7,53%	7,89%	12,50%	13,11%	2,17%
	1800	1,86%	0,00%	6,83%	7,02%	6,52%	6,51%	1,37%
	2400	1,74%	0,00%	3,37%	3,45%	4,68%	4,60%	0,82%
	3000	0,55%	0,00%	2,96%	3,05%	4,23%	4,14%	0,51%
	3600	0,52%	0,00%	0,99%	1,02%	3,91%	3,80%	0,33%
	Min	0,52%	0,00%	0,00%	0,00%	3,91%	3,80%	0,33%
	Méd	2,13%	0,00%	3,61%	3,74%	5,99%	6,04%	1,31%
	Máx	6,50%	0,00%	7,53%	7,89%	12,50%	13,11%	2,63%

Tabela B.23: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-360 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	20,12%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	16,66%
	1200	21,32%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	20,51%
	1800	21,03%	0,00%	0,00%	0,00%	0,76%	0,54%	21,41%
	2400	19,94%	0,00%	0,00%	0,00%	1,09%	0,77%	21,55%
	3000	19,16%	0,00%	0,00%	0,00%	1,42%	1,00%	21,41%
	3600	18,42%	0,00%	0,00%	0,00%	1,76%	1,23%	21,18%
	Min	18,42%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	16,66%
	Méd	20,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,84%	0,59%	20,45%
	Máx	21,32%	0,00%	0,00%	0,00%	1,76%	1,23%	21,55%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	9,37%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	3,31%
	1200	8,60%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	4,57%
	1800	7,58%	0,00%	0,00%	0,00%	0,76%	0,82%	4,95%
	2400	7,13%	0,00%	0,00%	0,00%	2,55%	2,80%	5,09%
	3000	6,70%	0,00%	0,00%	0,00%	3,62%	3,96%	5,13%
	3600	6,28%	0,00%	0,00%	0,00%	4,53%	4,90%	5,11%
	Min	6,28%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	3,31%
	Méd	7,61%	0,00%	0,00%	0,00%	1,91%	2,08%	4,69%
	Máx	9,37%	0,00%	0,00%	0,00%	4,53%	4,90%	5,13%

Tabela B.24: Diferenças percentuais entre propriedades térmicas obtidas pelos modelos EC-3 (EC-3/Parte-2, 2001) e PNL-F para perfil W-760 protegido por material de proteção térmica, exposto ao fogo em 4 faces.

	Tempo [seg]	P_θ/P_{y20}	M_θ/M_{p20}	$P_{y\theta}/P_{y20}$	$M_{p\theta}/M_{p20}$	$E_{A\theta}/E_A$	$E_{I\theta}/E_I$	θ_{ref} [oC]
Diferenças (SAFIR – EC3)/EC3	600	10,65%	0,00%	0,00%	0,00%	0,68%	0,75%	6,78%
	1200	9,62%	0,00%	0,00%	0,00%	1,69%	1,69%	5,35%
	1800	7,07%	0,00%	4,21%	4,11%	2,62%	2,45%	4.89%
	2400	7,11%	0,00%	9,59%	8,91%	12,44%	10,58%	3.5%
	3000	36,70%	0,00%	12,81%	11,45%	15,35%	12,30%	2,45%
	3600	48,05%	0,00%	10,52%	9,28%	5,79%	4,70%	1,99%
	Min	7,07%	0,00%	0,00%	0,00%	0,68%	0,75%	1,99%
	Méd	19,87%	0,00%	6,19%	5,62%	6,43%	5,41%	4,14%
	Máx	48,05%	0,00%	12,81%	11,45%	15,35%	12,30%	6,78%
Diferenças (SAFIR – PNL)/PNL	600	3,54%	0,00%	0,00%	0,00%	1,55%	2,54%	4,62%
	1200	1,74%	0,00%	0,00%	0,00%	4,34%	6,39%	4,39%
	1800	0,52%	0,00%	4,92%	6,08%	7,22%	10,08%	3,69%
	2400	7,15%	0,00%	4,35%	9,48%	4,58%	11,03%	3,02%
	3000	9,22%	0,00%	6,25%	5,23%	6,78%	11,80%	2,45%
	3600	2,81%	0,00%	3,07%	7,60%	12,48%	2,05%	1,99%
	Min	0,52%	0,00%	0,00%	0,00%	1,55%	2,05%	1,99%
	Méd	4,16%	0,00%	3,10%	4,73%	6,16%	7,32%	3,36%
	Máx	9,22%	0,00%	6,25%	9,48%	12,48%	11,80%	4,62%

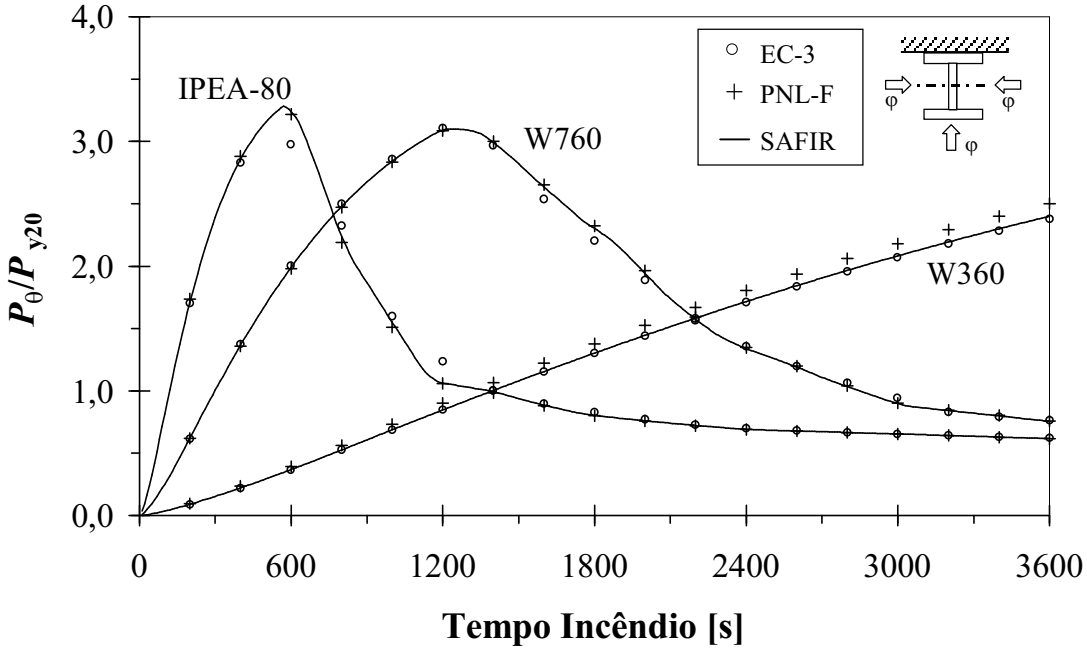


Figura B.13: Esforço axial térmico de engastamento perfeito (P_θ), em função do tempo de incêndio para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

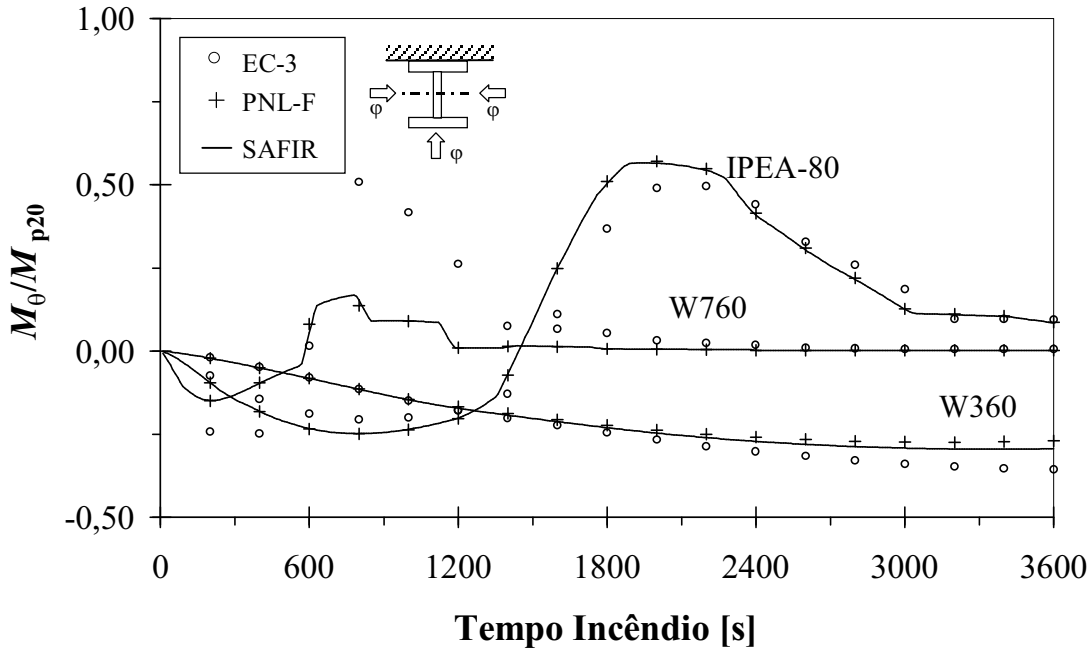


Figura B.14: Esforço flexional térmico de engastamento perfeito (M_θ), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos em 3 faces.

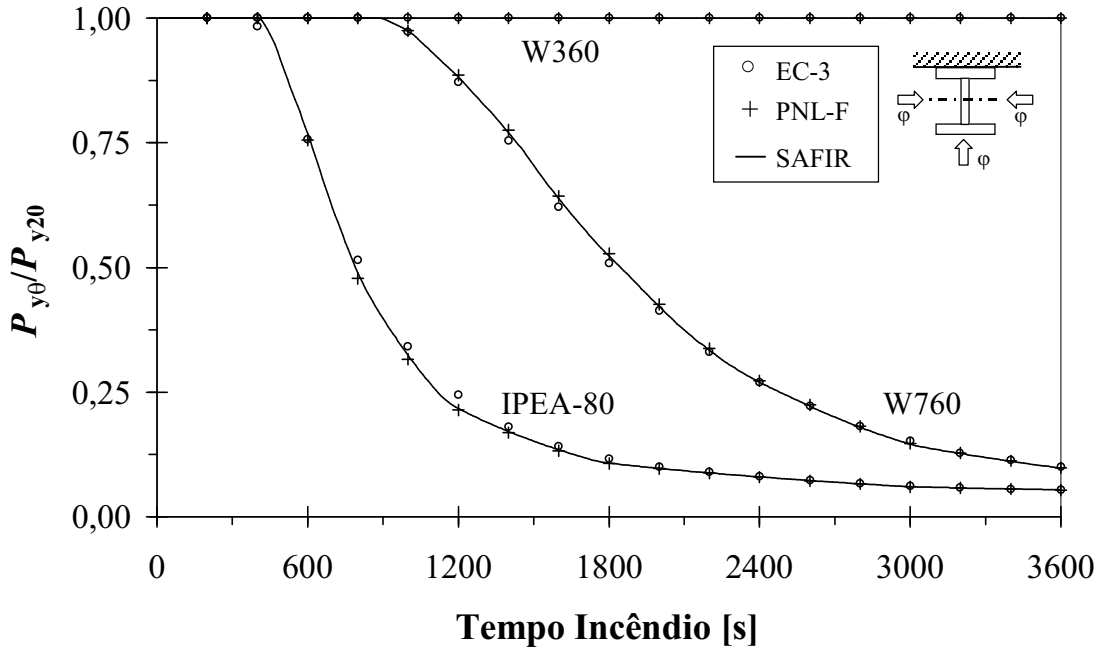


Figura B.15: Resistência axial em função da temperatura ($P_{y\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

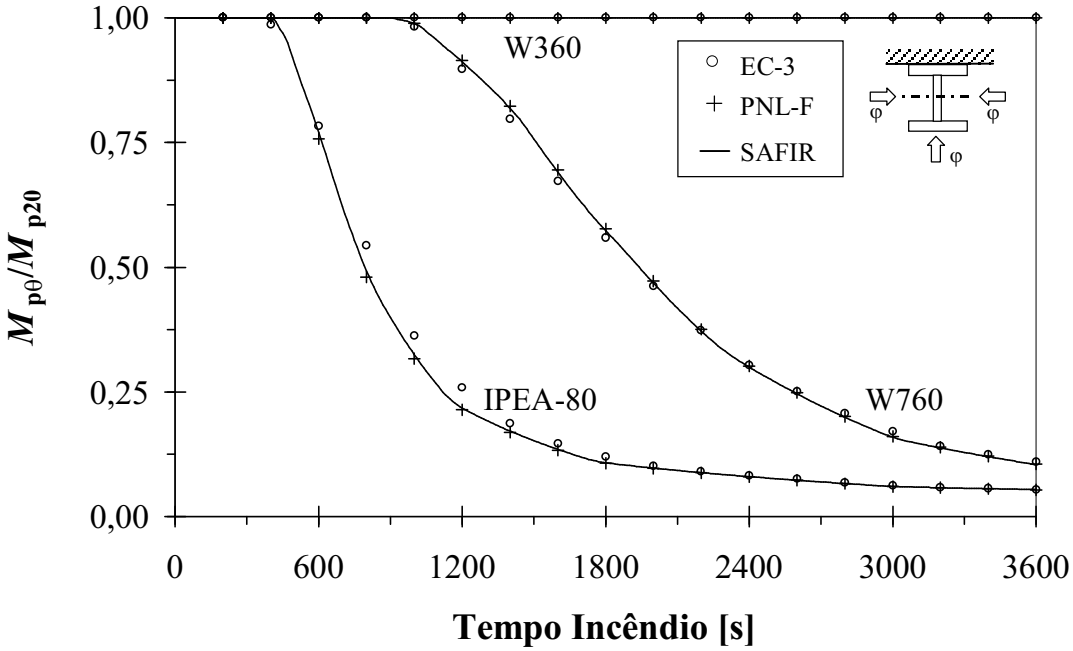


Figura B.16: Momento plástico em função da temperatura ($M_{p\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

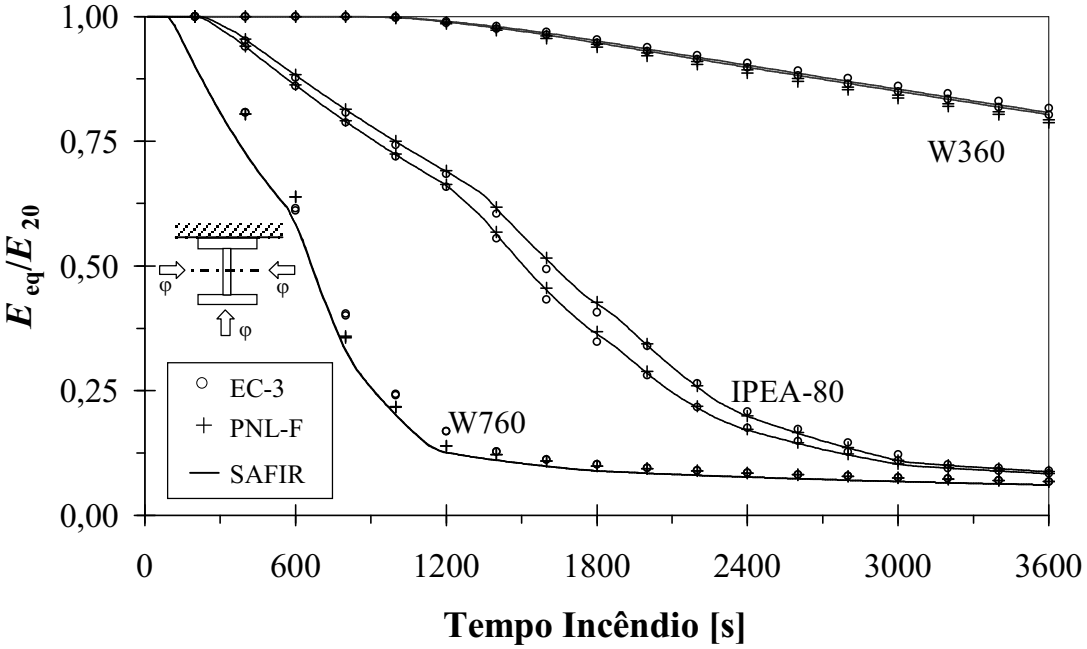


Figura B.17: Módulos equivalentes ($E_{A,\theta}$ e $E_{I,\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

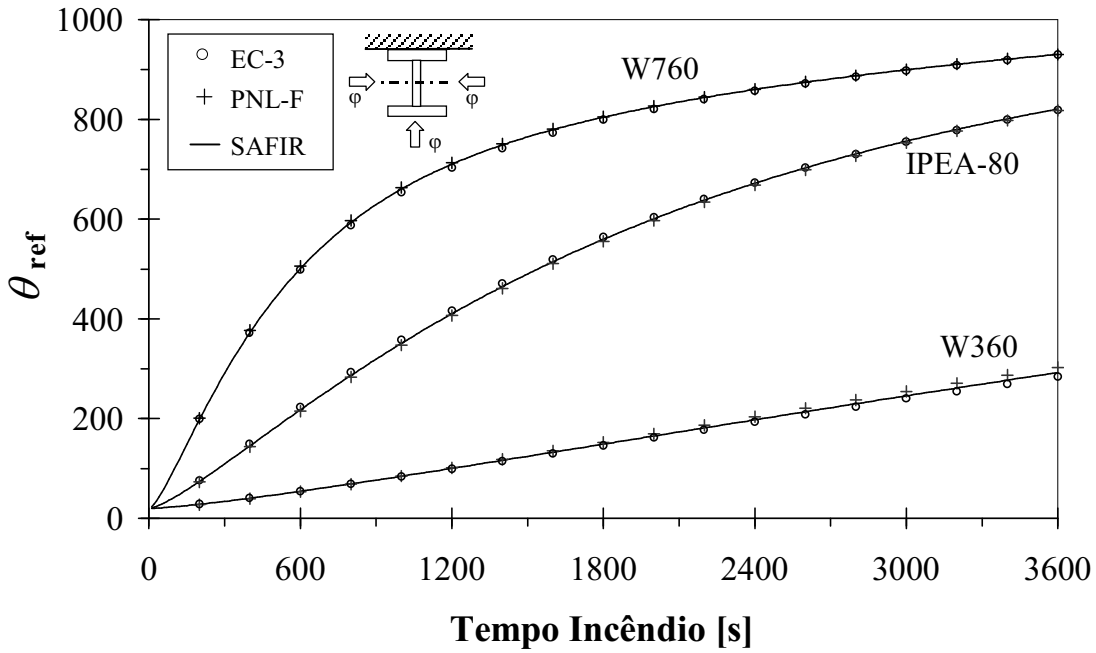


Figura B.18: Temperatura de referência (θ_{ref}), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

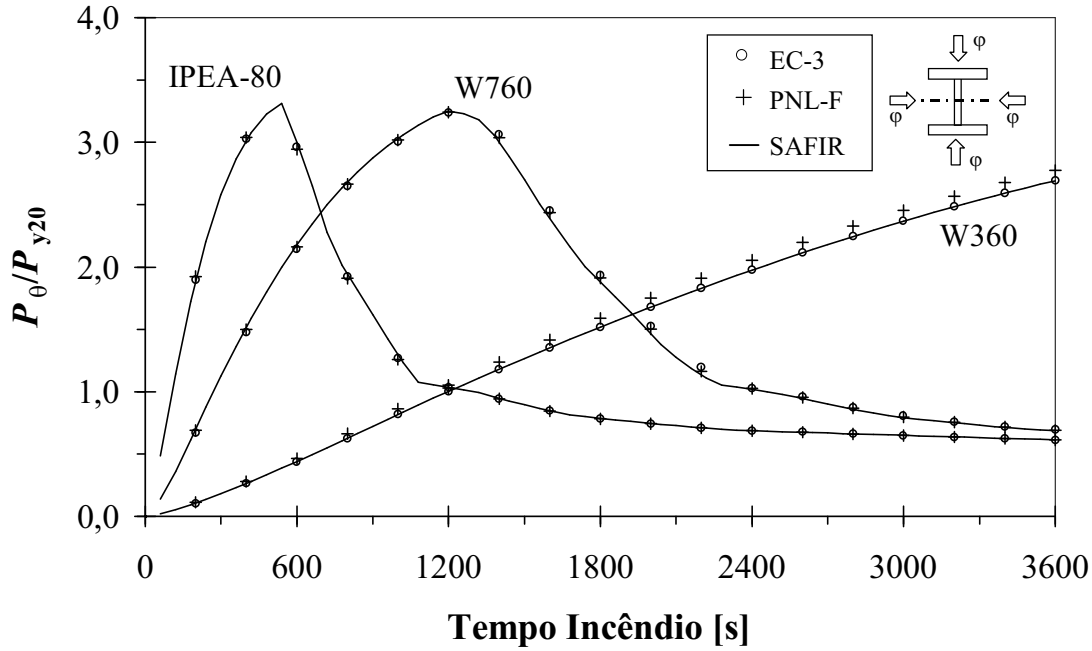


Figura B.19: Esforço axial térmico de engastamento perfeito (P_θ), em função do tempo de incêndio para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

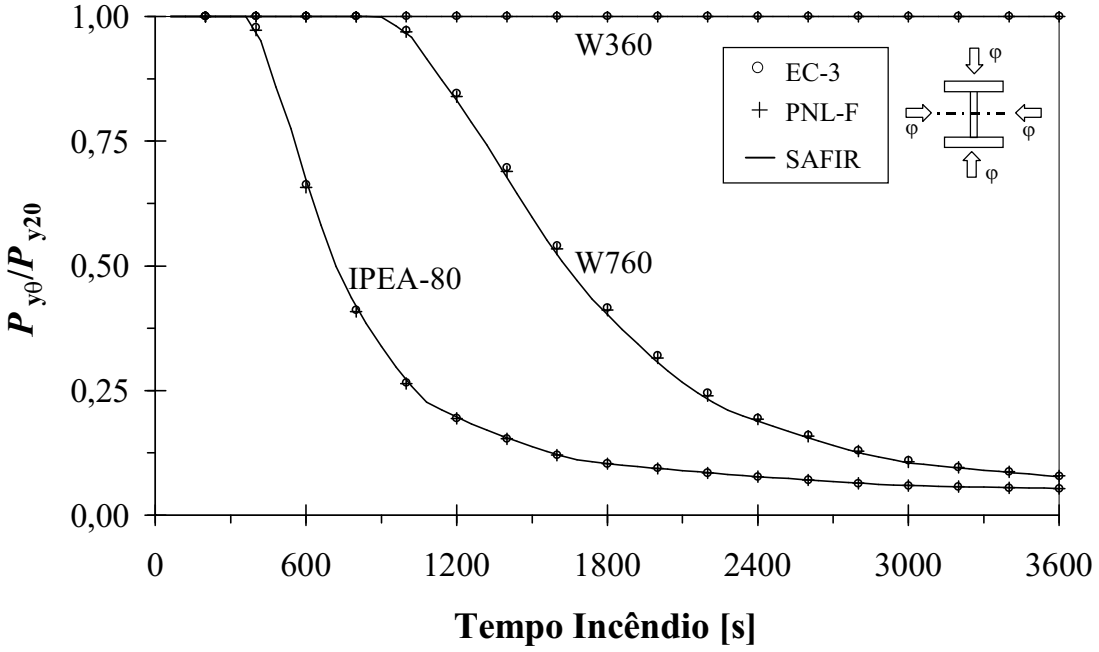


Figura B.20: Resistência axial em função da temperatura ($P_{y\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

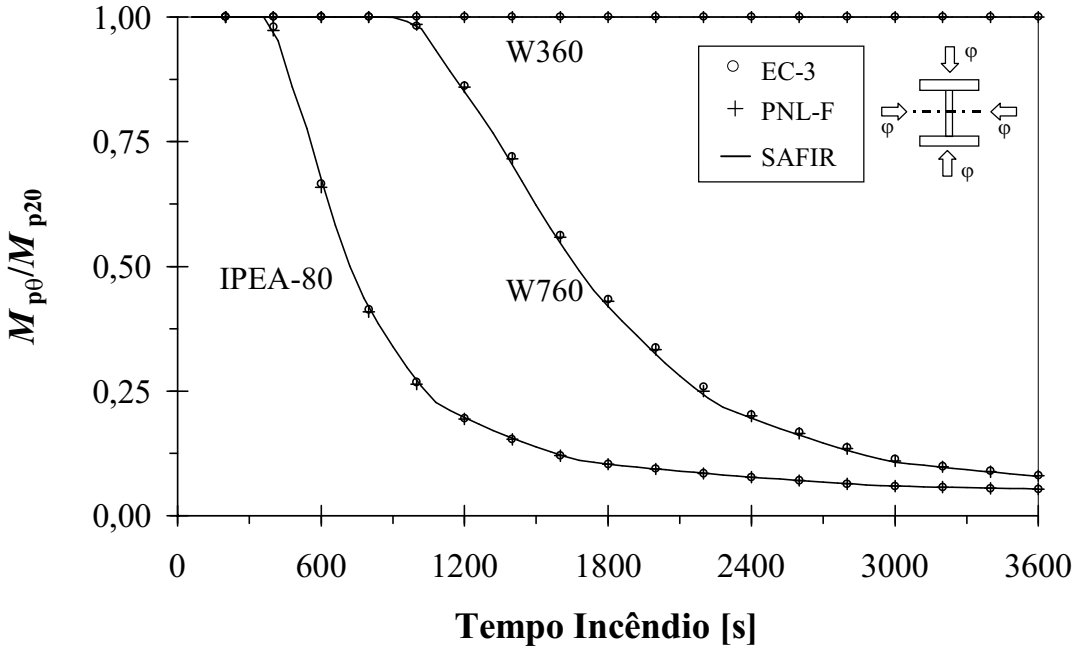


Figura B.21: Momento plástico em função da temperatura ($M_{p\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

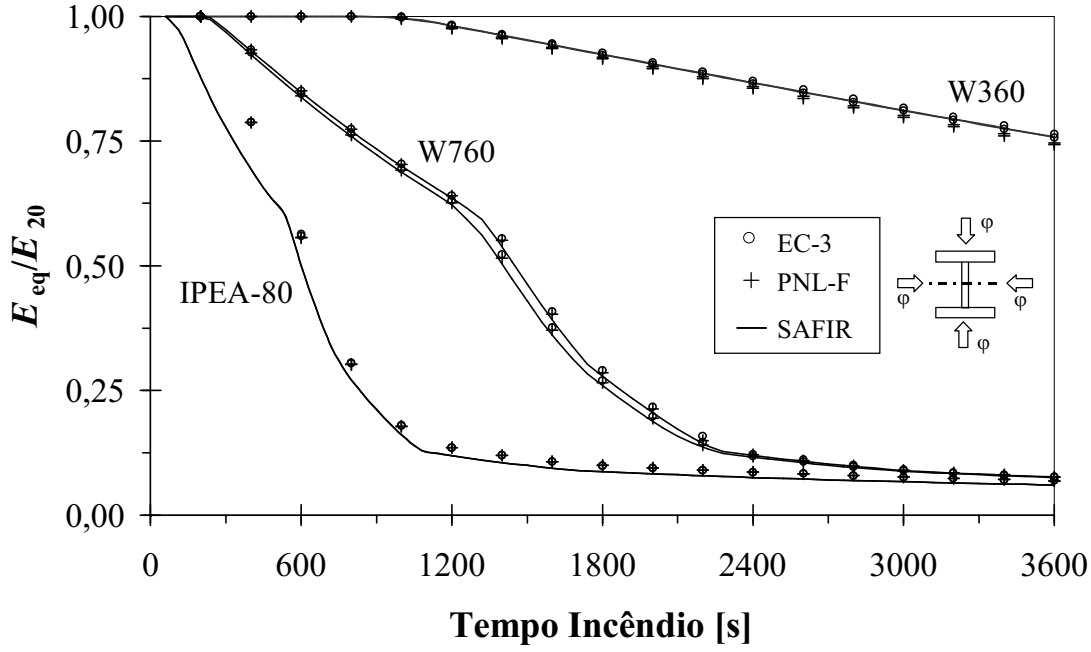


Figura B.22: Módulos equivalentes ($E_{A,\theta}$ e $E_{I,\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

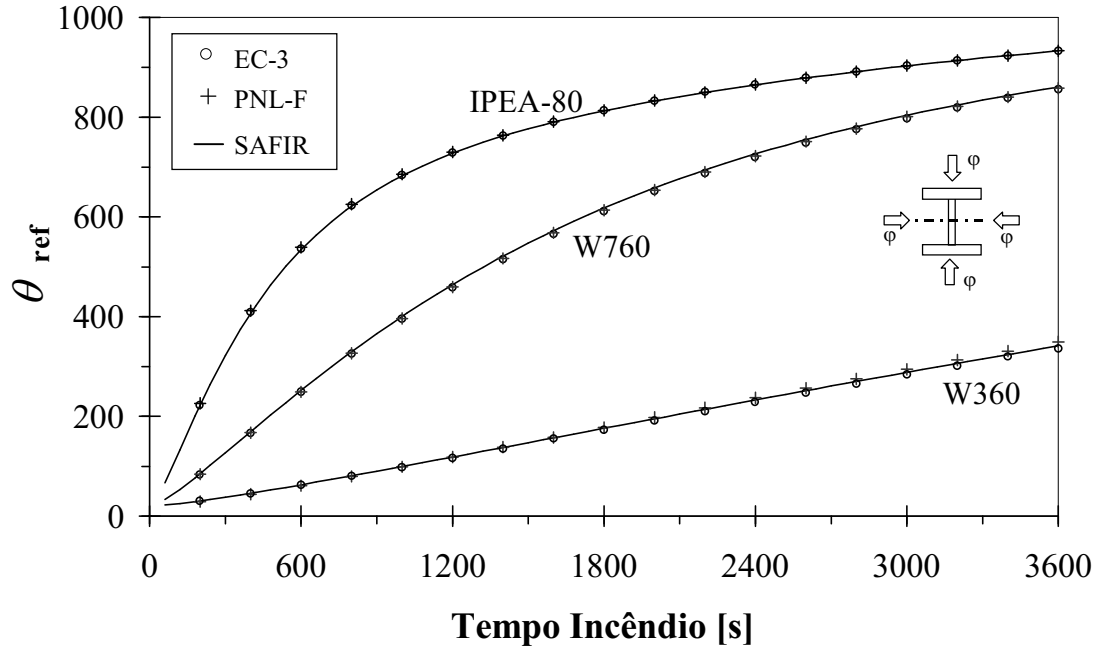


Figura B.23: Temperatura de referência (θ_{ref}), em função do tempo de incêndio, para perfis desprotegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

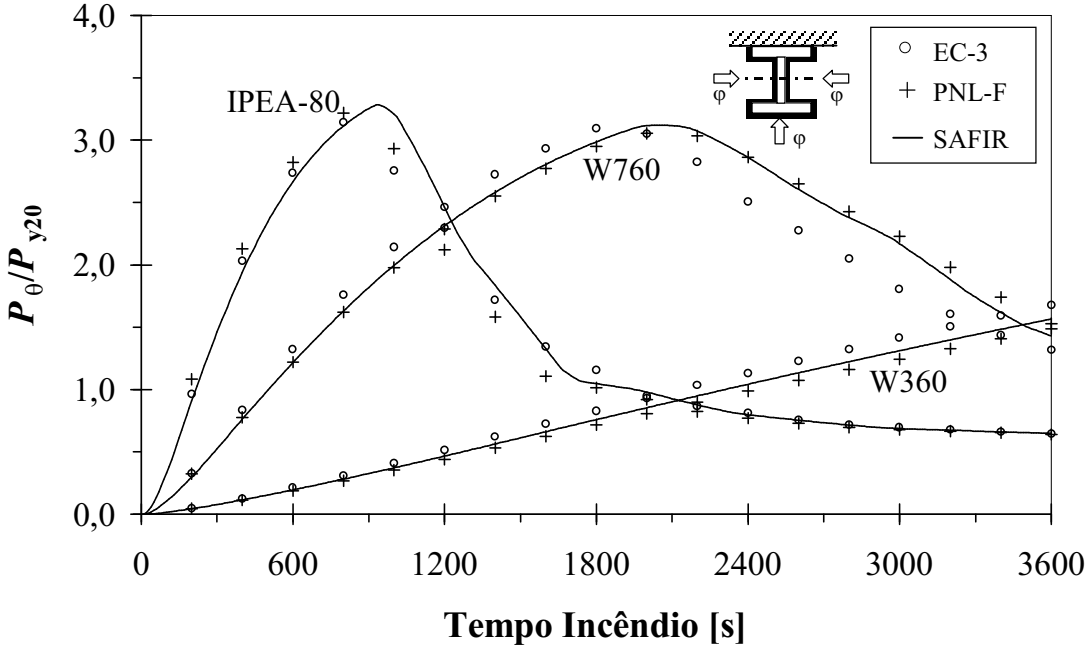


Figura B.24: Esforço axial térmico de engastamento perfeito (P_θ), em função do tempo de incêndio para perfis protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

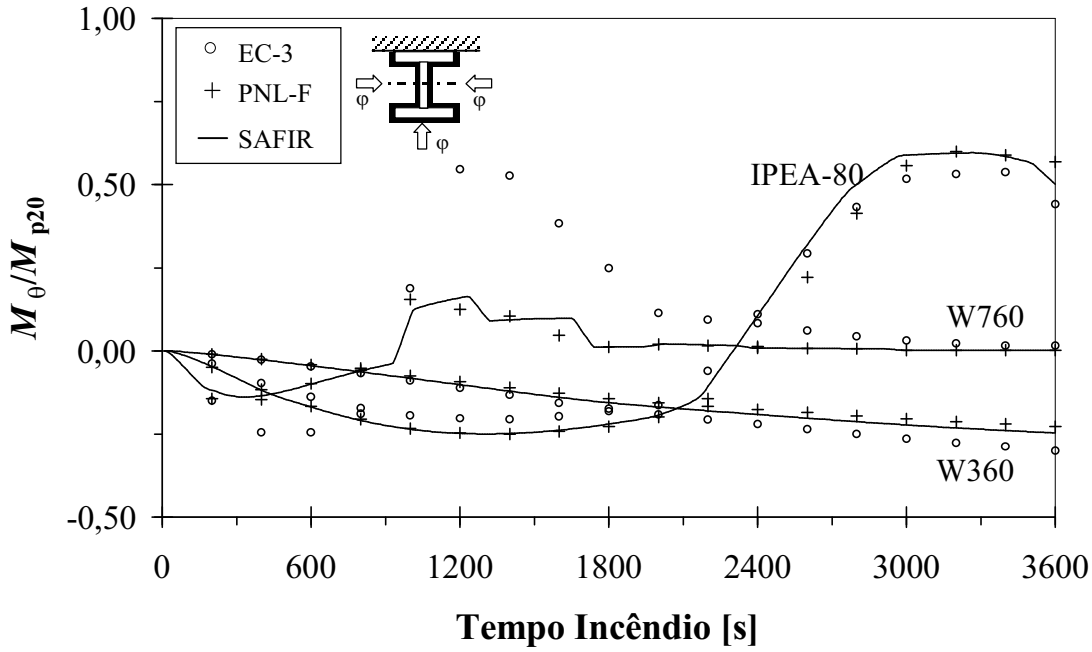


Figura B.25: Esforço flexional térmico de engastamento perfeito (M_θ), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos em 3 faces.

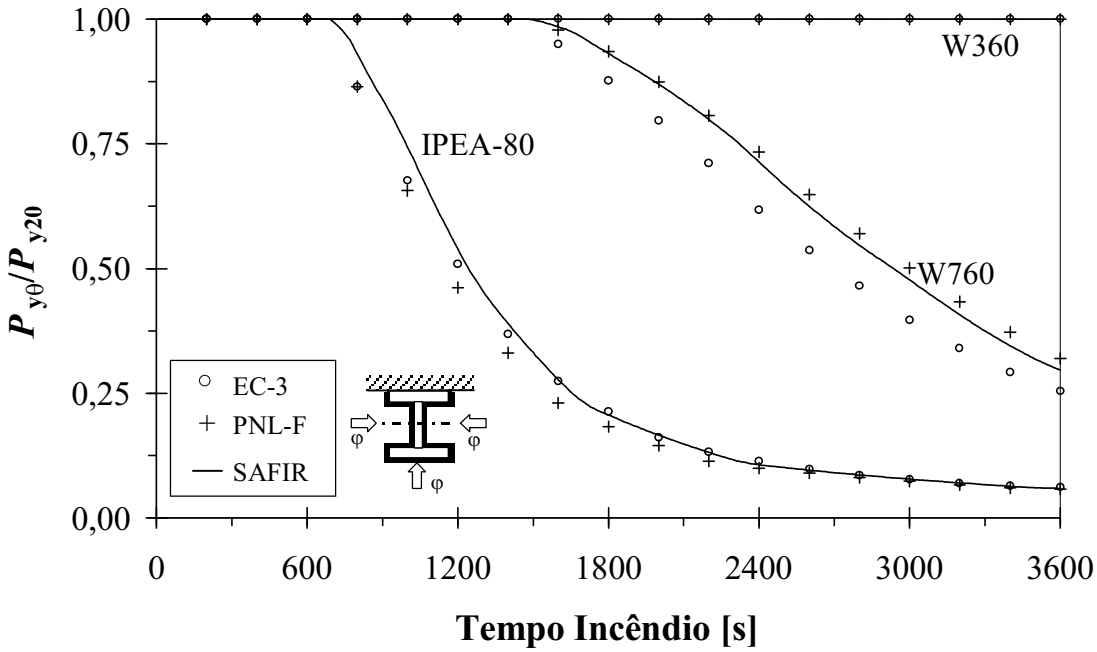


Figura B.26: Resistência axial em função da temperatura ($P_{y\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

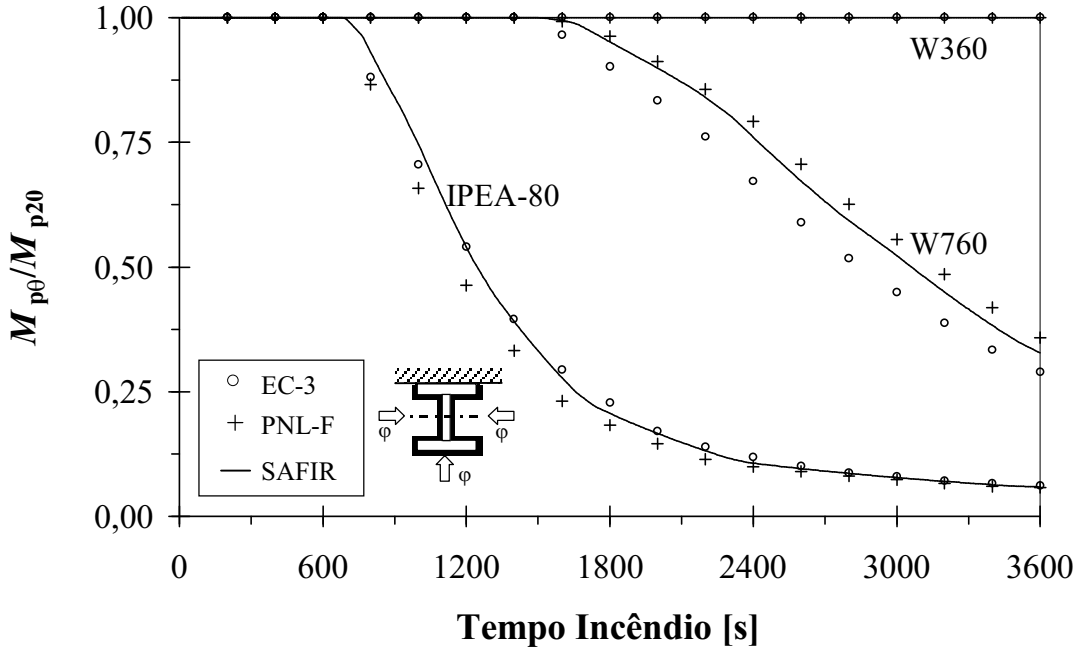


Figura B.27: Momento plástico em função da temperatura ($M_{p\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

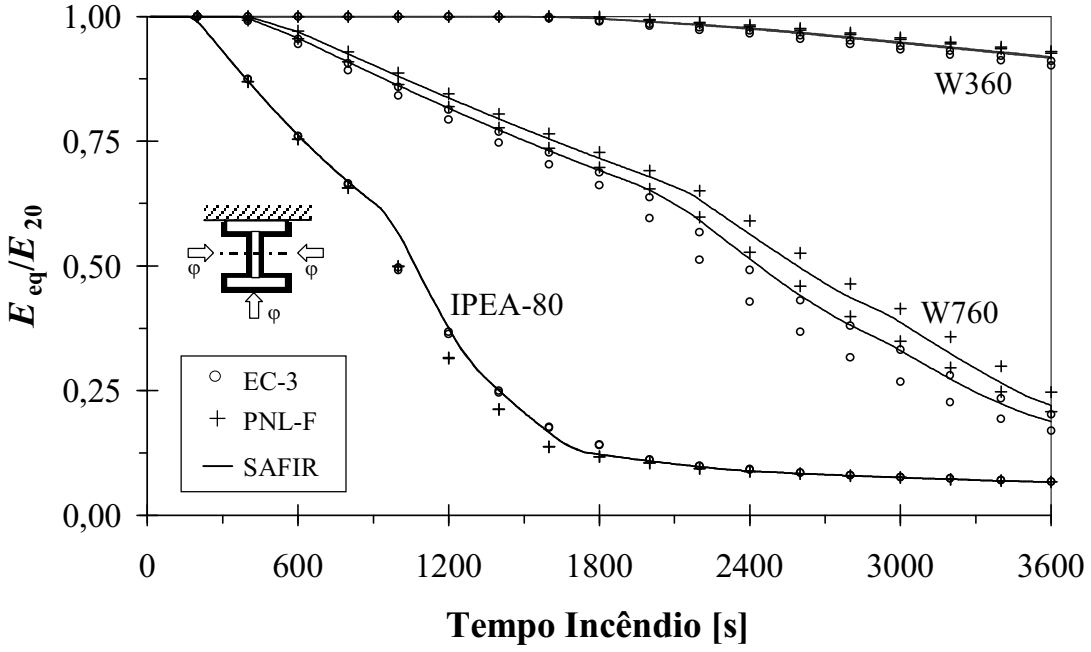


Figura B.28: Módulos equivalentes ($E_{A,\theta}$ e $E_{I,\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

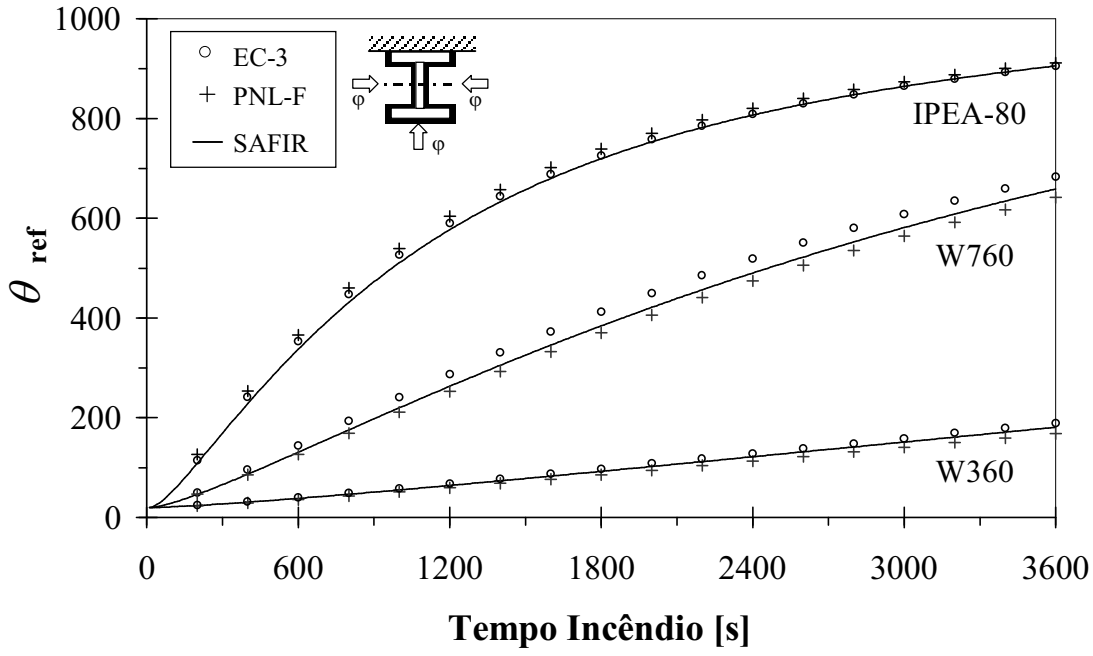


Figura B.29: Temperatura de referência (θ_{ref}), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 3 faces.

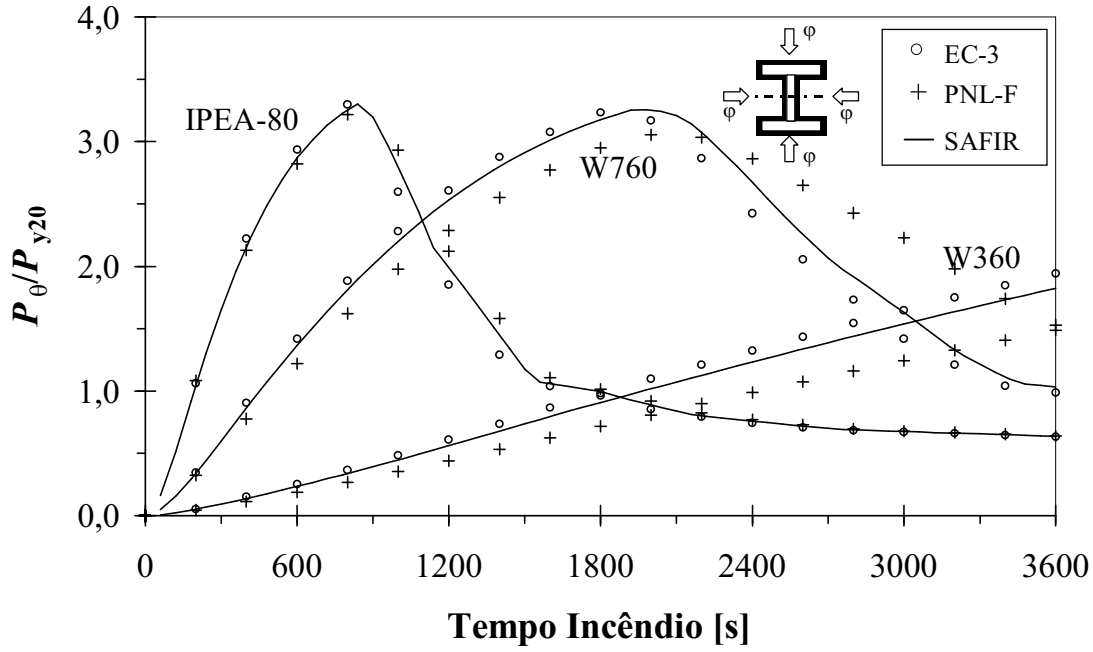


Figura B.30: Esforço axial térmico de engastamento perfeito (P_θ), em função do tempo de incêndio para perfis protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

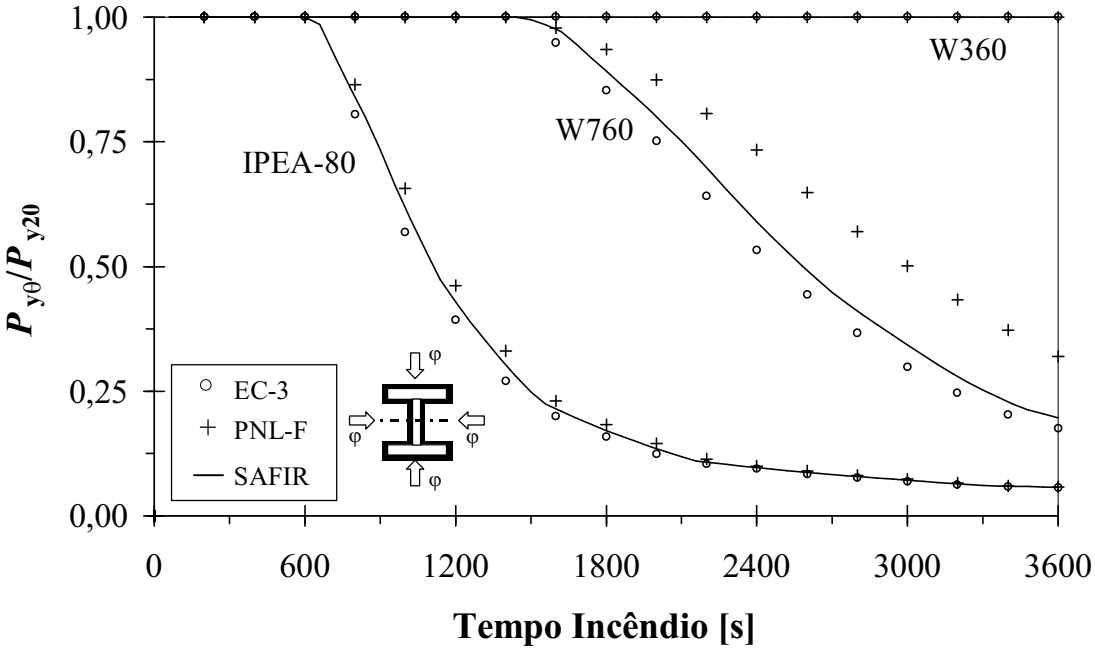


Figura B.31: Resistência axial em função da temperatura ($P_{y\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

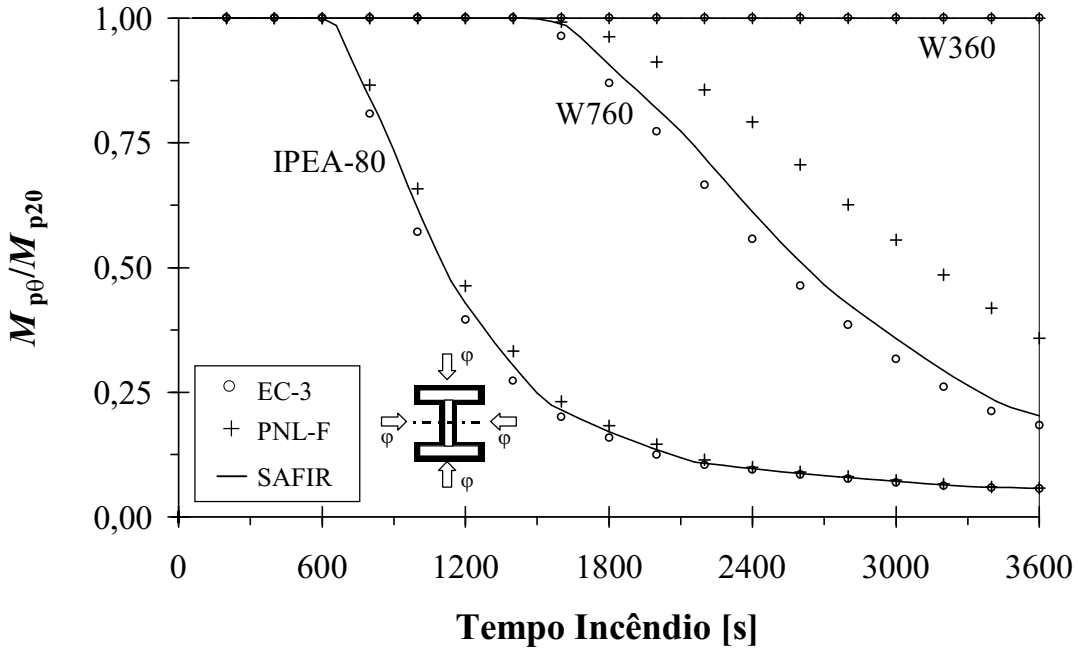


Figura B.32: Momento plástico em função da temperatura ($M_{p\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

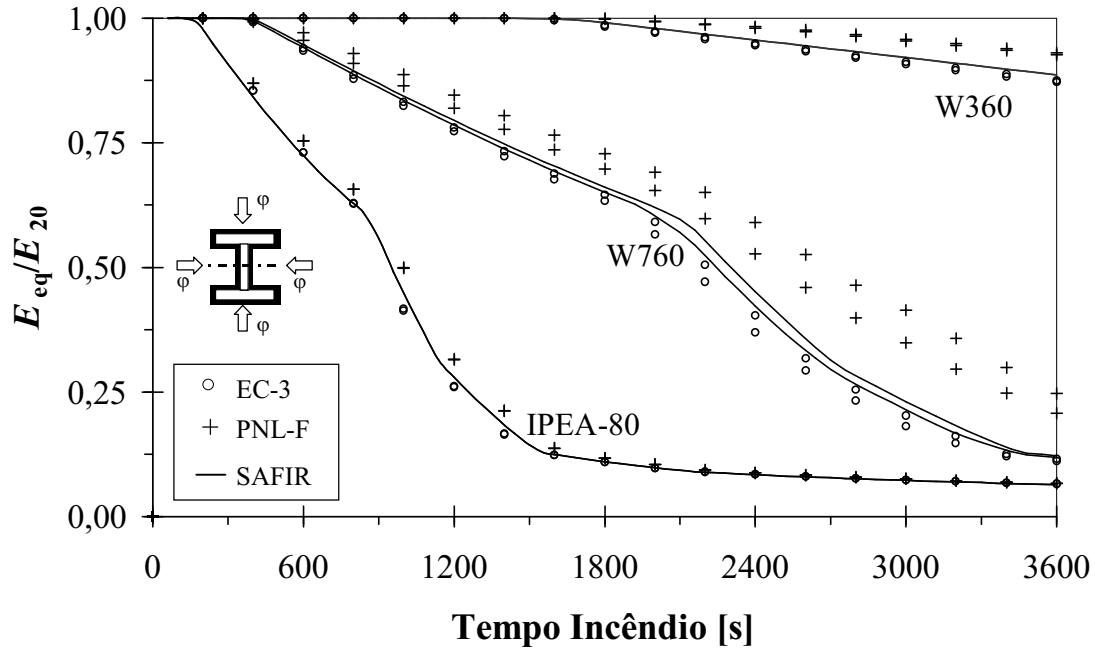


Figura B.33: Módulos equivalentes ($E_{A,\theta}$ e $E_{I,\theta}$), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

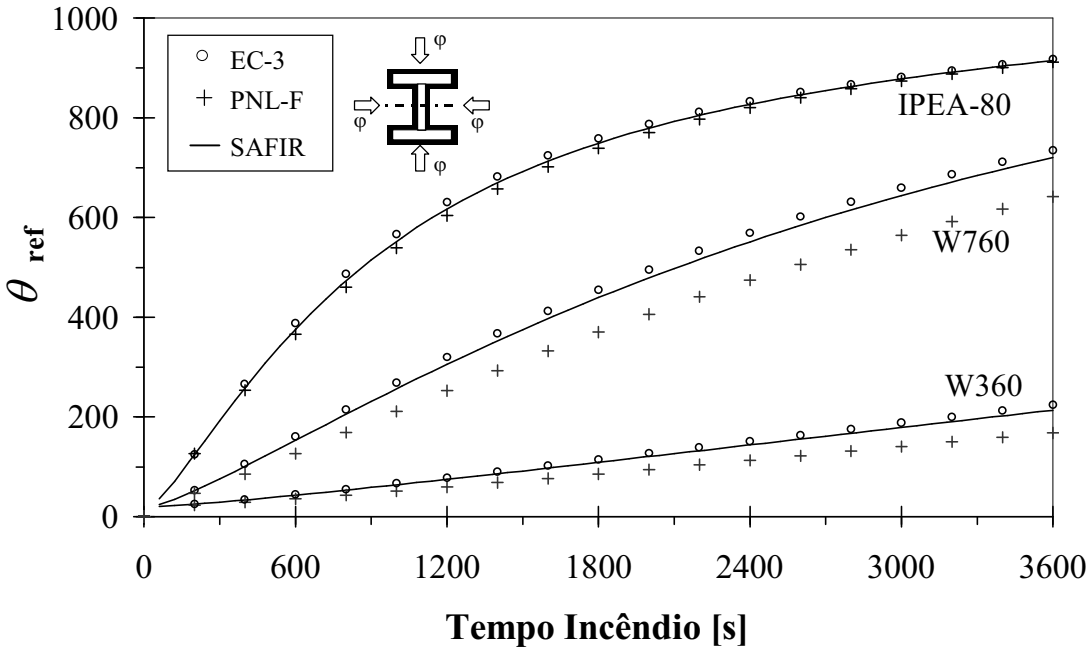


Figura B.34: Temperatura de referência (θ_{ref}), em função do tempo de incêndio, para perfis protegidos, expostos ao fogo em 4 faces.

Anexo C

VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS EM TEMPERATURA AMBIENTE

C.1 Introdução

Os modelos inelásticos implementados no programa de análise desenvolvido na presente pesquisa, PNL-F, associados a formação de mecanismos de rótulas plásticas sob condições de temperatura ambiente – módulo tangente (E_t) e fator de redução inelástica de rigidez (η) – apresentados anteriormente no Capítulo 3, são verificados neste Anexo C. Deste modo, três configurações de pórticos planos e aporticados, originalmente propostos por VOGEL (1985) para avaliação de modelos de Plasticidade Distribuída, são analisadas pelo Programa PNL-F. Os resultados obtidos pelo PNL-F, assumindo-se 3 procedimentos de solução numérica: incremental simples, incremental iterativa, controle de deslocamentos, discutidos no Anexo A, são comparados com aqueles apresentados por outros autores (CHEN *et al.*, 1996; ZIEMIAN, 1993; VOGEL, 1985).

As análises desenvolvidas por CHEN *et al.* (1996) seguem basicamente os mesmos modelos numéricos apresentados nesta Pesquisa, enquanto que as respostas obtidas por ZIEMIAN (1993) e VOGEL (1985) foram descritas com base nos modelos de

Zonas Plásticas.

O primeiro modelo proposto, apresentado a seguir no Item C.2, trata-se de um pórtico plano tipo 'portal', analisado anteriormente para condições de incêndio, conforme Seção 4.4. Seguindo-se as mesmas hipóteses assumidas por CHEN *et al.* (1996), utilizou-se um único elemento na discretização das colunas e viga que compõem a estrutura.

Em continuidade ao trabalho de VOGEL (1985), foi analisada no item C.3 uma segunda estrutura de pórtico plano, tipo 'industrial', também verificada anteriormente para condições de incêndio, conforme apresentado na Seção 4.5 desta pesquisa. O terceiro modelo estrutural analisado neste Anexo C, refere-se ao pórtico não-contraventado de um edifício de 6 andares. Os resultados obtidos nas análises desenvolvidas estão apresentados no item C.4. Em linhas gerais, os resultados mostraram-se semelhantes daqueles apresentados pelos autores citados, permitindo-se concluir sobre a possibilidade de utilização de modelos de funções de estabilidade e plasticidade concentrada, na verificação de estruturas usuais da engenharia civil. Uma síntese dos resultados obtidos, com uso de ligações rígidas, é apresentada na Tabela C.1.

Tabela C.1: Comparação de capacidade de carga entre os exemplos analisados.

Análise	Pórtico portal frame	Pórtico industrial	Edifício de seis andares
VOGEL (1985)	1,022	1,070	1,120
ZIEMIAN (1993)	1,000	1,070	1,180
CHEN *et al.* (1996)	0,960	0,950	1,118
PNL-F incremental	0,955	0,943	1,100
PNL-F incremental-iterativo	0,938	0,930	1,060
PNL-F controle deslocamento	0,938	0,930	1,060

Adicionalmente, apresenta-se no item C.5, uma descrição sumária da metodologia de cálculo originalmente empregada por KISH e CHEN (1990) na

determinação da rigidez tangente inicial, R_{kt}, capacidade plástica à flexão (momento último) M_u e parâmetro de forma n, empregados no modelo dos *Três Parâmetros* para ligações viga-coluna aparafusadas. As principais configurações de ligação verificadas pelo referido modelo estão apresentadas na Figura C.1.

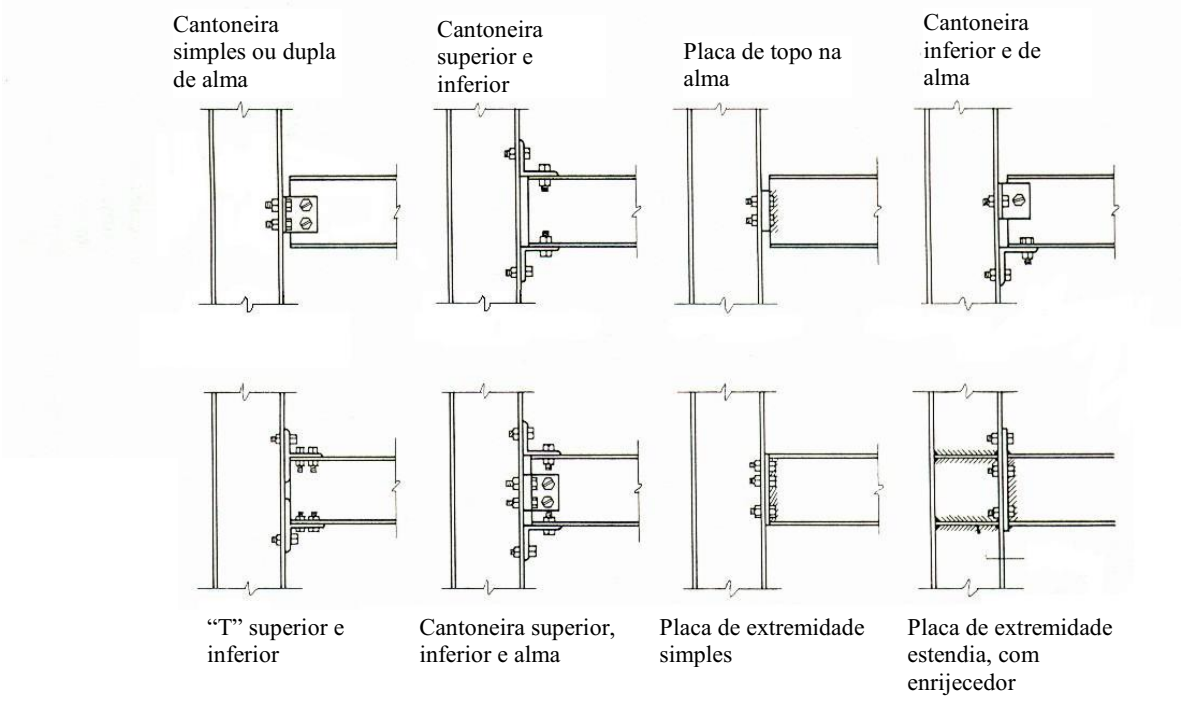


Figura C.1: Diferentes tipos de ligações viga-coluna.

A partir da implementação computacional do modelo de ligações semi-rígidas no programa de análise estrutural desenvolvido nesta pesquisa (PNL-F), foram realizadas duas aplicações numéricas com o propósito de validar o modelo proposto.

Deste modo, apresenta-se na Seção C.6 uma comparação entre os resultados do estudo de um edifício de oito andares, originalmente proposto por KISHI *et al.* (1996) para avaliação do uso combinado de diferentes configurações de ligações semi-rígidas, e aqueles obtidos pelo presente modelo computacional. Adicionalmente, foi realizada uma análise do comportamento estrutural inelástico de um pórtico não-contraventado, de um edifício comercial, conforme apresentado na Seção C.7 deste Anexo.

C.2 Pórtico plano tipo ‘portal’

O modelo do pórtico tipo ‘portal’ está apresentado na Figura C.2. Os deslocamentos iniciais assumidos, associados à consideração de imperfeições geométricas iniciais, são de 12,5 mm, medida no topo da estrutura. Foram utilizados 1200 passos de carga nas análises numéricas desenvolvidas. Os resultados obtidos no presente trabalho diferem-se levemente daqueles apresentados por CHEN *et al.* (1996).

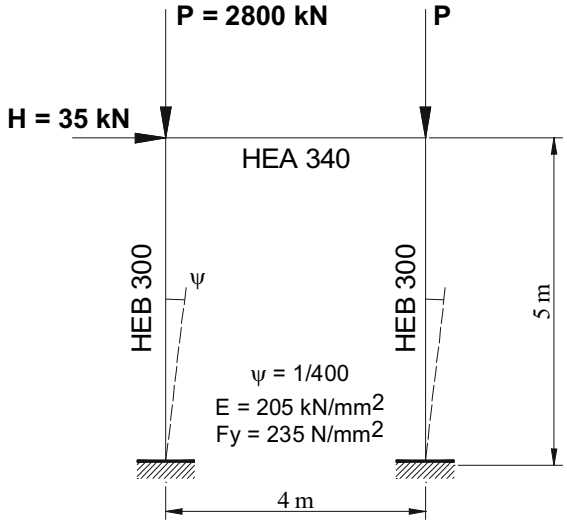


Figura C.2: Configuração inicial do pórtico plano tipo ‘portal’.

A Figura C.3 apresenta as curvas carga-deslocamento obtidas pelos três métodos inelásticos analisados neste trabalho, que também são comparadas com os resultados obtidos por outros autores. Os resultados permitem observar que a rigidez estrutural é gradualmente degrada à medida que a carga limite plástica é alcançada. Isto se deve ao fato do “portal” ser bastante sensível a imperfeições iniciais, como também as grandes cargas axiais nos pilares, que produzem significativos efeitos P-Δ, os quais afetam severamente a rigidez das colunas.

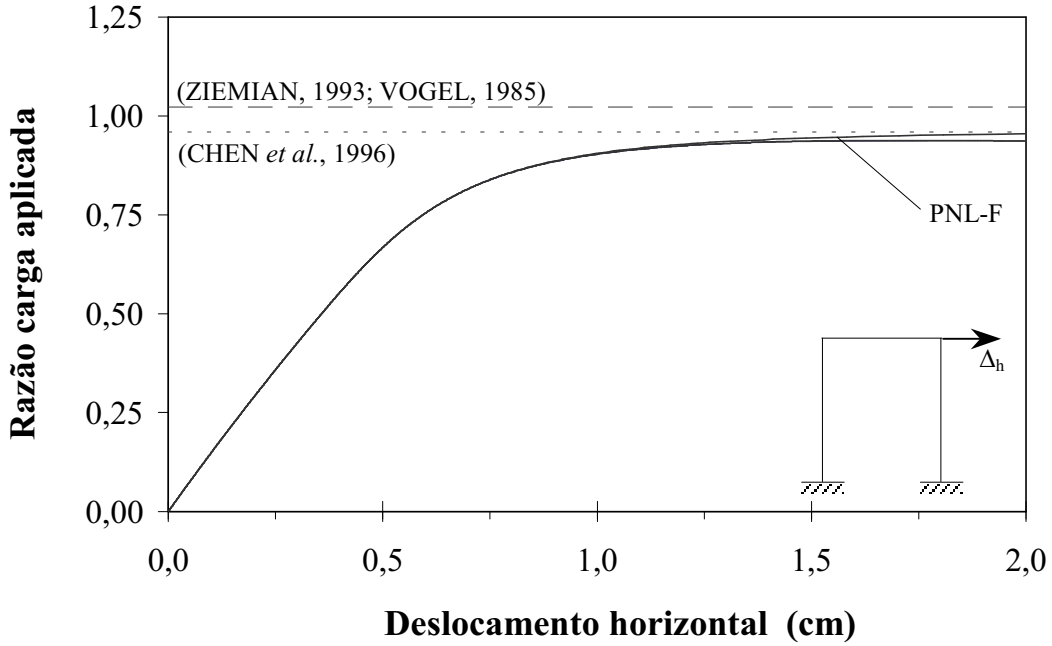


Figura C.3: Resposta carga-deslocamento para o pórtico plano tipo "portal".

O pórtico plano tipo 'portal' foi analisado considerando-se ainda os modelos de módulo tangente desenvolvidos a partir das Especificações Brasileiras (NBR-8800, 1986), Eq. (3.53). Os resultados obtidos estão apresentados a seguir, pela Figura C.4, juntamente com a Tabela C.2.

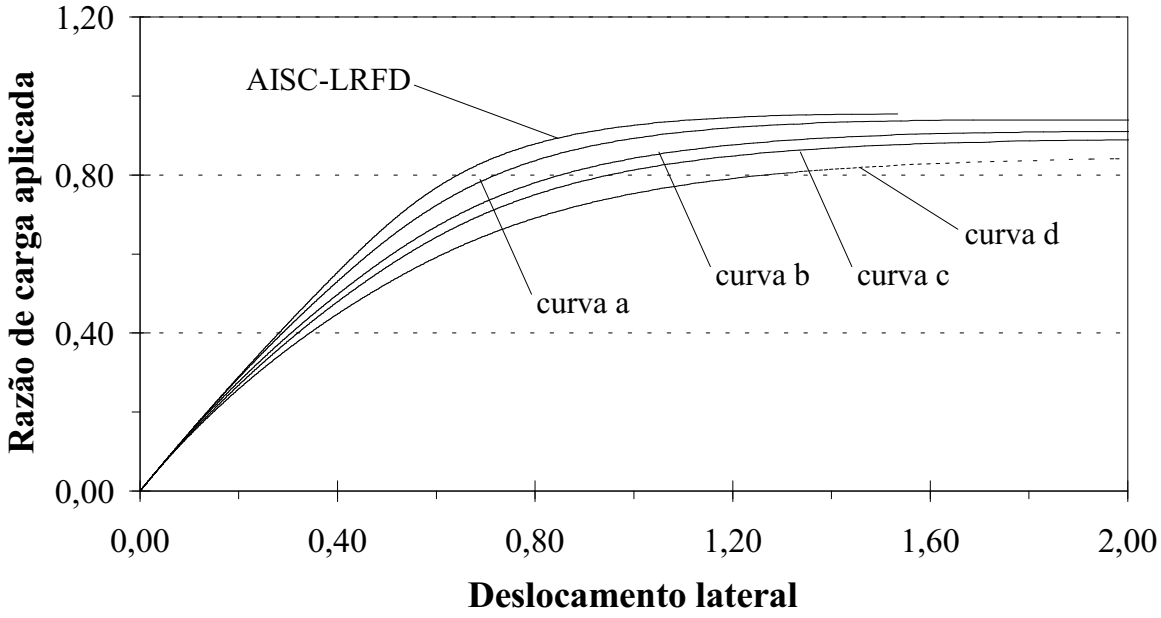


Figura C.4: Comparações de respostas carga-deslocamento para o pórtico plano tipo 'portal', sob diferentes modelos de módulo tangente.

Tabela C.2: Razão de carga última, para diferentes modelos de módulo tangente, para o pórtico plano tipo 'portal'.

Modelo de módulo tangente	Razão de carga última obtida
AISC-LRFD (Eq. 3.41)	0,938
EC-3, Curva a (Eq. 3.53)	0,925
EC-3, Curva b (Eq. 3.53)	0,897
EC-3, Curva c (Eq. 3.53)	0,877
EC-3, Curva d (Eq. 3.53)	0,845

C.3 Pórtico plano tipo 'industrial'

A Figura C.5 apresenta a descrição do modelo do pórtico industrial proposto originalmente por VOGUEL (1985). As colunas que compõem a estrutura foram discretizadas por apenas um único elemento, enquanto que a modelagem das vigas foram utilizados vinte elementos viga-coluna. As imperfeições geométricas iniciais, globais da estrutura, decorrentes da montagem do pórtico, são de 13,3 e 24,0 milímetros, respectivamente assumidos no topo das colunas e na extremidade das vigas (ψ_{0s} e ψ_{0r}). O número de incrementos de carga empregados na análise numérica estrutural foi de 1200 passos. Os carregamentos uniformemente distribuídos foram considerados no modelo estrutural através de cargas concentradas equivalentes, aplicadas nos nós distribuídos ao longo das vigas de cobertura.

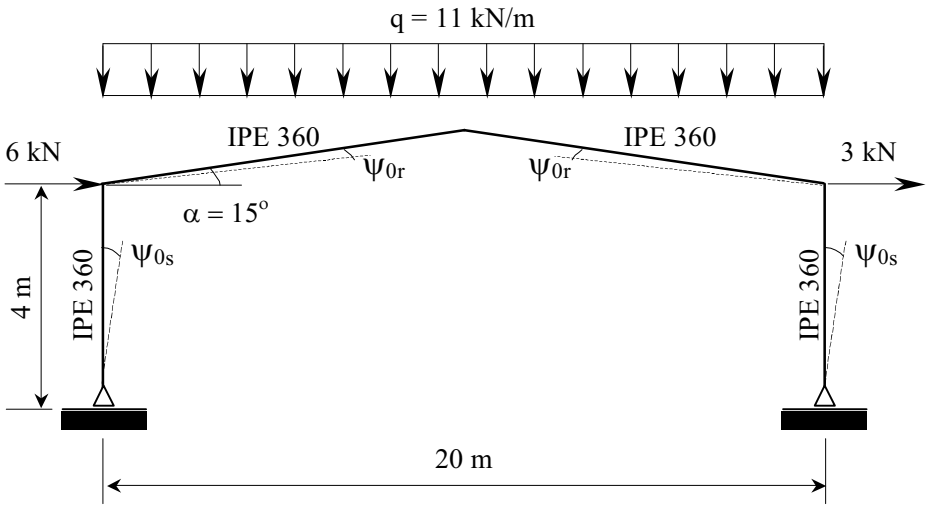


Figura C.5: Configuração inicial do pórtico plano tipo industrial.

O valor do fator limite de carga, obtido por VOGEL (1985) e ZIEMIAN (1993), segundo o Método das Zonas Plásticas, de valor aproximado de 1,070, é ligeiramente superior àquele obtido pelo Método das Rótulas Plásticas. Esta diferença deve-se fundamentalmente a consideração dos efeitos de endurecimento do aço pelo método das zonas plásticas (VOGEL, 1985; ZIEMIAN, 1993).

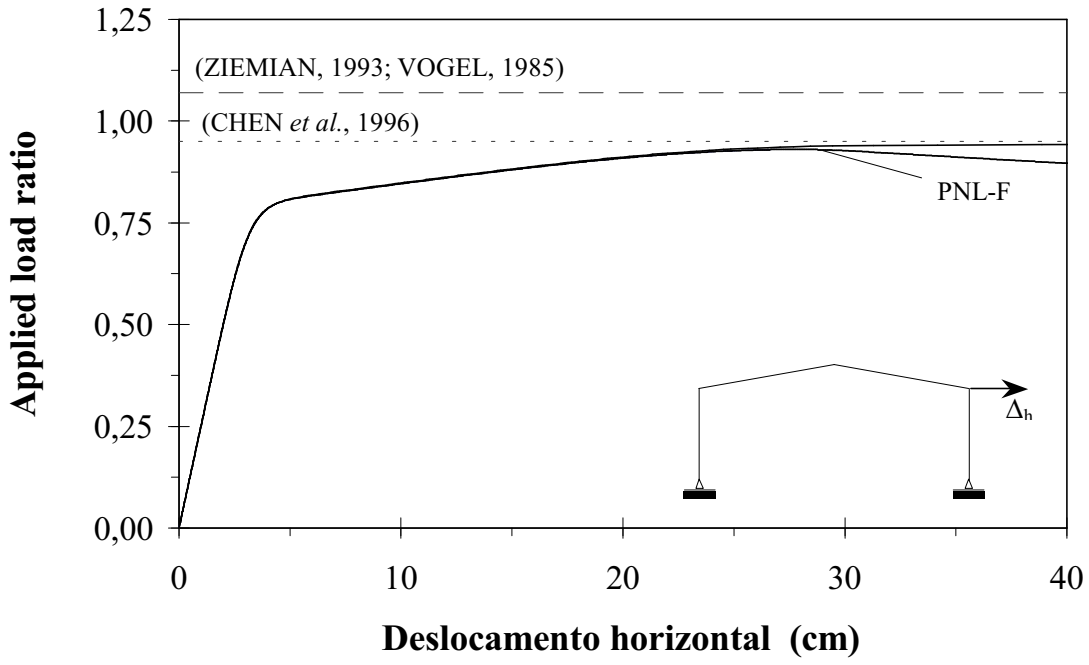


Figura C.6: Resposta carga-deslocamento para o pórtico plano industrial.

C.4 Edifício de seis andares

A estrutura de um edifício de seis andares, originalmente proposto pr VOGEL (1985), e analisado pelo programa PNL-F é apresentada na Figura C.7. A discretização numérica seguiu os mesmos padrões previstos por CHEN *et al.* (1996), tendo sido empregados quatro elementos na representação das vigas e um único elemento para as colunas. As imperfeições geométricas iniciais de montagem, ψ_0, foram impostas no topo da estrutura, com valor igual a 75mm. Foram empregados 1200 passos de carga na solução numérica. A resposta estrutural obtida neste trabalho, principalmente pela solução puramente incremental, é bastante próxima da apresentada por CHEN *et al.* (1996), conforme pode ser observado na Figura C.8. Os modelos de módulo tangente implementados, com base nas recomendações da NBR-8800 (1986) Eq. (3.53), também foram utilizados nas verificações para o edifício de 6 andares, conforme apresentado pela Figura C.9, juntamente com a Tabela C.3.

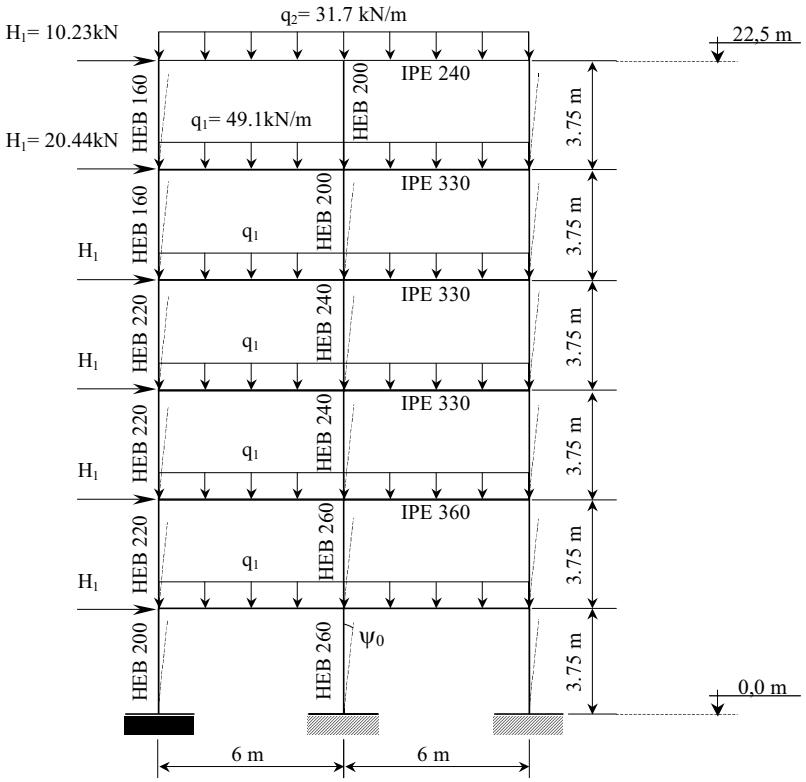


Figura C.7: Configuração inicial do edifício de seis andares.

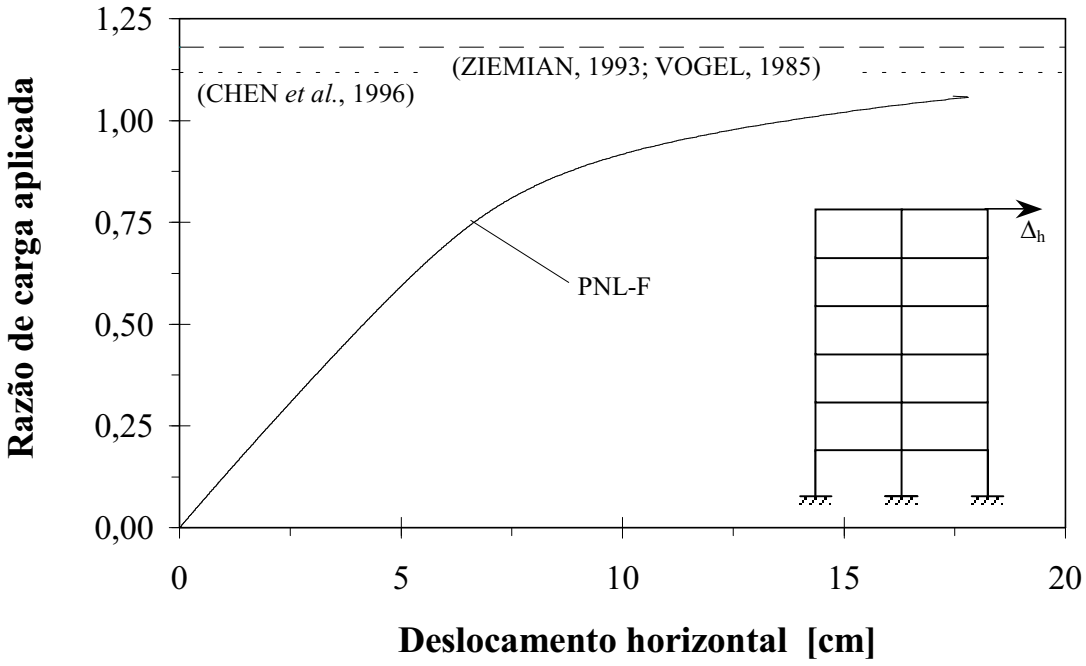


Figura C.8: Resposta carga-deslocamento para o edifico de seis andares.

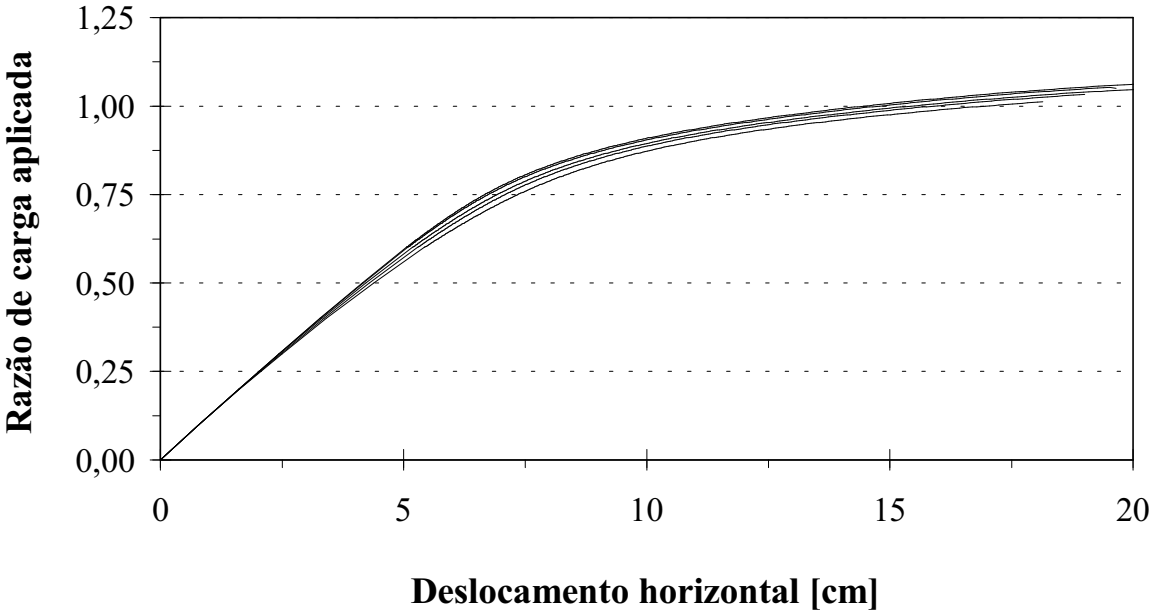


Figura C.9: Comparações de respostas carga-deslocamento para o pórtico do edifício de 6 andares, sob diferentes modelos de módulo tangente.

Tabela C.3: Razão de carga última, para diferentes modelos de módulo tangente, para o edifico de seis andares.

Modelo de módulo tangente	Razão de carga última obtida
AISC-LRFD (Eq. 3.41)	1,072
EC-3, Curva a (Eq. 3.53)	1,053
EC-3, Curva b (Eq. 3.53)	1,053
EC-3, Curva c (Eq. 3.53)	1,033
EC-3, Curva d (Eq. 3.53)	1,012

C.5 Parâmetros adimensionais padronizados para ligações com cantoneiras

Os seguintes parâmetros adimensionais são usados na descrição da geometria de ligações com cantoneiras, conforme esquematizado pela Figura C.10, a seguir.

$$\beta = g_c/l\,, \qquad \gamma = l/t\,, \qquad \delta = d/t\,,$$

$$\kappa = k/t\,, \qquad \varpi = W/t\,, \qquad \rho = t_w/t_t \qquad \text{Eq. (B.1)}$$

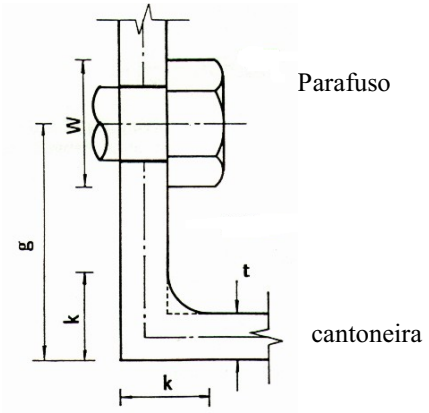


Figura C.10: Dimensões padronizadas para ligações com cantoneiras aparafusadas.

C.5.1 Cantoneiras simples e dupla de alma

As expressões empregadas pelo método dos três parâmetros, na determinação da rigidez inicial e momento último normalizados, de ligações compostas cantoneiras simples ou duplas de alma, são dadas respectivamente pelas seguintes expressões:

$$\frac{R_{kiw}}{EI_{ow}} = \frac{12\alpha \cosh(\alpha\beta_w^{'})}{7{,}8\left[\alpha\beta_w^{'} \cosh(\alpha\beta_w^{'}) - \operatorname{senh}(\alpha\beta_w^{'})\right]} \qquad \text{Eq. (B.2)}$$

$$\frac{M_{uw}}{M_{0w}t_w} = \frac{(2\xi_w + 1)}{3}\gamma_w^2 \qquad \text{Eq. (B.3)}$$

onde, α = 4,2967, é adotado para materiais com coeficiente de *Poisson* iguais a 0,3. Os parâmetros β'_w e ξ_w estão definidos a seguir:

$$\beta_w^{'} = \beta_w - \frac{1}{\gamma_w}\left(\kappa_w + \frac{\varpi_w}{2}\right) \qquad \text{Eq. (B.4)}$$

$$\xi_w^4 + \beta_w^{*}\xi_w - 1 = 0 \qquad \text{Eq. (B.5)}$$

sendo: $\beta_w^{*} = \beta_w^{'}\gamma_w + \frac{\varpi_w}{2}$ Eq. (B.6)

Substituindo-se β'_w na Eq. (B.6), obtém-se:

$$\beta_w^{*} = \beta_w\gamma_w - \kappa_w \qquad \text{Eq. (B.7)}$$

Para ligações formadas por cantoneiras duplas, os valores obtidos pelas Eqs. (B.2) e (B.3), devem ser dobrados. Para cantoneiras simples de alma, o parâmetro de forma *n* é obtido segundo o modelo originalmente proposto por KISHI *et al.* (1988a, 1988b), através de análise estatística de resultados experimentais, conforme a seguinte expressão:

$$n = 0{,}520\log_{10}\Theta_0 + 2{,}291 \geq 0{,}70 \qquad \text{Eq. (B.8)}$$

Para as ligações com cantoneiras duplas de alma, KISHI *et al.* (1988a, 1988b) propõem a seguinte equação:

$$n = 1{,}322\log_{10}\Theta_0 + 3{,}952 \geq 0{,}60 \qquad \text{Eq. (B.9)}$$

C.5.2 Cantoneira superior e inferior

A partir das hipóteses sugeridas por LIEW *et al.*, (1993a), onde (*i*) o centro de rotação da ligação está localizado na aba da cantoneira adjacente à mesa comprimida, e (*ii*) a cantoneira superior funciona como uma viga engastada, a rigidez inicial, R_{kits}, da ligação cantoneira do tipo superior e inferior é dada por:

$$\frac{R_{kits}}{EI_{ot}} = (1 + \delta_t)^2 D_{ts} \qquad \text{Eq. (B.10)}$$

onde: $D_{ts} = \dfrac{3}{\beta_t'(\gamma_t^2 \beta_t'^2 + 0{,}78)}$ Eq. (B.11)

$$\beta_t' = \beta_t - \frac{1}{2\gamma_t}(1 + \varpi_t) \qquad \text{Eq. (B.12)}$$

O momento último da ligação M_{uts}, é obtido com base no mecanismo de falha simples, através da soma dos momentos em torno do centro de rotação da ligação:

$$\frac{M_{uts}}{M_{0t}t_t} = \gamma_t\left[1 + \xi_t\left(1 + \beta_t^* + 2(\kappa_t + \delta_t)\right)\right] \qquad \text{Eq. (B.13)}$$

A variável ξ_t, representa o esforço cortante último normalizado, atuante na rótula plástica. Novamente, semelhante ao que foi proposto para as ligações de cantoneiras de alma, o parâmetro ξ_t, é obtido pelo seguinte polinômio de quarto grau:

$$\xi_t^4 + \beta_t^* \xi_t - 1 = 0 \qquad \text{Eq. (B.14)}$$

β'_t foi anteriormente definido pela Eq. (B.12), β_t^* é dado por:

$$\beta_t^* = \beta_t' \gamma_t - \kappa_t \qquad \text{Eq. (B.15)}$$

O parâmetro de forma *n* para "ligações de cantoneiras superior e inferior" é dado pela seguinte equação (KISHI *et al.*, 1988a, 1988b):

$$n = 2{,}003 \log_{10} \Theta_0 + 6{,}070 \geq 0{,}30 \qquad \text{Eq. (B.16)}$$

C.5.3 Cantoneiras superior, inferior e duplas de alma

O dimensionamento convencional de ligações do tipo "cantoneiras superior, inferior e duplas de alma", supõe que as cantoneiras localizadas nas mesas da viga são responsáveis pela absorção dos esforços de flexão, enquanto que as localizadas na alma da viga são responsáveis pela resistência aos esforços cortantes.

Neste tipo de ligação, a rigidez inicial pode ser determinada separando-se as parcelas correspondentes às cantoneiras superior e inferior, e aquelas provenientes da alma da viga. Com base no exposto e observando-se também as hipóteses básicas assumidas por KIM e CHEN (1998), o valor da rigidez inicial normalizada é expressa por:

$$\frac{R_{ki}}{EI_{ot}} = \frac{R_{kits}}{EI_{ot}} + \frac{R_{kiw}}{EI_{ot}} \qquad \text{Eq. (B.17)}$$

O primeiro termo da Eq. (B.17) está associado à rigidez inicial das cantoneiras de topo e de apoio, onde R_{kits}, conforme mostrado anteriormente, pode ser obtido pela Eq. (B.10). O segundo termo da direita, representa a contribuição da rigidez das cantoneiras duplas da alma da viga, onde o termo R_{kiw} é obtido por:

$$\frac{R_{kiw}}{EI_{ot}} = (1 + \delta_t)^2 \rho D_w \qquad \text{Eq. (B.18)}$$

$$\text{onde, } D_w = \frac{3}{2\beta'_w(\gamma_w^2 \beta'^2_w + 0{,}78)} \qquad \text{Eq. (B.19)}$$

O termo β'_w, deve ser determinado utilizando-se a mesma forma da equação empregada para β'_t. Deste modo, não deve ser empregada a Eq. (B.12) para a determinação de β'_w, em ligações de cantoneiras duplas de alma, quando estas são empregadas com cantoneiras superior e inferior. Nesse sentido, com base nas equações (B.10) e (B.12) a Eq. (B.18) pode ser escrita como:

$$\frac{R_{kiw}}{EI_{ot}} = \left(D_{ts} + \rho D_w\right) \cdot \left(1 + \delta_t\right)^2 \qquad \text{Eq. (B.20)}$$

A capacidade plástica à flexão da ligação é atingida quando o mecanismo idealizado de colapso elasto-plástico é desenvolvido. Com base em estudos realizados por KIM e CHEN (1998), o mecanismo de colapso da ligação pode ser obtido através da soma das capacidades plásticas de cada cantoneira individualmente. Em conclusão, a capacidade de momento último da ligação, M_u, pode ser expressa da seguinte forma:

$$\frac{M_u}{M_{0t}t_t} = \frac{M_{uts}}{M_{0t}t_t} + \frac{M_{uw}}{M_{0t}t_t} \qquad \text{Eq. (B.21)}$$

O primeiro termo da direita, está relacionado com as cantoneiras de topo e de apoio. A segunda fração, à direita, representa a contribuição das cantoneiras localizadas na alma da viga, onde M_{uw} é dado a seguir, onde ξ_w é determinado a partir da Eq. (B.14):

$$\frac{M_{uw}}{M_{0t}t_t} = \gamma_w\left(1+\xi_w\right)\rho^3\left[\frac{\gamma_w\left(\xi_w-1\right)}{3\left(\xi_w+1\right)} + \delta_w + \frac{1}{\rho}\right] \qquad \text{Eq. (B.22)}$$

O coeficiente de forma, n, para ligações do tipo "cantoneiras superior, inferior e duplas de alma" é dado pela seguinte equação:

$$n = 5,483\log_{10}\Theta_0 + 14,745 \geq 0,80 \qquad \text{Eq. (B.23)}$$

C.6 Pórtico de oito andares

Com base no trabalho desenvolvido por KISHI *et al.* (1996), apresenta-se nesta seção uma análise numérica do comportamento estrutural de um edifício de oito andares com o uso combinado de ligações rígidas e semi-rígidas. As análises desenvolvidas foram realizadas por meio do método dos três-parâmetros, proposto por KISHI e CHEN (1990), conforme apresentado anteriormente no Capítulo 3 desta pesquisa. Pode-se afirmar a priori que os resultados obtidos pelo programa PNL-F são bastante semelhantes ao trabalho original (KISHI *et al.*, 1996).

C.6.1 Descrição do pórtico estrutural

O pórtico de oito andares (KISHI *et al.*, 1996) utilizado na análise numérica está apresentado na Figura C.11, onde estão indicadas tanto as características dos elementos de vigas e colunas, como também suas dimensões. Os carregamentos empregados foram majorados e combinados de acordo com especificações do AISC-LRFD (1999). Acompanhando as recomendações de KISHI *et al.* (1996), assumiu-se que todas as ligações das colunas exteriores e do segundo pavimento são completamente rígidas. Tal fato tem como fundamento às especificações de estabilidade propostas pelo AISC-LRFD (1999).

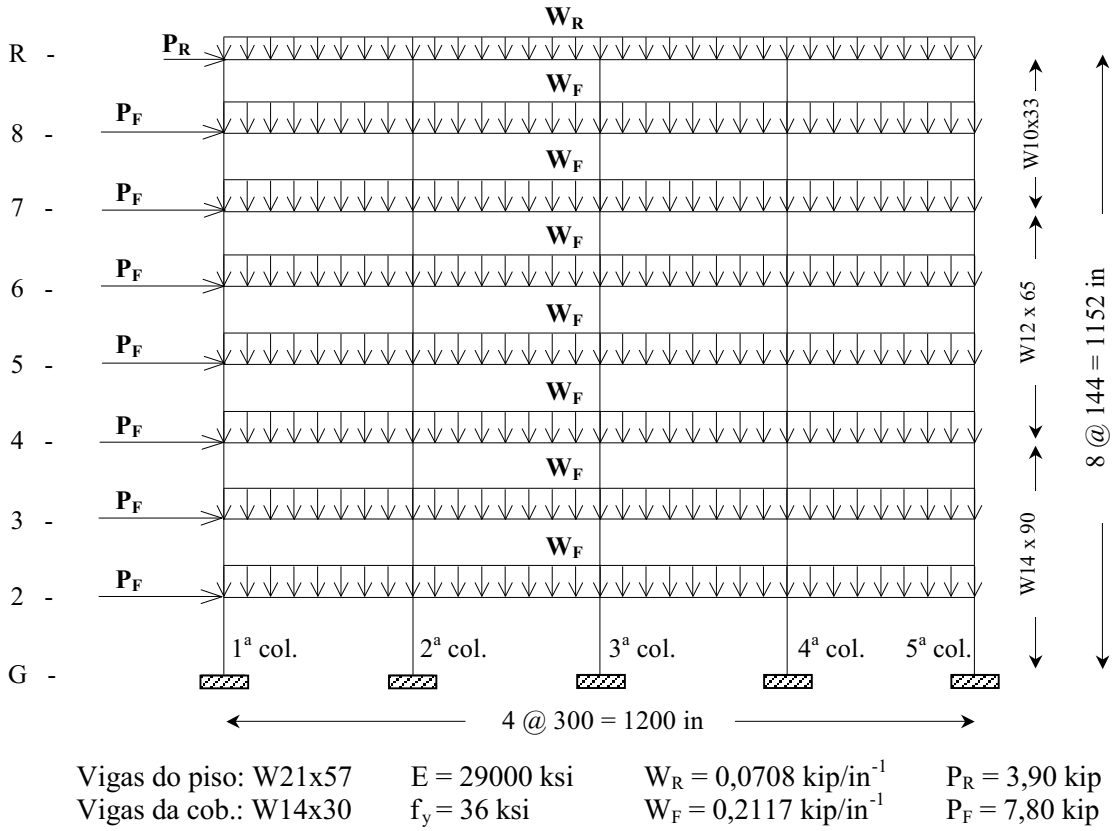
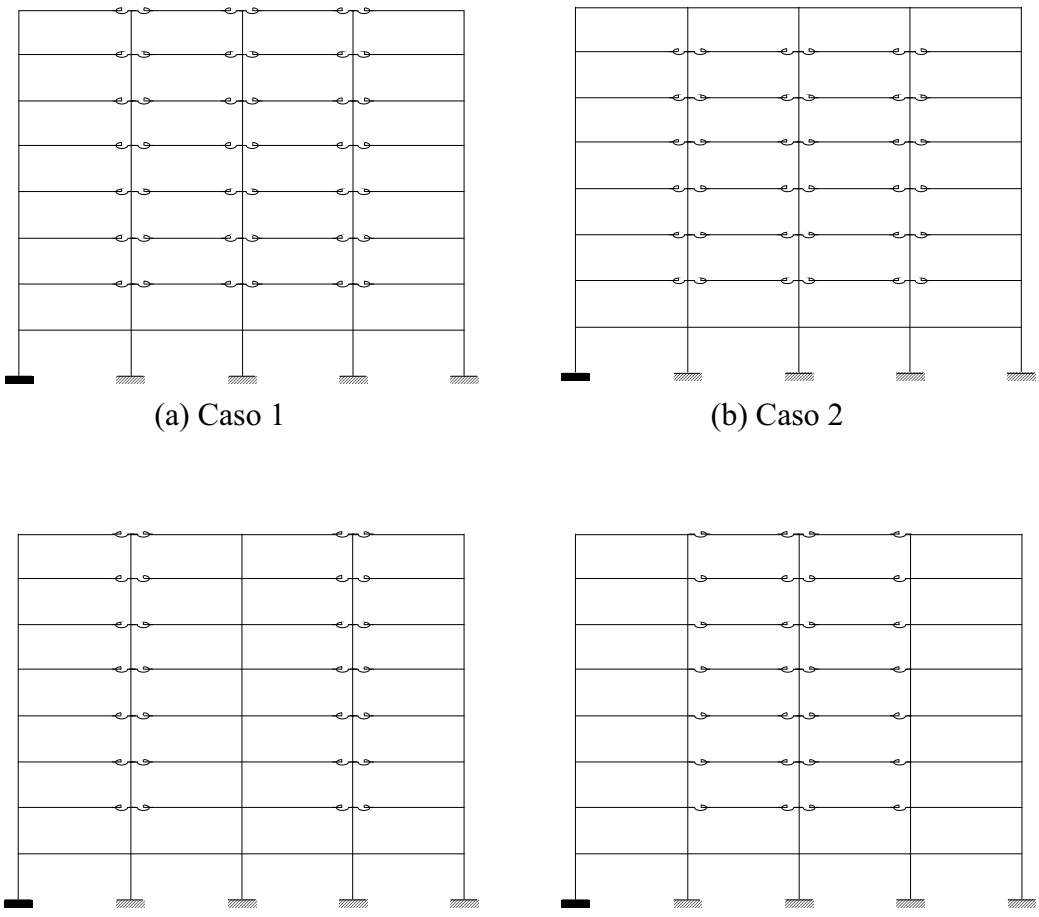


Figura C.11: Esquema geral do edifício de oito andares proposto por KISHI *et al.* (1996).

A Figura C.12 apresenta as quatro combinações de ligações rígidas e semi-rígidas empregadas na análise numérica. No Caso 1, as ligações internas são semi-rígidas; para o Caso 2, as ligações internas ao pórtico, excetuando-se as ligações da cobertura são semi-rígidas; no Caso 3 as ligações correspondentes a segunda e quarta colunas são semi-rígidas; finalmente no Caso 4 somente as ligações internas entre a segunda e quartas colunas são semi-rígidas.



(a) Caso 1 (b) Caso 2

(c) Caso 3 (d) Caso 4

Figura C.12: Esquema de combinações de ligações rígidas e semi-rígidas do edifício de oito andares proposto por KISHI *et al.* (1996).

O Caso 1 é a combinação com maior número de ligações semi-rígidas. Para os casos 3 e 4, o número de ligações semi-rígidas é o mesmo. O número de ligações semi-rígidas adotado nos quatro casos pode ser ordenado da seguinte forma: Caso 1 > Caso 2 > Caso 3 = Caso 4. No presente estudo, semelhante ao proposto por KISHI *et al.* (1996), foi adotada a ligação do tipo "cantoneira superior, inferior com dupla de alma", cujas dimensões e os principais parâmetros calculados estão apresentados respectivamente nas Tabelas C.4. e C.5.

Para todas as análises desenvolvidas neste trabalho, o estudo da estabilidade do pórtico foi desenvolvido com base nas recomendações do AISC-LRFD (1999), expostas previamente no Capítulo 3 do presente trabalho.

Tabela C.4: Detalhamento das ligações empregadas no pórtico de oito andares.

Tipo de Ligação	**Diam. parafuso**	**Superior e inferior L4 x 4 x ½**				**Alma L3 x 3 x ⅜**		
		t_t	l_t	g_{ct}	k_t	g_{cw}	l_w	k_w
Superior, inferior com dupla na alma	5/4	½	6	2,5	7/8	1,75	7,5	11/16

(todas as dimensões estão em polegadas)

Tabela C.5: Parâmetros obtidos para as ligações empregadas no pórtico de oito andares.

Ligação	**Viga**	**M_u** (kips·in)	**R_{ki}** (kips·in/rad)	**n**
Superior, inferior e dupla de alma	W21x57	1285,588	728470,7	0,80
	W14x30	867,369	331337,9	0,80

Com base nos parâmetros obtidos, as ligações propostas foram classificadas segundo os critérios sugeridos pelo EC-3 (2003) e BJORHOVEDE *et al.* (1990), respectivamente ilustrado pelas Figuras C.13 e C.14.

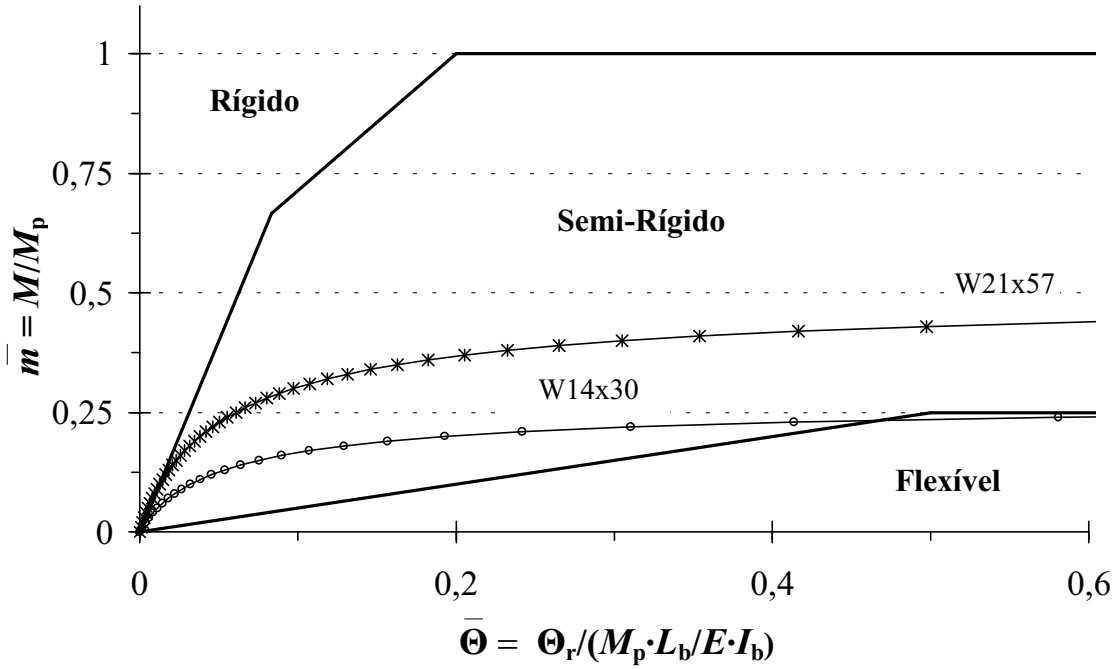


Figura C.13: Classificação das ligações pelo EC-3 (2003).

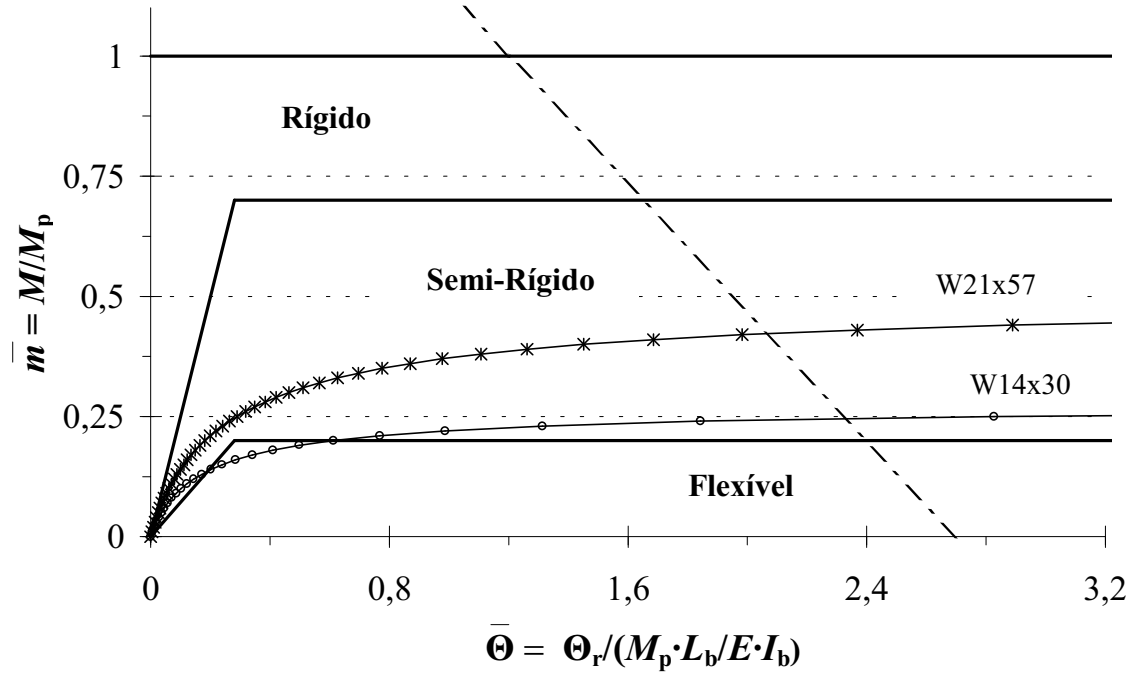


Figura C.14: Classificação das ligações por BJORHOVEDE *et al.* (1990).

C.6.2 Resultados obtidos

Apesar do carregamento aplicado à estrutura do edifício de oito andares estar associado a um estado limite, a análise desenvolvida foi continuada até a formação do colapso estrutural, caracterizado pela falta de convergência da solução numérica. As respostas de deslocamento transversal do topo do pórtico obtidos com o programa PNL-F, para os quatro casos de ligações apresentados, juntamente com a condição de ligações rígidas, estão sumarizadas a seguir pela Tabela C.6 e Figura C.15.

Tabela C.6: Deslocamentos transversais obtidos no topo do edifício para os casos analisados, correspondentes aos carregamentos do AISC-LRFD e colapso.

Tipo	Rígido	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
AISC-LRFD	1,63	3,45	3,43	2,54	2,32
Colapso	3,42	7,45	7,38	5,41	5,03

(valores em polegadas)

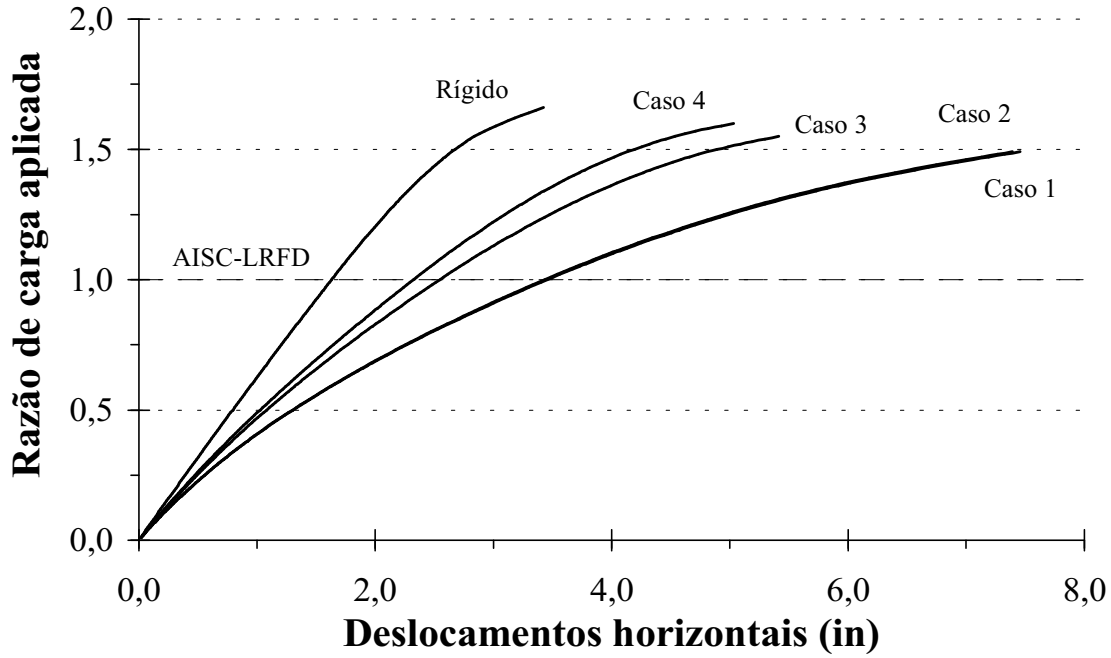


Figura C.15: Razão de carga aplicada versus deslocamentos transversais – obtido no topo do edifício de oito andares, para os casos analisados.

A Tabela C.7 apresenta uma comparação entre diferenças percentuais de momento fletor obtidos, para a quinta coluna do pórtico de oito andares (coluna externa a direita), no incremento de carga correspondente a 100% da combinação de carga do AISC-LRFD (1999), pelas análises dos quatro casos de ligações semi-rígidas, pelo programa PNL-F e KISHI *et al.* (1996).

Tabela C.7: Diferenças de resultados de momento fletor entre o programa PNL-F e o trabalho de KISHI *et al.* (1996), para a quinta coluna do edifício.

Pavimento	Diferenças Δ% = (KISHI – PNL-F)/(KISHI)			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
R	3,64	0,97	2,92	1,39
8	3,40	1,96	2,51	1,60
	2,49	2,66	1,87	1,11
7	2,15	2,17	1,55	0,89
	3,76	3,72	2,54	1,25
6	3,01	2,98	2,01	0,99
	3,84	3,83	2,32	1,11
5	3,19	3,16	2,07	1,10
	3,04	3,03	2,34	1,23
4	2,21	2,24	1,95	1,08
	3,13	2,30	2,00	1,08
3	2,89	3,76	2,66	1,32
	1,62	1,66	0,17	0,27
2	3,36	3,37	2,04	0,61
	2,66	2,65	1,26	0,23
G	0,96	0,98	0,74	0,69

A título de verificação adicional, foi realizada uma análise em regime elástico-linear. Os resultados obtidos com o programa PNL-F foram comparados com resultados estimados pelo programa NASTRAN (1998), conforme Tabela C.8. A situação estrutural com todas as ligações rígidas também é apresentada na referida tabela, onde os resultados de momento fletor obtidos pelo PNL-F, na quinta coluna do pórtico de oito andares, são comparados com o trabalho original de KISHI *et al.* (1996).

Tabela C.8: Diferenças de resultados de momento fletor entre os programas PNL-F e NASTRAN (1998), e o trabalho de KISHI *et al.* (1996), para a quinta coluna do edifício de oito andares.

Pav.	Linear-elástico			Rígido		
	Nastran	PNL-F	Δ%	KISHI	PNL-F	Δ%
R	470,3	470,3	-	471,4	471,2	0,04
8	-505,6	-505,6	-	-505,5	-505,7	0,04
	624	624	-	628,3	629,1	0,13
7	-541	-541	-	-546,1	-546	0,02
	1098,8	1098,8	-	1104	1105,6	0,14
6	-941	-941	-	-944,9	-945,6	0,07
	1021,9	1021,9	-	1036	1035,7	0,03
5	-974,3	-974,3	-	-983,9	-982,8	0,11
	1079,3	1079,3	-	1102	1103,8	0,16
4	-968,2	-968,2	-	-989,6	-990	0,04
	1290,1	1290,1	-	1314	1314,5	0,04
3	-1146,2	-1146,2	-	-1167	-1167,2	0,02
	1246	1246	-	1279	1279	0,00
2	-1279	-1279	-	-1314	-1311,9	0,16
	1003,9	1003,9	-	1020	1023,8	0,37
G	-1311,9	-1311,9	-	-1355	-1363,7	0,64

As diferenças observadas nas comparações realizadas, inferiores a 5%, são consideradas satisfatórias, permitindo-se concluir sobre a adequação do modelo computacional implementado nesta pesquisa, tendo em vista sua aplicação na avaliação do comportamento estrutural inelástico de edifícios de aço, compostos por ligações rígidas e semi-rígidas.

C.7 Exemplo de aplicação em projeto

C.7.1 Descrição da estrutura e carregamentos

Com o objetivo de aplicar a metodologia de cálculo avançado, para estruturas em situações de carregamento último, um edifício comercial de 12 andares foi selecionado e dimensionado seguindo as recomendações do AISC-LRFD (1999). As principais características do pórtico analisado estão sumarizadas na Figura C.16.

Na discretização do edifício, foram empregados 4 elementos viga-coluna para as vigas e um único elemento para cada trecho de pilar entre pisos. As cargas distribuídas aplicadas na estrutura (D_1 e D_2), são constantes em cada pavimento. A ação do vento (v) foi determinada a partir da NBR-6123 (1988). Os carregamentos correspondentes aos vigamentos entre pórticos (V_1, V_2, V_3 e V_4), foram considerados como cargas concentradas e são distribuídos simetricamente ao longo da estrutura, ou seja, no centro e nas extremidades. Foram empregados perfis do tipo W24 (wide-flange) nas colunas centrais e perfis da série W27 para as colunas de extremidade. Por razões de padronização, foram adotadas seções W16x40 para as vigas ao longo do edifício, exceto nos dois primeiros andares, onde para o atendimento das condições de deslocamentos em serviço, a análise de estabilidade global obrigou a utilização de perfis mais pesados, W16x100.

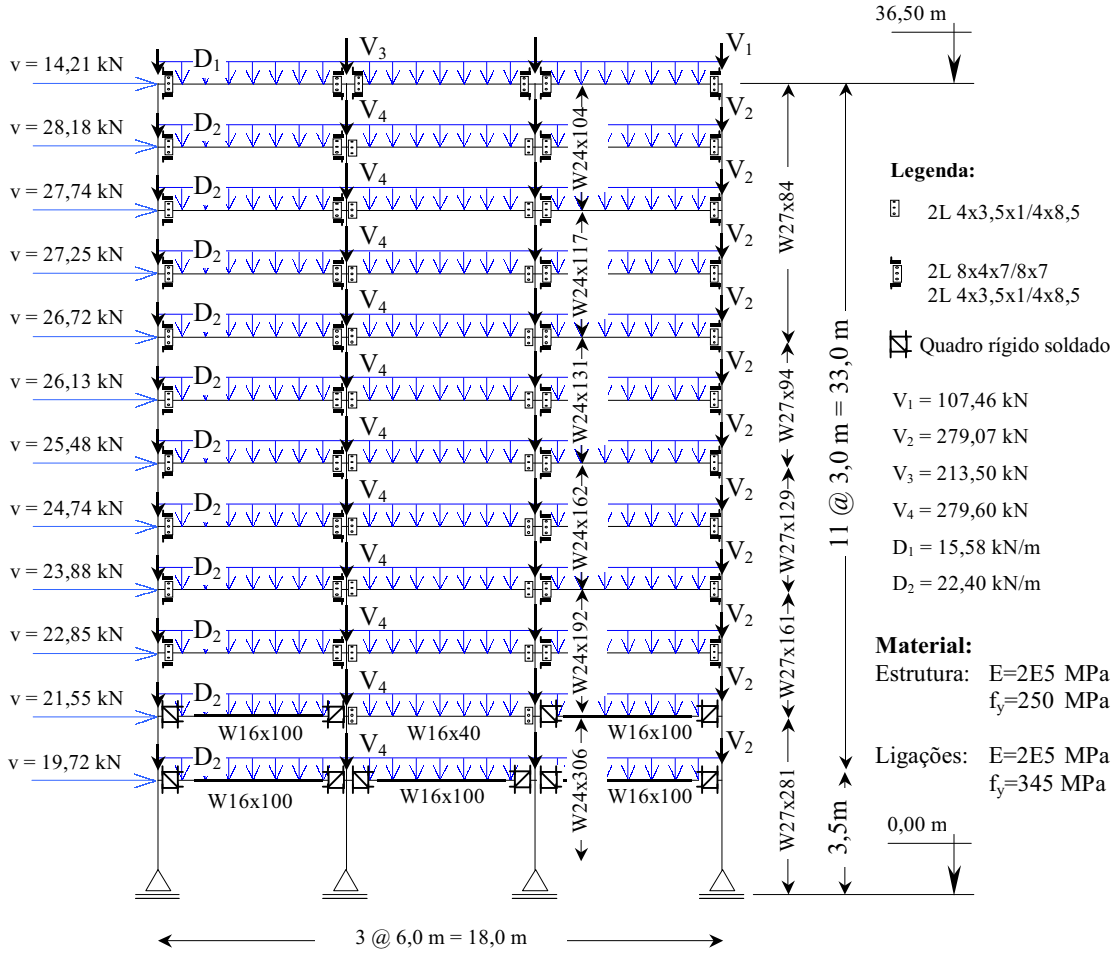


Figura C.16: Dimensões e carregamentos empregados na análise do edifício de 12 andares.

Assim como nos demais elementos estruturais, o dimensionamento dos elementos de ligação foi pautado nas recomendações do AISC-LRFD (1999). Como resultado desta análise, foram empregadas ligações aparafusadas do tipo cantoneira dupla de alma (2L 4x3,5x1/4x8,5 in) nas ligações viga-coluna da parte central da estrutura, ligações rígidas soldadas nos dois primeiros pavimentos e, no restante da estrutura, foram projetadas ligações parafusadas do tipo cantoneira superior e inferior (2L 8x4x7/8x7 in) e dupla de alma (2L 4x3,5x1/4x8,5 in), conforme pode ser observado na Figura C.16.

A partir das características geométricas e físicas (material) das ligações viga-

coluna aparafusadas empregadas na análise estrutural, foram determinados os três parâmetros das ligações, seguindo recomendações do trabalho de KISHI e CHEN (1990). Tendo como base estes parâmetros, as ligações adotadas foram classificadas de acordo com o sistema do EC-3 (2003), conforme apresentado na Figura C.17.

De acordo com o sistema de classificação proposto pelo EC-3 (2003), fica evidenciado que a ligação do tipo cantoneira dupla de alma (2L 4x3,5x1/4x8,5 in) possui um comportamento nitidamente flexível, ao passo que a ligação do tipo cantoneira superior, inferior e dupla de alma (2L 8x4x7/8x7 in; 2L 4x3,5x1/4x8,5 in) apresenta comportamento rígido para momentos fletores até cerca de 55% do momento plástico, e semi-rígido (margeando a fronteira do domínio rígido) para carregamentos superiores.

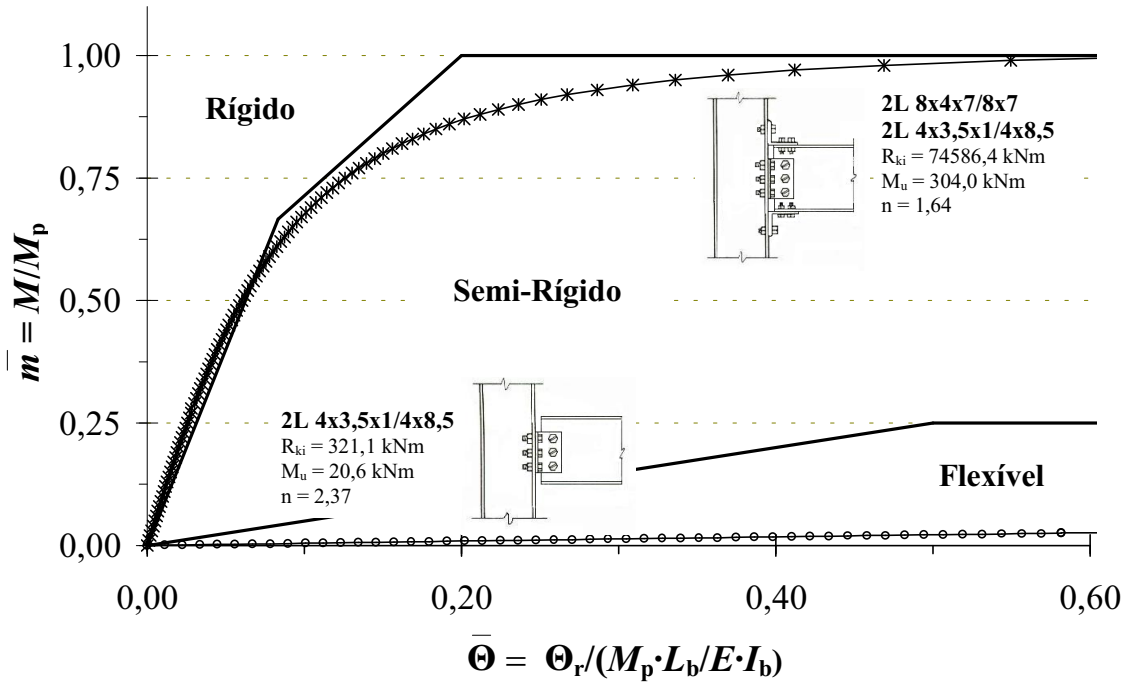


Figura C.17: Classificação das ligações de acordo com o sistema do EC-3 (2003), onde: M_p é o momento plástico da viga, I_b é o momento de inércia da viga; L_b é o comprimento da viga; E é o módulo de elasticidade.

C.7.2 Resultados obtidos

De modo a permitir a comparação entre distintos modelos de análise estrutural (linear elástico, não-linear elastoplástico, ligações rígidas e semi-rígidas), foram selecionadas 6 configurações de análise para a estrutura do edifício, conforme apresentado na Tabela C.9 a seguir:

Tabela C.9: Configurações de análise estrutural aplicadas ao edifício de 12 andares.

Caso	Tipo de Ligação Utilizada		Tipo de Análise Estrutural
#	Vigas Externas	Vigas Internas	
1	Idealmente rígidas (engastadas)	Idealmente rígidas (engastadas)	Linear elástico
2	Idealmente rígidas (engastadas)	Idealmente livre (rotuladas)	Linear elástico
3	Idealmente rígidas (engastadas)	Idealmente rígidas (engastadas)	Não-linear elastoplástico
4	Idealmente rígidas (engastadas)	Idealmente livre (rotuladas)	Não-linear elastoplástico
5	Semi-rígida (cant. Sup/Inf, dupla de alma)	Semi-rígida (cant. Sup/Inf, dupla de alma)	Não-linear elastoplástico
6	Semi-rígida (cant. Sup/Inf, dupla de alma)	Flexível (cantoneira dupla de alma)	Não-linear elastoplástico

A Figura C.18, apresenta as respostas do comportamento elastoplástico estrutural para as 6 configurações estruturais propostas. O carregamento originalmente proposto na Figura C.16 foi progressivamente ampliado, até a formação do mecanismo de colapso estrutural, podendo-se então, através das curvas de cargas aplicadas por deslocamento horizontal, identificar a razão do carregamento limite associado. Os deslocamentos horizontais obtidos, para cada caso analisado, no incremento de carga correspondente ao carregamento proposto pelo AISC-LRFD (1999) são também ressaltados na Figura C.18.

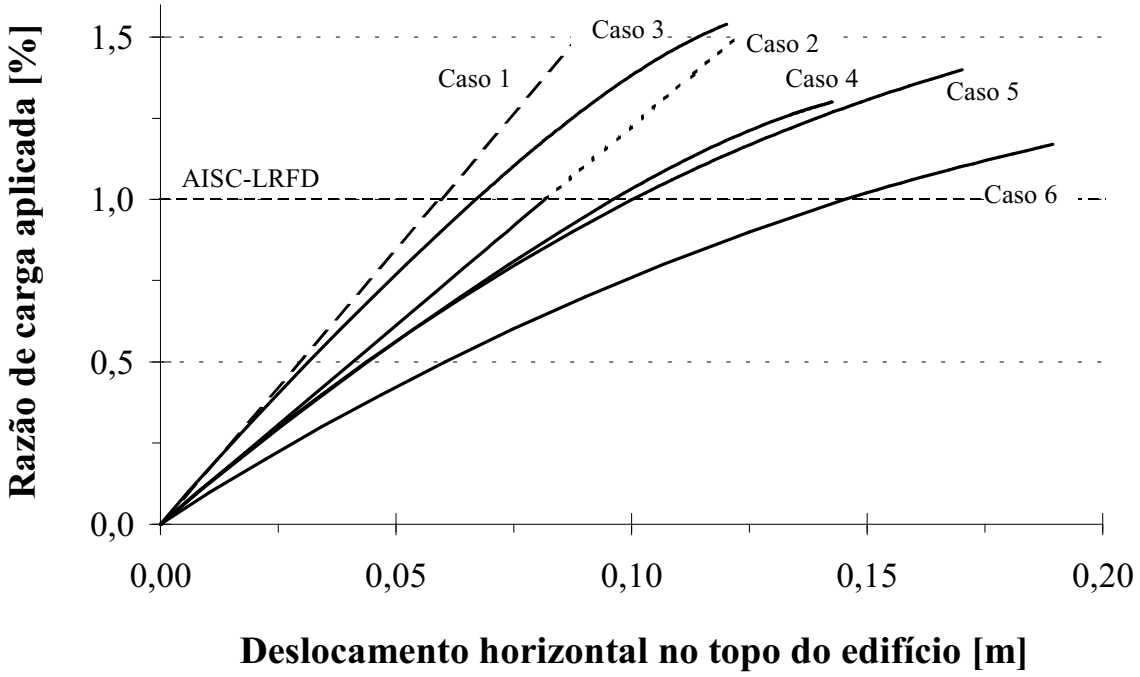


Figura C.18: Comparação entre razões de carga aplicada em função do deslocamento horizontal transversal no topo do edifício, para as 6 configurações estruturais propostas para o edifício de 12 andares.

Através da análise não-linear elastoplástica desenvolvida, foi possível verificar que algumas regiões da estrutura, no nível de carregamento limite previsto pelo AISC-LRFD (1999), apresentam sinais de plasticidade quer de origem rotacional (η^*), quer de origem extensional (E_t^*), conforme pode ser observado na Figura C.19, para o caso 3. Tal degradação é responsável por um aumento de 13% no deslocamento total do edifício, quando comparado com a resposta linear elástica (caso 1).

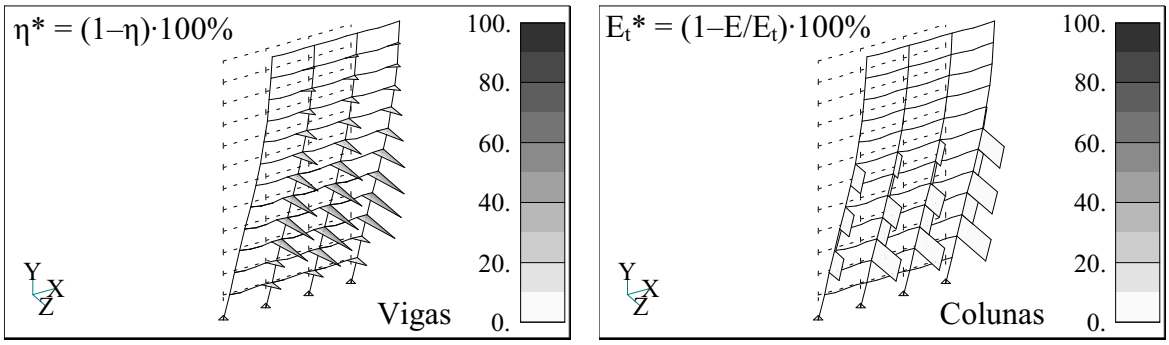


Figura C.19: Comparação dos graus de plasticidade associados aos esforços axiais (E_t*) e momentos fletores (η*), para o caso 3 do edifício de 12 andares, a 100% da carga total prevista, segundo o AISC-LRFD (1999).

Para o caso 3, onde todas as ligações são idealmente rígidas, o mecanismo de colapso é atingido com um carregamento 54% maior do que a carga limite prescrita segundo o AISC-LRFD (1999). Nesta configuração, são observadas diversas rótulas plásticas e uma significativa degradação da rigidez extensional dos elementos de coluna. Para os demais casos analisados em regime não-linear, considerando-se quando aplicável, a flexibilidade das ligações, os valores dos índices plásticos (η* e E_t*), para 100% da carga limite do AISC-LRFD (1999), variam substancialmente, produzindo deslocamentos associados maiores. Nesse contexto, pode-se destacar o caso 6, que possui deslocamento horizontal 81% maior do que o caso 2, para 100% do carregamento.

Na configuração de 100% da carga, as regiões em regime plástico, principalmente aquelas associadas à flexão nas ligações, podem ser facilmente identificadas, conforme mostrado na Figura C.20(a), atingindo cerca de 55% de plastificação. Na configuração de colapso, que corresponde a um carregamento 17% acima da carga de 100%, observa-se na Figura C.20(b) o desenvolvimento de várias rótulas plásticas nas vigas, e regiões de comportamento elastoplástico.

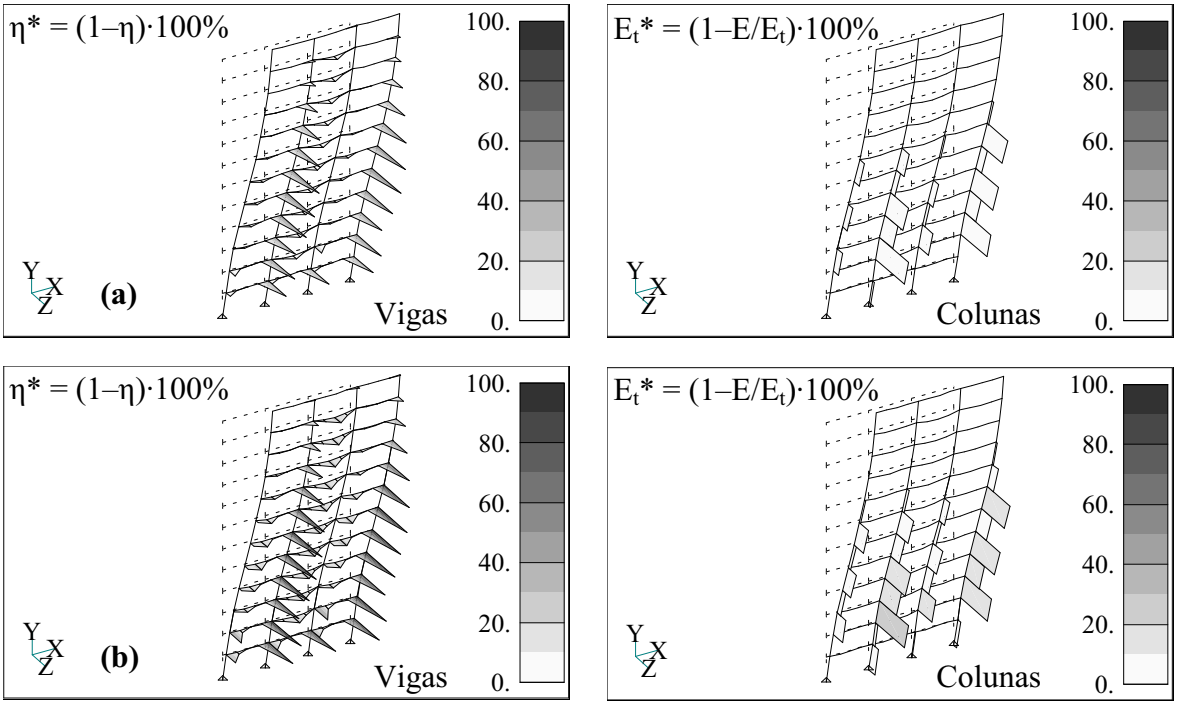


Figura C.20: Comparação dos graus de plasticidade associados aos esforços axiais (E_t*) e momentos fletores (η*), para o caso 6 do edifício de 12 andares: (a) 100% da carga limite segundo o AISC-LRFD (1999); (b) carregamento correspondente ao mecanismo de colapso elastoplástico global da estrutura.

Os resultados apresentados nesta seção indicam que a análise estrutural global da estrutura aporticada deve incluir efeitos da plasticidade, de modo a se obter resultados confiáveis de deslocamentos (para análise em Estado Limite de Serviço). Conclui-se ainda que o modelo numérico permite a identificação de possíveis mecanismos de colapso (locais ou globais), conduzindo à análise global da estrutura e evitando verificações isoladas (sempre aproximadas) das barras.