

MODELO INELÁSTICO PARA ANÁLISE AVANÇADA DE ESTRUTURAS
MISTAS AÇO-CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Daniel Lemos Mouço

DISSERTAÇÃO 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 MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D. Sc.

Prof. Alexandre Landesmann, D. Sc.

Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, D. Sc.

Prof. João Paulo Correia Rodrigues, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2008

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

MOUÇO, DANIEL LEMOS

Modelo inelástico para análise avançada de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio [Rio de Janeiro], 2008

XXII, 129 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2008)

Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Análise avançada
2. Incêndio
3. Estruturas mistas aço-concreto

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

A Deus,
Aos meus pais Charles e Tania, e minha irmã Luiza,
A Daniele.

AGRADECIMENTOS

Ao orientador Alexandre Landesmann, por todo seu apoio durante o desenvolvimento desta pesquisa, por acreditar no meu potencial e principalmente pelos conselhos e ensinamentos que nunca se restringiam ao assunto estudado. Muito obrigado!

Ao orientador Eduardo de Miranda Batista, por toda a liberdade e confiança no desenvolvimento deste trabalho. Obrigado pela ajuda e intervenção nos momentos difíceis, essenciais para o amadurecimento e crescimento pessoal.

Aos professores José Luis Drummond Alves, Luiz Fernando Taborda e Eliane Carvalho, pelos ensinamentos e principalmente pelo apoio quando meu pai adoeceu.

Aos amigos que fiz durante esta caminhada na UFRJ, Rafael Sgarbi, Thais Sampaio, Renato Maia, Luciana Imbiriba, Cassiano Crivano, Daniel Monnerat, Camila Oliveira, Mauricio Sgarbi, Carlos Eduardo Rossigali, Tiago Limoeiro, Adcleides da Silva, Emerson dos Santos, Jonylson Amarante, dentre outros, que sempre ouviram minhas reclamações e com quem compartilhei momentos inesquecíveis desde o início da graduação e durante o mestrado.

A todos os meus amigos que sempre me acompanharam, me apoiaram e incentivaram a nunca desistir, mesmo quando tudo parecia impossível. Obrigado em especial aos amigos Saulo, Breno, Fabio, Fabinho, Luiz Felipe, Cyro, Daniel, Jaqueline, Lorena, Renata, Mariana, Thiago, Alexandra, Elizabeth, Juliana, Eduardo, Vanessa e Gustavo.

Aos meus avós, tios, tias, primos e toda a minha família, pelo orgulho que sempre sentiram de mim, por estarem sempre ao meu lado, nas minhas maiores conquistas e nas grandes frustrações. Obrigado à minha nova família, Luiz e Marise Carvalho, Luiziane, André, Luiz Junior e Dona Maria do Carmo.

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

MODELO INELÁSTICO PARA ANÁLISE AVANÇADA DE ESTRUTURAS
MISTAS AÇO-CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Daniel Lemos Mouço

Março/2008

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista
Alexandre Landesmann

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho é dedicado ao desenvolvimento de uma ferramenta computacional de análise avançada que realiza a análise inelástica de estruturas apertadas de aço e mistas (aço-concreto) em condição de incêndio. O módulo de análise térmica transiente considera automaticamente os efeitos da exposição não-uniforme do elemento ao fogo, assim como a não-linearidade das propriedades térmicas dos materiais. O comportamento estrutural inelástico é simulado até o colapso por um modelo com formulação co-rotacional e grandes deslocamentos baseado no método das funções de estabilidade e princípios de plasticidade concentrada. A redução da rigidez flexional é modelada através do método das rótulas plásticas refinadas e um módulo de elasticidade tangente, onde ambos consideram a perda de rigidez decorrente dos efeitos inelásticos e a redução da capacidade resistente.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

INELASTIC MODEL FOR ADVANCED ANALYSIS OF COMPOSITE
STRUCTURES UNDER FIRE SITUATION

Daniel Lemos Mouço

March/2008

Advisors: Eduardo de Miranda Batista
Alexandre Landesmann

Department: Civil Engineering

This work is dedicated to the development of an advanced analysis computational tool that performs inelastic analysis of steel and composite (steel-concrete) framed-structures under fire conditions. A transient heat transfer analysis model is used to automatically consider the temperature gradient effects due to non-uniform exposure to fire taking into account the non-linear thermal properties of the materials. The structural inelastic behavior is simulated up to the failure, by a second-order co-rotational large-displacement formulation, based on the concepts of Stability Functions and plastic hinge method. The flexural stiffness degradation due to inelastic behavior is considered by the refined-plastic hinge method and the tangent modulus model, which includes both gradual inelastic reduction of stiffness and ultimate strength of column members.

ÍNDICE

1 – Introdução	1
1.1 – Motivação	1
1.2 – A Engenharia de Segurança Contra Incêndio	2
1.2.1 – Caracterização do incêndio	2
1.2.2 – Engenharia de Segurança Contra Incêndio	4
1.3 – Comportamento estrutural em situação de incêndio	7
1.4 – Conceito de análise avançada de estruturas	9
1.5 – Revisão bibliográfica	10
1.6 – Objetivos	12
1.7 – Organização do trabalho	14
2 – Análise térmica	16
2.1- Modelagem do incêndio	16
2.2 – Processos de transferência de calor	20
2.2.1 – Dedução da equação diferencial transiente de transferência de calor	20
2.2.2 – Condições de contorno	21
2.3 – Propriedades térmicas dos materiais em altas temperaturas	23
2.3.1 – Condutividade térmica	24
2.3.2 – Calor específico	25
2.3.3 – Massa específica	26
2.4 – Solução pelo Método dos Elementos Finitos	26
2.4.1 – Dedução das matrizes de capacitância e condutividade	26
2.4.2 – Integração temporal	31
2.4.3 – Validação do programa desenvolvido	34
2.5 – Métodos simplificados de análise térmica	37
2.5.1 – Perfis de aço isolados	38
2.5.2 – Elementos de concreto armado	43
3 – Análise estrutural	46
3.1 – Comportamento mecânico dos materiais sob altas temperaturas	46
3.1.1 – Degradação das propriedades mecânicas dos materiais	46

3.1.2 – Tensões residuais	52
3.1.3 – Alongamento específico	55
3.2 – Método das funções de estabilidade	56
3.2.1 – Dedução da matriz de rigidez em coordenadas locais	56
3.2.2 – Transformação das coordenadas locais para o referencial	59
3.2.3 – Modificação na formulação do MFE	63
3.3 – Comportamento inelástico das seções transversais	64
3.3.1 – Método das fibras	64
3.3.2 – Diagramas carga axial versus deformação	66
3.3.3 – Diagramas Momento Fletor versus Curvatura versus Esforço Normal	69
3.3.4 – Superfícies de ruptura	77
3.4 – Modelo de plasticidade concentrada para flexão composta reta	79
3.4.1 – Método das fibras	79
3.4.2 – Interpolação do Diagrama $M-\kappa-P$	80
3.4.3 – Fator de degradação da rigidez flexional	83
3.5 – Modelagem da instabilidade inelástica de colunas	84
3.5.1 – Definição de módulo tangente	84
3.5.2 – Método de Newmark	86
3.5.3 – Cálculo do módulo de elasticidade tangente	89
3.5.4 – Cálculo do módulo de elasticidade tangente	92
3.6 – Esforços de engastamento perfeito em função da temperatura	93
4 – Aplicação do método	96
4.1 – Descrição do modelo	96
4.2 – Análise térmica	99
4.3 – Degradação das propriedades mecânicas	102
4.4 – Modelo de análise avançada para situação de incêndio	107
4.5 – Comportamento estrutura	111
5 – Considerações finais	116
5.1 – Conclusões	116
5.2 – Considerações finais	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1 – Introdução

Figura 1.1	Fases do incêndio, adaptada de LANDESMANN (2003)	3
Figura 1.2	Árvore de decisões para o atendimento dos requisitos de segurança contra o fogo, adaptado de LANDESMANN (2003)	5
Figura 1.3	Processo de plastificação da seção	9
Figura 1.4	Etapas do programa de análise avançada	13

Capítulo 2 – Análise térmica

Figura 2.1	Curvas Padrão de incêndio	17
Figura 2.2	Comparação entre curvas de incêndio natural para diversas condições de ventilação	19
Figura 2.3	(a)- Elemento infinitesimal de um sólido sujeito à transferência de calor; (b) Definição de domínio e das condições de contorno, adaptada de LEWIS (2004)	20
Figura 2.4	(a) Condutividade térmica do aço; (b) Condutividade térmica do concreto	24
Figura 2.5	(a) Calor específico do aço; (b) Calor específico do concreto	26
Figura 2.6	(a) – Malha de elementos finitos para 2 graus de liberdade; (b) Definição de função de forma em coordenadas locais no elemento, adaptadas de ZIENKIEWCZ (1989)	27
Figura 2.7	(a) Elemento finito retangular para análise térmica; (b) Malha de elementos finitos	27
Figura 2.8	Método das diferenças finitas para integração temporal	32
Figura 2.9	Malha com 120 nós gerada para a análise térmica no programa TERMO	34
Figura 2.10	Malha com 123 nós gerada para a análise térmica no programa SAFIR	34
Figura 2.11	Comparação entre as análises do programa SAFIR e do programa TERMO	35
Figura 2.12	Comparação entre as análises do programa TERMO com 87 e 120 nós	36
Figura 2.13	Comparação entre as análises do programa TERMO com $\Delta t = 0.5$ s e $\Delta t = 5$ s	36

Figura 2.14	Comparação entre as análises do programa TERMO, considerando o efeito da não linearidade das propriedades térmicas dos materiais.	37
Figura 2.15	Sensibilidade do modelo simplificado descrito na eq. 2.48 ao fator de massividade para a curva ISO 834	39
Figura 2.16	Sensibilidade do modelo simplificado descrito na eq. 2.49 ao fator de massividade para a curva paramétrica	41
Figura 2.17	Comparação entre o MEF e o método das 3 zonas	42
Figura 2.18	Comparação entre a prescrição EC2 pt. 1.2 e o método de Wickström para lajes	44
Figura 2.19	Comparação entre o método de Wickström e a prescrição do EC 2 pt. 1.2 para pilar 30 x 30; a) t = 30 min; b) t = 60 min; c) t = 90 min; d) t = 120 min	45

Capítulo 3 – Análise estrutural

Figura 3.1	Fatores de degradação das propriedades mecânicas do aço	48
Figura 3.2	Diagrama tensão versus deformação do aço	48
Figura 3.3	Fatores de degradação das propriedades mecânicas do concreto	50
Figura 3.4	Diagrama tensão versus deformação do concreto	51
Figura 3.5	Distribuição de tensões residuais nos perfis laminados	52
Figura 3.6	Aplicação das funções de tensão residual no método das fibras	53
Figura 3.7	Efeito da tensão de escoamento e das tensões residuais na compressão pura	54
Figura 3.8	Efeito das tensões residuais no diagrama tensão versus deformação	55
Figura 3.9	Alongamento específico do aço e do concreto em função da temperatura	55
Figura 3.10	Elemento de viga-coluna utilizado no método das funções de estabilidade; (b) Elemento infinitesimal da viga-coluna	57
Figura 3.11	Relação entre os deslocamentos do elemento de pórtico plano e da viga-coluna	60
Figura 3.12	Relação entre as forças nodais do elemento de pórtico plano e da viga-coluna	61

Figura 3.13	(a) Relações geométricas básicas para o cálculo da relação momento fletor versus curvatura; (b) Discretização de uma seção pelo método das fibras.	65
Figura 3.14	Comportamento de colunas curtas com fatores de contribuição $\delta = 0.65$ e $\delta = 1.00$ submetidas a solicitações axiais em temperatura ambiente	67
Figura 3.15	(a) Comportamento de colunas curtas com fatores de contribuição $\delta = 0.65$ submetidas a solicitações axiais em função de um campo uniforme de temperaturas; (b) Degradação das propriedades mecânicas.	68
Figura 3.16	Relações entre as deformações, tensões e esforços axiais.	69
Figura 3.17	Flexão pura de uma viga mista aço-concreto em temperatura ambiente	71
Figura 3.18	Flexão pura de uma seção de concreto armado em temperatura ambiente	72
Figura 3.19	(a) Comportamento do perfil durante a flexão pura em função da temperatura; (b) Degradação das propriedades mecânicas durante a flexão pura em função da temperatura.	73
Figura 3.20	Comparação entre o método das fibras e o modelo aproximado de CHEN e ASTUTA para flexo-compressão na maior inércia	75
Figura 3.21	Comparação entre o método das fibras e o modelo aproximado de CHEN e ASTUTA para flexo-compressão na menor inércia	76
Figura 3.22	Diagramas M- κ -P para perfis mistos com fatores de contribuição $\delta = 0.5$ e $\delta = 0.65$ para flexão na maior inércia com temperatura constante de 20°C	77
Figura 3.23	Parâmetros para o cálculo da superfície de ruptura de pilares mistos, adaptada do EC 4 pt 1.1	78
Figura 3.24	Comparação entre as superfícies de ruptura e as curvas de interação do EC 4 pt 1.1	79
Figura 3.25	Superfície de ruptura em função da temperatura	80

Figura 3.26	(a) Variação da relação momento versus curvatura em função do fator de forma; (b) Variação do fator de forma em função da compressão axial	81
Figura 3.27	Diagramas momento fletor versus curvatura versus carga axial para o perfil W150x22.5 calculados pelo modelo de KISHI e CHEN (1988).	82
Figura 3.28	Comparação entre os fatores de degradação flexional para um perfil de aço	83
Figura 3.29	Comparação da deflexão de uma viga biapoioada obtidas pelo programa SAAFE e pelo SAFIR.	84
Figura 3.30	Viga-coluna com excentricidade inicial, sujeita a uma distribuição de curvatura não linear.	85
Figura 3.31	Forças nodais equivalentes para o método da viga conjugada	87
Figura 3.32	Amplificação dos momentos fletores de uma viga-coluna elástica	88
Figura 3.33	Comparação entre os modelos numéricos	90
Figura 3.34	Comparação entre as curvas de flambagem e o modelo desenvolvido	90
Figura 3.35	Comparação entre módulos tangentes	91
Figura 3.36	Comportamento do módulo tangente do pilar misto em função do aquecimento	92
Figura 3.37	Curvas de degradação do módulo tangente para o modelo implementado	93
Figura 3.38	(a) Força de engastamento perfeito devido a dilatação uniforme da seção; (b) Força de engastamento perfeito devido ao gradiente de temperaturas na seção transversal.	94
Figura 3.39	Variação do esforço de engastamento perfeito P_{θ} em função da temperatura	95

Capítulo 4 – Aplicação do método

Figura 4.1	Planta baixa do pavimento tipo	96
Figura 4.2	Lançamento da estrutura.	97

Figura 4.3	Elevação do edifício garagem e seus respectivos carregamentos	97
Figura 4.4	Tipologias de vigas mistas investigadas. (a) Viga mista CB1, com proteção térmica de argamassa projetada; (b) Viga mista CB2, com as mesas preenchidas	99
Figura 4.5	Evolução da temperatura da coluna C5 em função do tempo transcorrido	100
Figura 4.6	Evolução da temperatura da coluna C1 em função do tempo transcorrido	100
Figura 4.7	Evolução da temperatura da viga mista CB1 em função do tempo transcorrido	101
Figura 4.8	Evolução da temperatura da viga mista CB2 em função do tempo transcorrido	102
Figura 4.9	(a) Degradação do esforço axial resistente dos elementos durante a compressão	103
Figura 4.10	(a) Degradação da rigidez axial dos elementos durante a compressão; (b) Degradação da rigidez flexional para momentos positivos	104
Figura 4.11	Superfícies de ruptura das colunas durante o incêndio (a) C5; (b) C1.	105
Figura 4.12	Superfícies de ruptura das vigas durante o incêndio (a) CB1; (b) CB2	106
Figura 4.13	Comportamento flexional das colunas (a) C5; (b) C1 durante o incêndio	107
Figura 4.14	Comportamento flexional das vigas mistas (a) CB1; (b) CB2 durante o incêndio.	108
Figura 4.15	Variação do fator de forma n para os elementos de aço (a) C1; (b) C5;	108
Figura 4.16	Variação do fator de forma n para as vigas mistas (a) CB1; (b) CB2;	109
Figura 4.17	Degradação do módulo tangente das colunas (a) C1 e (b) C5 durante o incêndio	109
Figura 4.18	Degradação do módulo tangente das vigas (a) CB1 e (b) CB2 durante o incêndio	110
Figura 4.19	Esforços de engastamento perfeito nos elementos aquecidos (a) P_{θ} . (b) M_{θ} .	111
Figura 4.20	(a) Deslocamento horizontal do edifício garagem; (b) Deslocamento vertical	112
Figura 4.21	Deformadas do edifício garagem durante o incêndio para as tipologias: (a)CB1; (a)CB2	113
Figura 4.22	Processo de formação de rótulas plásticas em função do tempo	114
Figura 4.23	Deslocamento horizontal do pavimento	115

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 1 – Introdução

Tabela 1.1	Fatores determinantes da severidade de um incêndio, adaptada de VARGAS e SILVA (2003)	4
Tabela 1.2	Efeitos das medidas de proteção, adaptada de VARGAS e SILVA (2003)	6

Capítulo 2 – Análise térmica

Tabela 2.1	Exemplos de taxa de crescimento do incêndio	19
Tabela 2.2	Tabela 2.2 – Esquemas de solução temporal	33
Tabela 2.3	Cálculo do fator de massividade, adaptada do projeto de revisão da NBR 14323 (2003)	40
Tabela 2.4	Fator de massividade das zonas, adaptada de LANDESMANN (2003)	42

Capítulo 3 – Análise estrutural

Tabela 3.1	Coefficientes de degradação das propriedades mecânicas do aço	47
Tabela 3.2	Coefficientes de degradação das propriedades mecânicas do concreto	50
Tabela 3.3	Fatores de forma para a flexão na maior inércia, sem tensões residuais	74
Tabela 3.4	Fatores de forma para a flexão na maior inércia, com tensões residuais	74
Tabela 3.5	Fatores de forma para a flexão na menor inércia, sem tensões residuais	75
Tabela 3.6	Fatores de forma para a flexão na menor inércia, com tensões residuais	76
Tabela 3.7	Analogia entre as condições de equilíbrio e compatibilidade	86

Capítulo 4 – Aplicação do método

Tabela 4.1	Seções transversais dos elementos do sistema estrutural	98
Tabela 4.2	Carregamento em função da combinação das ações	98
Tabela 4.3	Propriedades mecânicas antes do incêndio	103

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas:

a_0, \dots, a_6	Coeficientes polinomiais para a superfície de ruptura;
a_{ch}	Coeficiente para o diagrama $M - \kappa - P$ aproximado por CHEN e ASTUTA
a_f	Coeficiente da função parabólica de tensões residuais do flange;
a_w	Coeficiente da função parabólica de tensões residuais da alma;
a_f	Coeficiente da função parabólica de tensões residuais do flange;
b_0, b_1, b_2	Coeficientes polinomiais para a função de interpolação do fator de forma n
b_{ch}	Coeficiente para o diagrama $M - \kappa - P$ aproximado por CHEN e ASTUTA
b_f	Largura do flange do perfil de aço;
b_v	Inércia térmica dos elementos de vedação;
c	Calor específico;
c_f	Coeficiente da função parabólica de tensões residuais do flange;
c_a	Calor específico do aço;
c_c	Calor específico do concreto;
c_{ch}	Coeficiente para o diagrama $M - \kappa - P$ aproximado por CHEN e ASTUTA
c_m	Calor específico do material de proteção térmica;
c_v	Calor específico dos elementos de vedação;
c_w	Coeficiente da função parabólica de tensões residuais da alma;
d	Altura total do perfil;
\tilde{d}_c	Deslocamentos na extremidade do elemento em coordenadas locais;
\tilde{d}_g	Vetor de deslocamentos nodais em coordenadas globais;
e	Deslocamento axial do elemento de barra;
\dot{f}	Vetor de forças nodais incremental (tangente);
\tilde{f}_c	Forças na extremidade do elemento em coordenadas locais;
f_{ch}	Coeficiente para o diagrama $M - \kappa - P$ aproximado por CHEN e ASTUTA;

\bullet	Vetor de forças a ser redistribuído pela estrutura devido a formação de uma rótula;
$\underset{\sim}{f}_{cp}$	
$f_{c\theta}$	Resistência máxima do concreto a compressão;
$f_{ctm\theta}$	Tensão resistente do concreto a tração;
$\underset{\sim}{f}_{cj}$	Vetor de forças nodais, considerando as ações de engastamento perfeito;
f_{cx}, f_{cy}	Vetor de ações térmicas, devido à convecção, segundo as direções x e y;
$\underset{\sim}{f}_e$	Vetor de ações de extremidade do elemento;
$\underset{\sim}{f}_{ep}$	Vetor de engastamento perfeito;
$\underset{\sim}{f}_g$	Vetor de forças nodais em coordenadas globais;
$\underset{\sim}{f}$	Vetor de ações térmicas resultantes;
$f_{p\theta}$	Limite de proporcionalidade entre as tensões e as deformações para o aço;
f_r	Função de distribuição de tensões residuais no flange devido à fabricação;
$f_{u\theta}$	Tensão de ruptura do aço, considerando seu encruamento;
$f_{y\theta}$	Tensão de escoamento do aço
g	Função do carregamento distribuído no elemento;
hp_{eq}	Altura equivalente das paredes;
h_c	Coeficiente de película para convecção;
h_{eq}	Coeficiente de película resultante;
h_L	Espessura da laje de concreto;
h_r	Coeficiente de película para convecção;
h_w	Altura da alma do perfil de aço;
$k_{A,c}$	Coeficiente de degradação da rigidez axial a compressão;
$k_{A,t}$	Coeficiente de degradação da rigidez axial a tração;
$k_{I,+}$	Coeficiente de degradação da inércia para rotações positivas;
$k_{I,-}$	Coeficiente de degradação da inércia para rotações negativas;
k_{shadow}	Fator de sombra;

m_1	Momento relativo de transição entre o regime elástico e o plástico primário;
m_2	Momento normalizado de transição entre o regime plástico primário e o secundário;
n	Fator de forma a função de KISHI e CHEN;
\bar{n}	Função interpolada para o fator de forma n ;
n_p	Número de pontos para o cálculo do método dos mínimos quadrados;
m_{pc}	Momento normalizado de plastificação da seção;
n_s	Fator de ajuste para a temperatura da superfície do concreto para o método de Wickström;
n_x, n_y	Fator de ajuste para a distribuição da temperatura segundo os eixos x e y para o método de Wickström;
P	Força axial normalizada;
q_s	Fluxo de calor resultante sobre uma superfície s;
q_c	Fluxo de calor devido à convecção;
q_r	Fluxo de calor devido à radiação;
$q_{t,d}$	Carga de incêndio por unidade de área acondicionada no pavimento;
q_{mmq}	Função dos mínimos quadrados;
r_s	raio do alargamento da junção entre o flange e a alma devido à laminação;
t	Tempo decorrido de incêndio
t^*	Tempo equivalente para a curva paramétrica;
t_m	Espessura do material de proteção;
$t_{máx}^*$	Tempo equivalente, quando ocorre $T_{máx}$;
t_w	Espessura da alma do perfil de aço;
t_f	Espessura do flange do perfil de aço;
t_s	Tempo relativo para o método de Wickstrom
u	Perímetro exposto da seção transversal;
v	Função deformada do elemento de viga;
v_0	Deformada inicial;
v_I	Deformada decorrente dos momentos de primeira ordem;
v_t	Deformada total de um elemento de viga-coluna;

w_r	Função de distribuição de tensões residuais na alma devido à fabricação;
x_k	Coordenada dos nós para o método de Newmark;
x_{corr}	Parâmetro que corrige o trecho descendente da curva paramétrica;
xr_i	Coordenada de aplicação da força nodal equivalente R_k ;
y_j	Distância do centróide do elemento até o centróide da seção;
ym	Coordenada y do centróide da seção, medido a partir da face superior do elemento;

Maiúsculas romanas:

A	Área da seção transversal;
A_a	Área do perfil de aço em um elemento misto aço-concreto;
A_c	Área de concreto em um elemento misto aço-concreto;
$A_{c,\theta}$	Área equivalente para esforços de compressão em função da temperatura;
$A_{t,\theta}$	Área equivalente para esforços de tração em função da temperatura;
A_t	Área total do compartimento;
A_v	Área total das aberturas verticais;
\tilde{C}	Matriz de condutância térmica;
E_θ	Módulo de elasticidade do aço em função da temperatura;
$E_{c\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura;
E_t	Módulo de elasticidade tangente;
$(EA)_{eq,c}$	Rigidez axial equivalente para a compressão;
$(EA)_{eq,t}$	Rigidez axial equivalente para a tração;
$(EI)_{eq,+}$	Rigidez flexional para rotações positivas;
$(EI)_{eq,-}$	Rigidez flexional para rotações negativas;
F	Fator de massividade;
I	Inércia do elemento segundo o referido eixo de flexão;
$I_{+,\theta}$	Momento de inércia equivalente para momentos positivos em função da temperatura;
$I_{-,\theta}$	Momento de inércia equivalente para momentos negativos em função da temperatura;

\tilde{K}	Matriz de capacitância total;
$\dot{\tilde{K}}$	Matriz de capacitância equivalente;
\tilde{K}_c	Matriz de rigidez do elemento de barra em coordenadas locais;
\tilde{K}_{ch}	Matriz de rigidez do elemento levando em conta a formação da rótula plástica;
$\tilde{K}_{cx}, \tilde{K}_{cy}$	Matriz de condutância devido ao efeito da convecção sobre o elemento segundo as direções x e y;
\tilde{K}_x, \tilde{K}_y	Matriz de condutância devido às integrais segundo as direções x e y;
L	Comprimento do elemento de barra;
L_f	Comprimento do elemento de barra deformado;
M	Momento fletor resistente obtido pelo programa Newmark;
M_θ	Momento fletor de engastamento perfeito;
M_A	Momento na extremidade esquerda do elemento de barra;
M_B	Momento na extremidade direita do elemento de barra;
M_c	Momento fletor interpolado pela função de KISHI e CHEN (1988);
M_p	Momentos fletores na superfície de ruptura;
M_{rd}	Momento fletor resistente para a flexão pura;
\tilde{N}	Vetor de funções de forma;
N_E	Número de elementos;
N_{rdc}	Esforço axial resistente de compressão;
N_{rdt}	Esforço axial resistente de tração;
O	Fator de abertura;
P	Esforço axial atuante no elemento;
P_θ	Força axial de engastamento perfeito;
$P_{u,c}$	Esforço normal máximo de compressão;
$P_{u,t}$	Esforço normal máximo de tração;
$(P_n)_i$	Força de flambagem inelástica;
$(P_n)_e$	Força de flambagem elástica;

Q	Calor presente no sistema;
Q_V	Função de esforços cortantes no elemento;
R_k	Forças nodais equivalentes;
S_1, S_2	Funções de estabilidade;
T_0	Temperatura do compartimento no início do incêndio;
T_1, T_2, T_3 $\sim \quad \sim \quad \sim$	Matrizes de transformação para a formulação co-rotacional;
T_a	Temperatura do aço;
T_c	Temperatura do concreto;
T_{cg} \sim	Matriz de transformação de coordenadas locais para globais;
$T_{c\text{máx}}$	Temperatura máxima do concreto alcançada durante o incêndio.
T_g	Temperatura do compartimento em chamas
$T_{\text{máx}}$	Temperatura máxima alcançada pelo incêndio natural;
T_N \sim	Vetor de temperaturas nodais;
T_s	Temperatura da superfície do sólido submetido a análise térmica;

Letras gregas minúsculas:

γ_i	Delta de Kronecker para levar em conta a aplicação de R_k na equação;
δ	Fator de contribuição do aço nas seções mistas;
δ_v	Excentricidade acidental no meio do vão;
ε	Deformação;
ε_i	Deformação decorrente da solitação axial;
ε_f	Deformação decorrente da flexão pura;
ε_f	Campo de deformações devido à flexão;
$\varepsilon_{m,\theta}$	Deformação média de cada fibra em função da temperatura;
ε_{sr}	Emissividade da superfície radiante;
$\varepsilon_{t,\text{lim}}$	Deformação axial limite durante a tração;

$\varepsilon_{u\theta}$	Deformação de ruptura do concreto;
ζ	Relação entre o carregamento externo e o esforço normal máximo resistente;
κ	Curvatura;
$\bar{\lambda}$	Índice de esbeltez da coluna;
$\bar{\lambda}_\theta$	Índice de esbeltez durante o incêndio;
λ_a	Condutividade térmica do aço;
$\lambda_{c,inf}$	Limite inferior da condutividade térmica do concreto;
$\lambda_{c,sup}$	Limite superior da condutividade térmica do concreto;
λ_m	Condutividade térmica do material de proteção;
λ_s	Vetor de condutividade térmica segundo a direção s ;
λ_v	Condutividade térmica dos elementos de vedação;
*	Função que relaciona os momentos fletores e as curvaturas, obtida através do
$\bar{\kappa}$	diagrama $M - \kappa - P$;
$\bar{\kappa}$	Curvatura relativa para a função de KISHI e CHEN (1988);
$\bar{\kappa}_1$	Curvatura normalizada de transição entre o regime elástico e o plástico primário
$\bar{\kappa}_2$	Curvatura normalizada de transição entre o regime plástico primário e o secundário;
$\bar{\kappa}_c$	Curvatura normalizada para o diagrama $M - \kappa - P$ aproximado por CHEN e ASTUTA (1976);
κ_E	Coefficiente de degradação do módulo de elasticidade;
κ_p	Coefficiente de degradação do limite de proporcionalidade do aço;
$\kappa_{u,s}$	Coefficiente de degradação da tensão de ruptura do aço;
κ_u	Curvatura desenvolvida por uma seção transversal na condição de ruptura;
κ_y	Coefficiente de degradação da tensão de escoamento do aço;
ξ	Inércia térmica do material de proteção;
ξ_c	Parâmetro que considera a degradação do concreto durante seu aquecimento;
ρ	Massa específica;
ρ_a	Massa específica do aço;

ρ_c	Massa específica do concreto;
ρ_m	Massa específica do material de proteção térmica;
ρ_v	Massa específica dos elementos de vedação;
σ_a	Função do diagrama tensão <i>versus</i> deformação do aço;
σ_c	Função do diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto;
$\sigma_{rm,\theta}$	Valor da tensão residual média de cada fibra;
σ_{sr}	Constante de Stephan-Boltzmann;
ϕ_A, ϕ_B	Funções de degradação da rigidez flexional para as extremidades esquerda e direita do elemento de viga coluna;

Letras gregas maiúsculas:

Δt	Intervalo de tempo entre duas análises;
$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_a$	Coefficiente de dilatação térmica do aço;
$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_c$	Coefficiente de dilatação térmica do concreto;
Θ	Função da rotação do elemento de viga;
Θ_A	Rotação da extremidade esquerda do elemento de barra;
Θ_B	Rotação da extremidade direita do elemento de barra;
Ψ	Erro relacionado com o intervalo de integração escolhido;
Ω	Parâmetro do esquema de integração temporal.

1

Introdução

1.1 – Motivação

O fogo está presente na história da humanidade desde os primórdios da civilização. Sua utilização permitiu ao homem melhores condições de vida através do cozimento dos alimentos, queimadas para limpeza e plantio de terrenos e, posteriormente, a criação de máquinas a vapor. Estas, por sua vez, foram os pré-requisitos tecnológicos necessários para o surgimento da Revolução Industrial. Este movimento que transformou as relações trabalho, produção e consumo, constitui um dos pilares da formação do capitalismo e, conseqüentemente, da sociedade atual.

Por outro lado, o incêndio – definido como fogo fora de controle (CBESP, 2005a) – sempre foi uma grande causa de óbitos e de prejuízo econômico ao longo da história. A cidade de Londres foi devastada por um incêndio no ano de 1666 que demorou quatro dias para ser controlado, destruindo 13200 casas, 87 igrejas, a Catedral de *St. Paul* e 44 prédios públicos. Os registros da época indicam que mais de 100 mil pessoas ficaram desabrigadas, sendo registrados 9 óbitos. Em 1871, um grande incêndio devastou a cidade de Chicago, matando 300 pessoas e deixando outras 90 mil desabrigadas (SEITO *et al.*, 2008). Recentemente, em 2001, o atentado terrorista às Torres Gêmeas do World Trade Center ceifou cerca de duas mil e quinhentas vidas (site O GLOBO) no desabamento causado pelo choque de um avião em cada torre e posterior incêndio.

A *National Fire Protection Association* (NFPA) estima que os incêndios causaram a morte de 3600 pessoas juntamente com um prejuízo de 10.7 bilhões de dólares durante o ano de 2005 nos EUA.

No Brasil, os incêndios nos Edifícios Joelma (1974) e Andraus (1972), localizados na cidade de São Paulo, podem ser destacados pelo seu grande impacto na mídia e sua repercussão social. No mesmo ano do acidente do Edifício Joelma, a Câmara dos

Deputados promoveu em Brasília o Simpósio de Segurança Contra Incêndio e, no ano seguinte, a prefeitura de São Paulo já incorporava modificações no seu código de obras. No ano de 1976, a cidade do Rio de Janeiro publicou o Código de segurança contra incêndio e pânico.

Seguindo uma tendência mundial, a ABNT emitiu recentemente uma série de normas visando a segurança contra incêndio dos elementos estruturais de edifícios, a NBR 14432 (2001), a NBR 14323 (1999) e a NBR 15200 (2004). Paralelamente, o Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo possui um conjunto de Instruções Técnicas (CBESP, 2005a,b,c,d) que abrangem diversos tópicos relacionados ao projeto arquitetônico, estrutural e de instalações prediais.

Estas normas e procedimentos são frutos da engenharia de segurança contra incêndio, cujas bases do seu desenvolvimento são descritas a seguir.

1.2 – Engenharia de segurança contra incêndios

1.2.1 – Caracterização do incêndio

A combustão dos materiais presentes no ambiente ocorre enquanto existirem simultaneamente os três vértices do “triângulo do fogo”: o combustível, o comburente e o calor. O combustível é definido como qualquer substância capaz de produzir calor por meio de uma reação química exotérmica, enquanto que o comburente é a substância que alimenta a combustão, sendo mais comum o oxigênio (CBESP, 2005).

Define-se calor (LEWIS *et al.*, 2004) como energia térmica que se transfere de um sistema para outro em virtude da diferença de temperatura entre eles. Esta transferência de energia térmica pode ocorrer de três maneiras distintas: (i) por condução, através de um material sólido, de uma região de temperatura elevada em direção a outra região de baixa temperatura; (ii) por convecção, por meio de um fluido líquido ou gás, entre dois corpos submersos no fluido ou entre um corpo e o fluido; (iii) ou por radiação, por meio de um gás ou do vácuo, na forma de energia radiante.

Portanto, a propagação do incêndio independe da continuidade física das chamas, podendo ocorrer vários focos de incêndio simultaneamente em um mesmo.

O incêndio apresenta três fases básicas, como mostra a figura 1.1:

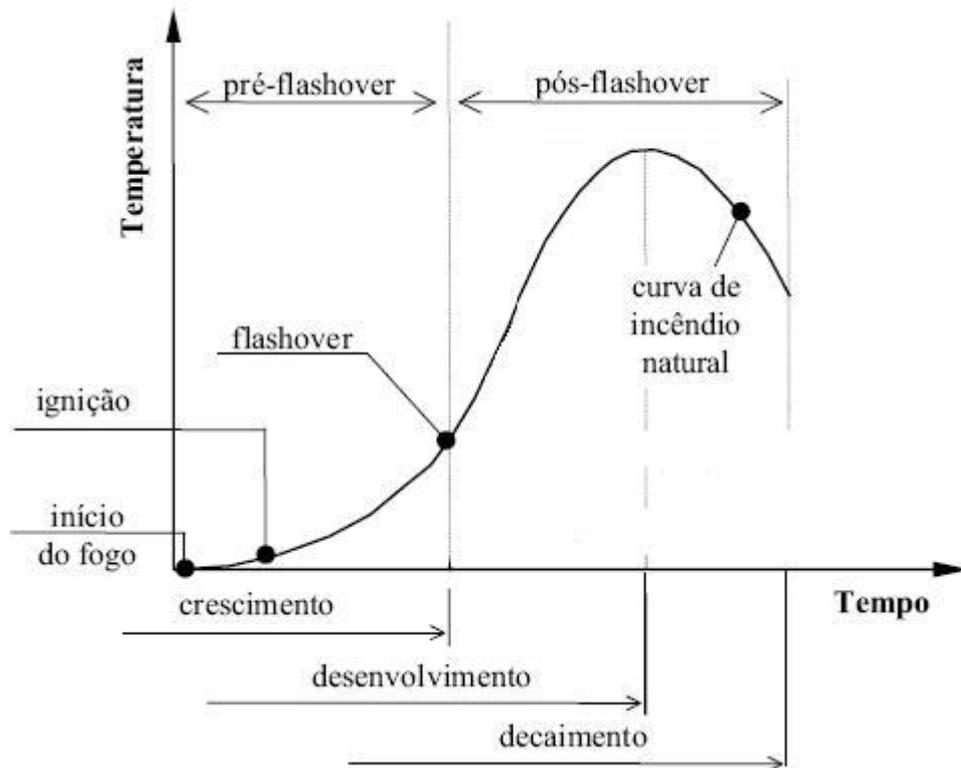


Figura 1.1 – Fases do incêndio, adaptada de LANDESMANN (2003)

A região inicial da curva, conhecida como fase crescimento, apresenta temperaturas baixas, de modo que este período não representa risco de colapso à estrutura. Conforme o calor propaga-se pelo compartimento e todo o material combustível entra em ignição, há um aumento brusco na inclinação da curva temperatura *versus* tempo, denominado *flashover* ou inflamação generalizada.

Após o *flashover*, o incêndio entra na fase de desenvolvimento, onde as proteções ativas tornam-se ineficientes devido às altas temperaturas do ambiente em chamas. A curva temperatura do ambiente *versus* tempo continuará crescente até que o incêndio não possua mais a capacidade de se autocatalizar, ou seja, até que um dos elementos do “triângulo do fogo” seja extinto.

Segundo PURKISS (1996), a extinção da fonte de calor não representa o início da fase final do incêndio, denominada decaimento. A inércia térmica das paredes de vedação retarda condução de calor para o ambiente externo e o decaimento do incêndio ocorre apenas em função do arrefecimento do compartimento, devido à dispersão dos gases do incêndio.

A intensidade de um incêndio relaciona-se com a maneira que os elementos do triângulo do fogo estão dispostos no ambiente em chamas. Portanto, as medidas de

controle ou combate ao incêndio em edificações devem ser propostas a partir da interpretação da influência destes fatores no projeto. A tabela 1.1, adaptada de VARGAS e SILVA (2003) apresenta os principais fatores que influenciam a severidade de um incêndio.

Tabela 1.1 – Fatores determinantes da severidade de um incêndio, adaptada de VARGAS e SILVA (2003)

Fator	Influência
Tipo, quantidade e distribuição da carga de incêndio	A temperatura máxima de um incêndio depende da quantidade, tipo e distribuição de material combustível no edifício.
Características da compartimentação e ventilação	Em geral, o aumento do oxigênio faz aumentar a temperatura do incêndio e diminuir sua duração.
Compartimentação	Quanto mais isolantes forem os elementos de compartimentação (pisos e paredes), menor será a propagação do fogo para outros ambientes, mas o incêndio será mais severo no compartimento.

1.2.2 – A Engenharia de Segurança Contra Incêndio

A engenharia de segurança contra incêndio é um conceito amplo, que pode ser entendido como um conjunto de decisões de projeto que buscam a prevenção ou a minimização dos danos causados pelo fogo.

Verifica-se que a maior parte dos óbitos e ferimentos causados por um incêndio é decorrente da fumaça e do calor das chamas. Portanto, os principais objetivos da engenharia de segurança contra incêndio devem ser relacionados com a garantia de evacuação das pessoas na edificação e com a limitação da produção e propagação das chamas. Baseado nesta premissa, BUCHANAN (2002) define os principais objetivos da engenharia de segurança contra incêndios:

- Limitar a propagação de fogo e fumaça;
- Impedir a propagação do incêndio para as construções vizinhas;
- Permitir a evacuação da edificação em chamas e
- Garantir a segurança da equipe do corpo de bombeiros durante o combate ao incêndio.

A figura 1.2 mostra a árvore de decisões, normalmente empregada na orientação para elaboração de verificações estruturais e criação de projetos arquitetônicos capazes de satisfazer os requisitos básicos da segurança contra incêndio.

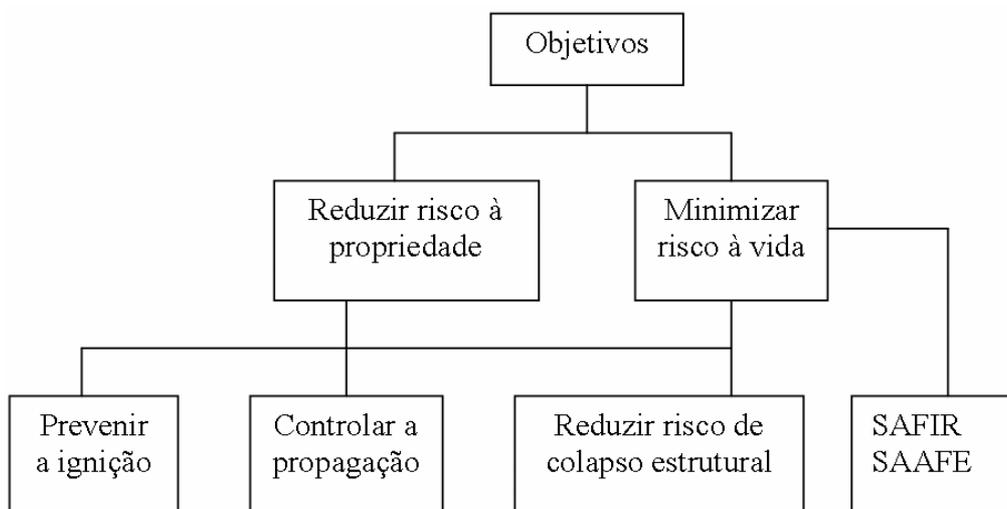


Figura 1.2 – Árvore de decisões para o atendimento dos requisitos de segurança contra o fogo, adaptado de LANDESMANN (2003).

A prevenção da ignição é realizada mediante a detecção prematura de focos de incêndio, possibilitando sua extinção pelo uso de chuveiros automáticos. A união de dispositivos de detecção com chuveiros automáticos é reconhecida como um dos meios mais eficazes de se combater o incêndio (VARGAS e SILVA, 2003), diminuindo a propagação de fumaça e calor para os outros ambientes e prevenindo uma possível intoxicação por fumaça. Adicionalmente, o acionamento dos alarmes contra incêndio permite a evacuação dos usuários da edificação, que só será possível caso haja rotas de fuga bem definidas. Isto ocorre porque o pânico causado pelo incêndio e a falta de preparo dos usuários para situações de emergência, como um incêndio, torna a evacuação da edificação lenta (CANTER, 1985).

O controle da propagação de um incêndio na fase de desenvolvimento depende da eficiência da compartimentação, conforme apresentado anteriormente na tabela 1.1. As características arquitetônicas da edificação, como fachadas e beirais também possuem influência no confinamento do incêndio (CBEST, 2005-b,d) e na ação do Corpo de Bombeiros pelo lado externo da edificação.

Os dispositivos (ou medidas) que visam cumprir os objetivos da engenharia de segurança contra incêndios são classificados em passivos ou ativos (VARGAS e SILVA, 2003). Enquanto as medidas de proteção ativa atuam na fase de ignição e buscam extinção do incêndio, as medidas passivas atuam na fase de desenvolvimento.

Esta última é, portanto, responsável pela estabilidade da edificação já que os elementos estruturais estarão sujeitos a toda severidade do incêndio.

Normalmente emprega-se mais do que uma solução para a elaboração de um sistema de proteção contra incêndios. As redundâncias geradas pela superposição das medidas de proteção diminuem o risco total de falha. Isto é, caso um equipamento falhe, a segurança dos ocupantes da edificação está garantida pelas outras medidas de proteção.

Os primeiros dispositivos que tentam debelar e/ou controlar o incêndio são os de proteção ativa. Estes possuem eficácia apenas na fase inicial do incêndio, já que as temperaturas alcançadas durante a fase de desenvolvimento danificam os equipamentos de proteção e não apresentam condições de segurança para os trabalhos da equipe do corpo de bombeiros.

A tabela 1.2, adaptada de VARGAS e SILVA (2003), apresenta as principais características dos meios de proteção ativa, do ponto de vista da proteção ao patrimônio e à vida dos ocupantes da edificação.

Tabela 1.2 – Efeitos das medidas de proteção, adaptada de VARGAS e SILVA (2003)

Medida de proteção	Proteção da vida	Proteção ao patrimônio
Detecção de calor e fumaça	A rápida detecção do início do incêndio, por meio de alarme, dá aos ocupantes rápido aviso da ameaça, antecipando a desocupação.	A rápida detecção do início de um incêndio minimiza o risco de propagação, reduzindo a região afetada pelo incêndio.
Chuveiros automáticos	Limitam a propagação do incêndio e reduzem a geração de fumaça e gases tóxicos.	Reduzem o risco de incêndio e seu efeito na perda patrimonial.
Hidrantes e extintores	Hidrantes, extintores e treinamento dos usuários da edificação, para rápido combate, reduzem o risco de propagação do incêndio e seu efeito ao patrimônio e à vida.	
Corpo de bombeiros	Em grandes incêndios, o risco à vida é maior nos primeiros instantes. Dessa forma deve haver medidas independentes do corpo de bombeiros. Um rápido e eficiente combate por parte do CB reduz o risco à vida	Proximidade, acessibilidade e recursos do Corpo de Bombeiros facilitam as operações de combate ao incêndio, reduzindo perdas estruturais e do conteúdo.
Brigada contra incêndio bem treinada	Além de reduzir o risco de incêndio, a brigada coordena e agiliza a desocupação da edificação.	A presença da brigada contra incêndio reduz o risco e as conseqüentes perdas patrimoniais durante um incêndio

Caso as medidas de proteção ativa falhem (ou não existam), o incêndio entrará na fase de desenvolvimento e, conforme apresentado na seção 1.2, este irá ocorrer até que um dos elementos do triângulo do fogo seja insuficiente para o prosseguimento da combustão. Nesta fase, um incêndio pode se alastrar sem que exista a continuidade física das chamas, bastando que a irradiação de calor, a convecção de fumaça entre andares ou até mesmo entre edificações seja suficiente para que novos focos de incêndio sejam criados.

A partir desta premissa, foi criado o conceito de compartimentação, onde o confinamento do incêndio a uma determinada área da edificação permite que os danos e o risco à vida sejam minimizados. A definição dos compartimentos é feita durante a elaboração do projeto de arquitetura, através de um conjunto de regras necessárias para limitar a propagação de fumaça pelas janelas e *shafts*, assim como impedir a propagação horizontal pelo pavimento. Classificam-se as compartimentações como horizontais, que impedem a propagação do incêndio no próprio pavimento, e verticais, que interrompem o fluxo térmico entre os andares. Segundo VILA REAL (2003), os elementos delimitantes de um compartimento devem possuir as seguintes características:

- (i) Resistência mecânica ao incêndio;
- (ii) Estanqueidade à propagação de gases inflamáveis e fumaça;
- (iii) Estanqueidade à propagação do calor.

Os elementos que possuem as 3 características anteriores são chamados de “corta-fogo”, enquanto que os que possuem as características (i) e (ii) são conhecidos como “pára-chamas”. Caso o requisito (i) seja o único atendido, o elemento será denominado “estável ao fogo”.

1.3– Comportamento estrutural em situação de incêndio

A resistência estrutural das edificações decorre do atendimento ao requisito de estabilidade ao fogo, necessário para o projeto de um compartimento. Conforme discutido anteriormente, a compartimentação do incêndio é uma forma de proteção passiva, que impede a propagação das chamas e fumaça em sua fase de desenvolvimento. Portanto, os compartimentos devem resistir à totalidade do incêndio, que depende principalmente dos fatores apresentados anteriormente na tabela 1.1.

De um modo geral, as especificações vigentes determinam que a resistência de uma estrutura em situação de incêndio possa ser efetuada de três formas, ou uma combinação entre elas:

- (i) Resultados de ensaios;
- (ii) Métodos simplificados;
- (iii) Métodos refinados.

Para dimensionamento por meio de ensaios, devem ser respeitadas as normas específicas aplicáveis, conforme estabelecido pela NBR-14323 (1999), o que conduz em geral estruturas mais custosas. Como alternativa, o emprego de métodos analíticos (*ii* e *iii*) deve levar em consideração a variação das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, em função do aumento de temperatura, bem como os esforços provenientes das deformações térmicas desenvolvidas nos elementos expostos ao fogo.

Os métodos simplificados baseiam-se na verificação da estrutura através da análise individual de cada elemento componente. A verificação da estabilidade decorre da aplicação de hipóteses simplificadoras relativas ao aquecimento dos elementos estruturais (viga, laje e pilar) e da formação dos seus mecanismos de ruptura característicos. Estes modelos nem sempre demonstram o mecanismo de colapso real da estrutura (LANDESMANN, MOUÇO, 2007) já que as hipóteses não consideram a interação entre os elementos do sistema estrutural. Apesar disso, como estes modelos possuem expressões analíticas fechadas e de fácil aplicação, a normatização vigente os utiliza amplamente como exigência da resistência estrutural nos projetos de edificações.

Alternativamente, os métodos refinados permitem resultados mais realistas e conseqüentemente mais econômicos. A simulação do comportamento estrutural é feita através da aplicação das equações fundamentais do problema (mecânica dos fluidos, transferência de calor e plasticidade aplicada às estruturas) em uma metodologia computacional, como o método dos elementos finitos. Apesar de preverem com boa precisão o comportamento e o modo de colapso global da estrutura, estes procedimentos exigem uma formação prévia do engenheiro em modelagem computacional e demandam muito tempo para a criação dos modelos e processamento dos dados.

Os métodos de análise avançada de estruturas em situação de incêndio são propostos como uma alternativa que reúne o melhor das duas metodologias analíticas, onde os resultados obtidos assemelham-se àqueles calculados pelos métodos analíticos avançados, porém, com custo computacional reduzido.

1.4– Conceito de análise avançada de estruturas

O conceito de análise avançada de estruturas, apresentado originalmente por 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), considera a análise e a verificação estrutural ocorrendo simultaneamente. O método baseia-se em uma formulação rigorosa do comportamento inelástico dos materiais, na consideração do equilíbrio da estrutura na condição deformada, além introdução de imperfeições geométricas e de fabricação dos elementos. Os métodos de análise avançada podem ser divididos em 2 categorias: Método da zona plástica e Método refinado das rótulas plásticas.

O método da zona plástica calcula os efeitos inelásticos decorrentes da distribuição das tensões normais ao longo da barra. A plasticidade distribuída é considerada a partir da discretização em diversos elementos finitos. A presença de tensões residuais é considerada a partir da introdução de um campo de tensões em todas as fibras da seção transversal e as imperfeições geométricas são modeladas considerando os nós da estrutura em uma condição não-retilínea. A figura 1.3 ilustra o processo de plastificação de uma viga biapojada sujeita a uma carga concentrada no meio do vão.

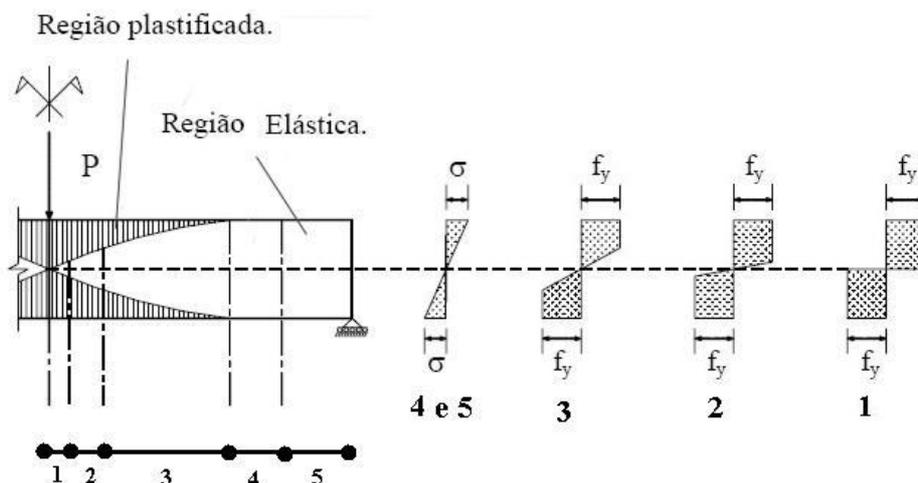


Figura 1.3 – Processo de plastificação da seção

A área hachurada da figura anterior é denominada zona plástica, onde as fibras pertencentes àquele trecho da viga atingiram a tensão de escoamento do aço f_y .

Enquanto as regiões externas da viga apresentam-se em regime elástico ($\sigma < f_y$), as regiões próximas ao carregamento concentrado P estão completamente plastificadas. Apesar das zonas plásticas variarem de espessura ao longo do comprimento da barra, cada elemento é capaz de apresentar um único estado tensional por elemento finito. Portanto, a precisão da resposta está condicionada ao número de elementos finitos utilizados. O método das zonas plásticas é capaz de gerar excelentes resultados, mas seu elevado custo computacional e de modelagem da estrutura o tornam inviável para a utilização em avaliações correntes.

O método refinado das rótulas plásticas contempla o efeito da não-linearidade física do material, mas não considera o espalhamento do escoamento na barra. A inelasticidade é levada em conta a partir da implementação de dois parâmetros que degradam a rigidez do elemento em função das tensões residuais, das imperfeições geométricas e do diagrama tensão *versus* deformação do material. O parâmetro ϕ , responsável pela degradação da rigidez flexional, atua nas regiões extremas do elemento, isto é, nos pontos de formação da rótula plástica. A modelagem dos efeitos inelásticos decorrentes da compressão axial no elemento é feita através da introdução de um módulo de elasticidade tangente E_t . Como os parâmetros são introduzidos no modelo através de expressões analíticas, isto é, não são calculados durante a análise estrutural, este método é computacionalmente eficiente, além de não ser necessária nenhuma modificação na modelagem estrutural, como a modelagem de colunas com excentricidades iniciais.

1.5– Revisão bibliográfica

As propriedades mecânicas do aço em função da temperatura são estudadas desde a primeira metade do século passado. Trabalhos desenvolvidos por WILHELM (1924), TAPSELL (1931), BAILEY (1935), VERSE (1935) e MARIN (1938) abriram precedentes para que BROCKENBROUGH (1970) desenvolvesse curvas de tensão *versus* deformação para o aço em função de sua temperatura.

Com o advento do computador digital, diversas ferramentas numéricas foram utilizadas no estudo de elementos estruturais submetidos a altas temperaturas. CULVER (1972) desenvolveu uma metodologia baseada no método das diferenças finitas e nos diagramas desenvolvidos por Brockenbrough para estudar o comportamento de colunas

de aço axialmente carregadas, submetidas a gradientes térmicos e condições de apoio diversas.

Este trabalho foi revisto e ampliado por OSSENBRUGEN (1973), que introduziu no modelo os efeitos decorrentes de tensões residuais para perfis laminados, soldados e tubulares. Dando continuidade ao seu trabalho, ele introduziu no modelo os efeitos das tensões térmicas causados pelo gradiente de temperatura da seção transversal.

CHEN e MAK (1975) apresentaram um programa que considerava os efeitos da fluência térmica do aço, além de todas as hipóteses introduzidas por OSSENBRUGEN (1973). Comparando este modelo com dados experimentais, verificou-se que a formulação precisava ser revista.

O método dos elementos finitos ganhou grande popularidade naquela década, principalmente pela sua adaptabilidade a problemas complexos. A plasticidade aplicada a estruturas sob incêndio foi introduzida por FURUMURA e SHINOHARA (1978), abrindo precedentes para que JAN e RAO (1983) aprimorassem o modelo para grandes deslocamentos e pequenas deformações.

DOTREPPE e FRANSEN desenvolveram em 1985 o programa CEFICOSS, que representou a primeira geração de programas de análise de estruturas mistas em situação de incêndio. Posteriormente, FRANSEN continuou o aprimoramento do código, inserindo novos tipos de elementos finitos e melhorando a interface com o usuário. Finalmente, em 2000 é lançado o programa SAFIR (FRANSEN *et al.*) que permite a modelagem de estruturas tridimensionais mistas em situação de incêndio, com a utilização das propriedades dos materiais prescritos nos Eurocódigos 2 e 3 (2004). Este programa foi utilizado em diversos trabalhos, dentre eles: de SOUZA JUNIOR (2002), VILA REAL *et al.* (2003), CADORIM e FRANSEN (2003), CANDORIM *et al.* (2003) e LANDESMANN (2003).

No Brasil, a pesquisa de estruturas sob a ação de incêndio é relativamente recente. Os primeiros trabalhos relevantes na área foram publicados em meados da década de 90. Dentre as diversas publicações produzidas naquela década destacam-se PIMENTA e SILVA (1995), SILVA e PIMENTA (1996), FAKURY *et al.* (2000) e SILVA (1999 e 2001). Estas pesquisas possibilitaram a publicação de normas técnicas NBR 14432 (1999), a NBR 14323 (1999), em processo de revisão, e posteriormente NBR 15200 (2005) para a verificação de estruturas em situação de incêndio.

Paralelamente ao estudo da resistência dos elementos estruturais, SILVA (1997) investigou o estudo iniciado por PETERSON (1979) em uma avaliação rigorosa dos parâmetros que influenciam a fase de desenvolvimento do incêndio.

ABREU e FAKURY (1998) apresentaram um programa baseado no MEF para a análise térmica de perfis de aço. Este trabalho foi ampliado por FIGUEREDO JÚNIOR (2002) que adaptou o programa para a análise de estruturas mistas aço-concreto. Posteriormente, NÓBREGA (2003) generalizou a formulação, aplicando-a para quaisquer materiais. Adicionalmente, ele aplicou sua formulação na determinação do esforço normal resistente para diversas configurações de pilares mistos.

SPÍNDOLA e FAKURY (2002) investigaram a resistência de pisos mistos com proteção apenas nas vigas principais. Sua formulação baseou-se no trabalho de BAILEY e MOORE (2000) e foi modificado por FAKURY e ABREU (2002) para a inclusão do efeito decorrente de ligações semi-rígidas.

Em 2003, LANDESMANN apresentou um programa para a análise de pórticos planos de aço em situação de incêndio baseado nos conceitos de análise avançada propostos por CHEN (1993) e nas prescrições do Eurocódigo 3 parte 1.2 (2003) e do AISC/LFRD (1999). LANDESMANN *et al.* (2005) revisou seu programa, denominando-o SAAFE – *System for Advanced Analysis for Fire Engineering*, que é capaz de verificar o comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio até seu colapso.

1.6– Objetivos

Será desenvolvido no presente trabalho um modelo inelástico para estruturas mistas em condição de incêndio utilizando o método refinado das rótulas plásticas. A metodologia desenvolvida neste trabalho, denominada Pré-SAAFE, foi programada em linguagem FORTRAN e gera um arquivo de entrada com os parâmetros necessários para que o SAAFE - Sistema de Análise Avançada de Estruturas sob Fogo, realize a análise ao longo do tempo.

As análises, em regime quase-estático, desenvolvem-se ao longo do tempo enquanto não há formação de um mecanismo plástico na estrutura. Quando esta condição ocorre, obtém-se o tempo máximo que a estrutura suporta ao incêndio, denominado Tempo Crítico de Resistência ao Fogo (TCRF).

A figura 1.4 apresenta as etapas desenvolvidas no programa Pré-SAAFE e os cálculos desenvolvidos pelo programa SAAFE.

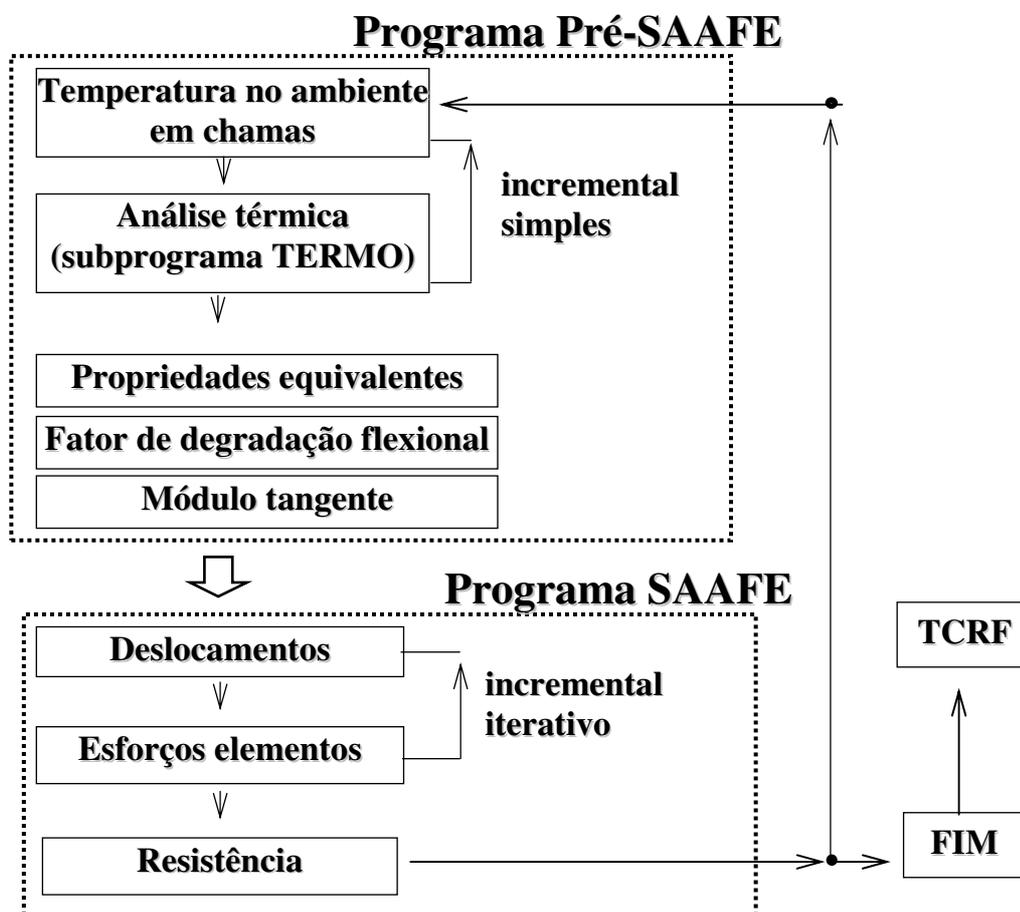


Figura 1.4 – Etapas do programa de análise avançada

A não-linearidade física dos materiais em função da temperatura é considerada através dos diagramas tensão *versus* deformação apresentados no Eurocódigo 4 parte 1.2 (2004). A modelagem das tensões residuais dos perfis de aço laminados foi feita utilizando-se as funções parabólicas propostas por SALAZAI & PAPP (2005).

Os efeitos geométricos decorrentes do equilíbrio na configuração deformada foram avaliados através do Método das Funções de Estabilidade, metodologia que consegue capturar a interação entre esforços axiais e momentos fletores com apenas 1 elemento.

O parâmetro de degradação da rigidez flexional ϕ será calculado através de uma metodologia baseada no método das fibras desenvolvida para perfis de aço laminados, concreto armado, vigas e pilares mistos aço-concreto. O módulo de elasticidade tangente foi avaliado pelo método de Newmark, que utiliza o modelo de zonas plásticas

para avaliar a perda de resistência de colunas carregadas axialmente com imperfeições geométricas.

1.7– Organização do trabalho

Nesta dissertação de mestrado, é apresentado um modelo numérico de análise avançada capaz de simular o comportamento de pórticos planos metálicos e mistos aço-concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Este modelo, baseado no método refinado das rótulas plásticas (CHEN, 1993), é capaz de reproduzir de maneira satisfatória o comportamento de estruturas planas bidimensionais compostas por seções monossimétricas com carregamento aplicado sobre o centro de cisalhamento da seção. As análises desenvolvidas pela metodologia são divididas em três etapas.

A primeira etapa, apresentada no Capítulo 2, consiste na determinação da temperatura dos elementos estruturais durante o incêndio, cuja modelagem é feita através de curvas semi-empíricas que consideram a elevação da temperatura no compartimento em função do tempo transcorrido desde o *flashover*. A partir da determinação da curva de aquecimento do incêndio, é possível obter a distribuição da temperatura nos elementos estruturais através da aplicação do método dos elementos finitos ou, alternativamente, por expressões aproximadas.

A etapa seguinte, apresentada no Capítulo 3, consiste na modelagem dos efeitos decorrentes do comportamento inelástico dos materiais (EC 4 parte 1.2, 2004) durante a flexão composta reta de vigas-coluna em situação de incêndio. As tensões residuais de fabricação dos perfis laminados são consideradas no modelo através de funções de tensão auto-equilibradas, conforme descrito em SALAZAI e PAPP (2005). A determinação das características mecânicas da seção transversal, assim como seu comportamento durante a flexo-compressão inelástica, é obtida através do método das fibras (ALMEIDA, 2006). Este método discretiza a seção em elementos, considerando que o comportamento global seja dado pelo somatório do comportamento de todas as fibras. O efeito das imperfeições geométricas ao longo do comprimento das barras é avaliado através do método de Newmark (CHEN, 1993), que permite a quantificação do efeito $P - \delta$ inelástico nos elementos sob compressão. Adicionalmente, são calculadas as ações decorrentes do impedimento às deformações oriundas do aumento de temperatura do elemento estrutural.

A terceira etapa da análise, também apresentada no Capítulo 3, consiste na avaliação do comportamento da estrutura em situação de incêndio através do método das funções de estabilidade (MFE) adaptado para a análise avançada. O MFE considera na sua formulação grandes deslocamentos e pequenas deformações para a análise de estruturas planas constituídas de material linear-elástico. O comportamento inelástico calculado na etapa anterior é incorporado no modelo através do método das rótulas plásticas refinadas (CHEN, 1993). Desta forma, é possível analisar o comportamento inelástico de estruturas planas em situação de incêndio e assim verificar se o tempo crítico de resistência ao fogo obtido, isto é, o tempo máximo que a estrutura suporta o sinistro, é suficiente para atender os requisitos de segurança impostos pela legislação (NBR 14432, 2001).

Um edifício garagem de 11 andares estruturado com vigas mistas e pilares de aço é analisado no Capítulo 4 pela metodologia apresentada para as situações de temperatura ambiente e incêndio. Na primeira, é determinada a reserva de resistência da estrutura à ação do vento, além de se observar o efeito da formulação não-linear no deslocamento horizontal do edifício. Serão realizadas duas análises da estrutura em situação de incêndio. Desta forma, será possível comparar a eficiência de duas tipologias de proteção térmica para vigas mistas aço-concreto. Na primeira, será utilizada uma proteção do tipo argamassa projetada, enquanto que na segunda análise será avaliado o desempenho do concreto como material de proteção térmica em uma viga mista preenchida com concreto entre as mesas.

O quinto capítulo resume as principais conclusões a respeito do modelo apresentado, onde serão discutidos seus pontos positivos e negativos, além das sugestões para o prosseguimento desta pesquisa.

2

Análise térmica

2.1 – Modelagem do incêndio

A modelagem matemática de um incêndio depende de diversos fatores, dentre eles o tipo, a distribuição e quantidade de material combustível, a inércia térmica e espessura das paredes de vedação, a quantidade e a distribuição de aberturas no compartimento.

Modelos com diferentes graus de complexidade são utilizados para descrever a temperatura do compartimento em chamas no tempo, como os baseados em mecânica dos fluidos computacional (LEWIS, 2004), ou os modelos unidimensionais propostos por prescrições normativas (Eurocódigo 1 parte 1.2, 2002; NBR 14323, 1999). Esta dissertação de mestrado irá apenas abordar os modelos de incêndio unidimensionais.

Os modelos de incêndio unidimensionais são utilizados para situações pós-*flashover*, isto é, para os casos em que o incêndio se expandiu por todo o compartimento e toda a carga de incêndio está em combustão. Estes modelos podem ser divididos em duas categorias: as curvas de incêndio-padrão e as de incêndio natural.

As curvas de incêndio-padrão são idealizadas para métodos simplificados e ensaios experimentais de elementos submetidos a altas temperaturas. Sua formulação não leva em consideração nenhuma característica da compartimentação e, portanto, não possui nenhuma correlação com o incêndio real. Diversas normas internacionais, como o Eurocódigo 1 parte 1.2 (2002) e nacionais, como a NBR 14323 (1999), permitem a análise da estrutura substituindo-se a ação do incêndio real por um tempo de exposição de referência à curva de incêndio-padrão. Este tempo de referência, denominado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), varia de país para país, não havendo um consenso a respeito da sua quantificação. Na Nova Zelândia, o TRRF máximo é de 60 minutos, enquanto nos EUA podem atingir 180 minutos. Portanto, o TRRF é fruto de consenso da sociedade de um país, não significando o tempo de duração de um incêndio

ou o tempo de evacuação dos ocupantes ou o tempo de chegada do corpo de bombeiros (VARGAS e SILVA, 2003).

A curva proposta pela *International Organization for Standardization*, ISO 834 (1999), é adotada pela NBR 14323 (1999) e NBR 5628 (1980) para incêndios provenientes da queima de material celulósico, sendo expressa da seguinte forma:

$$T_g(t) = T_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (2.1)$$

Outras curvas-padrão são propostas para incêndios com graus de severidade distintos da ISO 834, como as curvas de incêndio para materiais derivados de hidrocarbonetos apresentada no EUROCÓDIGO 1 parte 1.2 (2002):

$$T_g(t) = T_0 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t}) \quad (2.2)$$

A figura 2.1 ilustra as curvas de temperatura descritas pelas equações 2.1 e 2.2:

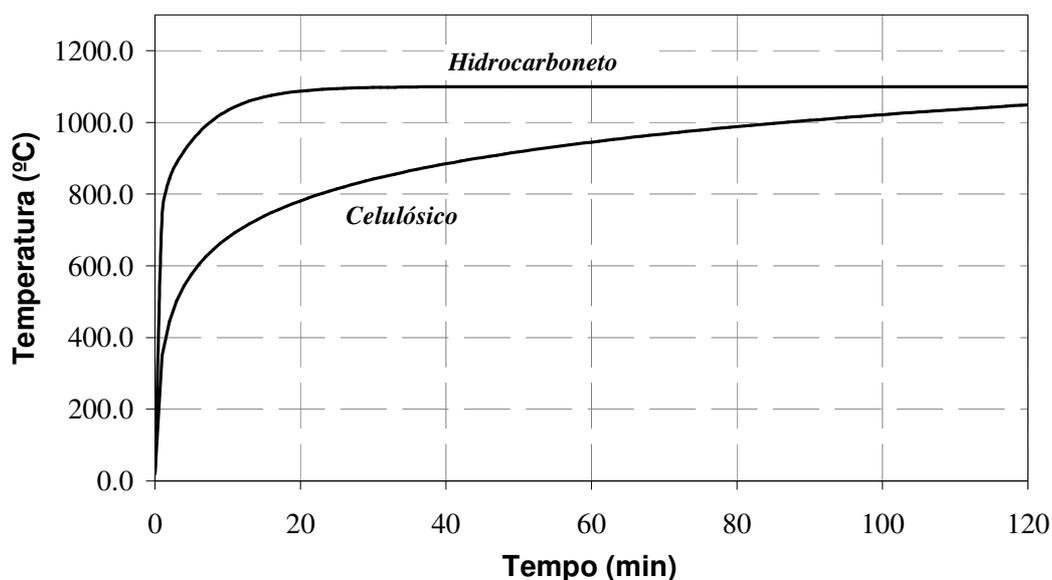


Figura 2.1 – Curvas Padrão de incêndio

Enquanto a curva de aquecimento de materiais celulósicos possui crescimento suave, o incêndio descrito pela curva de hidrocarbonetos rapidamente alcança altas temperaturas, representando com maior fidelidade a combustão deste material.

A curva temperatura *versus* tempo descrita pelos modelos de incêndio-padrão possui comportamento não-decrescente. Alternativamente a este modelo, as curvas de incêndio natural possuem um trecho ascendente e outro descendente, caracterizando as duas fases pós-*flashover* do incêndio. A equação paramétrica para a fase de aquecimento, proposta pelo EC 1 Parte 1.2 (2002) é apresentada a seguir:

$$T_g = T_0 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7t^*} - 0.472 \cdot e^{-19t^*} \right) \quad (2.3)$$

O tempo equivalente t^* (em horas) depende do parâmetro adimensional Γ :

$$t^* = t \cdot \Gamma = t \cdot \left(\frac{O}{b} \right)^2 \cdot \left(\frac{1160}{0.04} \right)^2 \quad (2.4)$$

Onde O é o fator de abertura (em $m^{0.5}$) que expressa as características de ventilação do compartimento e b_v representa a inércia térmica das paredes de vedação (em $J/m^2 \cdot s^{0.5} \cdot K$):

$$b_v = \sqrt{\rho_v \cdot c_v \cdot \lambda_v} \quad (2.5)$$

$$O = \frac{A_v \cdot \sqrt{hp_{eq}}}{A_t} \quad (2.6)$$

As propriedades da equação 2.5 são relativas ao material das paredes de vedação, onde ρ é a massa específica, c é o calor específico e λ é a condutividade térmica. As propriedades da equação 2.6 são relativas às condições de ventilação: A_v é a área das aberturas verticais, A_t é o somatório da área total do compartimento (portas, aberturas, janelas, piso e teto), enquanto hp_{eq} é a altura das aberturas verticais, calculada pela média ponderada das alturas de cada abertura.

Quando $\Gamma = 1.0$, o trecho ascendente da curva assemelha-se à curva de incêndio-padrão para materiais celulósicos. Como a determinação de Γ é empírica, a variabilidade dos seus parâmetros é limitada em $100 \leq b \leq 2200$ e $0.02 \leq O \leq 0.2$.

A temperatura máxima alcançada pelo incêndio, $T_{máx}$, ocorre no tempo $t_{máx}^*$:

$$t_{máx} = máx \left(\frac{2 \cdot q_{t,d}}{10^4 \cdot O}; t_{lim} \right) \quad (2.7)$$

O parâmetro $q_{t,d}$ é a carga de incêndio por unidade de área acondicionada no pavimento, cujo cálculo é apresentado no Eurocódigo 1 parte 1.2 (2002). O tempo máximo de aquecimento é limitado inferiormente pelo parâmetro t_{lim} , dependente da taxa de crescimento do incêndio. Adota-se $t = 25$ min para crescimento lento, $t = 20$ min para crescimento normal e $t = 15$ min para crescimento rápido. A tabela 2.1, apresentada a seguir, ilustra o tempo limite para alguns tipos de ocupação, obtida do Eurocódigo 1 parte 1.2 (2002):

Tabela 2.1- Exemplos de taxa de crescimento do incêndio

<i>Ocupação</i>	<i>Taxa de crescimento do incêndio</i>	<i>Ocupação</i>	<i>Taxa de crescimento do incêndio</i>
Shopping	Rápida	Sala de aula	Média
Sala de cinema	Rápida	Moradia	Média
Hotel (quarto)	Média	Escritório	Média

O trecho descendente da curva é representado por um trecho linear, dependente do tempo máximo de aquecimento, como mostra a equação a seguir:

$$T_g = \begin{cases} T_{m\acute{a}x} - 625 \cdot (t^* - t^*_{m\acute{a}x} \cdot x) & se \quad t^*_{m\acute{a}x} \leq 0.5 \\ T_{m\acute{a}x} - 250 \cdot (3 - t^*_{m\acute{a}x}) \cdot (t^* - t^*_{m\acute{a}x} \cdot x) & se \quad 0.5 < t^*_{m\acute{a}x} < 2.0 \\ T_{m\acute{a}x} - 250 \cdot (t^* - t^*_{m\acute{a}x} \cdot x) & se \quad t^*_{m\acute{a}x} \geq 2.0 \end{cases} \quad (2.8)$$

O parâmetro x corrige o trecho descendente em função do tempo máximo de aquecimento:

$$x_{corr} = \begin{cases} 1.0 & se \quad t^*_{m\acute{a}x} > t_{lim} \\ \frac{t_{lim} \cdot \Gamma}{t^*_{m\acute{a}x}} & se \quad t^*_{m\acute{a}x} = t_{lim} \end{cases} \quad (2.9)$$

A figura 2.2 ilustra a variabilidade da curva paramétrica em função da ventilação do ambiente, comparando seus resultados com os modelos do método do incêndio padrão, apresentados anteriormente. Observa-se que o aumento da ventilação produz um incêndio de maior severidade, porém com menor duração, já que toda a carga de incêndio se consome em um período mais curto de tempo.

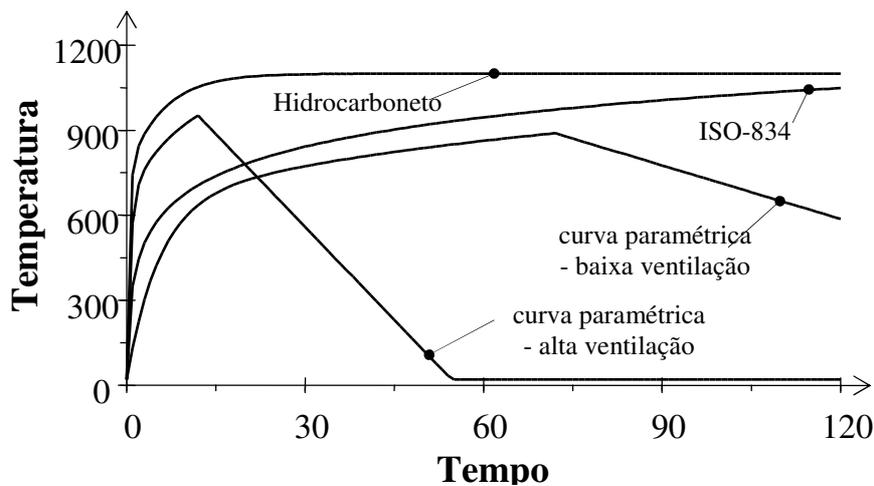


Figura 2.2- Comparação entre curvas de incêndio natural para diversas condições de ventilação

2.2 – Processos de transferência de calor

2.2.1 - Dedução da equação diferencial transiente de transferência de calor

Uma vez determinada a curva de aquecimento do compartimento, é necessário obter a distribuição da temperatura nos elementos estruturais. A lei de conservação de energia expressa o balanço térmico de qualquer ponto do sólido:

$$Q_{entra} + Q_{gerado} = Q_{sai} + Q_{armazenado} \quad (2.10)$$

Seja o elemento infinitesimal de um sólido sujeito a um campo escalar de temperaturas dependente da posição no espaço e do tempo, como ilustra a figura 2.3 a seguir:

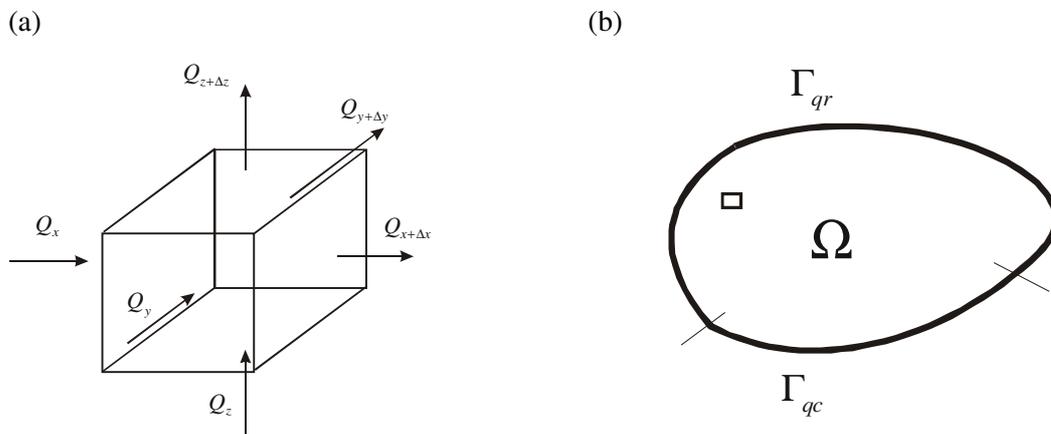


Figura 2.3 (a)- Elemento infinitesimal de um sólido sujeito à transferência de calor; (b) Definição de domínio e das condições de contorno, adaptada de LEWIS (2004).

A expansão das parcelas $Q_{x+\Delta x}$, $Q_{y+\Delta y}$, $Q_{z+\Delta z}$ em série de Taylor truncada nos termos de primeira ordem fornece:

$$\begin{aligned} Q_{x+\Delta x} &= Q_x + \frac{\partial T}{\partial x} \cdot \Delta x \\ Q_{y+\Delta y} &= Q_y + \frac{\partial T}{\partial y} \cdot \Delta y \\ Q_{z+\Delta z} &= Q_z + \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \Delta z \end{aligned} \quad (2.11)$$

O fluxo de calor gerado pela diferença de temperatura entre dois pontos distintos de um sólido é descrito pela lei de condução térmica de Fourier:

$$\begin{aligned}
Q_x &= \Delta y \cdot \Delta z \cdot q_x = -\lambda_x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \\
Q_y &= \Delta x \cdot \Delta z \cdot q_y = -\lambda_x \cdot \Delta x \cdot \Delta z \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \\
Q_z &= \Delta x \cdot \Delta y \cdot q_z = -\lambda_x \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \frac{\partial T}{\partial z}
\end{aligned} \tag{2.12}$$

Onde $\tilde{\lambda}_x$ é o vetor de condutividade térmica do material segundo a direção x, \tilde{q} é o fluxo de calor (em W/m²) cedido pelo contorno e $\frac{\partial T}{\partial x}$ é a derivada parcial da temperatura em relação a direção x. Quando a condutividade térmica do material é anisotrópica, calcula-se o vetor λ_s para uma direção s qualquer pela multiplicação tensorial mostrada a seguir:

$$\tilde{\lambda}_s = \begin{pmatrix} \lambda_{sx} \\ \lambda_{sy} \\ \lambda_{sz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_{xx} & \lambda_{xy} & \lambda_{xz} \\ \lambda_{yx} & \lambda_{yy} & \lambda_{yz} \\ \lambda_{zx} & \lambda_{zy} & \lambda_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} l_s \\ m_s \\ n_s \end{pmatrix} \tag{2.13}$$

Onde l_s , m_s , n_s são os respectivos cossenos diretores segundo os eixos x, y e z da direção s. A taxa de variação da energia armazenada no elemento é dada por:

$$Q_{armazenado} = \rho \cdot c \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \tag{2.14}$$

Onde ρ é a massa específica do material e c o calor específico. Substituindo as equações anteriores e supondo que não há geração de calor no elemento, obtém-se a equação diferencial parcial de condução de calor em regime transiente em coordenadas cartesianas:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \tag{2.15}$$

2.2.2 – Condições de contorno

A equação 2.15 apenas possui solução quando são prescritas as condições de contorno ao longo do tempo e condições iniciais para o *continuum* em análise. Como esta equação possui derivadas parciais de segunda ordem em relação ao espaço e uma derivada parcial em relação ao tempo, serão necessárias 2 condições de contorno e 1 condição inicial para se resolver o problema.

As condições que descrevem o contorno podem ser divididas em 3 tipos: (i) condição de Dirichlet, onde a temperatura é prescrita; (ii) a condição de Newmann, cujo fluxo de calor é conhecido ou uma combinação das duas. As condições de Newmann representam a exposição do elemento ao incêndio, onde o fluxo de calor incidente sobre os elementos estruturais é decorrente da condução de calor dos gases aquecidos gerados incêndio por convecção e radiação.

A convecção é o movimento macroscópico dos fluidos que ocorre quando há alteração da densidade de um fluido decorrente da mudança de sua temperatura. O termo condução de calor por convecção aplica-se à transmissão ou transferência de calor de um lugar para outro, pelo deslocamento de material aquecido. A intensidade do fluxo de calor depende de diversos fatores, tais como:

- A superfície de contato entre os fluidos;
- O estado físico dos fluidos em contato (gás-líquido; gás-sólido, etc);
- Propriedades térmicas do fluido;
- Número de Reynolds dos fluidos em contato;

O cálculo do fluxo de calor por convecção é feito através da Lei de Newton para o resfriamento numa superfície $s = f(x, y, z)$:

$$q_c = -\lambda_s \cdot \frac{\partial T_s}{\partial s} = h_c \cdot (T_s - T_g) \quad (2.16)$$

Onde T_g é a temperatura do incêndio, T_s é a temperatura da superfície e h_c é o coeficiente de película para a convecção. A norma brasileira adota $h_c = 25 \text{ W} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$ para incêndios celulósicos.

Radiação térmica é a irradiação eletromagnética emitida por todos os corpos aquecidos. A maior parte da irradiação ocorre ao redor de um comprimento de onda específico, dependente da temperatura do corpo. Quanto maior a temperatura, maior é a frequência da radiação e menor é o comprimento de onda, aproximando a cor do objeto aquecido para o vermelho.

Como as ondas eletromagnéticas se propagam no vácuo, a transferência de calor de um corpo para outro ocorre mesmo sem que exista um meio material entre os dois. O fluxo de calor é quantificado pela Lei de Stephan-Bolzmann:

$$q_r = -\lambda_s \cdot \frac{\partial T_s}{\partial s} = \epsilon_{sr} \cdot \sigma_{sr} \cdot \left[(T_g + 273)^4 - (T_s + 273)^4 \right] \quad (2.17)$$

Onde ε_{sr} é a emissividade da superfície radiante e σ_{sr} é a constante de Stephan-Boltzmann. Na equação 2.17, as temperaturas devem estar escritas em graus celsius. A equação 2.17 possui termos de quarta ordem, que dificultam sua manipulação. ZIENKIEWICZ e TAYLOR (1989) propuzeram uma expressão linearizada com o objetivo de se utilizar a lei de resfriamento de Newton para ambas as condições de contorno. O coeficiente de película efetivo h_r para a radiação é apresentado a seguir:

$$h_r = \varepsilon_{sr} \cdot \sigma_{sr} \cdot \left[(T_g + 273)^2 + (T_s + 273)^2 \right] \cdot \left[(T_g + 273) + (T_s + 273) \right] \quad (2.18)$$

O fluxo de calor decorrente do aquecimento do ambiente em chamas incidente sobre uma superfície $s = f(x, y, z)$ com cossenos diretores l_s, m_s, n_s é mostrado a seguir, com o coeficiente de película resultante $h_{eq} = h_c + h_r$:

$$q_s = q_c + q_r = \lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} l_s + \lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} m_s + \lambda_z \cdot \frac{\partial T}{\partial z} n_s = h_{eq} \cdot (T_g - T_s) \quad (2.19)$$

Os elementos estruturais expostos ao incêndio são sujeitos à condição inicial de equilíbrio térmico com o ambiente, isto é: $T(x, y, z, 0) = T_0$. Adotou-se a temperatura inicial de $T_0 = 20^\circ C$ para todas as análises térmicas desta dissertação.

2.3 – Propriedades térmicas dos materiais em altas temperaturas

Os materiais de construção são misturas de diversos componentes em temperatura ambiente. O aço, por exemplo, é composto por diversas ligas metálicas que possuem comportamentos térmicos distintos em função da elevação da temperatura. O aquecimento do elemento de aço provoca uma mudança na fase de equilíbrio das ligas constituintes, alterando sua composição microscópica (TEODÓSIO, 1983).

Nos elementos de concreto, o aumento da temperatura muda o estado físico da água intersticial, que gera um aumento da poro-pressão decorrente da convecção forçada do vapor d'água para o exterior. Diversas reações químicas ocorrem entre os agregados e a pasta de cimento durante a elevação da temperatura do concreto.

A caracterização das propriedades físicas dos materiais deve ser feita em função da temperatura, já que os materiais são alterados por diversos processos físico-químicos durante o aquecimento.

2.3.1- Condutividade térmica

A condutividade térmica dos materiais (em $W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$), considerada como isotrópica, é a capacidade do corpo de conduzir calor transversalmente à superfície do elemento.

O concreto possui grande variabilidade da condutividade térmica, devido à heterogeneidade do material durante o aquecimento. O Eurocódigo 4 parte 1.2 (2004) apresenta 2 expressões para a avaliação destas propriedades. A seguir são apresentadas as expressões do limite superior e inferior do concreto e a equação para a condutividade térmica do aço, respectivamente:

$$\lambda_{c,\text{sup}} = 2 - 0.2451 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0107 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ C \leq T_c \leq 1200^\circ C \quad (2.20)$$

$$\lambda_{c,\text{inf}} = 1.36 - 0.136 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0057 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ C \leq T_c \leq 1200^\circ C \quad (2.21)$$

$$\lambda_a = \begin{cases} 54.3 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot T_a & 20^\circ C \leq T_a \leq 800^\circ C \\ 27.3 & 800^\circ C < T_a \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (2.22)$$

A figura 2.4 compara as expressões não-lineares mostradas acima com os valores constantes, independentes da temperatura, propostos para modelos simplificados:

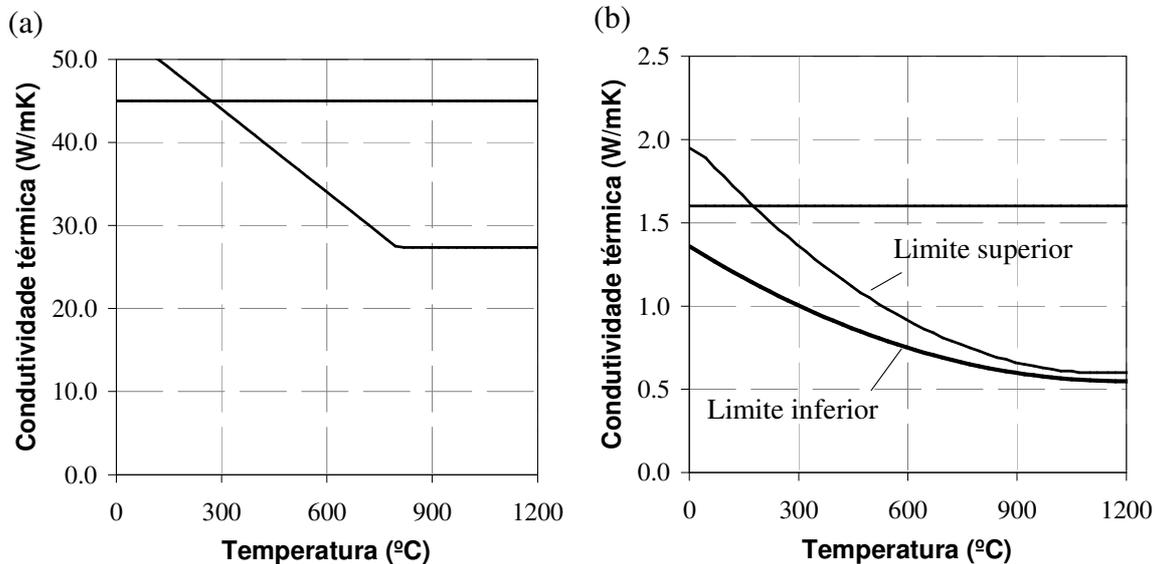


Figura 2.4 (a) Condutividade térmica do aço; (b) Condutividade térmica do concreto

2.3.2- Calor específico

A capacidade de um corpo em absorver calor em função da massa e da variação de temperatura é denominada calor específico (em $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$). A seguir são apresentadas as expressões do calor específico para o concreto seco e o aço respectivamente:

$$c_c = \begin{cases} 900 & 20^\circ C \leq T_c \leq 100^\circ C \\ 900 + (T_c - 100) & 100^\circ C < T_c \leq 200^\circ C \\ 1000 + 0.5 \cdot (T_c - 200) & 200^\circ C < T_c \leq 400^\circ C \\ 1100 & 400^\circ C < T_c \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (2.23)$$

$$c_a = \begin{cases} 425 + \frac{7.73}{10} \cdot T_a - \frac{1.69}{10^3} \cdot T_a^2 + \frac{2.22}{10^6} \cdot T_a^3 & 20^\circ C \leq T_a \leq 600^\circ C \\ 666 - \left(\frac{13002}{T_a - 738} \right) & 600^\circ C < T_a \leq 735^\circ C \\ 571 + \left(\frac{17820}{T_a - 731} \right) & 735^\circ C < T_a \leq 900^\circ C \\ 650 & 900^\circ C < T_a \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (2.24)$$

A presença do grau de umidade no concreto (u) altera seu calor específico, pois a água intersticial evapora-se quando a temperatura do material ultrapassa $115^\circ C$. Este efeito deve-se ao calor latente de evaporação da água, cuja característica é a absorção de calor sem a elevação de temperatura. A figura 2.6-b ilustra o fenômeno, onde o pico do calor específico depende da quantidade de água presente no concreto, sendo recomendado (EC 4.1 parte 1.2, 2004) $c_c = 2200$ para $u = 3.0\%$, $c_c = 1470$ para $u = 1.5\%$ e $c_c = 900$ para $u = 0\%$. Para $T_c = 200^\circ C$, toda a água foi evaporada e o material comporta-se da mesma maneira, independentemente da quantidade inicial de umidade.

O calor específico do aço em função da temperatura também apresenta um pico, conforme mostra a figura 2.5-a. Apesar do aço possuir características homogêneas para temperaturas próximas à $20^\circ C$, as suas ligas componentes possuem comportamentos térmicos distintos. Estas, por sua vez, apresentam uma mudança de estado físico para temperaturas próximas a $730^\circ C$. Esta mudança de estado físico se traduz como um pico no gráfico 2.5-a.

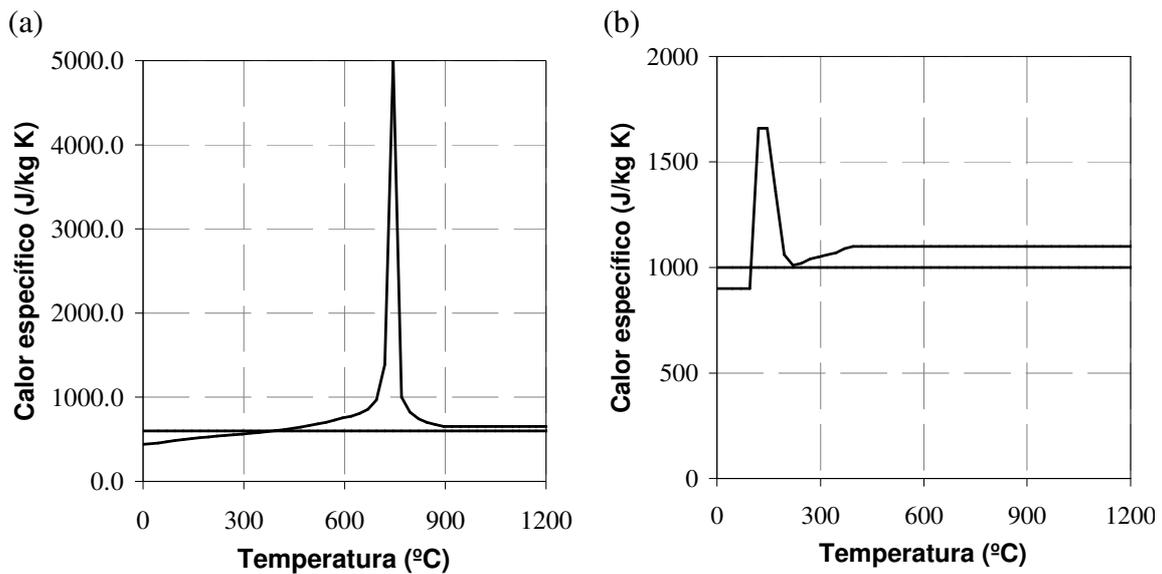


Figura 2.5 (a) Calor específico do aço; (b) Calor específico do concreto

2.3.3- Massa específica

A massa específica (em kg/m^3) varia em função da dilatação dos corpos. Porém, para efeitos práticos, este efeito pode ser desprezado, pois o acréscimo de volume é muito pequeno quando comparado com o valor inicial. Portanto, serão adotados valores constantes para o aço ($\rho_a = 7850 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$) e para o concreto de densidade normal ($\rho_c = 2500 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$), utilizado em todas as análises desta dissertação.

2.4- Solução pelo Método dos Elementos Finitos

2.4.1- Dedução das matrizes de capacitância e condutividade

A solução do problema, isto é, o campo de temperaturas $T(x, y, z, t)$ que satisfaça a equação 2.15 é obtida a partir do método da separação das variáveis. Neste, a resposta no tempo é independente das coordenadas cartesianas, ou seja:

$$T(x, y, z, t) = T_1(x, y, z) \cdot T_2(t) \quad (2.25)$$

O problema será solucionado pelo método dos elementos finitos, onde o domínio é dividido em diversos subconjuntos conexos denominados elementos. Nestes, o campo contínuo e diferenciável de temperaturas é aproximado por uma função de interpolação N_i do tipo *piece-wise*, cuja forma depende do número de nós presentes no elemento. A figura 2.6-a representa 2 aproximações para uma sub-região do domínio, ou *continuum*.

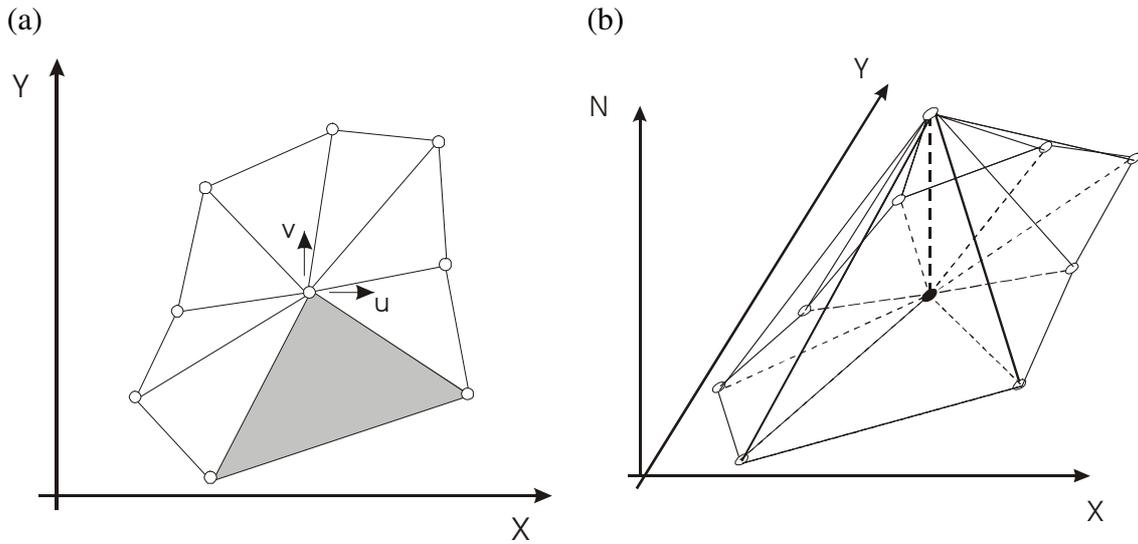


Figura 2.6 (a) – Malha de elementos finitos para 2 graus de liberdade; (b) Definição de função de forma em coordenadas locais no elemento, adaptadas de ZIENKIEWCZ e TAYLOR (1989)

Seja um elemento retangular com 4 nós sujeito a um campo de temperaturas bidimensional, como mostra a figura 2.7-a. Verifica-se que neste tipo de problema não há fluxo de calor segundo o eixo z e, portanto, as equações descritas no item 2.2 possuirão apenas os termos relativos às coordenadas x e y , como mostra a figura 2.7-b:

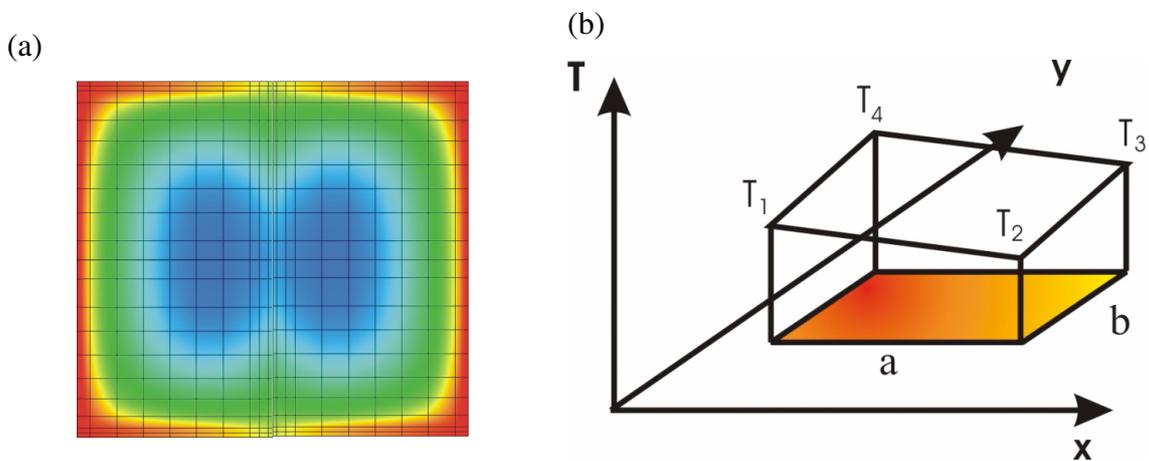


Figura 2.7 (a) Elemento finito retangular para análise térmica; (b) Malha de elementos finitos.

O campo de temperaturas bidimensional interpolado a partir das temperaturas nodais T_1 , T_2 , T_3 e T_4 e das funções de forma N_1 , N_2 , N_3 e N_4 é dado por:

$$T(x, y, t) = \sum_{i=1}^4 N_i(x, y) \cdot T_i(t) = \{N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4\} \cdot \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \end{Bmatrix} = \tilde{N} \cdot \tilde{T}_N \quad (2.26)$$

As funções N_i são construídas a partir dos polinômios de Lagrange, cuja principal característica é possuir valor unitário em um único nó e valor nulo nos demais, como mostra a figura 2.8. No caso em particular, as funções de forma são escritas como:

$$\begin{aligned} N_1(x, y) &= \left(1 - \frac{x}{a}\right) \cdot \left(1 - \frac{y}{b}\right) \\ N_2(x, y) &= \frac{x}{a} \cdot \left(1 - \frac{y}{b}\right) \\ N_3(x, y) &= \frac{x}{a} \cdot \frac{y}{b} \\ N_4(x, y) &= \left(1 - \frac{x}{a}\right) \cdot \frac{y}{b} \end{aligned} \quad (2.27)$$

Utilizando o método dos resíduos ponderados de Galerkin (RIBEIRO, 2004b), a equação (2.12-a) pode ser reescrita como um sistema de 4 equações integrais:

$$\begin{aligned} \int_A N_1 \cdot \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \right) \cdot dA &= 0 \\ \int_A N_2 \cdot \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \right) \cdot dA &= 0 \\ \int_A N_3 \cdot \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \right) \cdot dA &= 0 \\ \int_A N_4 \cdot \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \right) \cdot dA &= 0 \end{aligned} \quad (2.28)$$

Considerando as propriedades térmicas constantes no interior do elemento, calculadas a partir das prescrições do Eurocódigo 4 parte 1.2 (2004) e da temperatura obtida com a média aritmética dos nós do elemento, as 4 equações anteriores podem ser organizadas na forma matricial:

$$\int_A \tilde{N}^T \cdot \left(\lambda_x \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right) \cdot dA + \int_A \tilde{N}^T \cdot \left(\lambda_y \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) \cdot dA - \int_A \tilde{N}^T \cdot \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dA = 0 \quad (2.29)$$

Como as funções de forma apresentam apenas derivadas não nulas de primeira ordem e a equação acima possui derivadas parciais de segunda ordem, as expressões

devem ser manipuladas para que o MEF possa ser aplicado. Aplicando a regra da cadeia, as derivadas de segunda ordem são reduzidas à primeira:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) = N^T \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial N^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad \therefore N^T \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) - \frac{\partial N^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad (2.30)$$

Portanto, os dois primeiros termos podem ser reescritos como:

$$\begin{aligned} \int_A N^T \cdot \lambda_x \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \cdot dA &= \int_A \lambda_x \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) \cdot dA - \int_A \lambda_x \cdot \frac{\partial N^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \cdot dA \\ \int_A N^T \cdot \lambda_y \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \cdot dA &= \int_A \lambda_y \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) \cdot dA - \int_A \lambda_y \cdot \frac{\partial N^T}{\partial y} \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \cdot dA \end{aligned} \quad (2.31)$$

A integral do segundo termo das equações apresentadas em 2.31 é calculada a partir da derivação das funções de forma:

$$\begin{aligned} \int_A \lambda_x \cdot \frac{\partial N^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \cdot dA &= \int_A \left[\frac{\partial}{\partial x} \begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{Bmatrix} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \{N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4\} \cdot \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \end{Bmatrix} \right] \cdot dA = K_x \cdot T_N \\ \int_A \lambda_y \cdot \frac{\partial N^T}{\partial y} \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \cdot dA &= \int_A \left[\frac{\partial}{\partial y} \begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{Bmatrix} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \{N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4\} \cdot \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \end{Bmatrix} \right] \cdot dA = K_y \cdot T_N \end{aligned} \quad (2.32)$$

Onde as matrizes K_x e K_y são as matrizes de condutância segundo as direções x e y respectivamente:

y respectivamente:

$$K_x = \lambda_x \cdot \frac{b}{a} \cdot \begin{bmatrix} 2 & -2 & -1 & 1 \\ -2 & 2 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 2 & -2 \\ 1 & -1 & -2 & 2 \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad K_y = \lambda_y \cdot \frac{a}{b} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 1 & -1 & -2 \\ 1 & 2 & -2 & -1 \\ -1 & -2 & 2 & 1 \\ -2 & -1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

O primeiro termo da equação 2.31 será reescrito a partir da aplicação do Teorema de Gauss. A integral de área é substituída por uma integral de linha, ao longo do contorno τ , onde θ é a inclinação do contorno em relação ao eixo dos x e o sentido positivo de integração segue a regra da mão direita:

$$\int_A \lambda_x \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) \cdot dA = \int_{\tau} \lambda_x \cdot N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \cdot \cos(\theta) \cdot d\tau$$

$$\int_A \lambda_y \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) \cdot dA = \int_{\tau} \lambda_y \cdot N^T \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \cdot \text{sen}(\theta) \cdot d\tau$$
(2.34)

A operação anterior permite a consideração das condições de contorno na formulação do MEF. Seja um elemento exposto às condições de contorno de radiação e convecção utilizando a expressão linearizada conforme mostrado na equação 2.19. A Lei de Resfriamento de Newton segundo as direções x e y pode ser escrita como:

$$-\lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} = h_{eq} \cdot (T - T_g) \quad \text{e} \quad -\lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} = h_{eq} \cdot (T - T_g)$$
(2.35)

Substituindo as equações 2.35 nas equações 2.34 respectivamente, obtém-se:

$$\int_{\tau} N^T \cdot \lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \cdot \cos(\theta) \cdot d\tau = -\int_{\tau} N^T \cdot h_{eq} \cdot (T - T_g) \cdot \cos(\theta) \cdot d\tau$$

$$\int_{\tau} N^T \cdot \lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \cdot \text{sen}(\theta) \cdot d\tau = -\int_{\tau} N^T \cdot h_{eq} \cdot (T - T_g) \cdot \text{sen}(\theta) \cdot d\tau$$
(2.36)

Como o elemento desenvolvido é retangular, os valores possíveis de seno e cosseno serão 0 ou 1. Em adição, nem todas as faces dos elementos serão expostas ao incêndio, ou seja, $h_{\tau} = 0$. Será definido um delta de Kronecker para a consideração das condições de contorno e da inclinação da face em relação ao eixo dos x:

$$\delta_{\tau} = \begin{cases} 1.0, & \text{se } \cos(\theta) \cdot h_{\tau} = h_{eq} \quad \text{ou} \quad \text{sen}(\theta) \cdot h_{\tau} = h_{eq} \\ 0.0, & \text{se } \cos(\theta) \cdot h_{\tau} = 0 \quad \text{ou} \quad \text{sen}(\theta) \cdot h_{\tau} = 0 \end{cases}$$
(2.37)

Realizando a expansão dos termos da equação anterior e realizando as devidas integrações, é obtida a seguinte expressão matricial:

$$-\int_{\tau} N^T \cdot h_{eq} \cdot (T - T_g) \cdot \cos(\theta) \cdot d\tau = -K_{cx} \cdot T_N + f_{cx}$$

$$-\int_{\tau} N^T \cdot h_{eq} \cdot (T - T_g) \cdot \text{sen}(\theta) \cdot d\tau = -K_{cy} T_N(t) + f_{cy}$$
(2.38)

Onde os termos K_{cx} e K_{cy} são as parcelas da matriz de condutância e f_{cx} e f_{cy} são os vetores de ação térmica devido à presença de convecção e radiação concomitantes no elemento, definidos a seguir:

$$\tilde{K}_{cx} = \frac{h_{eq} \cdot \delta_{1,2} \cdot a}{6} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{h_{eq} \cdot \delta_{3,4} \cdot a}{6} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (2.39)$$

$$\tilde{K}_{cy} = \frac{h_{eq} \cdot \delta_{2,3} \cdot b}{6} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{h_{eq} \cdot \delta_{1,4} \cdot b}{6} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

$$\tilde{f}_{cx} + \tilde{f}_{cy} = h_{eq} \cdot T_g \cdot \left[\frac{\delta_{1,2} \cdot a}{2} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \frac{\delta_{3,4} \cdot a}{2} \cdot \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} + \frac{\delta_{2,3} \cdot b}{2} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \frac{\delta_{1,4} \cdot b}{2} \cdot \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \right] \quad (2.40)$$

Finalmente, a terceira integral da equação 2.29 é calculada através da substituição da equação 2.26, no integrando em análise:

$$\int_A \tilde{N}^T \cdot \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dA = \int_A \tilde{N}^T \cdot \rho \cdot c \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(\tilde{N} \cdot T_N(t) \right) \cdot dA = \tilde{C} \cdot \frac{\partial T_N(t)}{\partial t} \quad (2.41)$$

A derivada parcial da equação anterior independe das coordenadas do elemento. Logo, esta pode ser retirada do integrando, cujo resultado é denominado matriz de capacidade térmica, calculado a seguir:

$$\tilde{C} = \int_A \tilde{N}^T \cdot \rho \cdot c \cdot \tilde{N} \cdot dA = \frac{a \cdot b \cdot \rho \cdot c}{36} \cdot \begin{bmatrix} 4 & 2 & 1 & 2 \\ 2 & 4 & 2 & 1 \\ 1 & 2 & 4 & 2 \\ 2 & 1 & 2 & 4 \end{bmatrix} \quad (2.42)$$

Será definindo \tilde{K} como matriz de capacitância total e \tilde{f}_t como vetor de ações térmicas resultantes:

$$\tilde{K} = \tilde{K}_x + \tilde{K}_y + \tilde{K}_{cx} + \tilde{K}_{cy} \quad (2.43)$$

$$\tilde{f}_t = \tilde{f}_{cx} + \tilde{f}_{cy}$$

2.4.2- Integração temporal

Reescrevendo a equação 2.29 a partir das equações 2.32, 2.38, 2.42 e 2.43, é obtida uma equação diferencial ordinária dependente do tempo. Como as propriedades

térmicas dos materiais são dependentes da temperatura e esta é dependente do tempo, optou-se por utilizar a notação mostrada a seguir:

$$C(t) \cdot \frac{\partial T_N(t)}{\partial t} + K(t) \cdot T_N(t) = f(t) \quad (2.44)$$

A integração desta equação será feita pelo método das diferenças finitas, cuja principal característica é a discretização da resposta no tempo em intervalos regulares $\Delta t = t^{n+1} - t^n$, como mostra a figura abaixo:

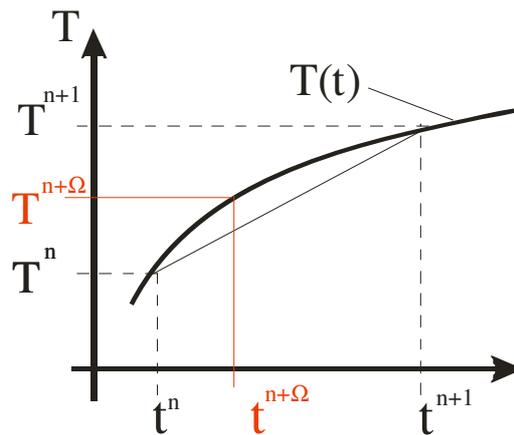


Figura 2.8 – Método das diferenças finitas para integração temporal

Ao aplicar a definição da derivada em um domínio discreto, a precisão da resposta está associada ao intervalo de tempo escolhido, como mostra a equação a seguir para o instante $n \cdot \Delta t$. O índice “n” indica que a análise da função temporal contínua é discretizada. Portanto, o instante de tempo $n \cdot \Delta t$ representa a n-ésima análise.

$$\left. \frac{\partial T_N(t)}{\partial t} \right|_{t=n \cdot \Delta t} = \lim_{dt \rightarrow 0} \frac{T_N(t+dt) - T_N(t)}{dt} \approx \frac{T^{n+1} - T^n}{\Delta t} + \Psi(\Delta t) \quad (2.45)$$

O parâmetro Ψ é dependente da escolha do intervalo de tempo Δt . Portanto, assim como deve ser feito um estudo de convergência de malha para a avaliação dos resultados do método dos elementos finitos, deve-se realizar um estudo paramétrico do intervalo de tempo escolhido. A NBR 14323 (1999) recomenda para que seja adotado um valor sempre inferior a 5 segundos e limita superiormente o intervalo de tempo das análises de perfis de aço em $25000 \cdot (u/A)^{-1}$ (em segundos), onde u é o perímetro exposto e A é a área da seção transversal.

Seja o parâmetro adimensional Ω , com $0 \leq \Omega \leq 1$ conforme mostrado na figura 2.8. No programa desenvolvido para esta dissertação, será utilizado o valor de Ω adotado pelo programa SAFIR (FRANSEN, 2000), $\Omega = 0.90$, para fins de validação. O Método das Diferenças Finitas é classificado em função do parâmetro Ω , conforme mostra a tabela 2.2:

Tabela 2.2 – Esquemas de solução temporal

Ω	Método	Comentários
0.0	Euler	Método de solução explícito;
0.5	Crank – Nicolson	Método semi – implícito; diferenças centrais.
0.667	Galerkin	-
1.0	Newton	Método de solução implícito

A temperatura no instante de tempo $(n + \Omega) \cdot \Delta t$ é dada por:

$$T^{n+\Omega} = \Omega \cdot T^{n+1} + (1 - \Omega) \cdot T^n \quad (2.46)$$

Substituindo a equação 2.44 e 2.45 em 2.43 e supondo que Ψ seja desprezível, obtém-se a seguinte expressão para o instante de tempo $(n + \Omega) \cdot \Delta t$:

$$C^n \cdot \left\{ \frac{T^{n+1} - T^n}{\Delta t} \right\} + K^n \cdot \left\{ \Omega \cdot T^{n+1} + (1 - \Omega) \cdot T^n \right\} = \Omega \cdot f^{n+1} + (1 - \Omega) \cdot f^n \quad (2.47)$$

Rearranjando os termos da equação anterior, é possível explicitar o vetor de temperaturas no instante $(n + 1) \cdot \Delta t$:

$$\begin{aligned} \dot{K} \cdot T^{n+1} &= \dot{f} \\ \dot{K} &= C^n + \Omega \cdot \Delta t \cdot K^n \end{aligned} \quad (2.48)$$

$$\dot{f} = [C^n - (1 - \Omega) \cdot \Delta t \cdot K^n] \cdot T^n + \Delta t \cdot (\Omega \cdot f^{n+1} + (1 - \Omega) \cdot f^n)$$

É necessária a definição da condição inicial da EDO, isto é, as temperaturas nodais em T^0 , para que o procedimento possa ser inicializado. O cálculo do vetor de temperaturas nodais em $(n + 1) \cdot \Delta t$ é feito através da avaliação do vetor de esforços térmicos naquele instante, assim como a temperatura nodal e o vetor de esforços térmicos em $n \cdot \Delta t$.

O cálculo do vetor f^{n+1} depende da temperatura T^{n+1} , já que o cálculo do coeficiente de película equivalente é não-linear como mostrado na equação 2.18. A

equação 2.48 torna-se então não-linear e sua solução deve ser obtida através de métodos específicos, conforme descrito em CRISFIELD (1991). Foi adotado um esquema de solução incremental simples, pois a precisão do problema não afeta consideravelmente a resposta estrutural, principalmente quando intervalos de tempo reduzido são escolhidos.

2.4.3 – Validação do programa desenvolvido

A subrotina de análise térmica desenvolvido neste trabalho, denominado TERMO2D, utiliza a formulação do método dos elementos finitos apresentado nas seções anteriores. Para validar o modelo, seus resultados serão comparados com programa SAFIR (FRANSEN, 2000). A visualização dos resultados é feita pelo programa VIEW3D (RIBEIRO, 2004a). As figuras 2.9 e 2.10 apresentam o resultado da análise térmica do perfil W360x147 submetido a um incêndio em todo seu contorno, exceto a face assinalada de preto, simulando a presença de uma laje.

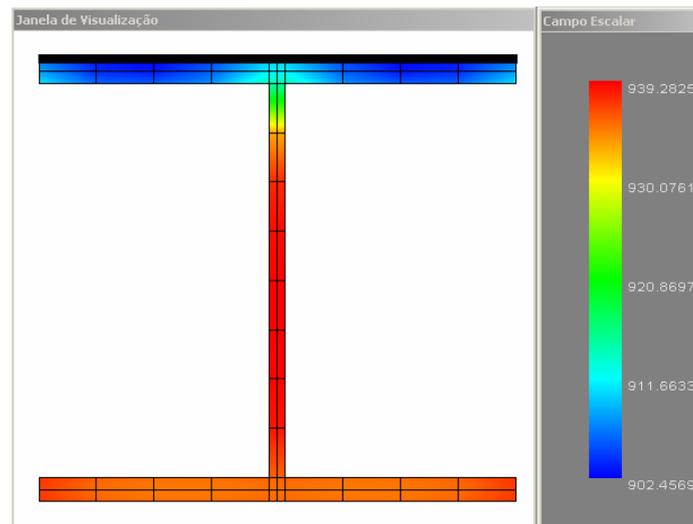


Figura 2.9 – Malha com 120 nós gerada para a análise térmica no programa TERMO

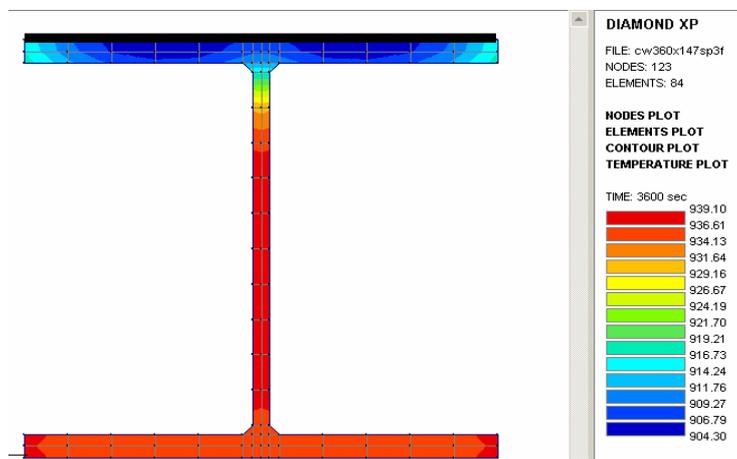


Figura 2.10 – Malha com 123 nós gerada para a análise térmica no programa SAFIR

A malha utilizada pelo programa SAFIR é gerada automaticamente. Portanto não foi possível modelar as duas seções com o mesmo número de nós. Outra diferença entre os dois programas ocorre na modelagem da ligação entre as mesas e as almas. Enquanto o SAFIR permite a utilização de elementos triangulares, o programa TERMO utiliza apenas elementos retangulares, não sendo possível modelar aquela região de maneira adequada. Apesar destas diferenças, os dois programas apresentaram boa correlação nas análises térmicas. A figura a seguir apresenta a curva temperatura *versus* tempo do elemento do aquecimento do perfil de aço W360x147 submetido ao incêndio-padrão para materiais celulósicos, com as condições de contorno apresentadas nas figuras 2.9 e 2.10 e intervalo de tempo $\Delta t = 5$ s.

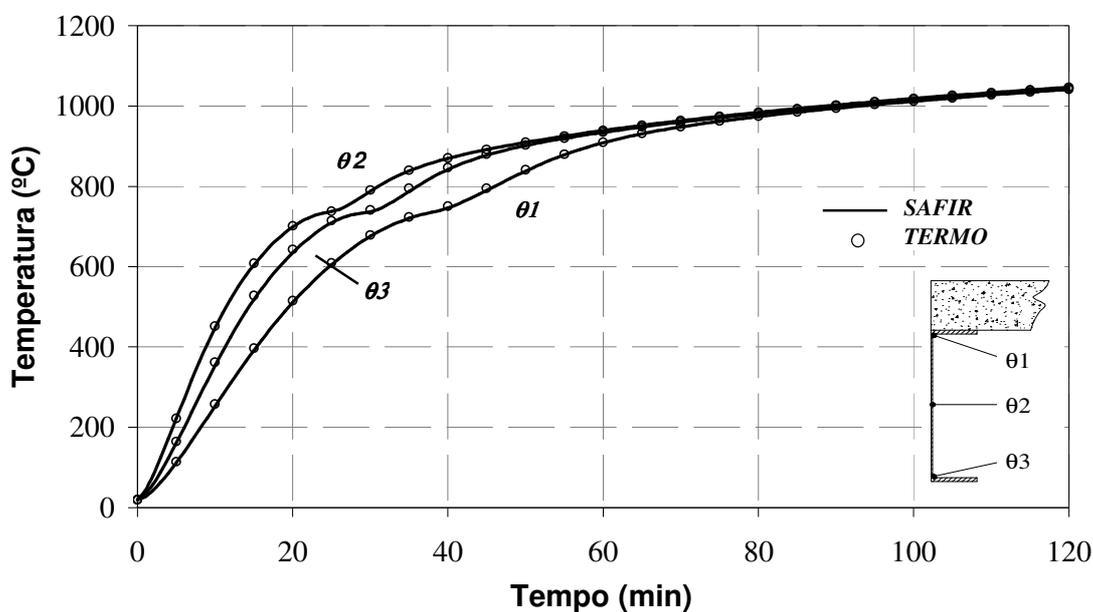


Figura 2.11 – Comparação entre as análises do programa SAFIR e do programa TERMO

O gráfico anterior mostra que os programas apresentam boa correlação de resultados e, portanto, o programa TERMO pode ser utilizado nas análises térmicas das seções deste trabalho. Será feito um refinamento de malha para verificar que a malha de 120 nós é suficiente para a modelagem da seção W360x147. A figura a seguir apresenta uma comparação entre a malha escolhida com outra, composta de 87 nós. Foi utilizado o mesmo passo de tempo.

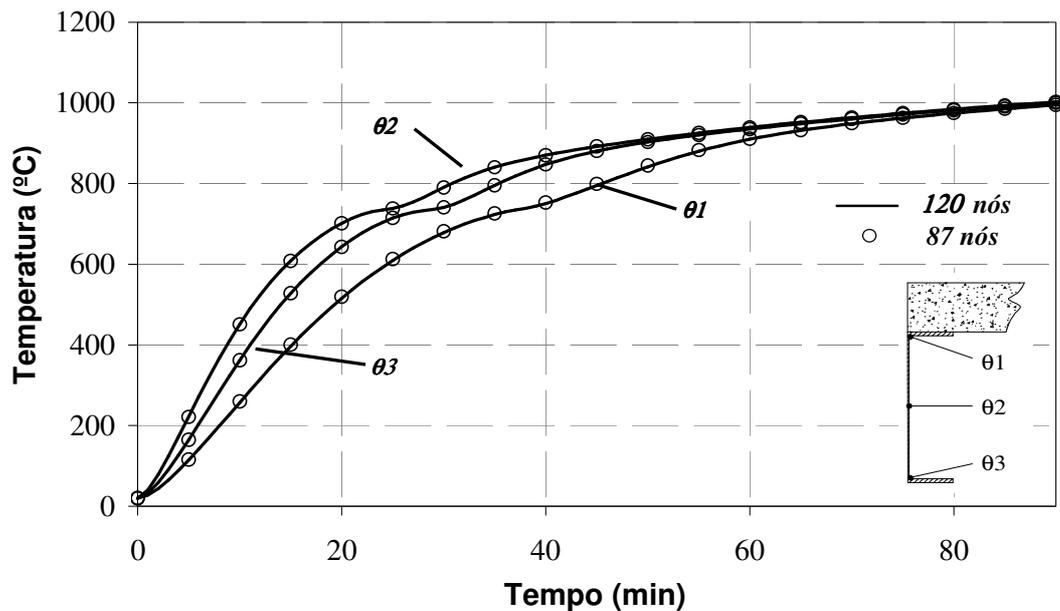


Figura 2.12 – Comparação entre as análises do programa TERMO com 87 e 120 nós

A figura abaixo apresenta a sensibilidade do modelo à integração temporal, utilizando a malha de 120 nós:

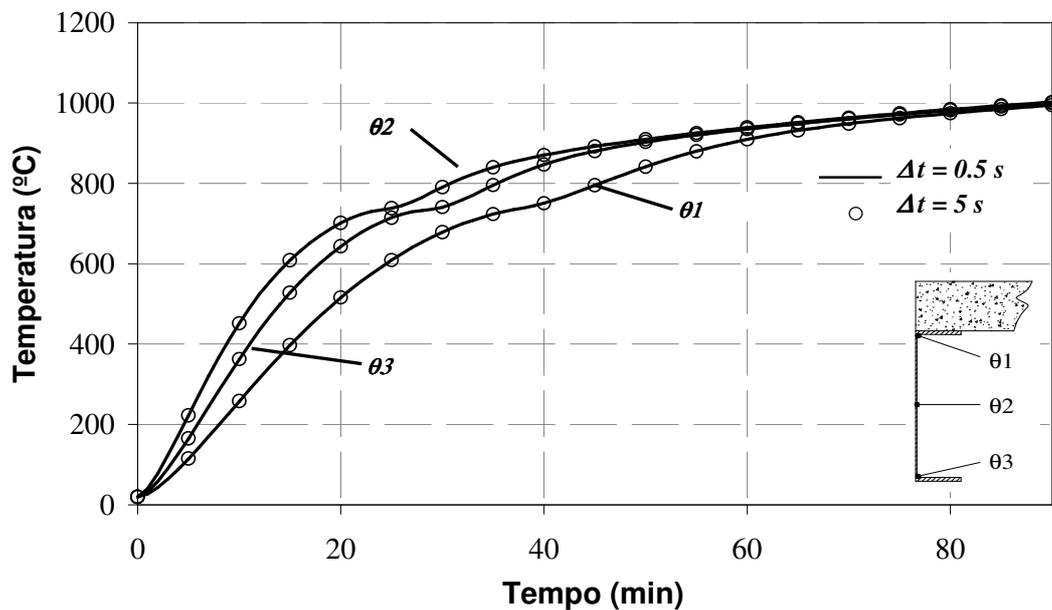


Figura 2.13 – Comparação entre as análises do programa TERMO com $\Delta t = 0.5$ s e $\Delta t = 5$ s

O gráfico anterior mostrou que um passo de tempo de 5 segundos é capaz de modelar adequadamente a evolução temporal da temperatura do perfil de aço. Este resultado será utilizado em modelos de análise térmica simplificados, como será abordado na próxima seção.

A figura a seguir apresenta a sensibilidade dos resultados obtidos anteriormente à não-linearidade (NL) das propriedades térmicas do material a partir da sua comparação com a análise considerando os valores constantes (L) apresentados nas figuras 2.4 e 2.5.

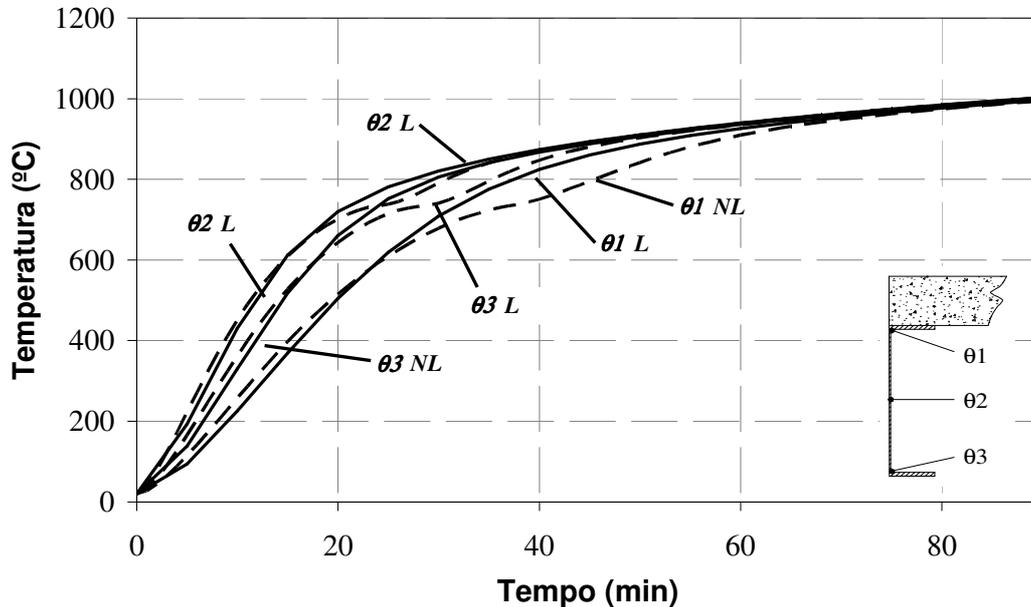


Figura 2.14 – Comparação entre as análises do programa TERMO, considerando o efeito da não linearidade das propriedades térmicas dos materiais.

Verifica-se que o aquecimento considerando as propriedades térmicas constantes é semelhante àquele obtido pelo uso de propriedades não-lineares, exceto na fase de mudança de equilíbrio das ligas constituintes do aço (aproximadamente 730 °C). Esta simplificação torna as matrizes K_x , K_y e C constantes e, caso a radiação não seja considerada na análise, a matriz de condutividade total K torna-se constante. De acordo com a equação 2.48, a temperatura no instante de tempo $(n+1) \cdot \Delta t$ é calculada através da inversão da matriz \dot{K} avaliada no instante $n \cdot \Delta t$. Se \dot{K} for constante, ela só necessitará ser inversa uma vez, tornando a análise muito mais rápida.

2.5 – Métodos simplificados de análise térmica:

Alternativamente ao uso do Método dos Elementos Finitos, que exige um programa específico para a análise térmica das seções transversais, diversas metodologias simplificadas vêm sendo desenvolvidas e propostas em prescrições normativas. Estes modelos são baseados na aplicação das equações fundamentais de transferência de calor

ou em métodos semi-empíricos baseados na interpolação de resultados numérico-experimentais.

2.5.1 – Perfis de aço isolados

a) Modelo proposto pelo Eurocódigo 3 parte 1.2:

O Eurocódigo 3 parte 1.2 (2003) utiliza uma metodologia de análise térmica para perfis de aço isolados, que também é prescrita no projeto de revisão da NBR 14323 (2003). O método supõe que o elemento estrutural está totalmente inserido no ambiente em chamas, que a distribuição de temperaturas na seção transversal é uniforme e que o fluxo de calor ocorra em apenas uma direção.

A temperatura uniforme dos perfis de aço sem proteção térmica é calculada através da seguinte fórmula de recorrência:

$$T_a^{n+1} = T_a^n + \frac{(u/A) \cdot k_{shadow} \cdot h_{eq}}{c_a \cdot \rho_a} \cdot (T_a^n - T_g^n) \cdot \Delta t \quad (2.49)$$

Onde a razão entre o perímetro exposto (u) e a área da seção transversal (A) é denominada Fator de Massividade (F). Este fator pode ser entendido como o inverso da inércia térmica do elemento estrutural. Perfis esbeltos, isto é, aqueles com elevado fator de massividade, entram em equilíbrio térmico com o ambiente mais rapidamente. O projeto de revisão da NBR 14323 (2002) adota $k_{shadow} = 1.0$, considerando que não há efeito de sombra da irradiação dos perfis, gerando resultados conservativos, quando comparado com a prescrição européia.

A figura 2.15 ilustra o fenômeno, onde os perfis esbeltos acompanham a evolução da curva temperatura *versus* tempo enquanto que os perfis com pequeno fator de massividade demoram mais tempo para entrar em equilíbrio com o ambiente em chamas.

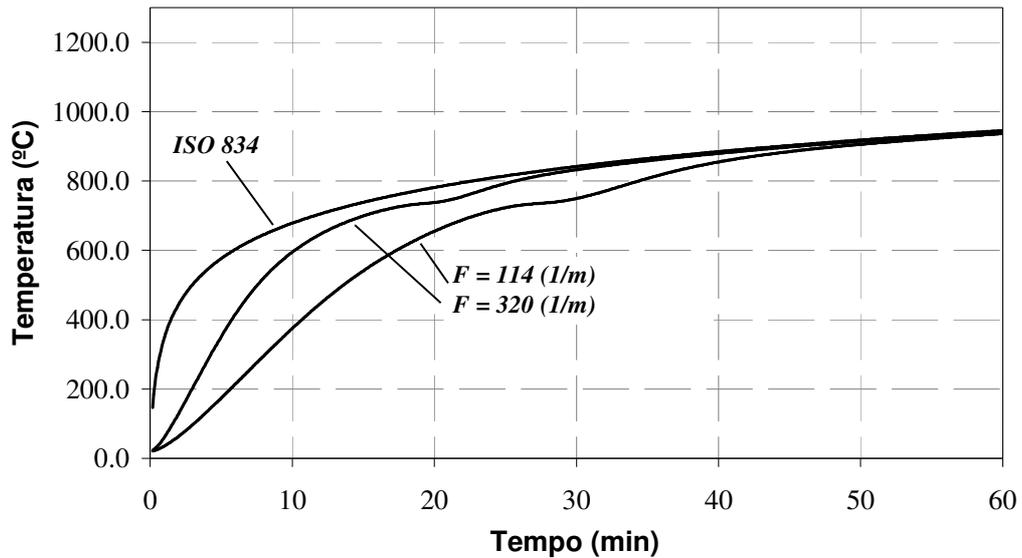


Figura 2.15 – Sensibilidade do modelo simplificado descrito na eq. 2.48 ao fator de massividade para a curva ISO 834

A elevação da temperatura em perfis de aço termicamente protegidos é calculada através da fórmula de recorrência apresentada abaixo:

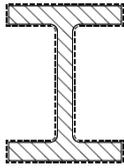
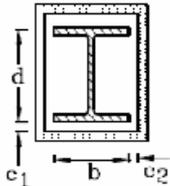
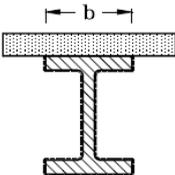
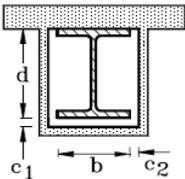
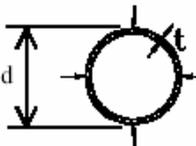
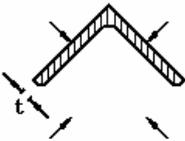
$$T_a^{n+1} = T_a^n + \max(\Delta T_a, 0)$$

$$\Delta T_a = \frac{\lambda_m \cdot F}{t_m \cdot c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{(T_a^n - \theta_g^n)}{1 + \frac{\xi}{3}} \cdot \Delta t - (e^{0.1 \cdot \xi} - 1) \cdot (T_g^n - T_g^{n-1}) \quad (2.50)$$

$$\xi = \frac{c_m \cdot \rho_m \cdot t_m \cdot F}{c_a \cdot \rho_a}$$

Onde t_m é a espessura da camada de proteção e os parâmetros com índice “m” são respectivos às propriedades térmicas do material de proteção. A tabela 2.3, adaptada do projeto de revisão da NBR 14323 (2003) resume o cálculo do fator de massividade para as situações usuais de projeto.

Tabela 2.3 – Cálculo do fator de massividade, adaptada do projeto de revisão da NBR 14323 (2003).

<i>Situação</i>	<i>Descrição</i>	<i>Fator de massividade</i>
	Seção com proteção tipo contorno de espessura uniforme, ou desprotegida, exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(d + c_1 + b + c_2)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo contorno de espessura uniforme, ou desprotegida, exposta ao incêndio por 3 lados	$\frac{\text{perímetro exposto da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d + c_1 + b + 2c_2}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção tubular circular exposta por todos os lados:	$\frac{d}{t \cdot (d - t)}$
	Cantoneira exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2 + \sqrt{2}}{2 \cdot t}$

Quando o incêndio natural entra na fase de decaimento e o sentido da troca de calor é alterado, ou seja $T_g < T_a$ e a inércia térmica da proteção do aço retarda a diminuição da temperatura. Desta forma, os perfis continuam aquecidos mesmo depois do término do incêndio. Este fenômeno é mostrado a seguir, na figura 2.16:

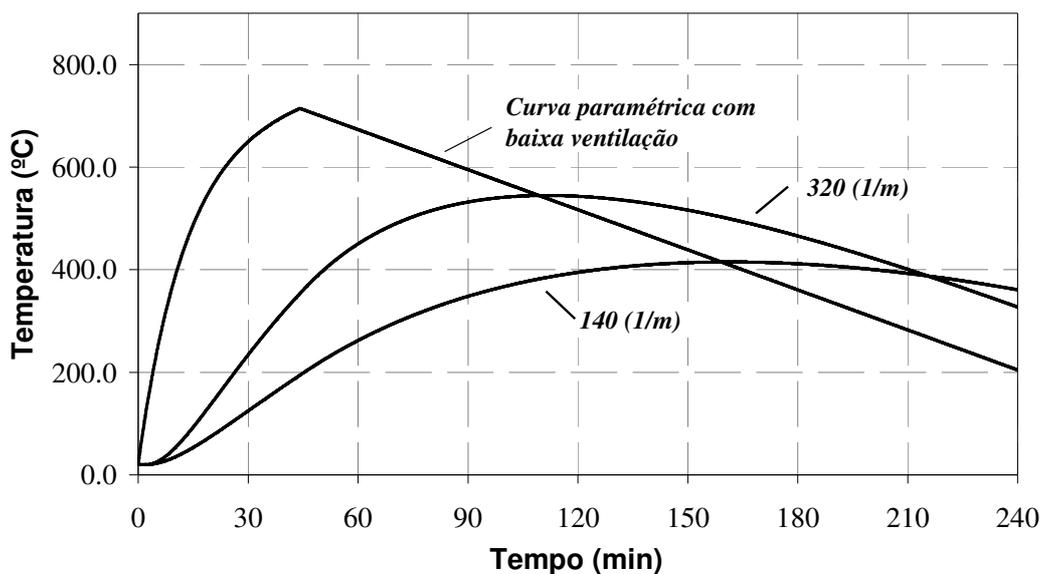


Figura 2.16 - Sensibilidade do modelo simplificado descrito na eq. 2.49 ao fator de massividade para a curva paramétrica

b) Modelo das 3 zonas:

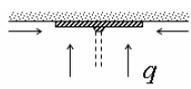
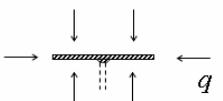
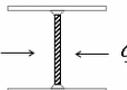
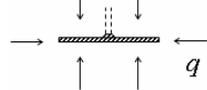
O modelo proposto pelo Eurocódigo 3 parte 1.2 não considera o gradiente térmico decorrente da proteção de uma das faces do incêndio, gerado quando a face de um dos flanges do perfil está em contato com uma superfície externa ou com uma laje. Landesmann e Batista (LANDESMANN, 2003) generalizaram a formulação do Eurocódigo 3 parte 1.2 (2003) para situações de aquecimento quaisquer.

Sua idealização consiste em dividir a seção transversal do perfil em três partes, denominadas zonas: mesa superior, alma e mesa inferior. O modelo não considera a troca de calor entre os componentes e cada zona possui suas propriedades mecânicas, térmicas e fator de massividade avaliados individualmente. Portanto, cada zona é considerada como um elemento independente e a elevação da temperatura ocorre conforme indicado nas equações 2.49 ou 2.50.

O resultado deste método são três curvas de temperatura *versus* tempo independentes, gerando um gradiente térmico entre os elementos. Este, por sua vez, é necessário para a modelagem de métodos avançados de análise estrutural, conforme será abordado no terceiro capítulo desta dissertação. O cálculo do fator de massividade de cada um dos componentes encontra-se resumido na tabela 2.4, onde h_w é a altura da alma do perfil de aço, t_w é a espessura da alma, t_f é a espessura dos flanges, b_f é a

largura dos flanges e r_s é o raio do alargamento da junção entre o flange e a alma devido à laminação:

Tabela 2.4 – Fator de massividade das zonas, adaptada de LANDESMANN (2003)

<i>Elemento</i>	<i>Perímetro exposto(m)</i>	<i>Área do elemento (m²)</i>	<i>Esquemática da situação</i>
Mesa superior – 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	$2 h_w$	$(h_w \cdot t_w)$	
Mesa inferior	$2(t_f + b_f + r_s\sqrt{2}) - t_w$	$(b_f + t_f) + (t_w + r_s)r_s$	

A figura 2.17 apresenta uma comparação entre o método das 3 zonas e o programa TERMO para a análise do perfil W360x147 sem proteção térmica e com 3 faces expostas.

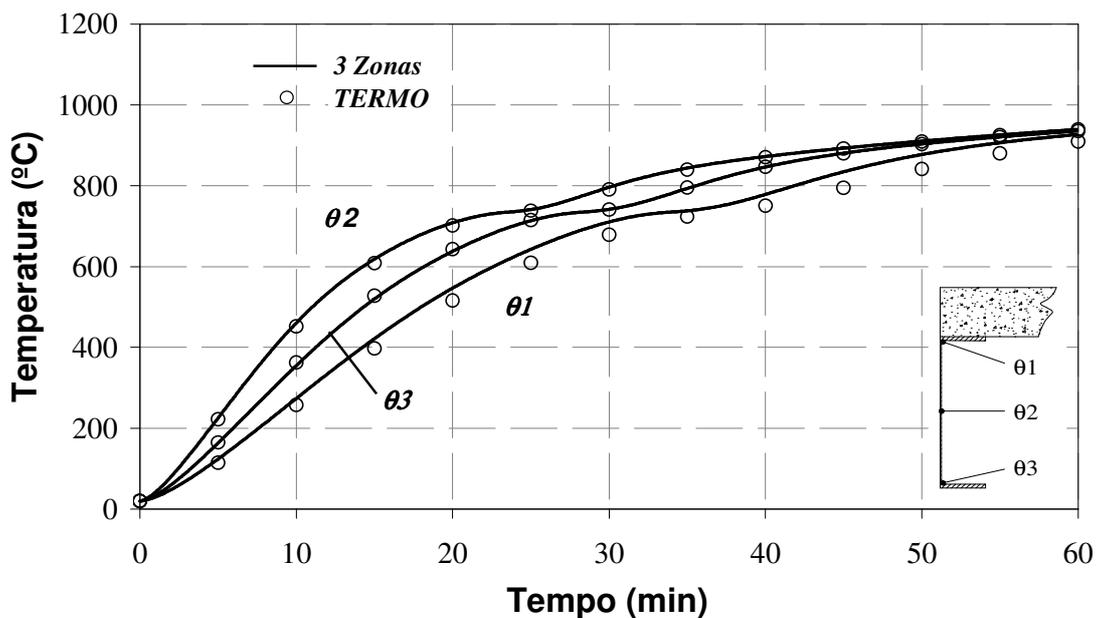


Figura 2.17 – Comparação entre o MEF e o método das 3 zonas

Os dois modelos possuem boa correlação, principalmente se for levado em consideração que o modelo das 3 zonas é de simples implementação, ao contrário do programa TERMO. Para um tempo de exposição ao incêndio superior a 60 minutos, os dois modelos convergem.

2.5.2- Elementos de concreto armado

O cálculo de temperaturas em seções de concreto com agregado silicoso pode ser feito através da aplicação do modelo de WICKSTRÖM (1986). Neste modelo semi-empírico, a presença das barras de aço no interior da seção e o efeito de lascamento (*spalling*) são desprezados.

A temperatura na superfície dos elementos de concreto é dada por:

$$T_s(t) = n_s \cdot T_g(t) = \left(1 - 0.0616 \cdot t_s^{-0.88}\right) \cdot T_g(t) \quad (2.50)$$

Onde T_g é a temperatura do ambiente em chamas, apresentado anteriormente na equação 2.1 e t_s é o tempo relativo (em h), que leva em conta as características da compartimentação:

$$t_s = \frac{O}{b \cdot \sqrt{\frac{b}{1550}}} \cdot \left(\frac{1160}{0.04}\right) \cdot t \quad (2.51)$$

Os parâmetros da equação acima já foram utilizados para o cálculo da curva de incêndio natural. Portanto, b é a inércia térmica do concreto, calculada a partir da equação 2.6, O é o fator de abertura como mostrado na equação 2.5 e t é o tempo transcorrido de incêndio (em horas). Caso o elemento de concreto possua densidade normal e esteja exposto ao incêndio padrão, o cálculo de t_s não é necessário e adota-se $t_s = t$.

A temperatura $T_c(x,t)$ de elementos de concreto com fluxos térmicos unidimensionais, como lajes ou pilares parede é obtida a partir da seguinte equação:

$$T_c(x,t) = n_x(x,t) \cdot T_s(t) \quad (2.52)$$

Onde o parâmetro n_x leva em conta a distribuição de temperaturas ao longo da direção x e é dependente da difusibilidade térmica do concreto K_c (em $m^2 \cdot s^{-1}$), do tempo de exposição e da distância x (em m) da superfície:

$$n_x = 0.18 \cdot \ln\left(\frac{K_c}{4.17 \times 10^{-7}} \cdot \frac{t_s}{x^2}\right) - 0.81 \quad (2.53)$$

Como a expressão de n_x pode levar a valores superiores a unidade, a coordenada x deve ser ajustada de modo que $T_c \leq T_s$. Caso a seção esteja submetida a um fluxo de calor unidimensional em 2 faces paralelas, o método pode ser aplicado nas duas faces independentemente, e a temperatura resultante é obtida pela superposição dos efeitos. A figura a seguir ilustra compara o método de Wickström para elementos unidimensionais com as prescrições normativas do Eurocódigo 2 parte 1.2 (2004).

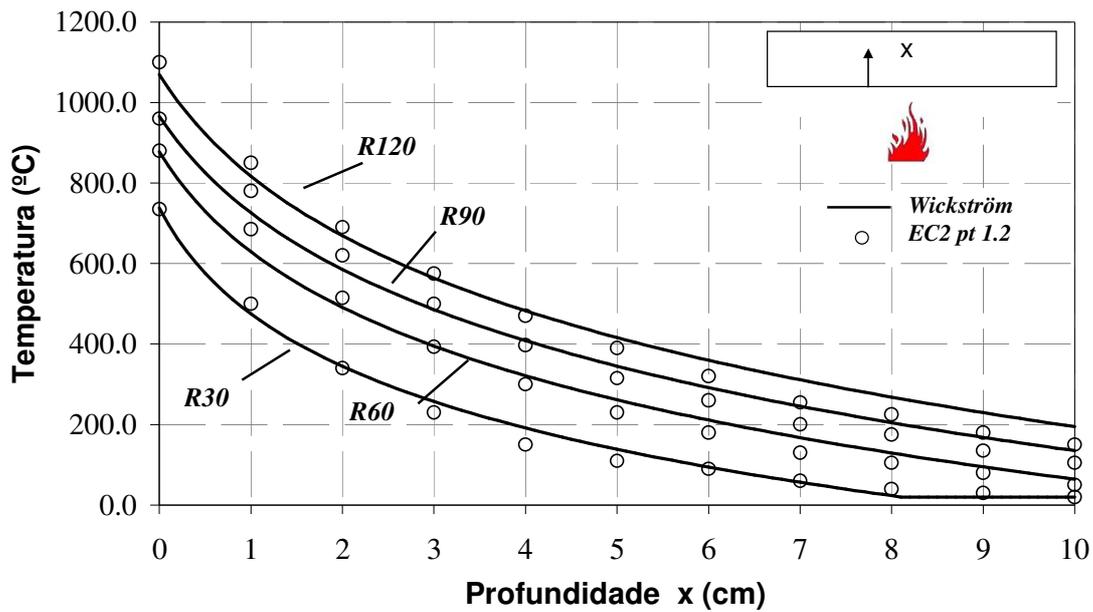
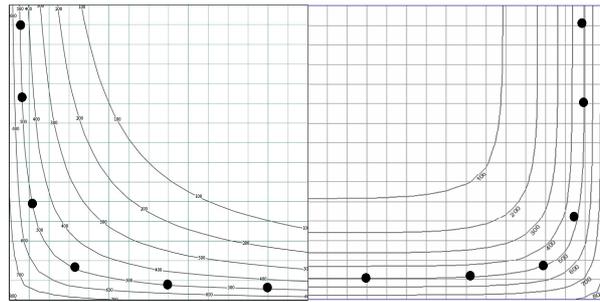


Figura 2.18 – Comparação entre a prescrição EC2 pt. 1.2 e o método de Wickström para lajes

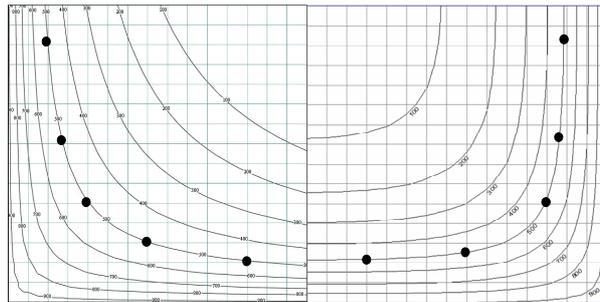
Para elementos de concreto submetidos ao incêndio em duas faces ortogonais, como em vigas e pilares, o método de Wickström pode ser aplicado para campos de temperatura bidimensionais a partir da aplicação da seguinte equação:

$$T_c(x, y, t) = [n_s \cdot (n_x + n_y - 2 \cdot n_x \cdot n_y) + n_x \cdot n_y] \cdot T_s(t) \quad (2.53)$$

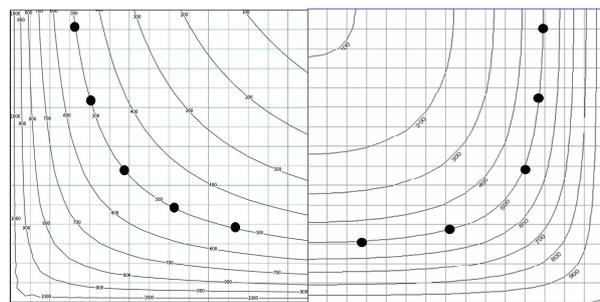
A figura abaixo compara o método com o resultado obtido pelo programa SAFIR para um pilar de seção quadrada com 30 cm de lado. A parte esquerda da figura foi obtida com o método de Wickström, enquanto que a parte da direita foi obtida pelo SAFIR (FRANSEN, 2000):



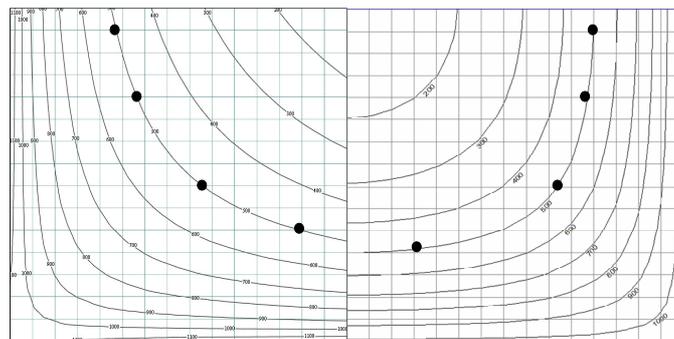
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.19 – Comparação entre o método de Wickström e a prescrição do EC 2 pt. 1.2 para pilar 30 x 30; a) $t = 30$ min; b) $t = 60$ min; c) $t = 90$ min; d) $t = 120$ min

Apesar das isothermas possuírem comportamentos distintos, verifica-se que os dois modelos apresentam boa correlação para a curva de $T_c = 500^\circ\text{C}$. Esta propriedade foi utilizada em LANDESMANN *et al.* (2007e) para o desenvolvimento de um modelo para pilares de concreto em incêndio baseado no método dos 500 descrito pelo Eurocódigo 2 parte 1.2 (2004).

3

Análise estrutural

3.1 - Comportamento mecânico dos materiais sob altas temperaturas:

3.1.1 - Degradação das propriedades mecânicas dos materiais

Ao serem aquecidos, os materiais de construção perdem rigidez e resistência. Estas alterações são decorrentes dos processos físico-químicos particulares de cada material, conforme foi discutido na seção 2.3. A seguir, são apresentadas as prescrições normativas presentes no Eurocódigo 4 parte 1.2 (2004) referentes à modelagem do diagrama tensão *versus* deformação do aço e do concreto de densidade normal. Os modelos são válidos para taxas de aquecimento entre 2 e 50 °C por minuto.

O diagrama tensão *versus* deformação do aço para elevadas temperaturas que considera a presença de encruamento é apresentado a seguir:

$$\sigma_a(\varepsilon) = \begin{cases} E_\theta \cdot \varepsilon & \text{se } |\varepsilon| \leq \varepsilon_p \\ \left(f_{p\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_y - |\varepsilon|)^2} \right) \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & \text{se } \varepsilon_p < |\varepsilon| \leq \varepsilon_y \\ (50 \cdot (f_{u\theta} - f_{y\theta}) \cdot |\varepsilon| + 2 \cdot f_{y\theta} - f_{u\theta}) \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & \text{se } \varepsilon_y < |\varepsilon| \leq \varepsilon_s \\ f_{u\theta} \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & \text{se } \varepsilon_s < |\varepsilon| \leq \varepsilon_t \\ f_{u\theta} \cdot [1 - 20 \cdot (|\varepsilon| - \varepsilon_t)] \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & \text{se } \varepsilon_t < |\varepsilon| \leq \varepsilon_u \\ 0 & \text{se } |\varepsilon| > \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.1)$$

Onde E_θ é o módulo de elasticidade, $f_{y\theta}$ é a tensão de escoamento, $f_{u\theta}$ é a tensão de ruptura do aço, considerando seu encruamento e $f_{p\theta}$ é o limite de proporcionalidade entre as tensões e as deformações. Todos estes parâmetros são dependentes da temperatura, conforme apresentado na tabela 3.1. Com exceção da deformação ε_p ,

definida como $\varepsilon_p = f_p/E$, as demais deformações são independentes da temperatura, valendo $\varepsilon_y = 0.02$, $\varepsilon_s = 0.04$, $\varepsilon_t = 0.15$ e $\varepsilon_u = 0.20$. Os parâmetros a, b e c são definidos a partir das seguintes equações:

$$a = \sqrt{(\varepsilon_y - \varepsilon_p) \cdot \left(\varepsilon_y - \varepsilon_p + \frac{c}{E_\theta} \right)} \quad (3.2-a)$$

$$b = \sqrt{c \cdot (\varepsilon_y - \varepsilon_p) \cdot E_\theta + c^2} \quad (3.2-b)$$

$$c = \frac{(f_{y\theta} - f_{p\theta})^2}{(\varepsilon_y - \varepsilon_p) \cdot E_\theta - 2 \cdot (f_{y\theta} - f_{p\theta})} \quad (3.2-c)$$

Definindo $f_{y,20}$ como a tensão de escoamento característica e E_{20} como o módulo de elasticidade, ambos em temperatura ambiente, os fatores de degradação do aço são apresentados na tabela 3.1:

Tabela 3.1 – Coeficientes de degradação das propriedades mecânicas do aço

Temperatura (°C)	$\kappa_y = \frac{f_{y\theta}}{f_{y,20}}$	$\kappa_{u,s} = \frac{f_{u\theta}}{f_{y,20}}$	$\kappa_p = \frac{f_{p\theta}}{f_{y,20}}$	$\kappa_E = \frac{E_\theta}{E_{20}}$
20	1.000	1.250	1.000	1.000
100	1.000	1.250	1.000	1.000
200	1.000	1.250	0.807	0.900
300	1.000	1.250	0.613	0.800
400	1.000	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.780	0.360	0.600
600	0.470	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.060	0.038	0.068
1000	0.040	0.040	0.025	0.045
1100	0.020	0.020	0.013	0.023
1200	0.000	0.000	0.000	0.000

Para valores de temperatura intermediários, o EC 4 parte 1.2 (2004) sugere que seja adotada uma interpolação linear. A figura 3.1 ilustra os fatores de degradação do aço extraídos da tabela acima.

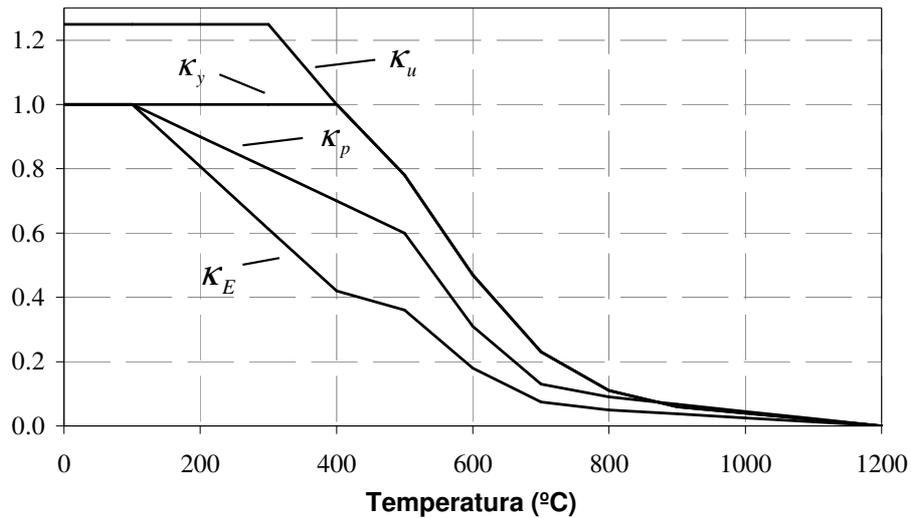


Figura 3.1 – Fatores de degradação das propriedades mecânicas do aço

A seguir, é apresentado na figura 3.2 o trecho referente ao primeiro quadrante do diagrama tensão *versus* deformação ($\sigma - \varepsilon$) do aço para diversas temperaturas, verificando que, para temperaturas superiores a 400 °C, o aço perde sua capacidade de encruar, fenômeno também mostrado na figura 3.1, no trecho em que $K_y = K_u$.

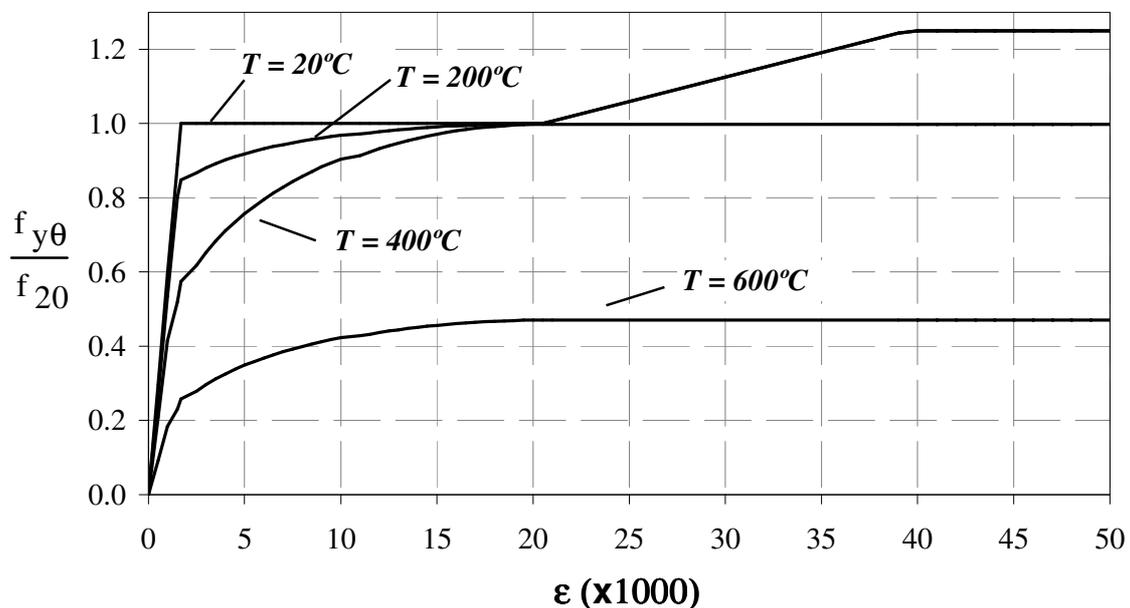


Figura 3.2 – Diagrama tensão *versus* deformação do aço

O diagrama $\sigma - \varepsilon$ do concreto de densidade normal, proposto pelo EC 4 parte 1.2, leva em conta o efeito de *softening*, isto é, a perda de resistência para deformações (em módulo) superiores à deformação limite $\varepsilon_{cu\theta}$. Para que o modelo comporte-se no

regime elástico e inelástico, requisito básico para modelos de análise avançada, o trecho em tração do diagrama foi considerado linear, até atingir a deformação limite do concreto à tração, $\varepsilon_{t\theta}$. A equação 3.3 apresenta o diagrama $\sigma - \varepsilon$ do concreto, convencionando $\varepsilon > 0$ para tração e $\varepsilon < 0$ para compressão.

$$\sigma_c(\varepsilon) = \begin{cases} 0 & se \quad \varepsilon > \varepsilon_{t\theta} \\ E_{c\theta} \cdot \varepsilon & se \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{t\theta} \\ \frac{-3 \cdot f_{c\theta} \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{cu\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu\theta}} \right)^3 \right]} & se \quad \varepsilon_{cu\theta} < \varepsilon \leq 0 \\ \frac{f_{c\theta} \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{u\theta} - \varepsilon_{cu\theta}} + \frac{f_{c\theta} \cdot \varepsilon_{u\theta}}{\varepsilon_{u\theta} - \varepsilon_{cu\theta}} & se \quad \varepsilon_{u\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu\theta} \\ 0 & se \quad \varepsilon_{u\theta} \leq \varepsilon \end{cases} \quad (3.3)$$

O módulo de elasticidade do concreto ($E_{c\theta}$) em função da temperatura foi calculado a partir do módulo de elasticidade tangente na origem:

$$E_{c\theta} = \left. \frac{d\sigma_c(\varepsilon)}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=0} = \left. \frac{-3 \cdot f_{c\theta} \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{cu\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu\theta}} \right)^3 \right]} + \frac{9 \cdot f_{c\theta} \cdot \varepsilon^3}{\varepsilon_{cu\theta}^4 \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu\theta}} \right)^2 \right]} \right|_{\varepsilon=0} = \frac{3 \cdot f_{c\theta}}{2 \cdot \varepsilon_{cu\theta}} \quad (3.4)$$

Onde $f_{c\theta}$ é a resistência máxima do concreto a compressão, $\varepsilon_{cu\theta}$ sua correspondente deformação, $\varepsilon_{u\theta}$ é a deformação máxima durante a compressão e $\varepsilon_t = f_{ctm\theta} / E_{c\theta}$ é calculada a partir da resistência a tração do concreto $f_{ctm\theta}$, todos dependentes da temperatura.

Definindo $E_{c,20}$ como o módulo de elasticidade, $f_{c,20}$ e $f_{ctm,20}$ como a resistência a compressão e tração, respectivamente, todos em temperatura ambiente, é apresentada a tabela 3.2, que mostra a degradação dos parâmetros físicos do concreto. Os valores de $\kappa_{E_{c,\theta}}$ foram calculados a partir da equação 3,4 e da degradação de $f_{c\theta}$ e $\varepsilon_{cu\theta}$.

Tabela 3.2 – Coeficientes de degradação das propriedades mecânicas do concreto

Temperatura (°C)	$\kappa_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{f_{c,20}}$	$\kappa_{ct\theta} = \frac{f_{ctm,\theta}}{f_{ctm,20}}$	$\kappa_{Ec,\theta} = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20}}$	$\varepsilon_{cu\theta}$ ($\times 10^{-3}$)	$\varepsilon_{u\theta}$ ($\times 10^{-3}$)
20	1.000	1.000	1.000	2.5	20.0
100	1.000	1.000	0.625	4.0	22.5
200	0.950	0.800	0.431	5.5	25.0
300	0.850	0.600	0.304	7.0	27.5
400	0.750	0.400	0.188	10.0	30.0
500	0.600	0.200	0.100	15.0	32.5
600	0.450	0.000	0.045	25.0	35.0
700	0.300	0.000	0.030	25.0	37.5
800	0.150	0.000	0.024	25.0	40.0
900	0.080	0.000	0.018	25.0	42.5
1000	0.040	0.000	0.012	25.0	45.0
1100	0.010	0.000	0.006	25.0	47.5
1200	0.000	0.000	0.000	25.0	50.0

A figura 3.3, apresentada a seguir, ilustra a variação dos coeficientes de degradação das propriedades físicas do concreto apresentadas na tabela 3.2. Observa-se que o concreto perde rigidez desde o início do aquecimento e que, para $T_c > 500^\circ\text{C}$, sua rigidez é praticamente desprezível. Este fenômeno é utilizado pelo Eurocódigo 2 parte 1.2 (2004), para o desenvolvimento de um método simplificado apresentado no anexo B que despreza a contribuição das partes da seção transversal com temperaturas superiores a 500°C .

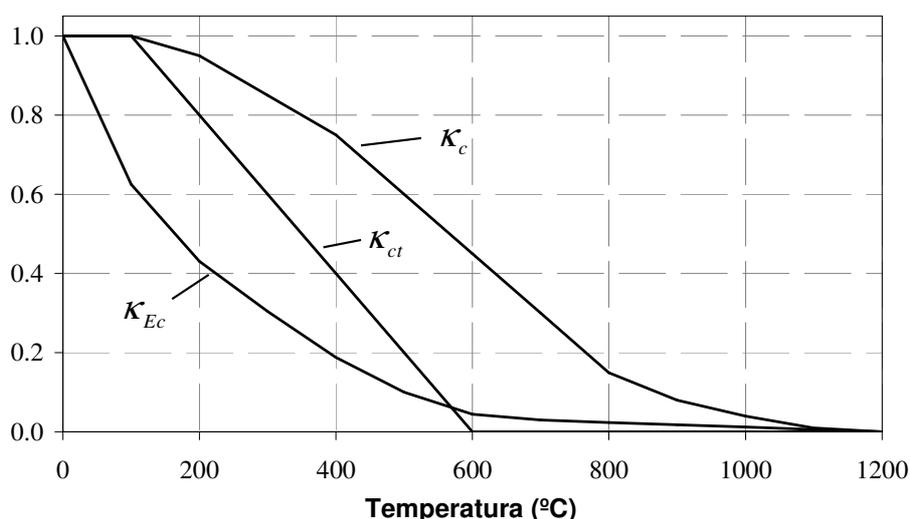


Figura 3.3 – Fatores de degradação das propriedades mecânicas do concreto

A perda de resistência do concreto durante o resfriamento, prescrita no anexo C do Eurocódigo 4.1 parte 2 (2004), reduz $f_{c\theta}$ em função da sua temperatura atual T_c e da

temperatura máxima alcançada durante o incêndio, $T_{c\text{máx}}$. Este fenômeno foi incorporado no modelo desenvolvido e é particularmente útil para a avaliação do desempenho e recuperação de estruturas que tenham sido submetidas a um incêndio. A função $f_{c\theta}$ definida anteriormente deve ser modificada para a inclusão desta propriedade do concreto:

$$f_{c\theta}(T_c, T_{c\text{máx}}) = f_{c\theta}(T_{c\text{máx}}) \cdot \left[1 - \left(\frac{T_{c\text{máx}} - T_c}{T_{c\text{máx}} - 20} \right) \cdot (1 - \xi) \right] \quad (3.5)$$

Onde ξ é dado por:

$$\xi_c = \begin{cases} 1 & \text{se } T_c < 100 \\ 0.95 - 0.0005 \cdot (T_{c\text{máx}} - 200) & \text{se } 100 \leq T_c < 300 \\ 0.9 & \text{se } T_c \geq 300 \end{cases} \quad (3.6)$$

Além da perda de rigidez, a ductilidade máxima do material $\varepsilon_{u\theta}$ deve ser modificada para que o trecho linear da equação 3.3 continue com a mesma inclinação:

$$\varepsilon_{u\theta}(T_c, T_{c\text{máx}}) = \varepsilon_{cu\theta}(T_{c\text{máx}}) + \frac{\varepsilon_{u\theta}(T_{c\text{máx}}) - \varepsilon_{cu\theta}(T_{c\text{máx}})}{f_{c\theta}(T_{c\text{máx}})} \cdot f_{c\theta}(T_c) \quad (3.7)$$

A seguir, na figura 3.3, é apresentado o trecho em compressão do diagrama tensão deformação do concreto para diversas temperaturas. O efeito da degradação do concreto em função do resfriamento é representado pela curva na situação que $T \neq T_{\text{máx}}$.

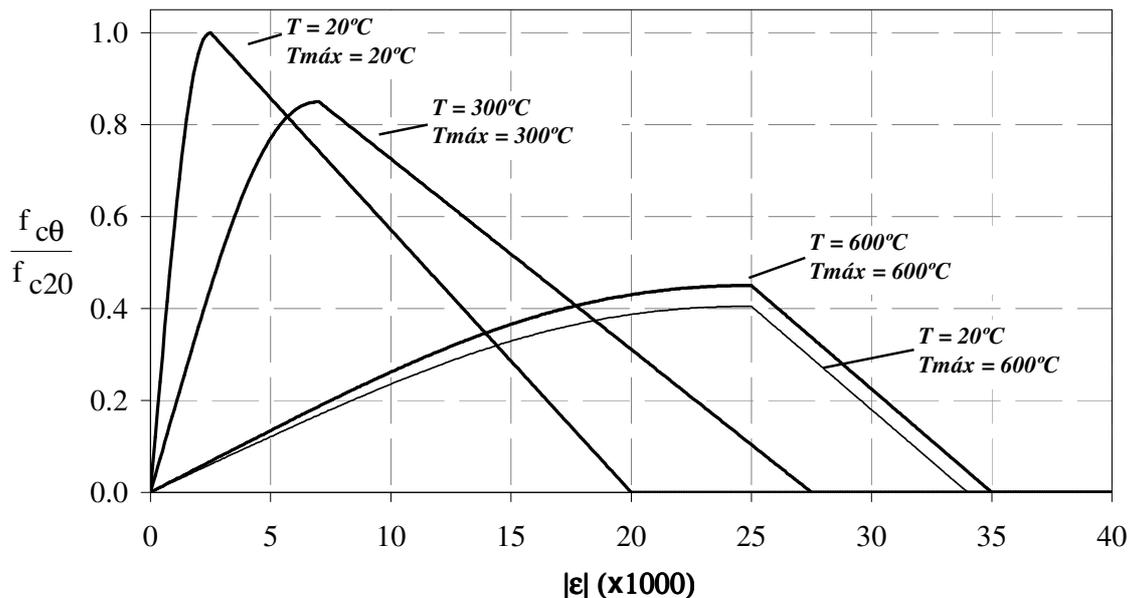


Figura 3.4 – Diagrama tensão *versus* deformação do concreto

3.1.2 - Tensões residuais

O padrão de distribuição de tensões residuais para perfis laminados em temperatura ambiente adotado nesta dissertação foi desenvolvido por SALAZAI & PAPP (2004). Os principais parâmetros que influenciam a distribuição são a forma do perfil e a tensão residual máxima α , adotada como $0.3 \cdot f_{y,20}$. As tensões residuais devem formar um sistema auto-equilibrado ao longo da seção transversal, de modo que as resultantes do momento fletor, do carregamento axial e do bimomento sejam nulas. Verifica-se que uma distribuição de tensões parabólica é suficiente para a modelagem do problema.

Denominando $f_r(y)$ e $w_r(z)$ como funções de distribuição de tensões nos flanges e na alma do perfil respectivamente, tem-se:

$$f_r(y) = c_f + a_f \cdot y^2 \quad (3.8)$$

$$w_r(z) = c_w + a_w \cdot z^2 \quad (3.9)$$

A origem das funções é definida no centróide do flange ou da alma e o sentido convencionado conforme apresentado na figura 3.5:

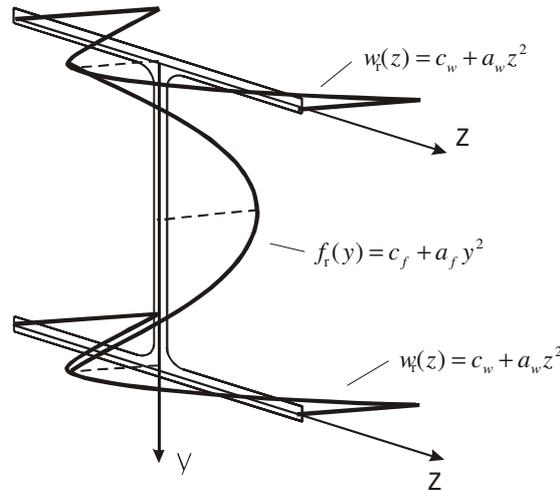


Figura 3.5 – Distribuição de tensões residuais nos perfis laminados

Os parâmetros das equações 3.8 e 3.9 são:

$$c_f = \alpha \cdot f_y \frac{b_f t_f (3b_f^2 + 4h^2)}{2b_f^3 t_f + 8b_f h^2 t_f + h^3 t_w} \quad (3.10-a)$$

$$a_f = -\alpha \cdot f_y \frac{20b_f^3 t_f + 48b_f h^2 t_f + 4h^3 t_w}{b_f^2 (2b_f^3 t_f + 8b_f h^2 t_f + h^3 t_w)} \quad (3.10-b)$$

$$c_w = -\alpha \cdot f_y \frac{b_f \cdot t_f (8b_f^3 t_f + 3b_f^2 h \cdot t_w + 2h^3 t_w)}{2 \cdot h \cdot t_w (2b_f^3 t_f + 8b_f h^2 t_f + h^3 t_w)} \quad (3.10-c)$$

$$a_w = \alpha \cdot f_y \frac{2b_f t_f (8b_f^3 t_f + 9b_f^2 h t_w + 10h^3 t_w)}{h^3 \cdot t_w (2b_f^3 t_f + 8b_f h^2 t_f + h^3 t_w)} \quad (3.10-d)$$

O método das fibras não permite a consideração da variação de tensões dentro de cada elemento. Portanto, as equações 3.8 e 3.9 devem ser substituídas por uma distribuição do tipo *heaviside*, onde a tensão em cada fibra é dada pela tensão residual média em temperatura ambiente $\sigma_{m,20}$, apresentado na figura 3.6:

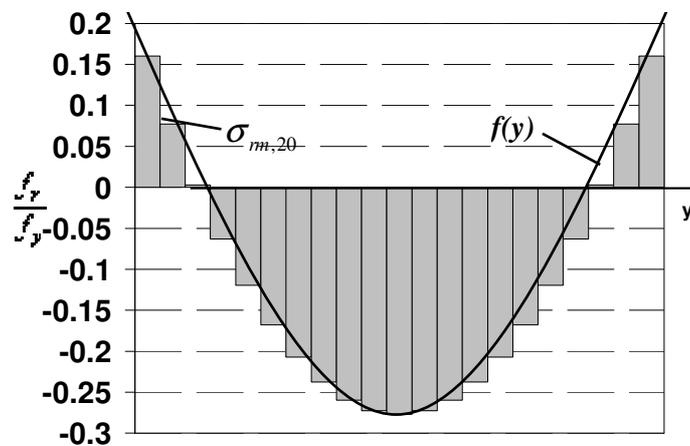


Figura 3.6 – Aplicação das funções de tensão residual no método das fibras

Como as tensões residuais são inferiores a $f_{y,20}$, visto que $\alpha < 1.0$, elas podem ser substituídas pelas suas respectivas deformações a partir da aplicação da Lei de Hooke:

$$\varepsilon_{m,20} = \frac{\sigma_{m,20}}{E_{20}} = \frac{1}{(y_b - y_a) \cdot E_{20}} \cdot \int_{y_a}^{y_b} f(y) dy \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{m,20} = \frac{\sigma_{m,20}}{E_{20}} = \frac{1}{(z_b - z_a) \cdot E_{20}} \cdot \int_{z_a}^{z_b} w(z) dz$$

Onde y_a e y_b são as coordenadas do elemento retangular da alma e z_a e z_b são as coordenadas do elemento retangular nos flanges. Portanto, as tensões residuais são consideradas no modelo como uma deformação adicional $\varepsilon_{r,m}$ no diagrama $\sigma - \varepsilon$ do aço, como mostrado na figura 3.7. A deformação resultante de cada fibra $\bar{\varepsilon}$ é dada por:

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon - \varepsilon_{r,m} \quad (3.12)$$

Utilizando a equação 3.12, verifica-se que a distribuição de tensões residuais no perfil de aço torna o diagrama carga axial *versus* deformação específica não-linear. Este efeito se acentua quando o perfil é constituído de um aço com maior resistência. A figura 3.7, mostrada a seguir, ilustra o comportamento de típico de perfis tipo *wide flange* (WF), quando utilizado o aço A36 e o aço A572, sujeito a compressão pura:

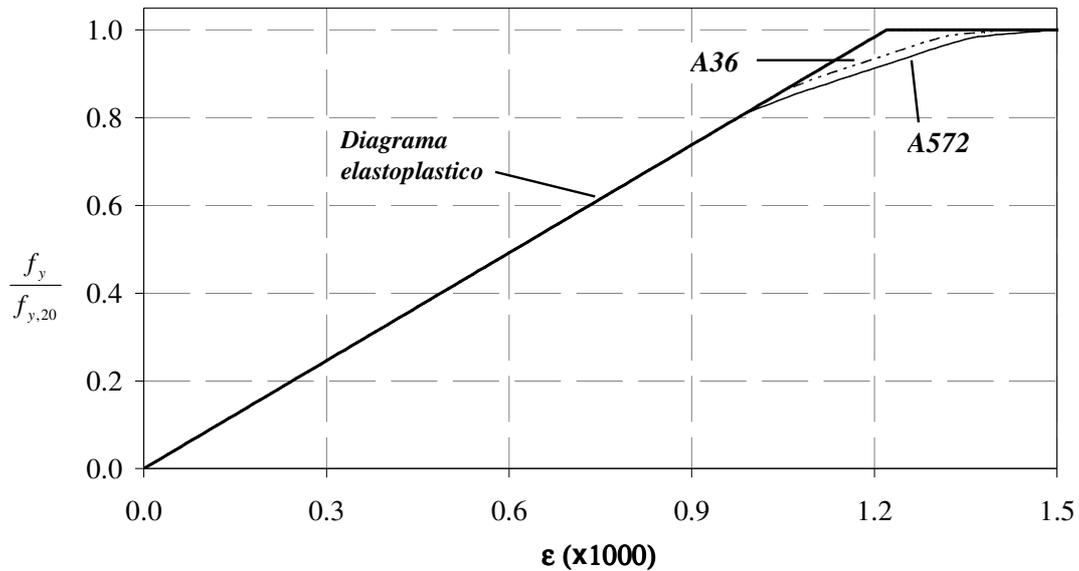


Figura 3.7 – Efeito da tensão de escoamento e das tensões residuais na compressão pura

A variação da tensão residual em função da temperatura foi modelada através de uma função linear, conforme apresentado a seguir:

$$\sigma_{rm} = \begin{cases} \sigma_{rm} \cdot \left(1 - \frac{T_a - 100}{400}\right) & \text{se } 100 \leq T_a < 400 \\ 0 & \text{se } T_a \geq 400 \end{cases} \quad (3.13)$$

A figura 3.8 ilustra o comportamento do diagrama $\sigma \times \epsilon$ do aço para diversas temperaturas, considerando os efeitos das tensões residuais com $\alpha = 0.3$. Verifica-se que as tensões residuais possuem maior influência no trecho linear do diagrama e, conforme a temperatura do material aumenta, seus efeitos perdem influência no comportamento desta relação constitutiva.

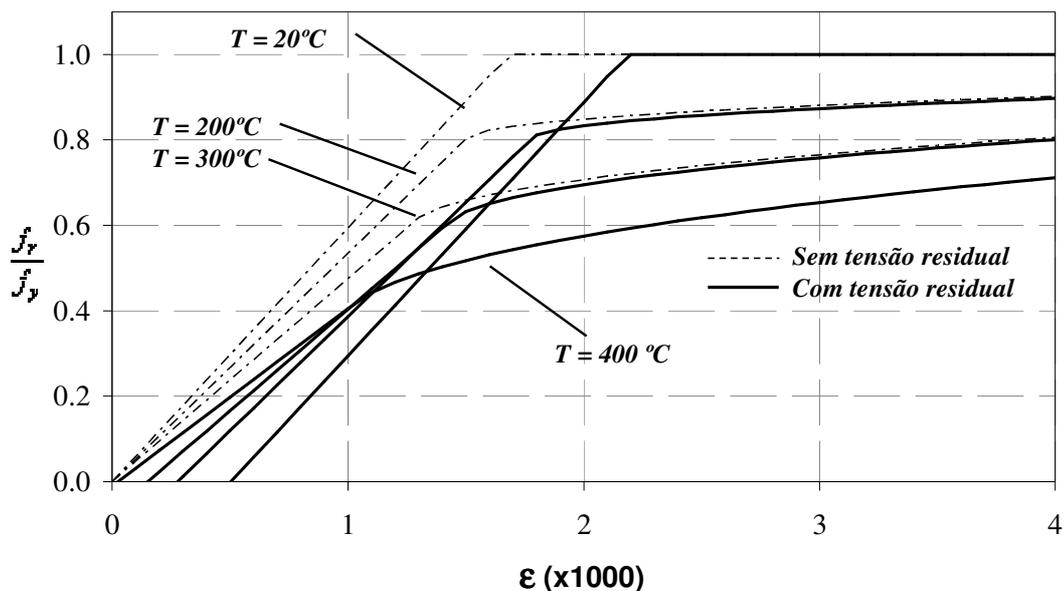


Figura 3.8 – Efeito das tensões residuais no diagrama tensão versus deformação

3.1.3 – Coeficiente de dilatação térmica

O alongamento específico do aço e do concreto em temperatura ambiente são praticamente idênticos. Esta é uma das condições que favoreceram o desenvolvimento do concreto armado – a adesão entre os materiais independente da temperatura. Esta condição é verificada para temperaturas inferiores a 500 °C, conforme apresentado na figura 3.9. Porém, para temperaturas superiores a 500 °C, o alongamento do concreto é superior ao do aço, gerando atritos internos entre os materiais que resultam no destacamento das barras de aço do elemento.

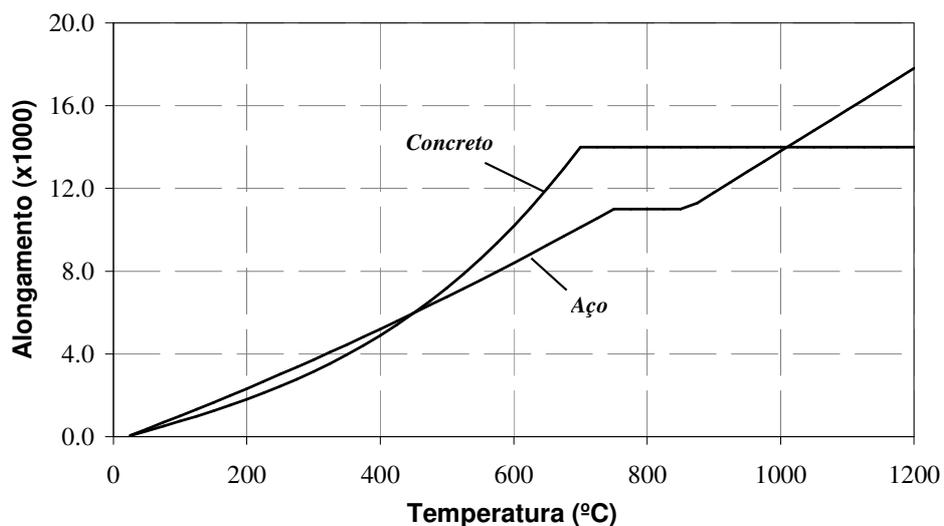


Figura 3.9 – Alongamento específico do aço e do concreto em função da temperatura

O alongamento específico do aço em função da temperatura é dado por:

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_a = \begin{cases} -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot T_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot T_a^2 & \text{se } 20 \leq T_a < 750 \\ 11 \cdot 10^{-3} & \text{se } 750 \leq T_a < 860 \\ -6.2 \cdot 10^{-3} + 2.0 \cdot 10^{-5} \cdot T_a & \text{se } T_a \geq 860 \end{cases} \quad (3.13)$$

Enquanto o alongamento do concreto, em função da temperatura é apresentado na equação 3.14:

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_c = \begin{cases} -1.8 \cdot 10^{-4} + 9.0 \cdot 10^{-6} \cdot T_c + 2.3 \cdot 10^{-11} \cdot T_c^3 & \text{se } 20 \leq T_c < 700 \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{se } T_c \geq 700 \end{cases} \quad (3.14)$$

3.2 – Método das funções de estabilidade

3.2.1 – Dedução da matriz de rigidez em coordenadas locais

O método das funções de estabilidade é capaz de prever o comportamento elástico das estruturas com um número reduzido de elementos. Baseado no método dos deslocamentos, as restrições e considerações gerais na modelagem do elemento viga-coluna são apresentadas a seguir:

- Seções permanecem planas após as deformações, de modo que as deformações decorrentes do cisalhamento podem ser desprezadas;
- As tensões e as deformações se relacionam linearmente, sendo válida a Lei de Hooke;
- Os perfis de aço são considerados compactos, segundo o AISC/LRFD (2005). Desta forma, não há flambagem local dos elementos constituintes do perfil;
- Não são consideradas solicitações transversais atuantes ao longo do elemento, que devem ser transformadas em forças nodais equivalentes;
- Considera-se que os perfis estejam suficientemente travados lateralmente para que a flambagem lateral torsional possa ser desprezada;
- Os efeitos do encurtamento de curvatura não foram incluídos.

Seja a viga-coluna em domínio elástico, sujeita a momentos fletores nas extremidades e a um carregamento axial, conforme mostra a figura 3.10:

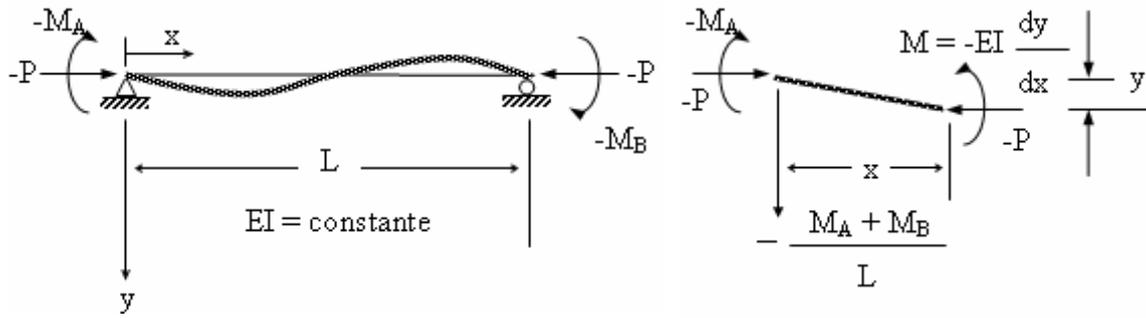


Figura 3.10 (a) Elemento de viga-coluna utilizado no método das funções de estabilidade;
(b) Elemento infinitesimal da viga-coluna

A partir da aplicação do equilíbrio no elemento infinitesimal apresentado na figura 3.9-b, é obtida a seguinte equação diferencial ordinária, onde $\rho = \sqrt{P/EI}$:

$$\frac{d^2v(x)}{dx^2} + \rho^2 \cdot v = -\frac{M_A + M_B}{L \cdot EI} + \frac{M_A}{EI} \quad (3.15)$$

Cuja solução geral é obtida mediante a análise das raízes de $r^2 + a_r \cdot r + b_r = 0$, conforme apresentado em BOYCE e DI PRIMA (2005). Para P positivo, isto é, para um elemento sujeito ao esforço axial de compressão, a linha elástica $v(x)$ é dada por:

$$v(x) = A \cdot \text{sen}(\rho \cdot x) + B \cdot \text{cos}(\rho \cdot x) + \frac{M_A + M_B}{L \cdot EI \cdot \rho^2} \cdot x - \frac{M_A}{EI \cdot \rho^2} \quad (3.16)$$

As constantes de integração A e B são obtidas a partir da substituição das condições de contorno $v(0) = 0$ e $v(L) = 0$ na equação anterior, obtendo-se:

$$A = -\frac{1}{EI\rho^2 \text{sen}(\rho L)} [M_A \text{cos}(\rho L) + M_B] \quad (3.17)$$

$$B = \frac{M_A}{EI\rho^2}$$

Reescrevendo a equação 3.16 em função dos momentos de extremidade M_A e M_B , é obtida a equação da linha elástica do elemento viga-coluna:

$$v(x) = \frac{M_A}{EI \cdot \rho^2} \left[\frac{\text{cos}(\rho \cdot L)}{\text{sen}(\rho \cdot L)} \cdot \text{sen}(\rho \cdot x) - \text{cos}(\rho \cdot x) - \frac{x}{L} + 1 \right] + \frac{M_B}{EI \cdot \rho^2} \left[\frac{\text{cos}(\rho \cdot x)}{\text{sen}(\rho \cdot L)} - \frac{x}{L} \right] \quad (3.18)$$

A rotação dos elementos é dada pela derivada de 3.4 em relação ao eixo dos x:

$$\Theta(x) = \frac{dv(x)}{dx} = \frac{M_A}{EI \cdot \rho} \left[\frac{\cos(\rho \cdot L)}{\text{sen}(\rho \cdot L)} \cdot \cos(\rho \cdot x) + \text{sen}(\rho \cdot x) - \frac{1}{\rho \cdot L} \right] + \frac{M_B}{EI \cdot \rho} \left[-\frac{\cos(\rho \cdot x)}{\text{sen}(\rho \cdot L)} \cdot \text{sen}(\rho \cdot x) - \frac{1}{\rho \cdot L} \right] \quad (3.19)$$

Portanto, as rotações nas extremidades dos elementos A ($x = 0$) e B ($x = L$)

$$\Theta_A = \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} = -\frac{L}{EI} \left[\frac{\text{sen}(\rho L) - \rho L \cos(\rho L)}{(\rho L)^2 \text{sen}(\rho L)} \right] M_A - \frac{L}{EI} \left[\frac{\text{sen}(\rho L) - \rho L}{(\rho L)^2 \text{sen}(\rho L)} \right] M_B \quad (3.20)$$

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

A relação axial carga-deslocamento, ignorando-se os efeitos de curvatura, pode ser expressa como:

$$P = \frac{EA}{L} e \quad (3.21)$$

As equações 3.20 e 3.21 representam a elástica do elemento de viga-coluna em função dos seus esforços de extremidade. Organizando estas equações na forma matricial, obtém-se:

$$\underset{\sim}{f} = \underset{\sim}{K} \cdot \underset{\sim}{d} \quad (3.22)$$

Onde $\underset{\sim}{f}$ é o vetor de forças nodais, $\underset{\sim}{K}$ é a matriz de rigidez do elemento e $\underset{\sim}{d}$ é o vetor de deslocamentos. Expandindo estas matrizes, a equação anterior é escrita como:

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Theta_A \\ \Theta_B \\ e \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Os parâmetros S_1 e S_2 são denominados funções de estabilidade e consideram implicitamente os efeitos P- δ e a flambagem elástica na formulação da rigidez à flexão do elemento. A seguir, são mostradas as funções de estabilidade para o caso de tração ($P > 0$) e compressão ($P < 0$), onde $\rho = P / (\pi^2 EI / L^2)$:

$$S_1 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho\text{cos}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cos}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \frac{\pi^2\rho\text{cosh}(\rho L) - \pi\sqrt{\rho}\text{sinh}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cosh}(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\text{sinh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \quad (3.24-a)$$

$$S_2 = \begin{cases} \frac{\pi^2\rho - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\text{cos}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\text{sen}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho}\text{sinh}(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2\rho}{2 - 2\text{cosh}(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\text{sinh}(\pi\sqrt{\rho})} & \text{para } P > 0 \end{cases} \quad (3.24-b)$$

Quando a força axial P for nula, as funções de estabilidade tornam-se indeterminadas, pois a hipótese de $P \neq 0$ da equação 3.15 não é válida. Para solucionar este problema, adotam-se as seguintes expressões aproximadas propostas por LUI (1985), limitadas em $|\rho| \leq 2$:

$$S_1 = 4 + \frac{2\pi^2\rho}{15} - \frac{(0,01\rho + 0,543)\rho^2}{4 + \rho} - \frac{(0,004\rho + 0,285)\rho^2}{8,183 + \rho} \quad (3.25)$$

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

O método das funções de estabilidade (MFE) apresenta grande vantagem sobre o método dos elementos finitos (MEF) na análise elástica de pórticos planos. Enquanto o MFE representa a elástica de maneira exata com apenas 1 elemento, o MEF depende do número de nós por elemento para determinar a linha elástica, como mostra a equação 2.26. Para altos valores de ρ , são necessários muitos nós para modelar os efeitos elásticos pelo MEF, enquanto que o MFE realiza esta operação com apenas 2 nós.

3.2.2- Transformação das coordenadas locais para o referencial global

A equação de equilíbrio para o elemento de viga-coluna na forma incremental é apresentada a seguir, onde os pontos sobrescritos representam a relação incremental (tangente) dos deslocamentos e das forças de extremidade do elemento:

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

Os elementos de pórtico plano possuem 6 graus de liberdade, enquanto que a formulação do MFE possui apenas 3. A figura 3.11 apresenta a relação entre os 3 graus

de liberdade da viga-coluna com os 6 graus de liberdade do pórtico plano:

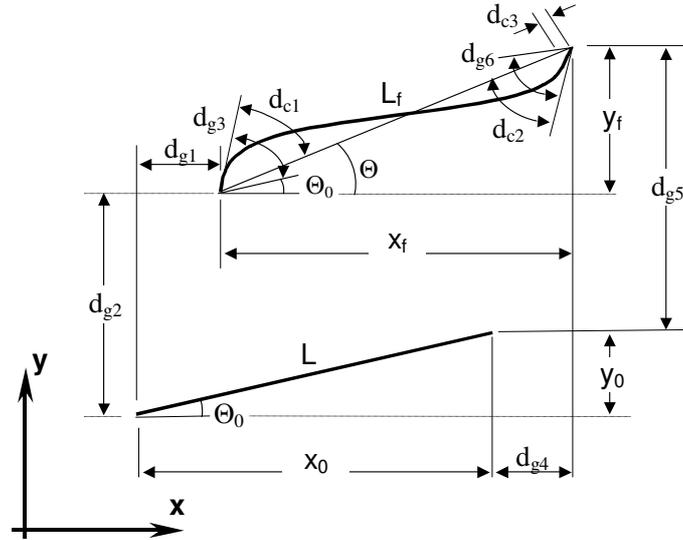


Figura 3.11- Relação entre os deslocamentos do elemento de pórtico plano e da viga-coluna

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} .

A relação entre estes deslocamentos é dada por:

$$d_{c1} = \Theta_A = \Theta_0 + d_{g3} - \tan^{-1} \frac{y_0 + d_{g5} - d_{g2}}{x_0 + d_{g4} - d_{g1}} \quad (3.27-a)$$

$$d_{c2} = \Theta_B = \Theta_0 + d_{g6} - \tan^{-1} \frac{y_0 + d_{g5} - d_{g2}}{x_0 + d_{g4} - d_{g1}} \quad (3.27-b)$$

$$d_{c3} = L_f - L = \sqrt{(x_0 + d_{g4} - d_{g1})^2 + (y_0 + d_{g5} - d_{g2})^2} - L \quad (3.27-a)$$

Diferenciando-se a equação 3.26 com relação a cada deslocamento generalizado de extremidade, as relações cinemáticas do vetor deslocamento do elemento de viga coluna em relação aos 6 graus de liberdade pode ser escrita em função da matriz de transformação T_{cg} :

$$\underset{\sim}{d}_c = T_{cg} \cdot \underset{\sim}{d}_g \quad (3.28-a)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} -\sin \Theta / L & \cos \Theta / L & 1 & \sin \Theta / L & -\cos \Theta / L & 0 \\ -\sin \Theta / L & \cos \Theta / L & 0 & \sin \Theta / L & -\cos \Theta / L & 1 \\ -\cos \Theta & -\sin \Theta & 0 & \cos \Theta & \sin \Theta & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{d}_{g1} \\ \dot{d}_{g2} \\ \dot{d}_{g3} \\ \dot{d}_{g4} \\ \dot{d}_{g5} \\ \dot{d}_{g6} \end{Bmatrix} \quad (3.28-b)$$

A figura 3.12 representa a relação entre as forças nodais dos graus de liberdade do elemento de viga-coluna com os do pórtico plano:

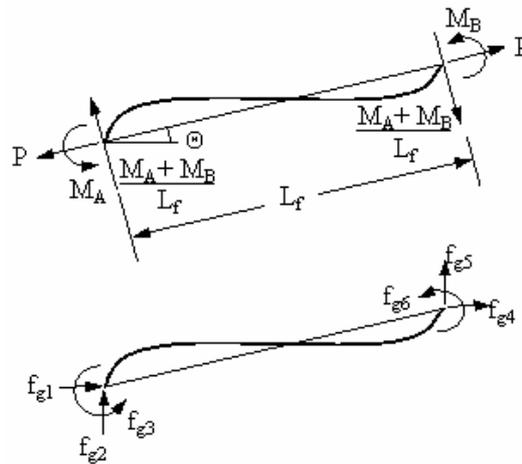


Figura 3.12 -Relação entre as forças nodais do elemento de pórtico plano e da viga-coluna

Com base no princípio de equilíbrio, os vetores de forças, nos dois sistemas de coordenadas são relacionados pela matriz de transformação T_{cg}^T :

$$\underset{\sim}{f}_g = T_{cg}^T \cdot \underset{\sim}{f}_c \quad (3.29-a)$$

$$\begin{Bmatrix} f_{g1} \\ f_{g2} \\ f_{g3} \\ f_{g4} \\ f_{g5} \\ f_{g6} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -(\sin \Theta) / L & -(\sin \Theta) / L & -\cos \Theta \\ (\cos \Theta) / L & (\cos \Theta) / L & -\sin \Theta \\ 1 & 0 & 0 \\ (\sin \Theta) / L & (\sin \Theta) / L & \cos \Theta \\ -(\cos \Theta) / L & -(\cos \Theta) / L & \sin \Theta \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} \quad (3.29-b)$$

Tomando-se a derivada em ambos os lados da Eq. 3.29-a, obtém-se a relação entre os incrementos das forças nodais do modelo de pórtico plano e do modelo de viga-coluna:

$$\underset{\sim g}{\dot{f}} = T_{cg}^T \cdot \underset{\sim c}{\dot{f}} + T_{cg}^T \cdot \underset{\sim c}{\dot{f}} \quad (3.30)$$

Portanto, a equação 3.30 pode ser reescrita a partir da substituição das equações 3.29 e 3.26:

$$\underset{\sim g}{\dot{f}} = T_{cg}^T \cdot \underset{\sim c}{K} \cdot T_{cg} \cdot \underset{\sim g}{\dot{d}} + T_{cg}^T \cdot \underset{\sim c}{f} \quad (3.31)$$

Obtém-se a matriz de transformação T_{cg}^T a partir da derivação parcial de T_{cg}^T com relação a cada grau de liberdade do pórtico plano, conforme apresentado a seguir, para $i, j = 1, 2, \dots, 6$:

$$\underset{\sim}{T}_{cg}^T = \left[\begin{array}{c|c|c} \frac{\partial^2 d_{c1}}{\partial d_{gi} \cdot \partial d_{gj}} & \frac{\partial^2 d_{c2}}{\partial d_{gi} \cdot \partial d_{gj}} & \frac{\partial^2 d_{c3}}{\partial d_{gi} \cdot \partial d_{gj}} \end{array} \right]^T \cdot \underset{\sim}{d}_{gi} = \left[\underset{\sim}{T}_1 \mid \underset{\sim}{T}_2 \mid \underset{\sim}{T}_3 \right] \cdot \underset{\sim}{d}_{gi} \quad (3.32)$$

As matrizes T_1 , T_2 e T_3 , levam em conta a mudança direcional do vetor de forças de extremidade do membro a medida que a estrutura se deforma. Para $s = \text{sen}(\Theta)$ e $c = \text{cos}(\Theta)$, tem-se:

$$\underset{\sim}{T}_1 = \underset{\sim}{T}_2 = \frac{1}{L^2} \cdot \left[\begin{array}{cccccc} -2 \cdot s \cdot c & c^2 - s^2 & 0 & 2 \cdot s \cdot c & -(c^2 - s^2) & 0 \\ c^2 - s^2 & 2 \cdot s \cdot c & 0 & -(c^2 - s^2) & -2 \cdot s \cdot c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 \cdot s \cdot c & -(c^2 - s^2) & 0 & -2 \cdot s \cdot c & c^2 - s^2 & 0 \\ -(c^2 - s^2) & -2 \cdot s \cdot c & 0 & c^2 - s^2 & 2 \cdot s \cdot c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \quad (3.33)$$

$$\underset{\sim}{T}_3 = \frac{1}{L} \cdot \left[\begin{array}{cccccc} s^2 & -s \cdot c & 0 & s^2 & -s \cdot c & 0 \\ -s \cdot c & c^2 & 0 & s \cdot c & c^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ s^2 & s \cdot c & 0 & s^2 & -s \cdot c & 0 \\ -s \cdot c & c^2 & 0 & -s \cdot c & c^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right]$$

Substituindo os resultados obtidos nas equações 3.33 em 3.31, é possível obter a equação incremental de equilíbrio para o elemento com pequenas deformações e grandes deslocamentos, escrita com relação às coordenadas globais, utilizando a matriz de rigidez calculada em 3.23:

$$\underset{\sim g}{\dot{f}} = \left(\underset{\sim}{T}_{cg}^T \cdot \underset{\sim c}{K} \cdot T_{cg} + \underset{\sim}{T}_1 \cdot M_A + \underset{\sim}{T}_2 \cdot M_B + \underset{\sim}{T}_3 \cdot P \right) \cdot \underset{\sim g}{\dot{d}} \quad (3.34)$$

3.2.3 - Modificação na formulação do MFE

A formulação apresentada no item anterior consegue reproduzir de maneira eficiente o comportamento dos elementos no regime elástico. Porém, para situações em que as tensões na seção transversal perdem a proporcionalidade com as deformações, a lei de Hooke não é mais válida e uma das hipóteses descritas no item 3.2.1. Para que o comportamento inelástico decorrente do processo de plastificação durante a flexão seja considerado na formulação do problema, será introduzido o parâmetro ϕ , que corrige a rigidez flexional decorrente do processo de plastificação da seção.

A equação 3.26 é reescrita considerando os novos fatores conforme descrito em LIEW e WHITE (1993):

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{E \cdot I}{L} \cdot \begin{bmatrix} \phi_A \cdot \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} \cdot (1 - \phi_A) \right] & \phi_A \cdot \phi_B \cdot S_2 & 0 \\ \phi_A \cdot \phi_B \cdot S_2 & \phi_B \cdot \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} \cdot (1 - \phi_A) \right] & 0 \\ 0 & 0 & \frac{A}{I} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ e \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

Como as funções ϕ_A e ϕ_B estão definidas apenas nos extremos do elemento, o modelo considera que todo o comportamento inelástico decorrente da flexão ocorra nas suas extremidades. Esta é a hipótese básica do método das rótulas plásticas refinadas e, para que a resposta da análise seja melhorada, é necessário refinar a malha nas zonas inelásticas. É importante notar que para $\phi_{A,B} = 1.0$, a seção extrema apresenta-se no regime elástico, para $0 < \phi_{A,B} < 1.0$ a seção está no regime inelástico e que para $\phi_{A,B} = 0$ a seção tornou-se uma rótula plástica perfeita.

Uma rótula é formada sempre que o momento de plastificação da seção transversal M_p é atingido. Seu cálculo é feito a partir da integração do campo de tensões normais presente durante a flexo-compressão ou flexo-tração. Como a seção não tem capacidade de resistir a momentos superiores à M_p , haverá a redistribuição das solicitações a partir da lei de fluxo plástico desenvolvida por CHEN e LUI (1986).

Seja uma viga solicitada por um momento fletor incremental $\dot{M}_A = \Delta M_{pcA}$ no seu extremo A. A equação 3.35 é reescrita como:

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{E \cdot I}{L} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \phi_B \cdot \begin{bmatrix} S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} \end{bmatrix} & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{S_2}{S_1} \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot \Delta M_{pcA} \quad (3.36)$$

A extensão para uma rótula em B torna-se evidente e, para um elemento com rótulas em ambos os extremos A e B, o elemento de pórtico plano apresentado na equação 3.35 degenera-se em um elemento de treliça:

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = \frac{E \cdot I}{L} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\Theta}_A \\ \dot{\Theta}_B \\ \dot{e} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta M_{pcA} \\ \Delta M_{pcB} \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (3.37)$$

A equação incremental que leva em conta a formação de rótulas plásticas nos extremos A e B é escrita a seguir de maneira simbólica, em coordenadas locais:

$$\underset{\sim}{f}_c = \underset{\sim}{K}_{ch} \cdot \underset{\sim}{d}_g + \underset{\sim}{f}_{cp} \quad (3.38)$$

Onde $\underset{\sim}{K}_{ch}$ é a matriz de rigidez do elemento levando em conta a formação da rótula plástica e $\underset{\sim}{f}_{cp}$ é o vetor de forças a ser redistribuído pela estrutura. Substituindo a equação 3.38 em 3.34, é obtida a relação entre as forças e os deslocamentos em coordenadas globais:

$$\underset{\sim}{f}_g = \left(\underset{\sim}{T}_{cg}^T \cdot \underset{\sim}{K}_{ch} \cdot \underset{\sim}{T}_{cg} + \underset{\sim}{T}_1 \cdot \underset{\sim}{M}_A + \underset{\sim}{T}_2 \cdot \underset{\sim}{M}_B + \underset{\sim}{T}_3 \cdot \underset{\sim}{P} \right) \cdot \underset{\sim}{d}_g + \underset{\sim}{T}_{cg}^T \cdot \underset{\sim}{f}_{cp} \quad (3.39)$$

3.3 – Comportamento inelástico das seções transversais:

3.3.1 – Método das fibras:

O parâmetro ϕ , definido como a razão entre a rigidez flexional inelástica e a rigidez flexional elástica, é apresentado abaixo:

$$\phi = \frac{EI_{in}}{EI_{el}} = \frac{1}{E \cdot I} \cdot \frac{dM(\kappa)}{d\kappa} \quad (3.40)$$

Portanto, o cálculo de ϕ envolve a determinação de todo o comportamento inelástico da seção, representado pela relação momento fletor *versus* curvatura. Esta é obtida pela integração das tensões normais durante a flexão. Adicionalmente, a formulação do problema deve considerar a distribuição de tensões normais decorrentes do

carregamento axial. Portanto, a análise do comportamento inelástico da seção reduz-se à determinação da relação Momento Fletor *versus* Curvatura *versus* Carga Axial ($M - \kappa - P$).

A metodologia apresentada a seguir, baseada no método das fibras, é válida para qualquer material. A simulação do comportamento dos materiais é feita através da implementação do seu diagrama tensão *versus* deformação. As seguintes hipóteses simplificadoras, adicionais àquelas apresentadas em 3.3, se fazem necessárias para o desenvolvimento da teoria:

- Os efeitos da fluência e da retração do concreto serão desprezados;
- Perfeita aderência entre os materiais;
- Transferência de carga simultânea sobre os materiais durante a solitação axial;
- Elementos sujeitos à flexão composta reta.

Seja uma seção transversal composta de um material inelástico e sujeita a um campo de temperaturas calculado pela formulação do MEF apresentada na seção 2.4, e um campo de deformações, conforme mostra a figura 3.13:

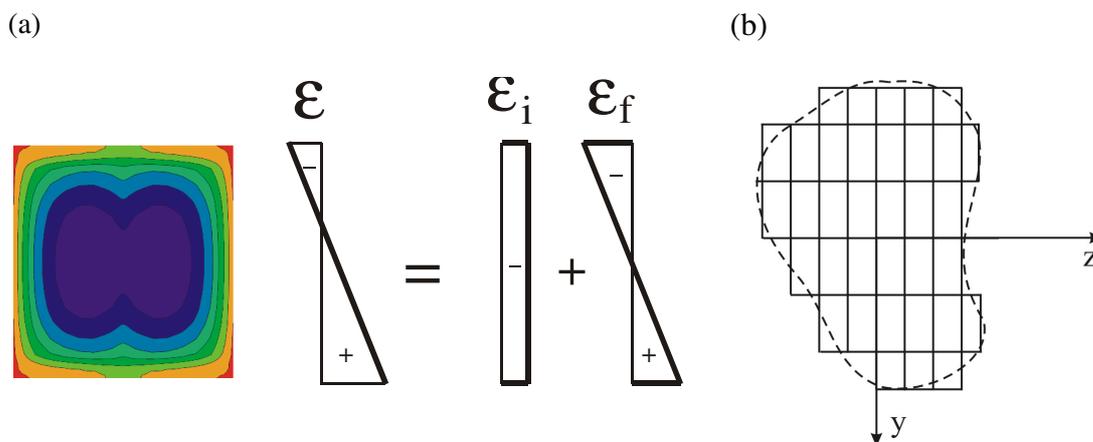


Figura 3.13 (a) Relações geométricas básicas para o cálculo da relação momento fletor *versus* curvatura; (b) Discretização de uma seção pelo método das fibras.

A discretização da seção transversal pelo método das fibras será feita pela mesma malha utilizada na análise térmica, endereçando as propriedades mecânicas e as temperaturas das fibras automaticamente. A geometria retangular apresenta-se como um fator limitante, já que não possui a capacidade de se adaptar a qualquer geometria, como mostrado na figura 3.13-b.

O campo de deformações gera esforços internos no método das fibras calculados através do cálculo do equilíbrio para uma malha com N_E elementos:

$$\sum F = 0 \quad \therefore \quad \int \sigma \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} \sigma(\varepsilon_j, T_j) \cdot A_j = N \quad (3.41-a)$$

$$\sum M = 0 \quad \therefore \quad \int \sigma \cdot y \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} \sigma(\varepsilon_j, T_j) \cdot y_j \cdot A_j = M \quad (3.41-b)$$

Onde A_j é a área de cada elemento, é y_j a distância do centróide do elemento até o centróide da seção, definido na figura 3.13 e $\sigma(\varepsilon_j, T_j)$ é a tensão do elemento j , sujeito à temperatura T_j e à deformação ε_j .

3.3.2 – Diagramas carga axial versus deformação:

O campo de deformações pode ser dividido em 2 parcelas - uma decorrente da sollicitação axial ε_i e outra devido a flexão pura ε_f , conforme a equação a seguir e apresentado anteriormente na figura 3.12-a.:

$$\varepsilon = \varepsilon_f + \varepsilon_i \quad (3.42)$$

Como o somatório das forças na flexão pura é nulo, a equação 3.41-a pode ser reescrita em função da deformação inicial:

$$\int \sigma \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} \sigma(\varepsilon_j, T_j) \cdot A_j = \sum_{j=1}^{N_E} \sigma(\varepsilon_i, T_j) \cdot A_j = P \quad (3.43)$$

Desta forma, é obtida a relação entre a carga axial P e a deformação ε_i do elemento. Arbitrando diversos valores para a deformação inicial, o diagrama $P \times \varepsilon_i$ pode ser traçado para seções transversais com qualquer tipo de material e forma.

A rigidez axial elástica da seção é obtida a partir da avaliação da derivada do diagrama $P - \varepsilon_i$ em torno da origem. Seja $d\varepsilon$ uma deformação axial infinitesimal. A rigidez equivalente da seção à compressão e a tração são calculadas a partir de:

$$(EA)_{eq,c} = \left. \frac{dP(\varepsilon)}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=-d\varepsilon} \quad (3.44)$$

$$(EA)_{eq,t} = \left. \frac{dP(\varepsilon)}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=-d\varepsilon}$$

Seja o fator de contribuição do aço em uma seção mista definido a seguir, onde A_a e A_c são respectivamente as áreas de aço e de concreto presentes em um elemento misto aço-concreto.

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{y\theta}}{A_a \cdot f_{y\theta} + A_c \cdot f_{c\theta}} \quad (3.45)$$

A figura 3.14 compara o comportamento à solicitações axiais de uma coluna curta constituída do perfil W150 x 22.5, para os fatores de contribuição $\delta=0.65$ e $\delta=1.00$ em temperatura ambiente. Adicionalmente, é mostrada a rigidez axial equivalente dos elementos. Verifica-se que os perfis de aço possuem o mesmo comportamento para a tração e compressão, enquanto o elemento misto possui curvas para a tração e a compressão distintas.

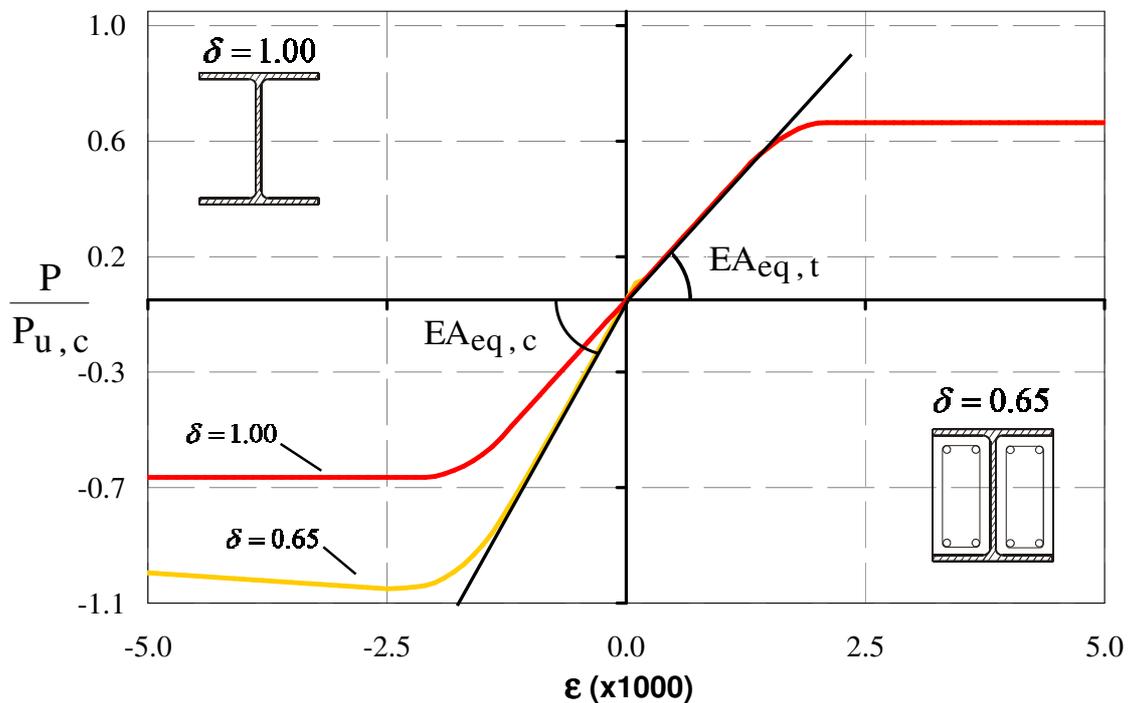


Figura 3.14 – Comportamento de colunas curtas com fatores de contribuição $\delta = 0.65$ e $\delta = 1.00$ submetidas a solicitações axiais em temperatura ambiente

Como as seções mistas possuem comportamento distinto para solicitações axiais de compressão e tração, é necessário gerar no arquivo de entrada dois parâmetros para a modelagem da rigidez axial. De modo a simplificar a entrada de dados do programa SAAFE, será utilizado o método da homogeneização da seção, onde a seção transversal original, composta de diversos materiais, é substituída por uma outra de rigidez equivalente, constituída de um único material. Logo, as áreas equivalentes, calculadas a partir do módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente, é obtida através das seguintes equações:

$$A_t = \frac{(EA)_{eq,t}}{E_{20}} \quad (3.46)$$

$$A_c = \frac{(EA)_{eq,c}}{E_{20}}$$

A figura 3.15-a apresenta o diagrama $N - \varepsilon_i$ para a compressão axial do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ para diversos campos de temperatura constantes na seção transversal.

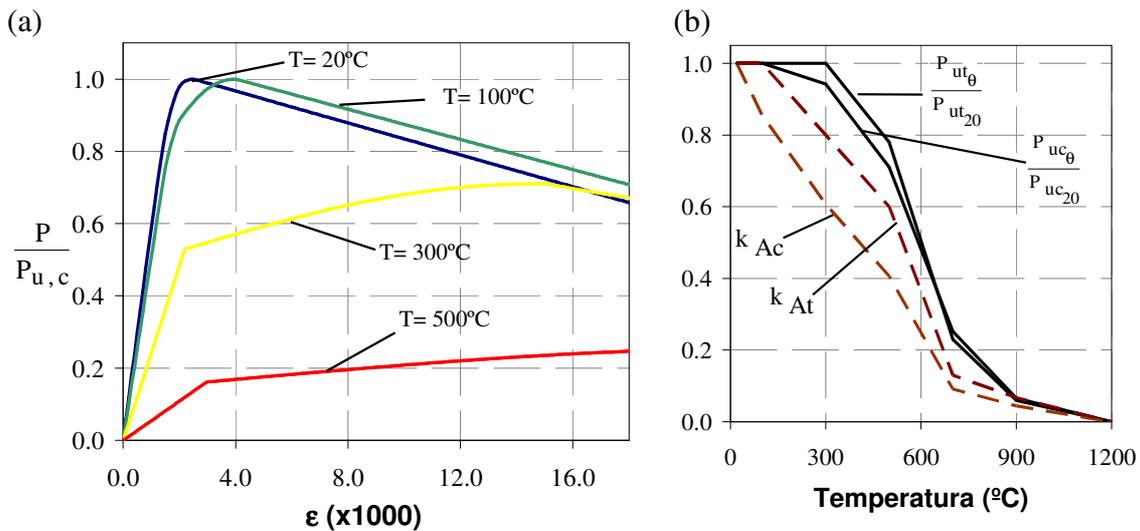


Figura 3.15 – (a) Comportamento de colunas curtas com fatores de contribuição $\delta = 0.65$ submetidas a solicitações axiais em função de um campo uniforme de temperaturas; (b) Degradação das propriedades mecânicas.

Conforme a temperatura da seção é elevada, a rigidez e o esforço axial máximo resistente são degradados. O conceito de homogeneização da seção será novamente utilizado, considerando que o comportamento do material é modificado em função da temperatura. Portanto, as propriedades A_c e A_t serão substituídas por $A_{c,\theta}$ e $A_{t,\theta}$ e os seguintes coeficientes de degradação são definidos:

$$k_{A,c} = \frac{A_{c,\theta}}{A_{c,20}} \quad (3.47)$$

$$k_{A,t} = \frac{A_{t,\theta}}{A_{t,20}}$$

A análise da figura 3.15-a permite verificar a unicidade entre as deformações limites $\varepsilon_{u,c}$ e $\varepsilon_{u,t}$ aos seus respectivos esforços axiais resistentes $P_{u,c}$ e $P_{u,t}$. O critério de

ruptura baseado na resistência máxima da seção pode ser substituído por outro, baseado na deformação limite, $\epsilon_{c,lim}$ para a compressão e $\epsilon_{t,lim}$ para a tração. Sua principal vantagem é a determinação unívoca entre as deformações e os esforços internos, tanto para o caso de escoamento da seção quanto para o caso de *softening*. Os valores das deformações $\epsilon_{c,lim}$ e $\epsilon_{t,lim}$ são facilmente determinados, incrementando o valor das deformações ϵ_i e gerando um vetor com os respectivos esforços normais resistentes. Os esforços normais máximos e mínimos deste vetor serão respectivamente $P_{u,t}$ e $P_{u,c}$ e suas deformações $\epsilon_{c,lim}$ e $\epsilon_{t,lim}$.

3.3.3 – Diagramas Momento Fletor versus Curvatura versus Esforço Normal

Seja uma viga mista sujeita a flexo-compressão na sua maior inércia, como mostra a figura 3.16:

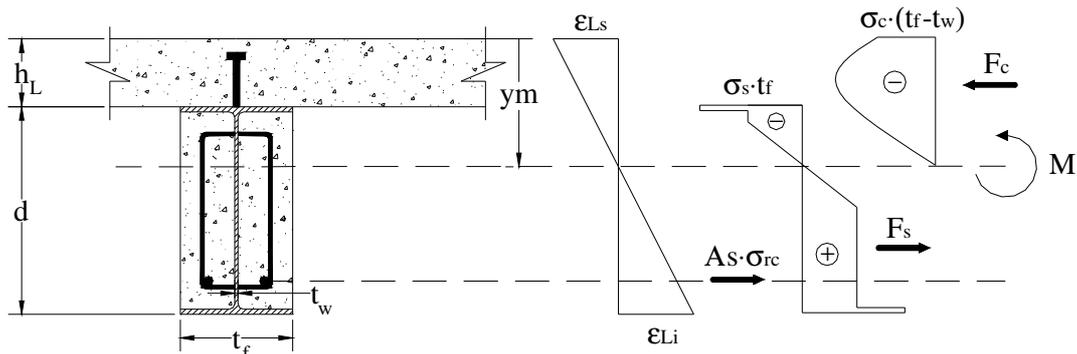


Figura 3.16 – Relações entre as deformações, tensões e esforços axiais.

O campo de deformações obedece a hipótese de seções planas durante a flexão e, portanto, possui função linear. Sabendo que uma reta é definida a partir de 2 pontos, o campo de deformação $\epsilon(y)$ é definido a partir de duas deformações quaisquer. Como o critério de ruptura é baseado nas deformações limites dos materiais, a verificação de ruptura se reduz a análise das deformações externas ϵ_{Ls} e ϵ_{Fi} . Adicionalmente, verifica-se que cada campo de deformações gera um único par de esforços internos (P, M) no intervalo das deformações limites $[\epsilon_{c,lim}, \epsilon_{t,lim}]$.

O cálculo do campo de deformações é feito atribuindo uma deformação no topo da laje e calculando a deformação no flange inferior através da equação 3.43 de modo a satisfazer o equilíbrio das forças axiais. Para rotações positivas, onde $\epsilon_{Ls} < \epsilon_{Fi}$, são

impostas deformações $\varepsilon_{c,\text{lim}} < \varepsilon_{Ls} < \varepsilon_i$ e, para rotações negativas ($\varepsilon_{Ls} > \varepsilon_{Fi}$), são impostas deformações $\varepsilon_i < \varepsilon_{Ls} < \varepsilon_{t,\text{lim}}$. Definido o campo $\varepsilon(y)$, calcula-se a curvatura em função da geometria do problema.

A curvatura devida à rotação da seção transversal é obtida a partir das relações geométricas da figura 3.16, onde h_L é a espessura da laje e d é a altura total do perfil:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{Fi} - \varepsilon_{LS}}{d + h_L} \quad (3.48)$$

A posição da linha neutra, definida como o ponto de deformação nula e medida a partir do topo da laje, também é obtida através da figura 3.16.

$$ym = \frac{-\varepsilon_{LS}}{\kappa} \quad (3.49)$$

O momento fletor associado ao campo de deformações $\varepsilon(y)$ pode ser finalmente calculado.

$$\int \sigma \cdot y \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} (\sigma(\varepsilon_j, T_j) - \sigma(\varepsilon_i, T_j)) \cdot (ym - y_j) \cdot A_j = M \quad (3.50)$$

Os diagramas tensão *versus* deformação dos elementos apresentados nas equações 3.41-a e 3.41-b podem ser não-lineares e, portanto, há a possibilidade de múltiplas raízes para a deformação do flange inferior. Verificou-se que o cálculo da deformação ε_{Fi} é numericamente instável, podendo gerar soluções com deformações fora do domínio de deformações admissíveis. Para resolver este problema numérico, optou-se por utilizar o método da bissecção, pois este restringe o intervalo de busca das raízes à $[\varepsilon_{c,\text{lim}}, \varepsilon_{t,\text{lim}}]$. Como existe apenas uma raiz no intervalo de deformações admissíveis, a convergência do método está garantida.

O procedimento é repetido para diversos valores de ε_{Ls} até que as deformações excedam o intervalo $[\varepsilon_{c,\text{lim}}, \varepsilon_{t,\text{lim}}]$. A coleção de todos os pontos (κ, M) calculados gera o diagrama momento fletor *versus* curvatura para uma determinada força axial N. Repetindo o procedimento para diversos valores de carga axial, obtém-se a relação momento fletor *versus* curvatura *versus* carga axial ($M - \kappa - P$).

A figura 3.17 mostra o diagrama momento fletor *versus* curvatura de uma viga mista aço-concreto para curvaturas positivas, com deformações de tração nas fibras inferiores e de compressão nas superiores e para curvaturas negativas, onde o campo de deformações se inverte.

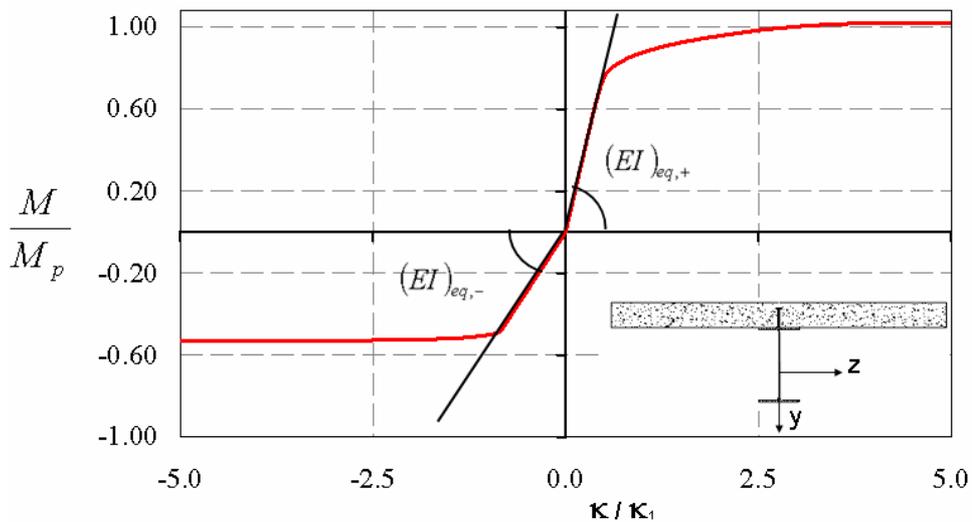


Figura 3.17 – Flexão pura de uma viga mista aço-concreto em temperatura ambiente

A seção transversal da viga mista é monossimétrica em relação ao eixo dos y e, portanto, possui comportamento distinto para flexões positivas e negativas em torno do eixo z . A rigidez flexional elástica é obtida a partir da derivação do diagrama $M - \kappa - P$ para a flexão pura na origem, de maneira semelhante àquela apresentada para o cálculo da rigidez axial. Se $d\kappa$ é uma curvatura infinitesimal, então a rigidez equivalente à flexão é obtida a partir das equações abaixo:

$$(EI)_{eq,+} = \left. \frac{dM(\kappa)}{d\kappa} \right|_{\kappa=d\kappa} \quad (3.51)$$

$$(EI)_{eq,-} = \left. \frac{dM(\kappa)}{d\kappa} \right|_{\kappa=-d\kappa}$$

Conforme discutido na seção 3.1, o modelo considera o trecho em tração do diagrama tensão *versus* deformação do concreto e, portanto, consegue capturar a formação de fissuras durante a flexão. A figura 3.18 apresenta a flexão pura de uma seção de concreto armado. Todas as etapas (Estádios) do comportamento flexional de seções de concreto armado descrito em FUSCO (1986) são apresentadas na figura, onde a seção é solicitada até seu momento de plastificação (M_p).

No início do diagrama, o concreto e o aço estão no regime elástico (Estádio I) e, conforme a curvatura aumenta, a deformação da parte tracionada do concreto atinge a deformação limite à tração ϵ_t . A partir deste ponto, há a formação de fissuras na parte tracionada do concreto e inicia-se o Estádio II, assinalado pelo círculo na figura 3.18.

Neste trecho do diagrama, o concreto comprimido ainda encontra-se em regime elástico e o aço é responsável por toda a resistência à tração do elemento. Conforme a relação κ/κ_u aumenta, o concreto comprimido entra no regime inelástico. Este trecho é denominado Estádio III, que termina com a ruptura da seção.

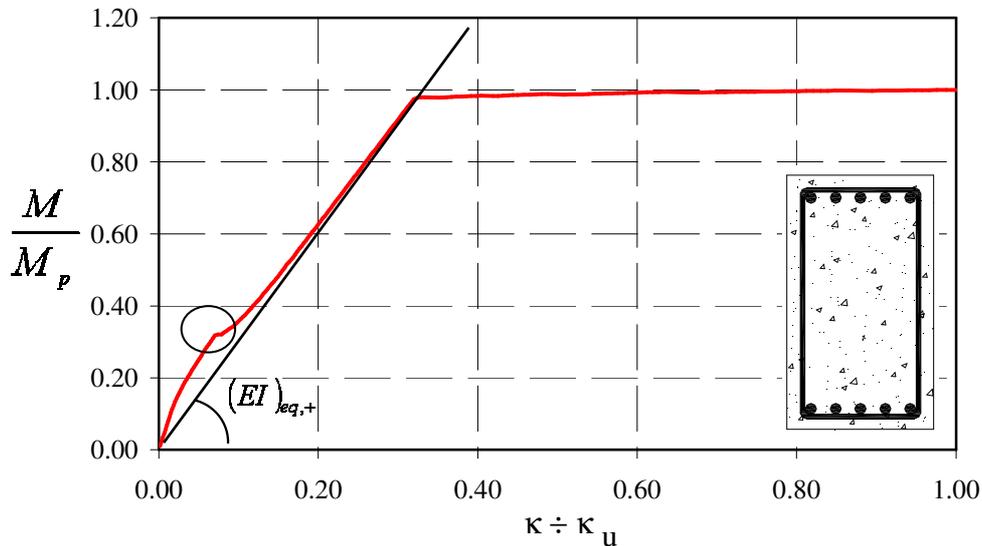


Figura 3.18 – Flexão pura de uma seção de concreto armado em temperatura ambiente

A rigidez flexional será incorporada no modelo através do método da homogeneização da seção. Analisando a figura 3.17, verifica-se que o trecho em que há a estabilização da formação de fissuras representa melhor a rigidez flexional do elemento. Então, o cálculo da rigidez flexional apresentado na equação 3.51 não irá considerar a participação do concreto, efeito modelado considerando $f_{cm} = 0$. Os momentos de inércia equivalentes, para as flexões positivas e negativas são dados por:

$$I_+ = \frac{(EI)_{eq,+}}{E_{20}} \quad (3.52)$$

$$I_- = \frac{(EI)_{eq,-}}{E_{20}}$$

Durante a modelagem das vigas mistas em elementos de barra, deve-se estimar o ponto de inversão de curvaturas da seção, de modo que o programa considere corretamente a rigidez das vigas (OLIVEIRA, 2007). A elevação da temperatura nos elementos degrada as propriedades mecânicas dos materiais e, conseqüentemente, a rigidez flexional e o momento fletor, como mostra a figura 3.19:

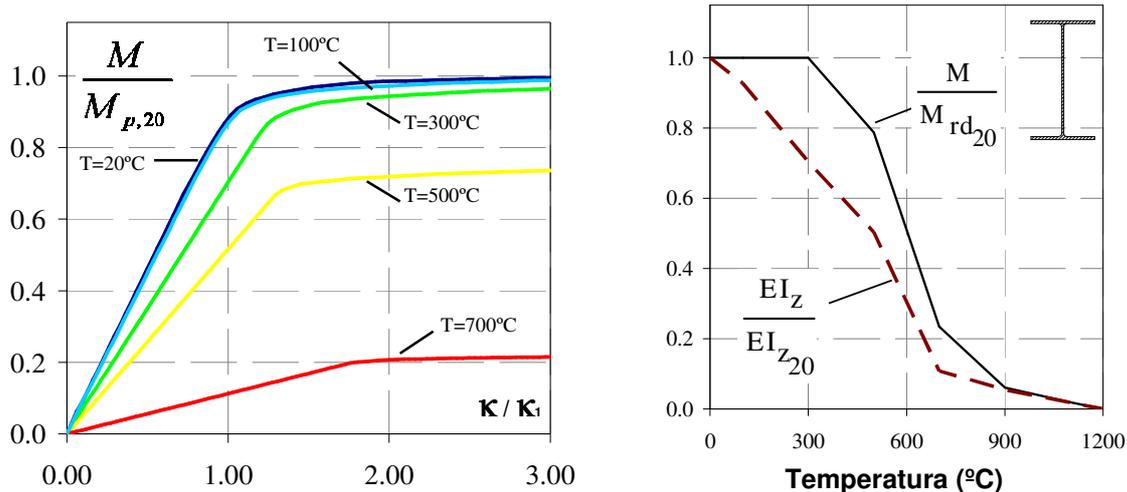


Figura 3.19 – (a) Comportamento do perfil durante a flexão pura em função da temperatura; (b) Degradação das propriedades mecânicas durante a flexão pura em função da temperatura..

O momento de inércia reduzido em função da temperatura é obtido de maneira análoga ao apresentado na rigidez axial:

$$k_{I,+} = \frac{I_{+,\theta}}{I_{+,20}} \quad (3.53)$$

$$k_{I,-} = \frac{I_{-,\theta}}{I_{-,20}}$$

CHEN e ASTUTA (1976) desenvolveram expressões analíticas para o cálculo dos diagramas $M - \kappa - P$ de perfis de aço com tensões residuais decorrentes da laminação. Foi suposto que o comportamento durante a flexão não é influenciado pela geometria da seção, sendo dependente unicamente do eixo de flexão. O comportamento inelástico da flexão foi dividido em 3 regimes: elástico, o plástico primário e o plástico secundário. No primeiro, nenhuma fibra está em escoamento, enquanto que no segundo regime as fibras comprimidas (para o caso de flexo-compressão) estão escoando. O último regime considera o escoamento das fibras da parte comprimida e da parte tracionada. O método é apresentado em função de parâmetros normalizados:

$$M = \begin{cases} a_{ch} \cdot \bar{\kappa}_c & se \quad 0 \leq \bar{\kappa}_c < \bar{\kappa}_1 \\ b_{ch} - \frac{c_{ch}}{\sqrt{\bar{\kappa}}} & se \quad \bar{\kappa}_1 \leq \bar{\kappa}_c < \bar{\kappa}_2 \\ m_{pc} - \frac{f}{\bar{\kappa}} & se \quad \bar{\kappa}_c > \bar{\kappa}_2 \end{cases} \quad (3.54)$$

Onde a_{ch} , b_{ch} , c_{ch} e f_{ch} são calculados a partir dos momentos fletores normalizados m_1 , m_2 , m_{pc} e das curvaturas normalizadas $\bar{\kappa}_1$, $\bar{\kappa}_2$:

$$a_c = \frac{m_1}{\bar{\kappa}_1} \quad (3.55-a)$$

$$b_c = \frac{m_2 \cdot \sqrt{\bar{\kappa}_2} - m_1 \cdot \sqrt{\bar{\kappa}_1}}{\sqrt{\bar{\kappa}_2} - \sqrt{\bar{\kappa}_1}} \quad (3.55-b)$$

$$c_c = \frac{m_2 - m_1}{\frac{1}{\sqrt{\bar{\kappa}_1}} - \frac{1}{\sqrt{\bar{\kappa}_2}}} \quad (3.55-c)$$

$$f_c = (m_{pc} - m_2) \cdot \bar{\kappa}_2^2 \quad (3.55-d)$$

O ponto $(\bar{\kappa}_1, m_1)$ delimita a transição do regime elástico para o plástico, enquanto que $(\bar{\kappa}_2, m_2)$ marca a transição entre os regimes plásticos primário e secundário. As tabelas 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6 apresentam o cálculo dos parâmetros do sistema de equação 3.55 em função da força axial normalizada $p = P/P_{u,c}$:

Tabela 3.3 – Fatores de forma para a flexão na maior inércia, sem tensões residuais

	$0 \leq p < 0.225$	$0.225 \leq p \leq 1.00$
m_1	$1.0 - p$	$1.0 - p$
$\bar{\kappa}_1$	$1.0 - p$	$1.0 - p$
m_2	$1 + 0.778 \cdot p - 4.78 \cdot p^2$	$1.20 \cdot (1 - p)$
$\bar{\kappa}_2$	$\frac{1}{1.00 - 3.70 \cdot p + 8.40 \cdot p^2}$	$2.20 \cdot (1 - p)$
m_{pc}	$1.1 - 2.64 \cdot p^2$	$1.238 - 1.143 \cdot p - 0.095 \cdot p^2$

Tabela 3.4 – Fatores de forma para a flexão na maior inércia, com tensões residuais

	$0 \leq p < 0.225$	$0.225 \leq p \leq 0.80$	$0.80 \leq p \leq 1.00$
m_1	$0.9 - p$	$0.9 - p$	$-1.1 + 3.1 \cdot p - 2 \cdot p^2$
$\bar{\kappa}_1$	$0.9 - p$	$0.9 - p$	$3.3 - 8.0 \cdot p + 5.0 \cdot p^2$
m_2	$0.9 + 1.94 \cdot p - 9.4 \cdot p^2$	$1.10 \cdot (1 - p)$	$1.10 \cdot (1 - p)$
$\bar{\kappa}_2$	$\frac{1}{1.11 - 7.35 \cdot p + 29.2 \cdot p^2}$	$1.3 - p$	$1.3 - p$
m_{pc}	$1.1 - 2.64 \cdot p^2$	$1.238 - 1.143 \cdot p - 0.095 \cdot p^2$	$1.238 - 1.143 \cdot p - 0.095 \cdot p^2$

Tabela 3.5 – Fatores de forma para a flexão na menor inércia, sem tensões residuais

	$0 \leq p < 0.252$	$0.252 \leq p \leq 0.4$	$0.40 \leq p \leq 1.00$
m_1	$1.0 - p$	$1.0 - p$	$1.0 - p$
$\bar{\kappa}_1$	$1.0 - p$	$1.0 - p$	$1.0 - p$
m_2	$1 + 1.5 \cdot p - 2.5 \cdot p^2$	$1 + 1.5 \cdot p - 2.5 \cdot p^2$	$0.85 + 2.03 \cdot p - 2.88 \cdot p^2$
$\bar{\kappa}_2$	$\frac{1}{1 - 1.57 \cdot p + 0.725 \cdot p^2}$	$\frac{1}{1 - 1.57 \cdot p + 0.725 \cdot p^2}$	$\frac{1}{0.368 + 0.645 \cdot p - 0.862 \cdot p^2}$
m_{pc}	$1.51 \cdot (1 - 0.185 \cdot p^2)$	$2.58 \cdot (0.52 + p) \cdot (1 - p)$	$2.58 \cdot (0.52 + p) \cdot (1 - p)$

Tabela 3.6 – Fatores de forma para a flexão na menor inércia, com tensões residuais

	$0 \leq p < 0.252$	$0.252 \leq p \leq 0.4$	$0.40 \leq p \leq 1.00$
m_1	$0.9 - p$	$0.9 - p$	$0.567 + 0.1 \cdot p - 0.667 \cdot p^2$
$\bar{\kappa}_1$	$0.9 - p$	$0.9 - p$	0.5
m_2	$0.9 + p - 2.5 \cdot p^2$	$0.9 + p - 2.5 \cdot p^2$	$1 + 0.25 \cdot p - 1.25 \cdot p^2$
$\bar{\kappa}_2$	$\frac{1}{1.1 - 2.1 \cdot p + 2.81 \cdot p^2}$	$\frac{1}{1.1 - 2.1 \cdot p + 2.81 \cdot p^2}$	$\frac{1}{1.3 - 2.45 \cdot p + 2.45 \cdot p^2}$
m_{pc}	$1.51 \cdot 0.28 \cdot p^2$	$2.58 \cdot (0.52 + p) \cdot (1 - p)$	$2.58 \cdot (0.52 + p) \cdot (1 - p)$

A figura 3.20 apresenta uma comparação entre os diagramas $M - \kappa - P$ do programa desenvolvido e com a formulação apresentada por CHEN e ASTUTA (1976) para a flexão do perfil W150x22.5 segundo a maior inércia com tensões residuais considerando temperatura de 20°C constante ao longo da seção transversal:

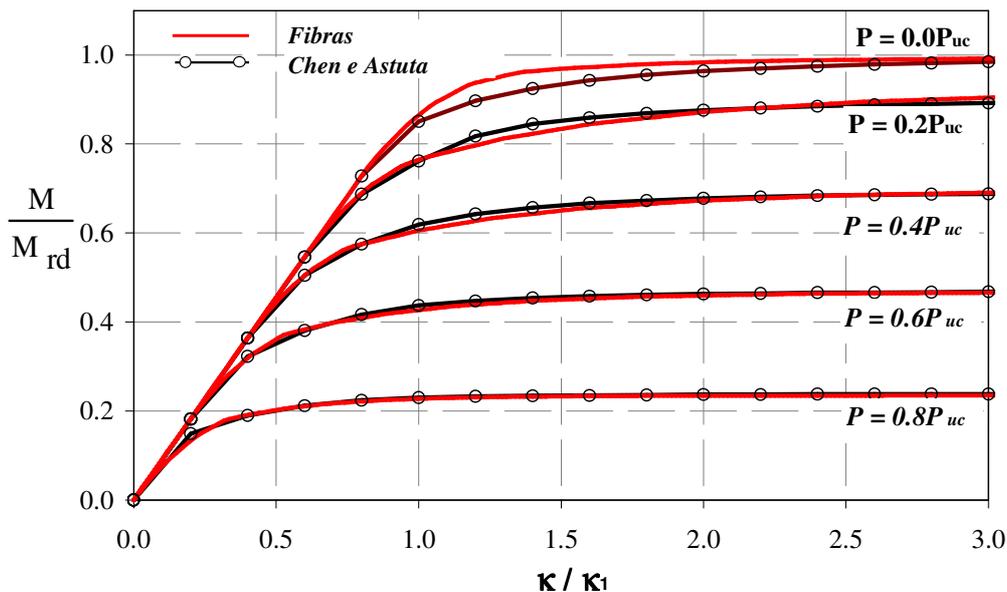


Figura 3.20 – Comparação entre o método das fibras e o modelo aproximado de CHEN e ASTUTA para flexo-compressão na maior inércia

A figura 3.21 apresenta a comparação entre os diagramas $M - \kappa - P$ do programa desenvolvido e com a formulação apresentada por CHEN e ASTUTA (1976) para a flexão na menor inércia considerando temperatura de 20°C constante ao longo da seção transversal:

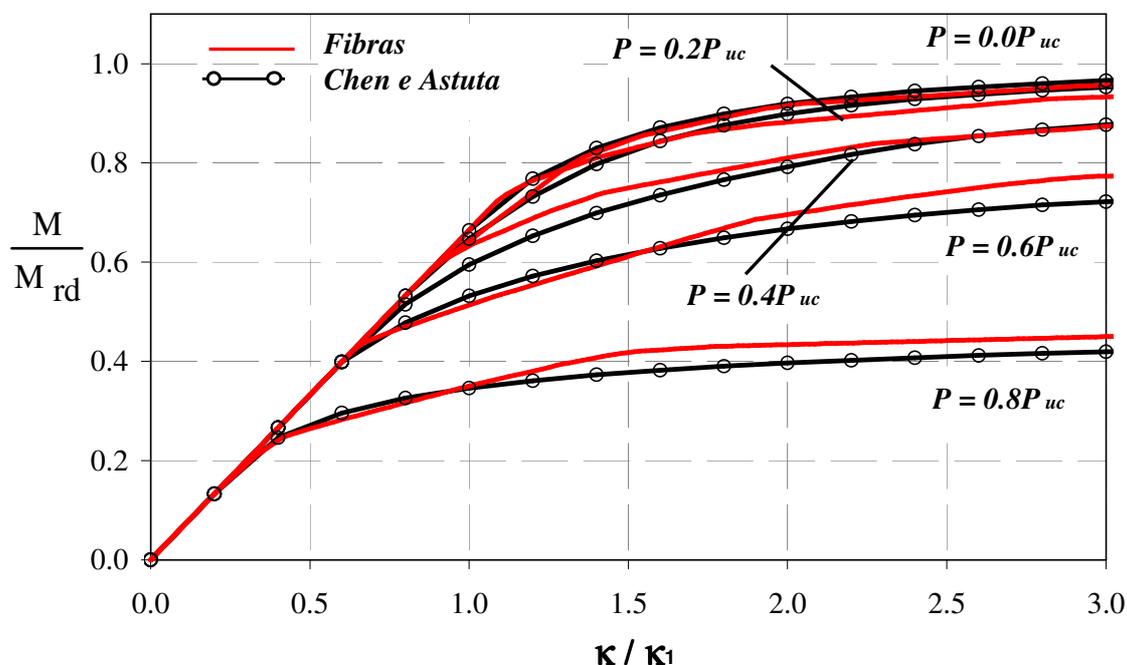


Figura 3.21 – Comparação entre o método das fibras e o modelo aproximado de CHEN e ASTUTA para flexo-compressão na menor inércia

O modelo desenvolvido possui boa correlação com os diagramas $M - \kappa - P$ apresentados por CHEN e ASTUTA. Verifica-se que a partir de uma determinada curvatura não há mais incremento na capacidade resistente. Ainda assim, esta não violou o critério das deformações e possui capacidade de rotação suficiente para ser considerada uma rótula plástica.

Conforme o fator de contribuição do aço diminui, os perfis mistos desenvolvem ruptura frágil. A figura a seguir ilustra tal fato, onde são apresentados os diagramas $M - \kappa - P$ em temperatura ambiente do perfil W 150 x 22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ e $\delta = 0.50$. Para facilitar a comparação entre o comportamento das colunas mistas e de aço, as curvaturas da figura abaixo foram normalizadas pela curvatura $\bar{\kappa}_1$ utilizada na figura 3.20.

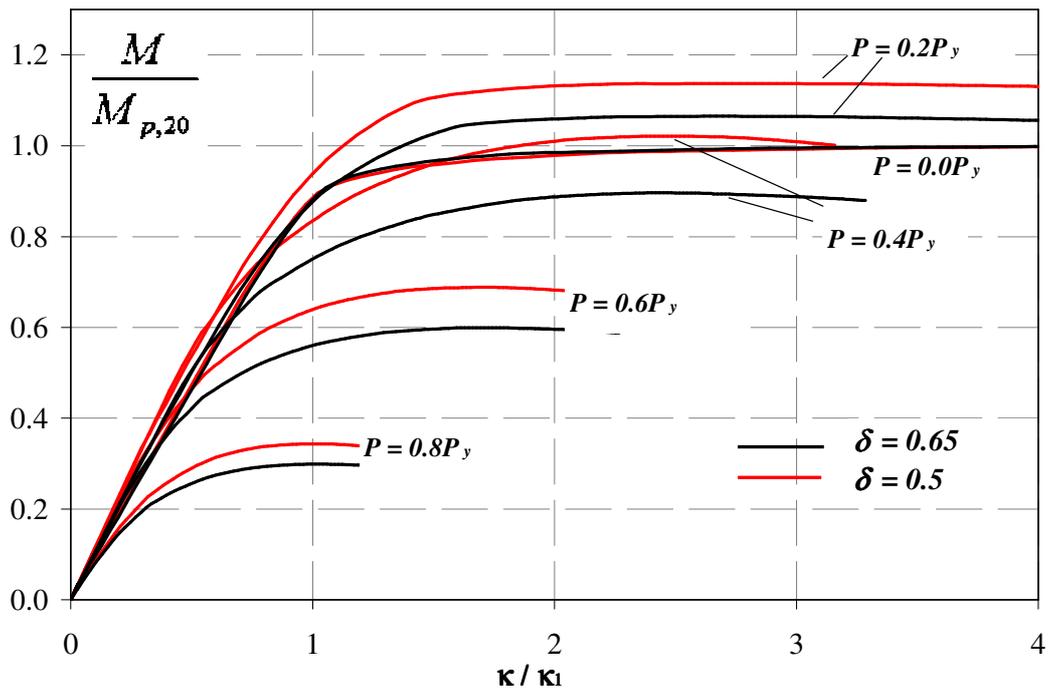


Figura 3.22 – Diagramas M- κ -P para perfis mistos com fatores de contribuição $\delta = 0.5$ e $\delta = 0.65$ para flexão na maior inércia com temperatura constante de 20°C

Conforme a relação entre a força normal aplicada e esforço normal resistente se eleva, verifica-se que a seção mista possui ruptura frágil e, portanto, não são capazes de desenvolver rótulas plásticas, como as seções de aço. Adicionalmente, o *softening* do concreto reduz a capacidade resistente da seção com o aumento da curvatura.

3.3.4 – Superfícies de ruptura

A coleção de todos os pontos (P, M_p) do diagrama $M - \kappa - P$ que violam o critério de resistência é denominada superfície de ruptura ou curva de interação. Valores externos a esta superfície não são cinematicamente possíveis e o mecanismo de transferência energia decorrente da lei de fluxo plástico corrige o comportamento a partir da formação de uma rótula plástica.

O projeto de revisão da NBR 14323 (2003) possui uma aproximação para a superfície de ruptura de elementos sujeitos à flexão composta reta, que expressa o momento fletor M em função da solicitação P e dos esforços internos resistentes M_{rd} e N_{rd} para a situação de incêndio:

$$M(P) = \begin{cases} \frac{9 \cdot M_{rd}}{8} \cdot \left(1 - \frac{P}{N_{rd}}\right), & \text{se } P \geq 0.2 \cdot N_{rd} \\ M_{rd} \cdot \left(1 - \frac{P}{2 \cdot N_{rd}}\right), & \text{se } 0 \leq P < 0.2 \cdot N_{rd} \end{cases} \quad (3.56)$$

O Eurocódigo 4.1 parte 1 (2003) possui uma expressão para o cálculo da superfície de ruptura de pilares mistos. Esta formulação é adaptada para a situação de incêndio a partir da relação entre a força axial resistente em temperatura ambiente $N_{rd,20^\circ}$ e a calculada em situação de incêndio N_{rd} :

$$M(P) = (1 - \mu) \cdot M_{rd} \cdot \frac{N_{rd}}{N_{rd,20^\circ}}$$

$$\mu = \begin{cases} \left(\frac{M_d - M_c}{M_d}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot P}{N_c}\right), & 0 \leq P \leq \frac{N_c}{2} \\ 2 \cdot \left(\frac{M_d - M_c}{N_c}\right) \cdot \left(\frac{P - 0.5 \cdot N_c}{M_d}\right), & \frac{N_c}{2} \leq P \leq N_c \\ \frac{M_d - M_c}{M_d} + \left(\frac{M_c}{N_{rd_{pl}} - N_c}\right) \cdot (N_{sd} - N_c), & P > N_c \end{cases} \quad (3.57)$$

A figura 3.23 resume as principais informações para o cálculo da superfície de ruptura das seções mistas em temperatura ambiente.

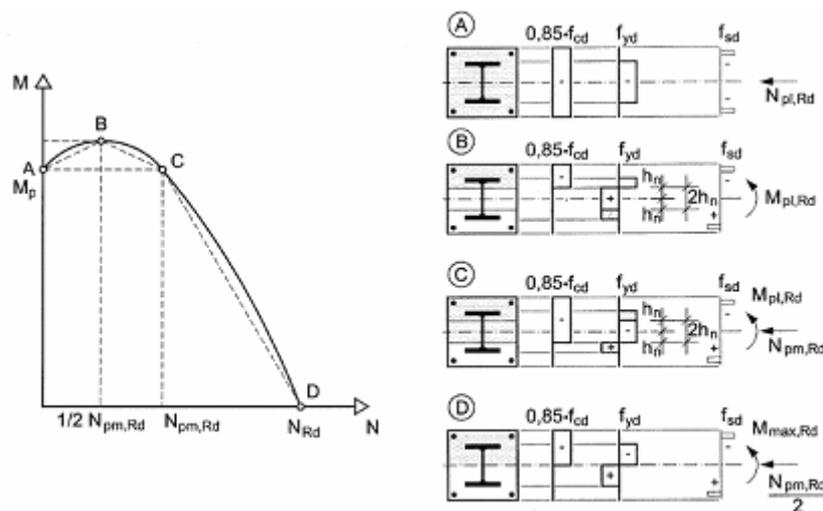


Figura 3.23 – Parâmetros para o cálculo da superfície de ruptura de pilares mistos, adaptada do EC 4 pt 1.1

A seguir, é apresentada na figura 3.24 a comparação entre as superfícies de ruptura do perfil W 150 x 22.5 em temperatura ambiente, com fatores de contribuição $\delta = 0.50$, $\delta = 0.65$ e $\delta = 1.00$ com suas respectivas curvas de interação apresentadas nas

equações 3.56 e 3.57:

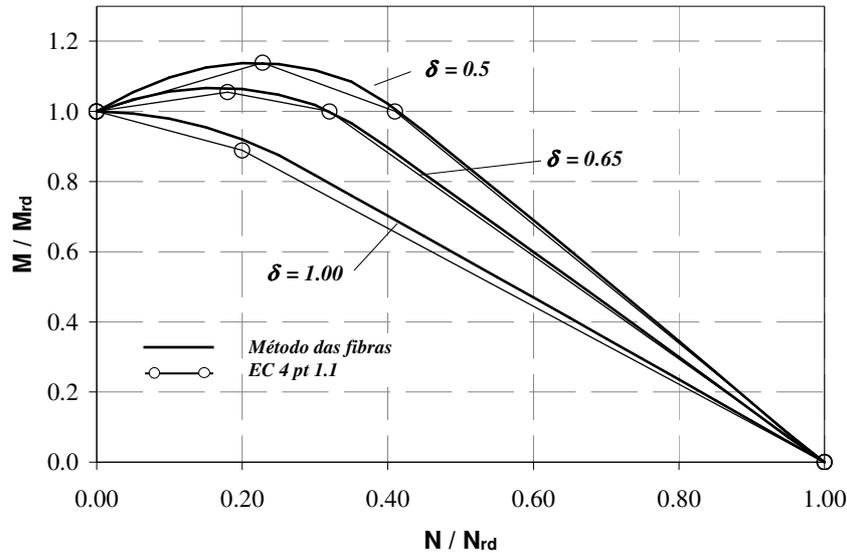


Figura 3.24 – Comparação entre as superfícies de ruptura e as curvas de interação do EC 4 pt 1.1

3.4 – Modelo de plasticidade concentrada para flexão composta reta

3.4.1 – Superfícies de ruptura

A metodologia apresentada em na seção 3.3.3 calcula a superfície de ruptura de maneira discreta, obtendo M_p para cada caso de carga $\zeta = P/P_{u,c}$. A continuidade da superfície de ruptura é uma condição necessária para que sejam verificados quaisquer conjuntos de esforços internos (P, M) . Portanto, optou-se por interpolar o conjunto de pontos calculados pelo programa através de uma função polinomial, obtida pelo método dos mínimos quadrados:

$$M_p(P) = M_{rd,\theta} \cdot (a_0 + a_1 \cdot \zeta + a_2 \cdot \zeta^2 + a_3 \cdot \zeta^3 + a_4 \cdot \zeta^4 + a_5 \cdot \zeta^5 + a_6 \cdot \zeta^6) \quad (3.58)$$

Onde $M_{rd,\theta}$ é o momento máximo obtido na flexão pura e ζ é a relação entre o carregamento axial aplicado P e o resistente de compressão $P_{u,c}$. ζ é positivo no caso de compressão e negativo no caso de tração. Devem ser definidas 2 superfícies para seções monossimétricas, já que os momentos fletores positivos e negativos são distintos.

Seja q_{mmq} a função que calcula o quadrado do erro obtido quando $M_p(P)$ é comparado com os n_p pontos (P, M) fornecidos pelo programa:

$$q_{mmc} = \sum_{j=0}^{n_p} (M_j - M_p(P_j))^2 \quad (3.59)$$

O método dos mínimos quadrados calcula os coeficientes a_i , $i = 0, 1, \dots, 6$ da equação anterior de modo que a função q_{mmc} possua valor mínimo. Esta condição é satisfeita quando as derivadas parciais de q_{mmc} em relação aos coeficientes polinomiais é nula, ou seja:

$$\frac{\partial q_{mmc}}{\partial a_i} = 0 ; i = 0, 1, \dots, 6 \quad (3.60)$$

Reorganizando as derivadas da equação acima em função dos parâmetros incógnitos, é obtido um sistema linear simétrico, resolvível pelo método de Gauss. A seguir, na figura 3.25, é apresentada a superfície de ruptura para o perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ em função da temperatura. Foram comparadas as soluções obtidas do programa com as curvas interpoladas e verifica-se que boa correlação entre os resultados.

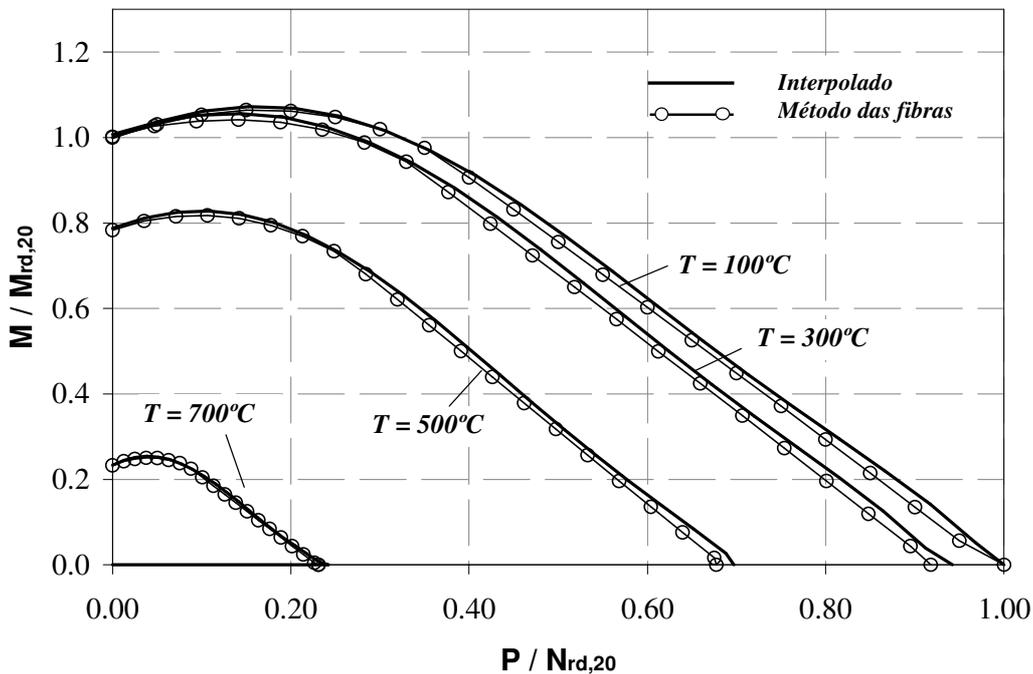


Figura 3.25 – Superfície de ruptura em função da temperatura

3.4.2 – Interpolação do Diagrama $M-\kappa-P$

O fator de degradação da rigidez flexional ϕ , definido na equação 3.40, depende da derivada dos diagramas $M - \kappa - P$. Como os diagramas são calculados através de um

procedimento numérico, a solução é discreta e sua derivada depende da precisão do passo de deformação escolhido. Será adotada a mesma metodologia apresentada na seção anterior, substituindo os resultados numéricos por uma função interpolada, obtida pelo método dos mínimos quadrados.

KISHI e CHEN (1988) propuseram um modelo exponencial para a análise de ligações semi-rígidas que foi adaptado para a análise do diagrama $M - \kappa - P$:

$$M_c(\bar{\kappa}, P) = \frac{\bar{\kappa} \cdot M_p(P)}{\left(1 + \bar{\kappa}^n\right)^{\frac{1}{n}}} \quad (3.61)$$

Onde M_p é o momento fletor obtido com a superfície de ruptura calculada numericamente, n é um fator de forma e $\bar{\kappa}$ é a curvatura relativa, definida por:

$$\bar{\kappa} = \frac{\kappa \cdot (EI)_{eq,\theta}}{M_p(P)} \quad (3.62)$$

A figura a 3.26-a, apresenta a variação do comportamento das equações 3.65 em função do fator de forma n :

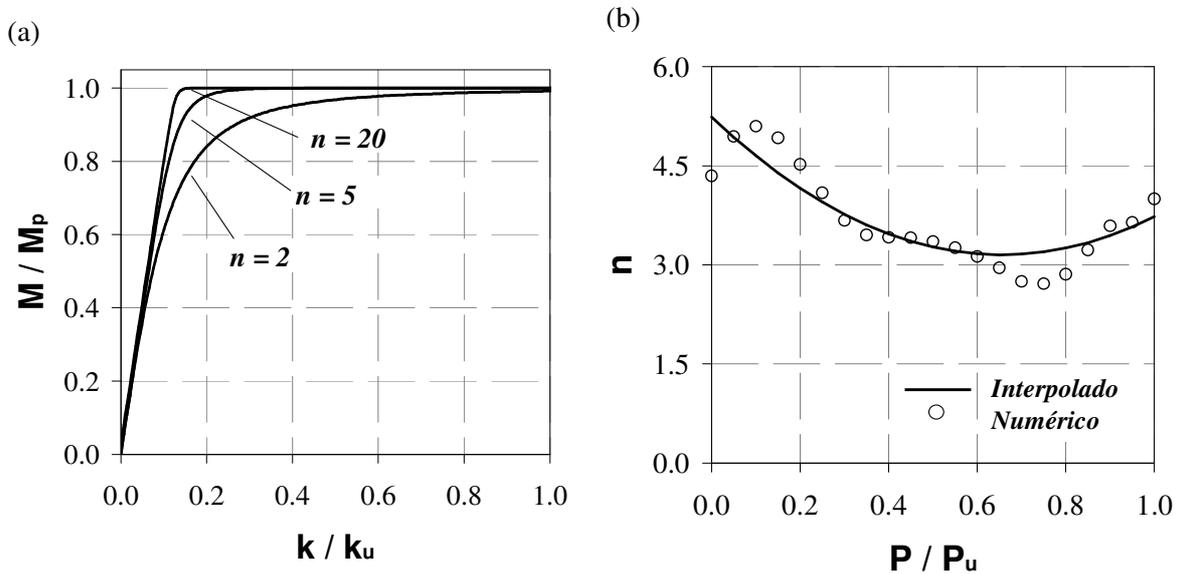


Figura 3.26 – (a) Variação da relação momento *versus* curvatura em função do fator de forma;
(b) Variação do fator de forma em função da compressão axial

Verifica-se que conforme o valor de n aumenta, a transição entre o trecho elástico e o momento máximo M_p torna-se menos suave. Para n infinito, o diagrama torna-se bilinear. O modelo apresentado funciona apenas para uma das curvas do diagrama

$M - \kappa - P$ e deve ser repetido para diversos valores de P de modo que o comportamento total do diagrama seja obtido. Conforme a relação $P/P_{u,c}$ se eleva, o comportamento do diagrama $M - \kappa - P$ torna-se mais bilinear, como mostrado na figura 3.26-b, para o caso do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$. Logo, o parâmetro n varia em cada análise. Este efeito é capturado pelo modelo através da interpolação do comportamento do fator de forma através de uma função quadrática obtida pelo método dos mínimos quadrados:

$$\bar{n}(\zeta) = b_0 + b_1 \cdot \zeta + b_2 \cdot \zeta^2 \quad (3.63)$$

A seguir, é apresentada na figura 3.27 uma comparação entre o diagrama momento fletor versus curvatura versus carga axial em temperatura ambiente do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ e os resultados obtidos pela função de interpolação em análise.

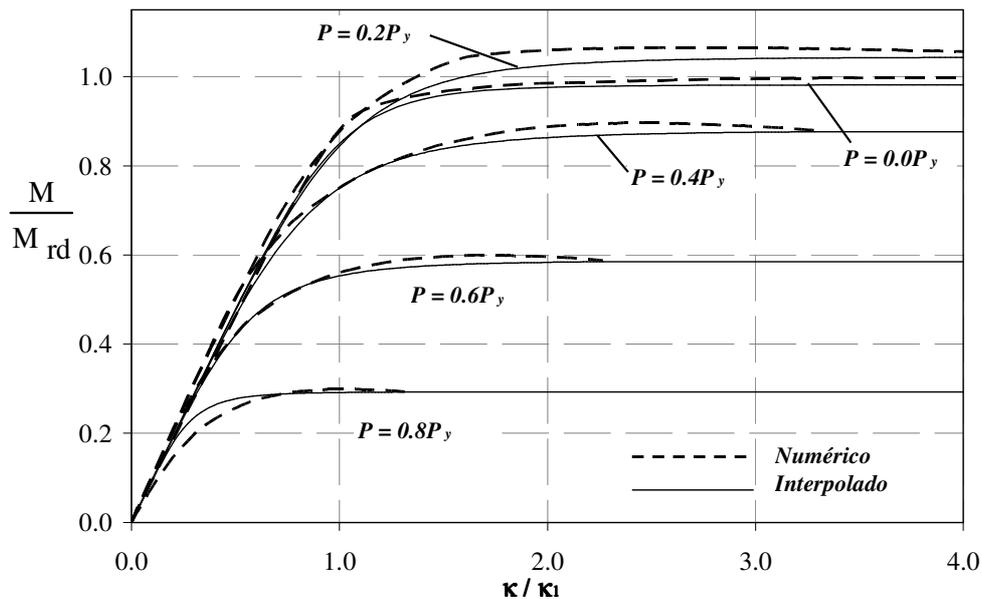


Figura 3.27 – Diagramas momento fletor versus curvatura versus carga axial para o perfil W150x22.5 calculados pelo modelo de KISHI e CHEN (1988);

Os modelos analisados possuem boa correlação. No entanto, como o método adaptado de Kishi e Chen não possui critério de ruptura, ele supõe que todas as seções possuem capacidade de rotação suficiente para ser consideradas rótulas plásticas. Esta condição não é verificada em elementos que possuem concreto na seção transversal, já que estes apresentam ruptura frágil.

3.4.3 – Fator de degradação da rigidez flexional

O fator de degradação da rigidez pode ser finalmente obtido a partir da aplicação da equação 3.64 em 3.40:

$$\phi = \frac{EI_{in}}{EI_{el}} = \frac{1}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{dM(\kappa)}{d\kappa} = \frac{(EI)_{eq}}{(EI)_{eq} \cdot \left(1 + \bar{\kappa}^n\right)^{1 + \frac{1}{n}}} = \left(1 + \bar{\kappa}^n\right)^{-\left(1 + \frac{1}{n}\right)} \quad (3.65)$$

Como o modelo numérico degrada a rigidez flexional em função dos esforços internos (N, M) , é útil reescrever a equação anterior em função destes parâmetros:

$$\phi = \left\{ 1 + \left[\frac{M}{M_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{M}{M_p} \right)^n \right)^{\frac{-1}{n}} \right]^n \right\}^{-\frac{n+1}{n}} \quad (3.66)$$

Onde M_p é o momento resistente obtido pela interpolação da superfície de ruptura, expresso pela equação 3.58. A figura 3.28 mostra a correlação entre a função de degradação do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 1.00$ do modelo apresentado com o modelo de degradação da rigidez parabólico, proposto por CHEN (1996) para a flexão na maior inércia.

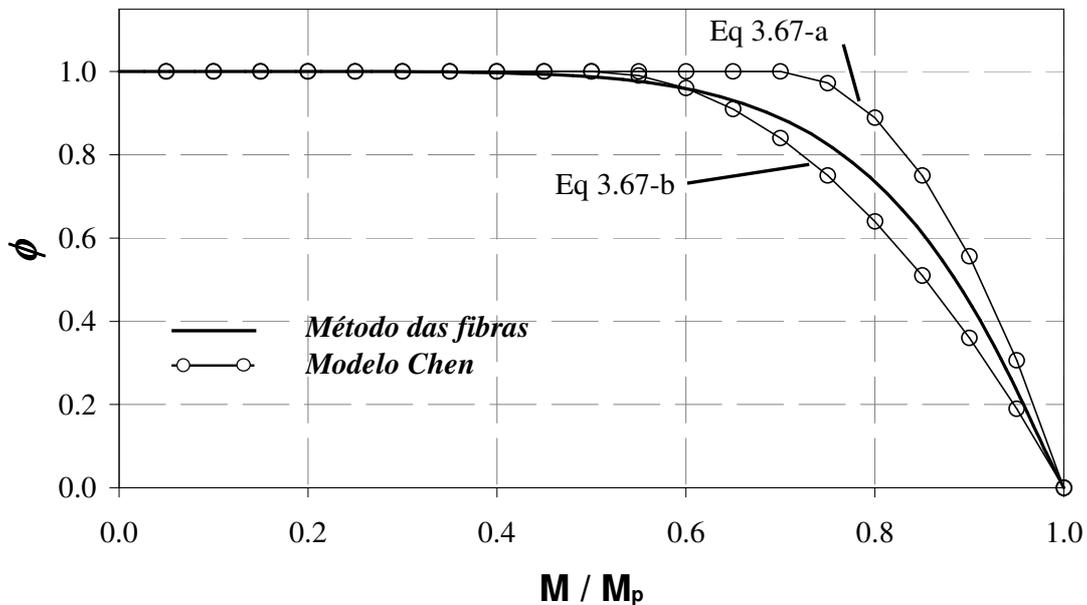


Figura 3.28 – Comparação entre os fatores de degradação flexional para um perfil de aço

Onde as funções de degradação são dadas pelas expressões:

$$\phi_c = \begin{cases} 1.0 & \text{se } 0 \leq \alpha_f < 0.7 \\ \frac{-\alpha_f^2 + 1.4 \cdot \alpha_f - 0.4}{0.09} & \text{se } 0.7 \leq \alpha_f \leq 1.0 \end{cases} \quad (3.67-a)$$

$$\phi_c = \begin{cases} 1.0 & \text{se } 0 \leq \alpha_f < 0.5 \\ 4 \cdot \alpha_f \cdot (1 - \alpha_f) & \text{se } 0.5 \leq \alpha_f \leq 1.0 \end{cases} \quad (3.67-b)$$

A figura 3.29 compara a deflexão máxima de uma viga biapoioada com carregamento concentrado no meio do vão dos programas SAFIR e o SAAFE. Enquanto o primeiro utiliza os princípios da plasticidade distribuída para a determinação da resposta inelástica, o SAAFE baseia-se na metodologia de plasticidade concentrada apresentada anteriormente. São analisados 3 casos: a flexão do perfil de aço W310x31 com aço A572, a viga-mista com laje de concreto moldada no local CB1 e a viga mista com concreto entre os banzos CB2, ambas apresentadas na figura 4.4. Verifica-se uma boa correlação entre os métodos, mostrando que a formulação apresentada consegue reproduzir com boa precisão o comportamento flexional inelástico.

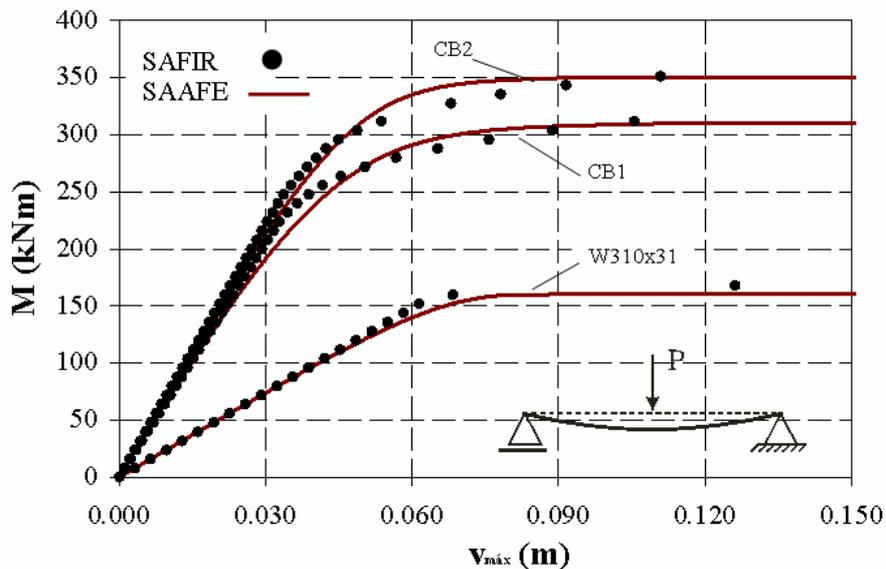


Figura 3.29 – Comparação da deflexão de uma viga biapoioada obtidas pelo programa SAAFE e pelo SAFIR.

3.5 – Modelagem da instabilidade inelástica de colunas

3.5.1- Definição de módulo tangente

A modelagem de rótulas plásticas é insuficiente para a consideração de todos os efeitos inelásticos presentes na flexão composta reta de elementos prismáticos. A

formulação do método das funções de estabilidade supõe que o elemento seja inicialmente retilíneo, portanto, não são consideradas as excentricidades iniciais oriundas do processo de fabricação dos elementos. A degradação da rigidez do elemento devido a este efeito será incluída na formulação através da adoção de um módulo de elasticidade tangente E_t .

A idealização original do módulo tangente foi proposta por Engesser em 1889 a partir da verificação experimental de que o colapso estrutural de colunas metálicas ocorria para carregamentos inferiores aos previstos pela instabilidade elástica. ENGESSER (1889) sugeriu na sua pesquisa que, caso o colapso de uma coluna ocorresse a um nível de tensão acima dos limites elásticos do material, a capacidade resistente $(P_n)_i$ desta coluna poderia ser obtida pela simples substituição do módulo elástico de E pelo módulo tangente E_t na equação da carga crítica de Euler:

$$(P_n)_i = \frac{\pi^2 \cdot E_t \cdot I}{L^2} \quad (3.68)$$

O conceito de módulo tangente tem como fundamento básico a suposição de que as tensões resultantes ao longo da seção transversal atingem o nível de escoamento do material durante o processo de flambagem (CHEN e LUI, 1986). O diagrama tensão *versus* deformação das fibras, suposto elástico, é alterado e governado a partir deste instante pela variação do módulo tangente E_t .

Seja uma viga-coluna, como a apresentada na figura 3.30, onde a excentricidade inicial será modelada por uma curva senoidal, com valor máximo δ ocorrendo no meio do vão.

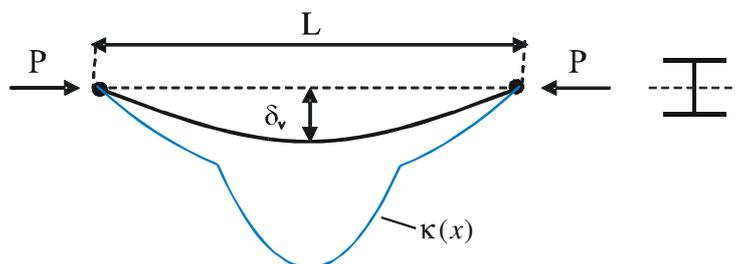


Figura 3.30 – Viga-coluna com excentricidade inicial, sujeita a uma distribuição de curvatura não linear.

Supondo que a flambagem ocorra no mesmo plano da excentricidade, a equação 3.15 pode ser reescrita como:

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = P \cdot \left(v(x) + \delta_v \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi \cdot x}{L} \right) \right) \quad (3.69)$$

Como não há proporcionalidade no regime inelástico entre a curvatura e o momento fletor, a equação acima deve ser modificada considerando que:

$$\kappa(x) = \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \quad (3.70)$$

Logo:

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = \kappa \left(P \cdot \left(y(x) + \delta \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi \cdot x}{L} \right) \right) \right) \quad (3.71)$$

3.5.2- Método de Newmark

A equação diferencial 3.71 é resolvida numericamente pelo algoritmo de integração de Newmark adaptado para a análise inelástica de vigas-coluna. Neste método, originalmente utilizado para o cálculo da carga crítica elástica de colunas, o equilíbrio e a compatibilidade são verificados em $n+1$ pontos igualmente espaçados de coordenadas x_k , $k = 0, 1, \dots, n$. A deformada inicial da viga é dada pela equação a seguir:

$$v_t(x) = v_0(x) + v_I(x) \quad (3.72)$$

$$v_0(x) = \delta \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi \cdot x}{L} \right) \quad (3.73)$$

$$v_I(x) = \frac{x \cdot [M_A \cdot (x^2 - 3 \cdot L \cdot x + 2 \cdot L^2) + M_B \cdot (L^2 - x^2)]}{6 \cdot L \cdot E \cdot I} \quad (3.74)$$

Onde M_A e M_B são os possíveis momentos de extremidade aplicados no elemento. A partir da deformada da estrutura e do esforço axial, é possível calcular os momentos fletores decorrentes do efeito $P - \delta_v$. Seja κ^* uma função que relaciona os momentos fletores e as curvaturas e é obtida através de um diagrama $M - \kappa - P$ previamente calculado. Então, a distribuição da curvatura ao longo do comprimento da viga-coluna pode ser determinada através da equação:

$$\kappa(x) = \kappa^*(M, P) = \kappa^* \left(P \cdot v_T(x) + M_A + \frac{M_B - M_A}{L} \cdot x, P \right) \quad (3.75)$$

Os efeitos inelásticos são acumulados de maneira iterativa a partir do método da viga conjugada. Essa metodologia para análise do deslocamento de vigas está baseada

em uma comparação entre as equações diferenciais de equilíbrio e de compatibilidade que regem o comportamento de barras à flexão, como apresentado no quadro a seguir:

Tabela 3.7 – Analogia entre as condições de equilíbrio e compatibilidade

Equações de equilíbrio	Equações de compatibilidade
$\frac{dM(x)}{dx} = Q_v(x)$	$\frac{dy(x)}{dx} = \Theta(x)$
$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} = g(x)$	$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{M(x)}{E \cdot I} = \kappa(x)$

A idéia original, proposta por Mohr, consiste em resolver as equações de compatibilidade de uma viga como se fossem “equações de equilíbrio” de uma viga fictícia, chamada de *viga conjugada*, com carregamento $q(x) = M(x)/EI$, esforço cortante $Q(x) = \Theta(x)$ e momento fletor $M(x) = v(x)$. Com base nessa analogia, a resolução do problema do equilíbrio da viga conjugada é equivalente à resolução do problema da compatibilidade da viga real. Como a imposição de condições de equilíbrio é, em geral, mais simples e intuitiva do que a imposição de condições de compatibilidade, a analogia da viga conjugada se apresenta como uma alternativa para a imposição de condições de compatibilidade em vigas.

Adaptando o método para a análise inelástica, o carregamento $g(x)$ aplicado é calculado a partir da transformação da curvatura calculada pela equação 3.75 em forças nodais equivalentes R_k , como mostra a figura a 3.31:

:

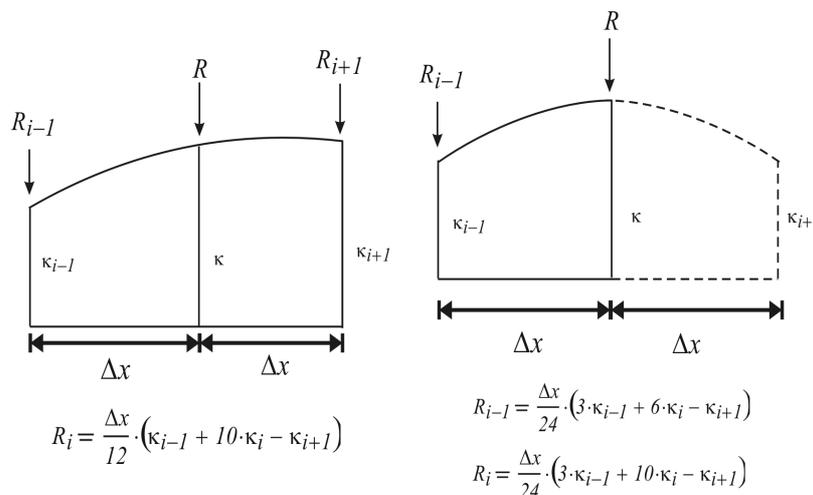


Figura 3.31 - Forças nodais equivalentes para o método da viga conjugada

A deformada v_l é recalculada através da integração da segunda equação de equilíbrio apresentada na tabela 3.7:

$$v_l(x) = \sum_{i=0}^n \left[\gamma_i(x) \cdot R_i \cdot (x - xr_i) - \frac{R_i \cdot (L - x)}{L} \right] \quad (3.76)$$

Onde xr_i é a coordenada x da aplicação da força R_i e $\gamma_i(x)$ é um delta de Kronecker para levar em conta o ponto de aplicação de R_i :

$$\gamma_i(x) = \begin{cases} 0 & \text{se } 0 \leq x < xr_i \\ 1 & \text{se } xr_i \leq x \leq L \end{cases} \quad (3.77)$$

O procedimento é reiniciado, substituindo 3.76 em 3.74, até que a tolerância do método seja atingida ou que o momento fletor atuante exceda o momento máximo resistente.

A seguir, é apresentada a amplificação do momento fletor no meio do vão de uma coluna em regime elástico com excentricidade inicial $\delta_v = 0.001 \cdot L$ em função do carregamento aplicado. Segundo TIMOSHENKO (1978), a relação entre a carga e o momento fletor no meio do vão é dada por:

$$M = \frac{P \cdot \delta_v}{1 - \frac{P}{P_e}} = \frac{P \cdot \delta_v}{1 - \frac{P \cdot L^2}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \quad (3.78)$$

A função acima é comparada com os resultados obtidos pelo método de Newmark para diversos casos de carga na figura 3.32:

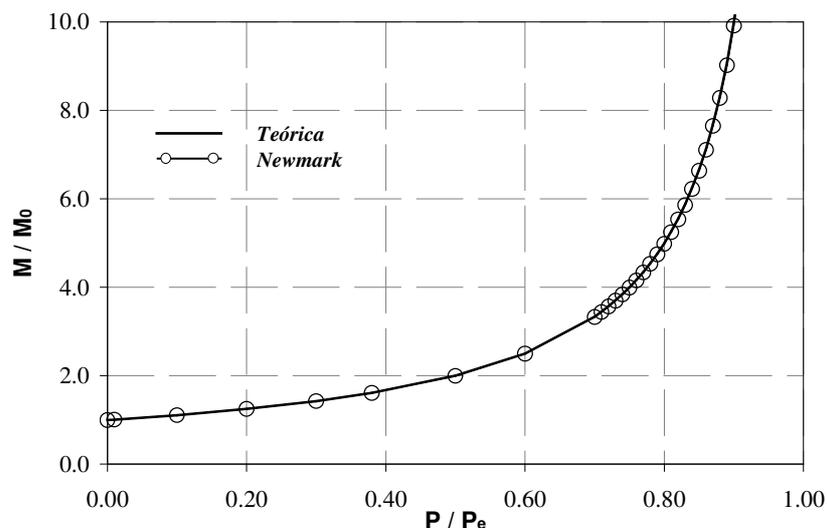


Figura 3.32 – Amplificação dos momentos fletores de uma viga-coluna elástica

3.5.3 – Cálculo do módulo de elasticidade tangente

Nas análises anteriores, o método era finalizado apenas quando havia a convergência dos deslocamentos, já que o material foi considerado elástico. A trajetória de equilíbrio, neste caso representado pela relação entre a carga e o deslocamento no meio do vão, é estável e com ponto de bifurcação em $P = P_E$. Quando o método é finalizado pela ruptura do material, verifica-se que o equilíbrio estável não é admissível e a trajetória de equilíbrio possui um ponto de bifurcação para $P < P_E$. É possível então definir o módulo tangente em função das cargas de bifurcação inelástico $(P_n)_i$, calculada pelo método de Newmark e a elástica $(P_n)_e$, calculada pela equação 3.39, com $E_t = E$:

$$\frac{E_t}{E} \approx \frac{(P_n)_i}{(P_n)_e} \quad (3.79)$$

Substituindo a equação 3.68 em 3.78, verifica-se que a carga de bifurcação inelástica $(P_n)_i$ pode ser calculada em função do comprimento da coluna. Isto é, ao fixar o valor de $(P_n)_i$ e sua respectiva função de curvaturas κ^* , varia-se o comprimento do elemento até que o equilíbrio estável não seja mais possível. Com o comprimento de ruptura, $(P_n)_e$ é calculado a partir da equação 3.39, com $E_t = E$.

A figura 3.33 apresenta uma comparação entre o comportamento durante a compressão do perfil W150x22.5 em temperatura ambiente, considerando uma excentricidade senoidal no meio do vão de $\delta_v = 0.001 \cdot L$ pelo modelo desenvolvido. Os resultados são confrontados com o programa SAFIR, para análises com e sem tensões residuais:

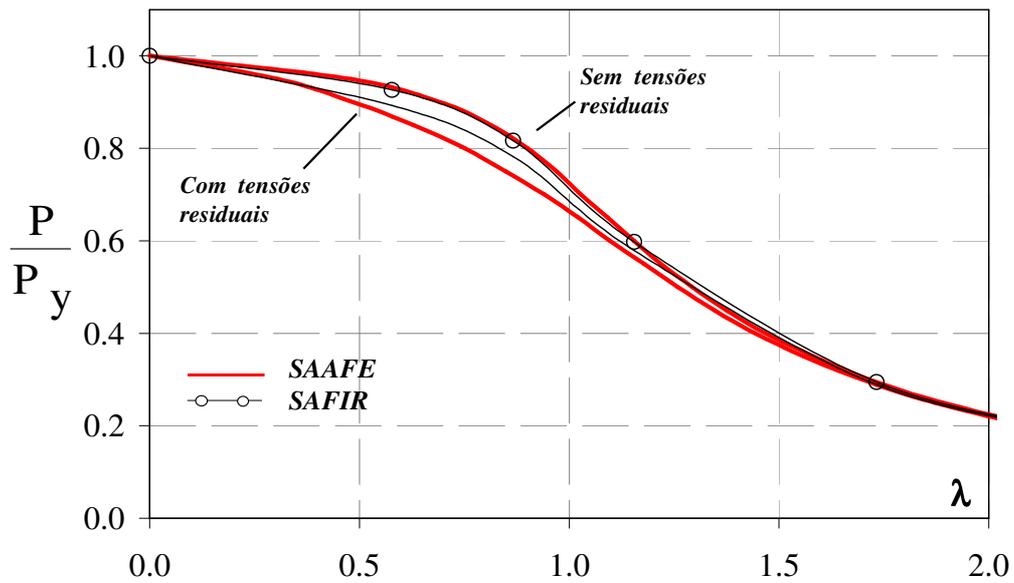


Figura 3.33 – Comparação entre os modelos numéricos

Os resultados numéricos obtidos pelo SAFIR e pela metodologia implementada no programa SAAFE possuem boa correlação, principalmente no caso sem tensão residual. Verifica-se que as tensões residuais influenciam as curvas de flambagem no trecho compreendido entre $\lambda = 0.5$ e $\lambda = 1.0$, como era esperado.

A figura a 3.34 apresenta uma comparação entre o modelo desenvolvido e as curvas de flambagem propostas pelo AISC/LFRD (2005) e do Eurocódigo 3 parte 1.2 (2004):

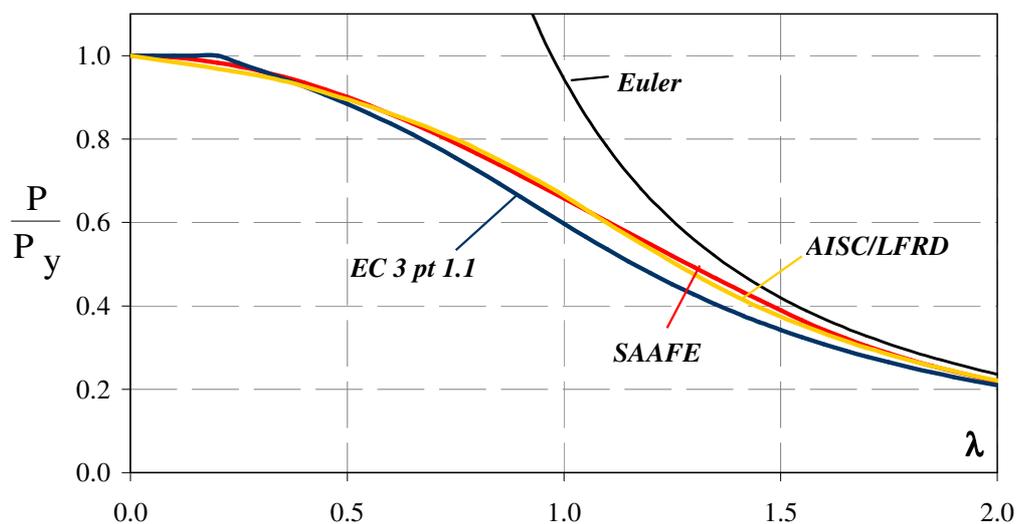


Figura 3.34 – Comparação entre as curvas de flambagem e o modelo desenvolvido

A análise do perfil considerando tensões residuais mostrou-se próxima à curva do AISC/LFRD, mas distante daquela proposta pelo Eurocódigo 3 parte 1.1. Esta tendência

de resultado tem sido encontrada em diversas outras publicações, como em ALMEIDA (2006) e de PAULA *et al.* (2006). A curva de flambagem de Euler foi apresentada junto com os resultados para indicar que as tensões residuais e as imperfeições geométricas influenciam o comportamento numa faixa restrita de comprimentos e que, para aproximadamente $\lambda > 1.5$, a flambagem elástica é dominante.

O módulo tangente é obtido pela divisão da curva inelástica pela elástica, tornando o comprimento da coluna implícito na análise. A figura 3.35 apresenta a comparação dos módulos de elasticidade tangentes dos casos analisados nas figuras 3.33 e 3.34:

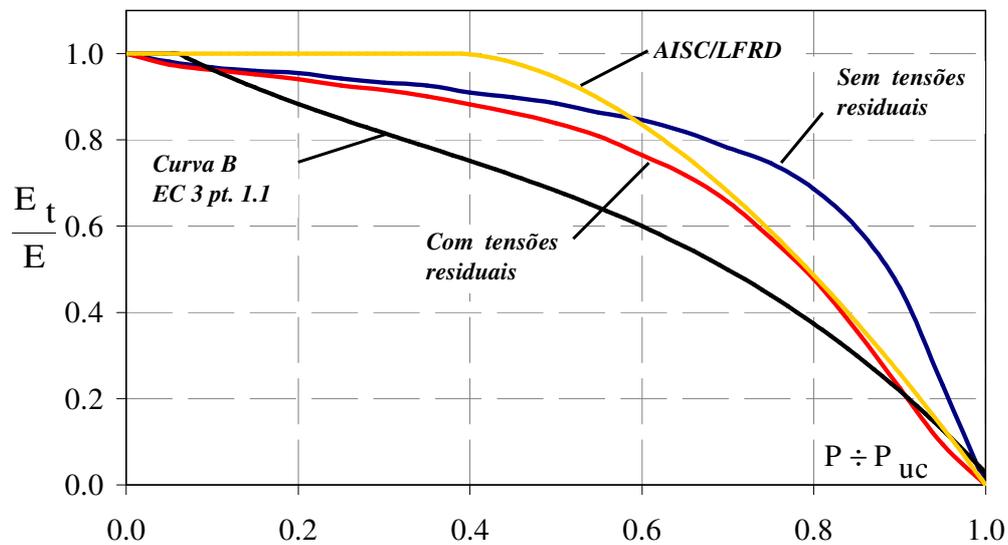


Figura 3.35 – Comparação entre módulos tangentes

LANDESMANN (2003) desenvolveu uma expressão polinomial para o módulo tangente baseado nas prescrições da NBR 14323 (1999). O código brasileiro emprega a curva “c” para a análise de colunas de aço e mistas em incêndio, independente da geometria do perfil e do eixo de da flambagem, sendo $\bar{\lambda}$ substituído por $\bar{\lambda}_\theta$ que leva em conta a temperatura da seção.

O módulo tangente, expresso em função da força axial resistente $P_{y\theta}$ calculada segundo a NBR 14323, é dado por:

$$\frac{E_t}{E} = 0.983 - 1.828 \cdot \left(\frac{P}{P_{uc}}\right) + 3.484 \cdot \left(\frac{P}{P_{uc}}\right)^2 - 5.534 \cdot \left(\frac{P}{P_{uc}}\right)^3 + 2.896 \cdot \left(\frac{P}{P_{uc}}\right)^4 \quad (3.80)$$

A seguir, na figura 3.36, é apresentada uma comparação entre os módulos tangentes para a flambagem na maior inércia do perfil W150x22.5 com fator de contribuição

$\delta = 0.65$ calculados pelo modelo desenvolvido e pela equação anterior. Serão comparados apenas casos em que a distribuição de temperaturas na seção transversal é constante, já que esta é uma das hipóteses básicas da prescrição brasileira, como mostrado anteriormente no item 2.5.1.

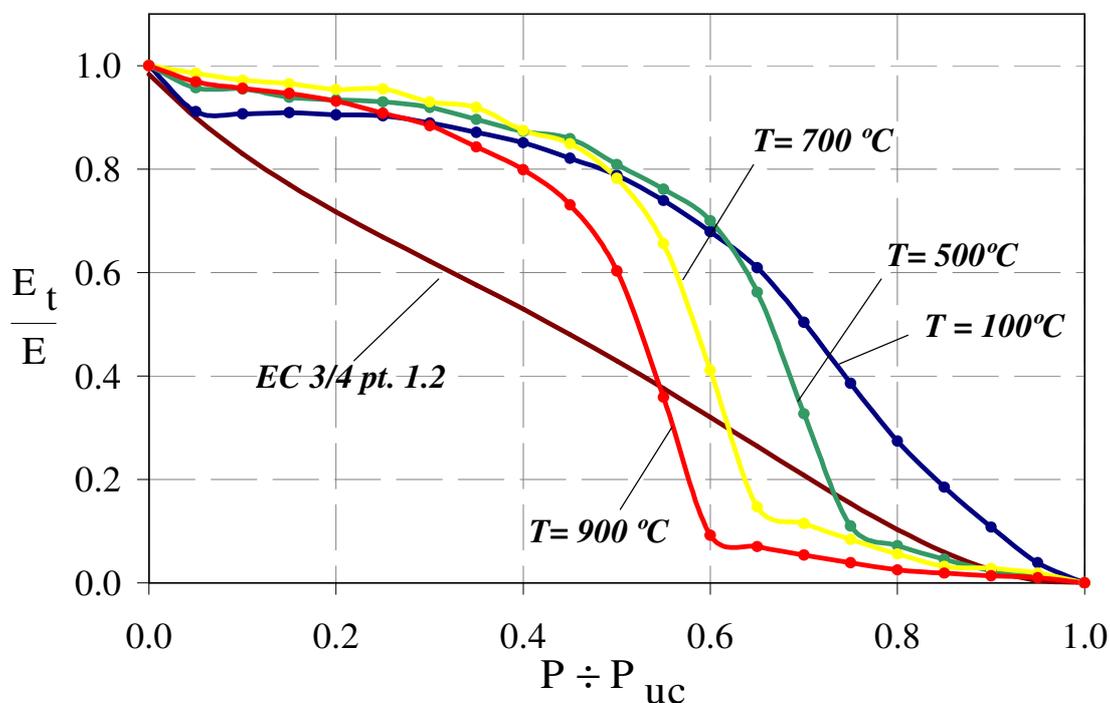


Figura 3.36 – Comportamento do módulo tangente do pilar misto em função do aquecimento

As duas metodologias apresentam resultados distintos. Porém, deve-se levar em consideração que a curva prescrita pela norma possui fatores empíricos para adaptar a situação de incêndio às curvas de flambagem usuais. Adicionalmente, o modelo da prescrição deve adotar resultados conservadores, já que os modelos analíticos descritos na norma não são capazes de prever todas as características de um incêndio.

3.5.4 – Interpolação do módulo de elasticidade tangente

A relação entre o módulo de elasticidade tangente e o módulo de elasticidade inicial E_t/E pode ser interpolada através da expressão 3.69. Neste caso, o fator de forma é constante, pois cada instante de tempo possui apenas 1 curva de módulo tangente. A equação de degradação do módulo de elasticidade tangente em função do carregamento axial $\zeta = P/P_{u,c}$ é dada por:

$$E_t = E_{20} \cdot \left\{ 1 + \left[\zeta \cdot (1 - \zeta^n)^{-1} \right]^n \right\}^{\frac{n+1}{n}} \quad (3.81)$$

A figura 3.37 apresenta a variação do módulo tangente do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ em função da temperatura em comparação com as respectivas curvas interpoladas pela expressão anterior:

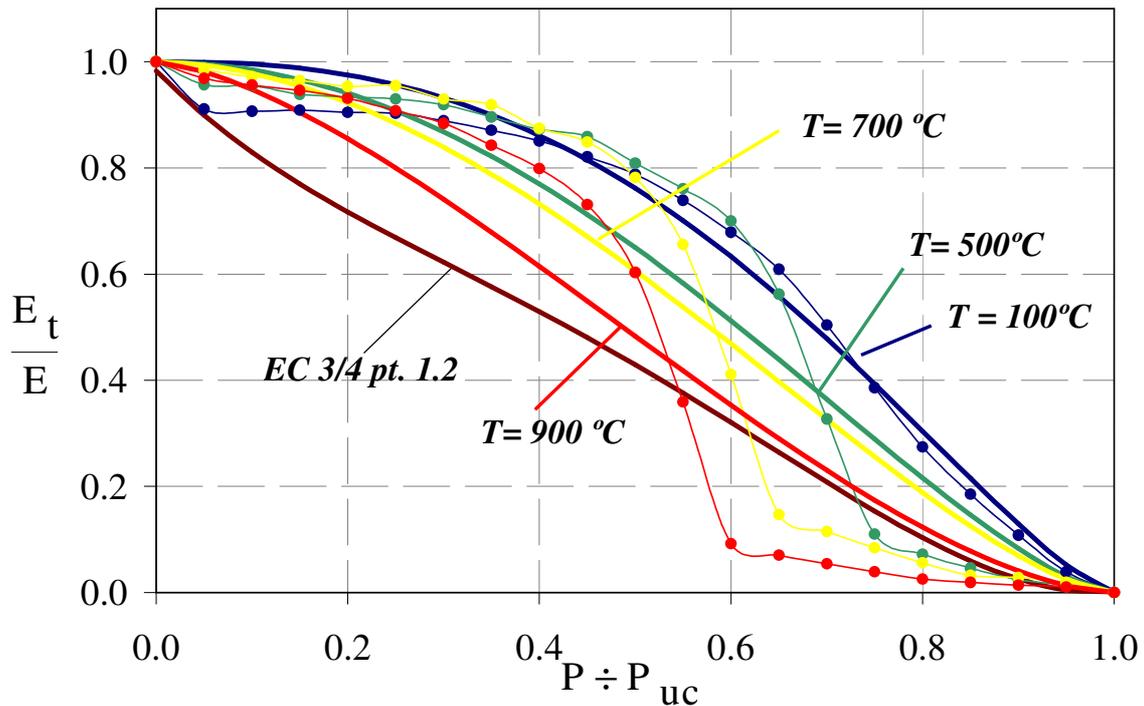


Figura 3.37 – Curvas de degradação do módulo tangente para o modelo implementado

O comportamento da curva é dependente de apenas do parâmetro n , que torna-se mais suave conforme a temperatura do perfil se eleva. Apesar da discrepância entre o comportamento das curvas do módulo, verificou-se que o comportamento das colunas avaliado pelo método de Newmark, de ambos os modelos se assemelham.

3.6 – Esforços de engastamento perfeito em função da temperatura

O aumento da temperatura nos elementos estruturais gera deformações térmicas que precisam ser consideradas pelo Método das Funções de Estabilidade. Estas deformações são incorporadas no modelo através do Método de Duhamel (GATEWOOD, 1957; OSSENBRUGGEN *et al.*, 1973), onde o elemento de viga-coluna é considerado totalmente restringido nos nós de extremidade. Com o procedimento, 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. A figura 3.38 ilustra o efeito da restrição às deformações térmicas geradas pela dilatação dos elementos:

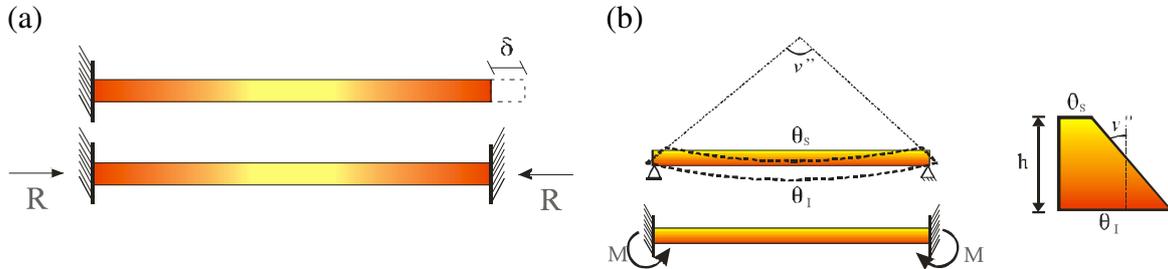


Figura 3.38 – (a) Força de engastamento perfeito devido a dilatação uniforme da seção; (b) Força de engastamento perfeito devido ao gradiente de temperaturas na seção transversal;

O vetor de carregamentos, denominado vetor de forças de engastamento perfeito, considera os efeitos decorrentes do alongamento axial e também da rotação devida ao gradiente de temperatura na seção transversal. O vetor \tilde{f}_{ep} é apresentado a seguir, nas coordenadas locais do elemento:

$$\tilde{f}_{ep} = \begin{Bmatrix} P_{\theta} \\ 0 \\ M_{\theta} \end{Bmatrix} \quad (3.82)$$

Onde as forças de engastamento perfeito são calculadas pelas expressões:

$$P_{\theta} = \int E \cdot \left(\frac{\Delta L}{L} \right) \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} \left(\frac{\Delta L}{L} \right)_j \cdot E_j \cdot A_j \quad (3.83)$$

$$M_{\theta} = \int E \cdot \left(\frac{\Delta L}{L} \right) \cdot y \cdot dA = \sum_{j=1}^{N_E} \left(\frac{\Delta L}{L} \right)_j \cdot E_j \cdot y_m (Y - y_j) \cdot A_j \quad (3.84)$$

Onde A_j é a área da fibra, y_j é a coordenada em relação ao eixo de flexão e y_m é a posição da linha neutra elástica, calculada durante a determinação de $(EI)_{eq,\theta}$ e apresentada em 3.4. O alongamento específico $\left(\frac{\Delta L}{L} \right)_j$ e o módulo de elasticidade E_j , dependentes da temperatura T_j da fibra, são calculados conforme as equações da seção 3.2. Caso a seção transversal possua campo de temperaturas simétrico em relação à linha neutra Y , os momentos de engastamento perfeito M_{θ} serão nulos.

A figura 3.39 apresenta a variação de P_θ do perfil W150x22.5 com fator de contribuição $\delta = 0.65$ em função de um campo de temperaturas constante na seção transversal. Os resultados são confrontados com o resultado teórico, calculado a partir das integrais de 3.83 e 3.84:

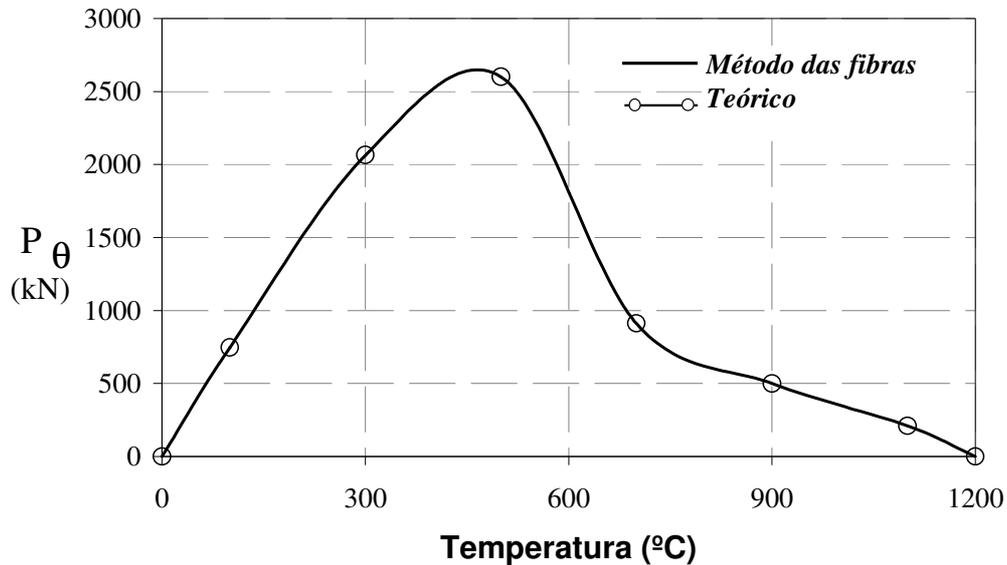


Figura 3.39 – Variação do esforço de engastamento perfeito P_θ em função da temperatura

As ações de engastamento perfeito são introduzidas no modelo a partir da sobreposição do vetor \underline{f}_{ep} com o vetor de forças nodais atuantes \underline{f}_c :

$$\underline{f}_{cj} = \underline{f}_c - \underline{f}_{ep} \quad (3.85)$$

O vetor \underline{f}_{cj} será utilizado na análise global da estrutura em substituição ao vetor de forças nodais \underline{f}_c , como se somente existissem cargas aplicadas diretamente nos nós. Após a solução da equação 3.34, os efeitos decorrentes da deformação térmica devem ser retirados do modelo, e o vetor de ações de extremidade do elemento devido ao deslocamento \underline{f}_e é dado por:

$$\underline{f}_e = \underline{f}_c + \underline{f}_{ep} \quad (3.86)$$

4

Aplicação do método

4.1 – Descrição do modelo

Um edifício garagem com 12 pavimentos será analisado pelo programa SAAFE modificado pela metodologia descrita nos capítulos anteriores. A planta baixa do pavimento tipo do edifício é apresentada na figura 4.1:

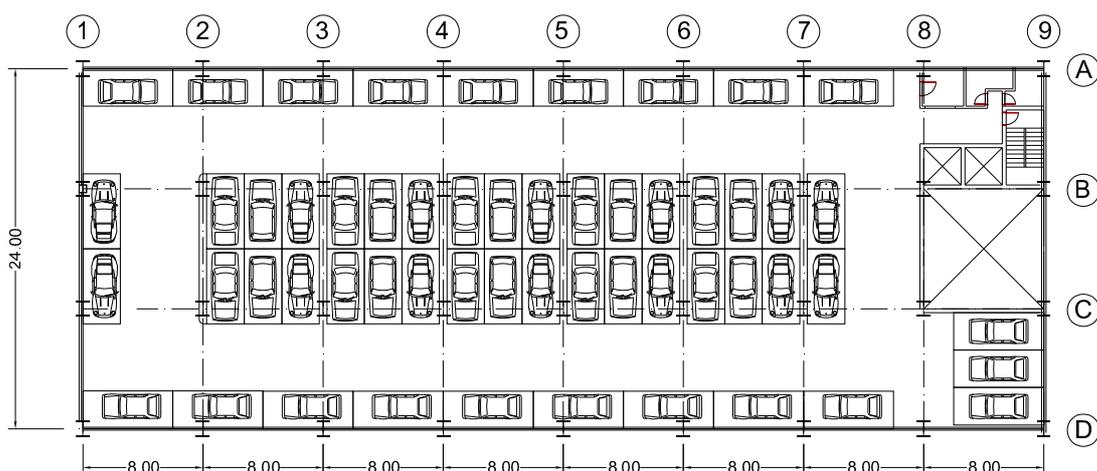


Figura 4.1 – Planta baixa do pavimento tipo

O edifício foi estruturado com colunas de aço de perfil laminado e com vigamento formado por vigas mistas aço-concreto e com laje maciça armada em uma direção. Conforme descrito na seção 3.4, o modelo prevê a interação total entre o concreto e o aço. Logo, os conectores de cisalhamento foram escolhidos em número suficiente para que seja considerada a interação total entre a laje e a viga de aço. O contraventamento da estrutura é realizado por barras diagonais dispostas em dois planos ortogonais, conforme mostrado pelos trechos pontilhados da figura 4.2.

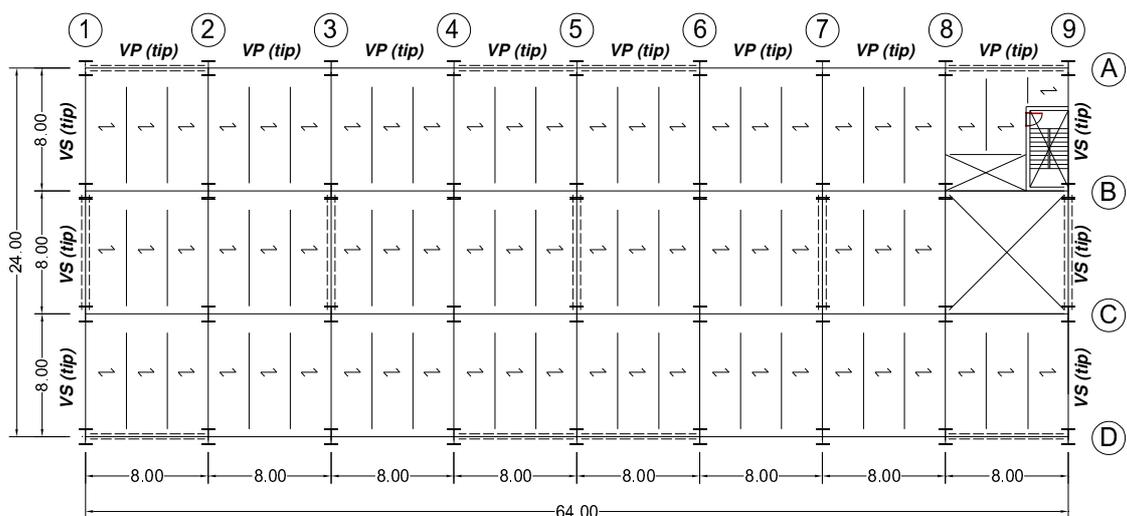


Figura 4.2 – Lançamento da estrutura.

As ligações entre as vigas e as colunas internas são supostas rígidas, enquanto que as ligações entre as vigas e as colunas externas são consideradas flexíveis. A figura 4.3 apresenta o pórtico correspondente aos eixos 3, 5 e 7 do edifício:

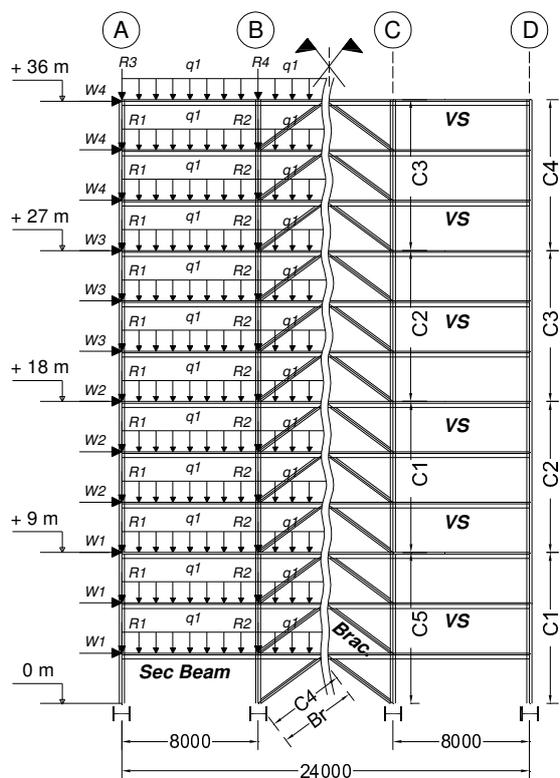


Figura 4.3 – Elevação do edifício garagem e seus respectivos carregamentos

A definição da geometria e do sistema estrutural permite o dimensionamento das seções, apresentado na tabela 4.1. Todos os elementos de aço são constituídos de perfis laminados, de aço ASTM 572 Gr. 50 e as vigas mistas incluem as lajes de concreto moldadas *in loco* com 100 mm de espessura, largura colaborante de 1350 mm e $f_{ck} = 20$ MPa.

Tabela 4.1 – Seções transversais dos elementos do sistema estrutural

Elemento	C1	C2	C3	C4	C5	SB
Seção	W360x147	W360x122	HP250x62	W200x46	W360x196	W310x32

Foram realizadas 3 análises estruturais, duas em temperatura ambiente (Comb₁ e Comb₂) e uma em situação de incêndio (Comb₃). Estas combinações levam em conta a ação do peso próprio das estruturas de aço e concreto ($D_{aço}$ e $D_{concreto}$, respectivamente) a ações do vento (W) e as ações decorrentes do incêndio (F). As ações decorrentes do vento serão calculadas de acordo com a norma de vento em edificações NBR 6123 (1980) para as análises em temperatura ambiente. O desaprumo da estrutura será considerado através das forças fictícias N_i definidas como 0.2% do peso próprio, conforme apresentado no anexo 4 do AISC/LFRD (2005). As ações são combinadas a partir das prescrições do AISC/LFRD (2005) e do projeto de revisão da NBR 14323 (2003):

$$Comb_1 = 1.5 \cdot L + (1.25 \cdot D_{aço} + 1.35 \cdot D_{concreto}) \quad (4.1-a)$$

$$Comb_2 = 0.6 \cdot L + 1.4 \cdot W + (1.25 \cdot D_{aço} + 1.35 \cdot D_{concreto}) \quad (4.1-b)$$

$$Comb_3 = 0.5 \cdot L + N_i + F + 1.2 \cdot (D_{aço} + D_{concreto}) \quad (4.1-c)$$

A tabela 4.2 apresenta o valor dos carregamentos apresentados na figura 4.3 para as combinações em análise:

Tabela 4.2 – Carregamento em função da combinação das ações

Combinação	q_1	R_1	R_2	R_3	R_4	W_1	W_2	W_3	W_4
	(kN/m)	(kN)							
Comb1	25.74	212.0	414.6	202.6	405.2	--	--	--	--
Comb2	18.45	150.8	292.1	141.3	282.7	50.0	58.2	63.0	55.2
Comb3	16.20	132.5	256.9	124.4	248.8	4.2	4.2	4.2	4.1

Será considerado o incêndio padrão descrito pela curva ISO 834 (1999), apresentada na equação 2.1, atuando no primeiro pavimento do edifício. A parte inferior das vigas com elevação de 2.54 m e as colunas externas estarão parcialmente expostas ao fogo, enquanto que as colunas internas estarão completamente envolvidas pelo incêndio.

As colunas serão termicamente protegidas por argamassa projetada com 20 mm de espessura com $\rho_m = 800 \text{ kg/m}^3$, $c_m = 1700 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$ e $\lambda_m = 0.17 \text{ W/kg } ^\circ\text{C}$. Serão estudados os comportamentos de duas tipologias de vigas mistas em situação de incêndio. Na primeira (CB1), será usada uma viga mista com laje de concreto moldada no local, com perfil de aço apresentado na tabela 4.1. Será aplicada uma proteção térmica com argamassa projetada com as mesmas características daquela utilizada nas colunas. Como alternativa à proteção térmica, será investigado o comportamento da seção parcialmente preenchida com concreto (CB2). As barras de aço longitudinais não serão consideradas na análise, uma vez que possuem função meramente construtiva.

A figura 4.4 apresenta as tipologias das vigas mistas utilizadas neste trabalho:

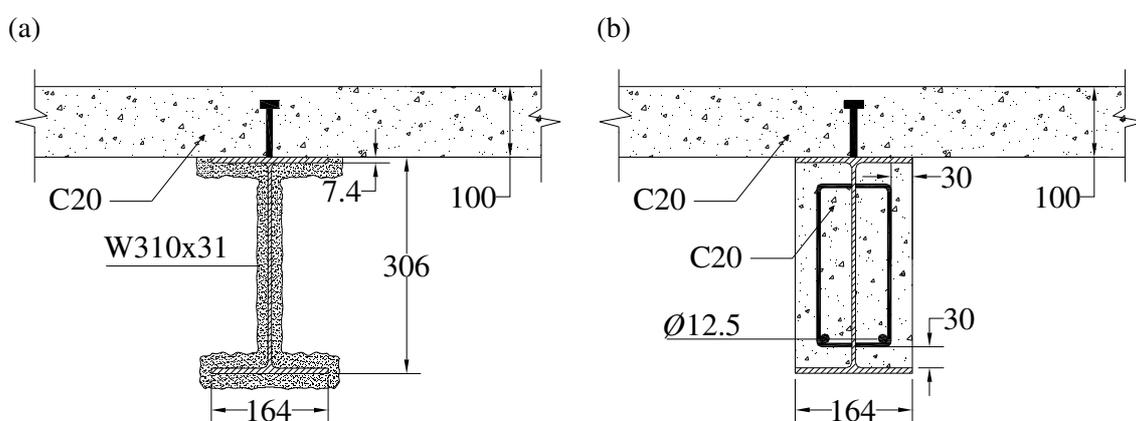


Figura 4.4 – Tipologias de vigas mistas investigadas. (a) Viga mista CB1, com proteção térmica de argamassa projetada; (b) Viga mista CB2, com as mesas preenchidas

4.2 – Análise térmica

A seguir, são apresentados os resultados da análise térmica dos elementos submetidos a um incêndio padrão (ISO 834, 1999) no primeiro pavimento do edifício obtidos pelo programa TERMO. Analisaram-se os perfis com a proteção térmica

descrita anteriormente e, para efeito de comparação, foram apresentados os resultados da análise sem a proteção térmica.

A figura 4.5 descreve o aquecimento da coluna de aço C5 (W360x196), que possui todas as suas faces inseridas no incêndio.

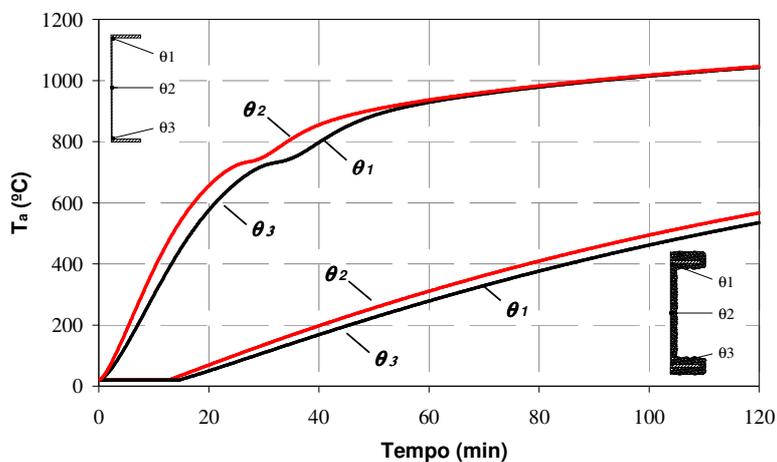


Figura 4.5 – Evolução da temperatura da coluna C5 em função do tempo transcorrido

O perfil de aço possui dupla simetria de forma e de carregamento térmico, pois todas as suas faces estão expostas ao incêndio. Estas condições particulares geram uma distribuição de temperaturas idêntica nos flanges superior (θ₁) e inferior (θ₃), conforme verificado na figura. Adicionalmente, observa-se que a alma do perfil alcança maiores temperaturas, já que esta é a região que apresenta maior esbeltez e, conseqüentemente, menor massa.

A figura 4.6 apresenta a distribuição de temperaturas das colunas C1 (W360x147), dispostas na fachada do edifício, como mostra a figura 4.3:

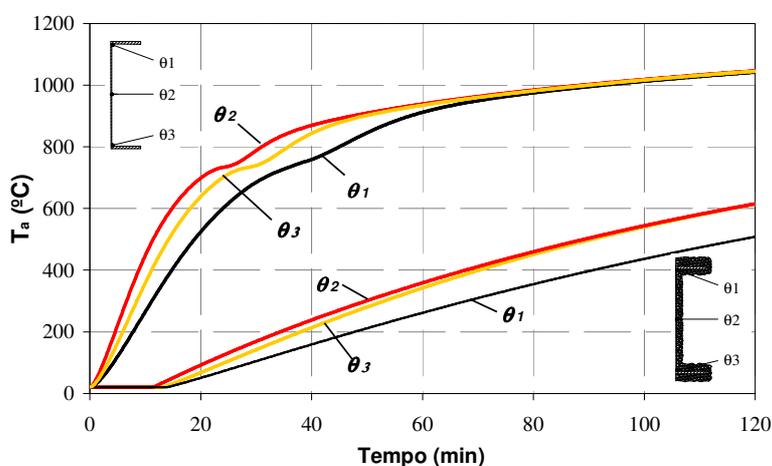


Figura 4.6 – Evolução da temperatura da coluna C1 em função do tempo transcorrido

A coluna C1 é um elemento de fachada e, portanto, ela possui uma das suas faces abrigada da ação do fogo. Esta condição de contorno gera uma distribuição de temperaturas diferente daquela apresentada na figura 4.5, que resulta em $\theta_1 \neq \theta_3$, mostrado nas figuras 4.6 e 2.9.

A proteção térmica das colunas tende a retardar o aquecimento do elemento exposto ao incêndio. Analisando as figuras 4.5 e 4.6, verifica-se que as colunas sem proteção contra o incêndio entram em equilíbrio térmico com o ambiente em chamas por volta de 60 minutos, enquanto que as mesmas colunas com a proteção possuem temperaturas nos flanges e na alma em torno de 600°C para 120 minutos de exposição.

A figura 4.7 apresenta a evolução da temperatura da viga mista CB1:

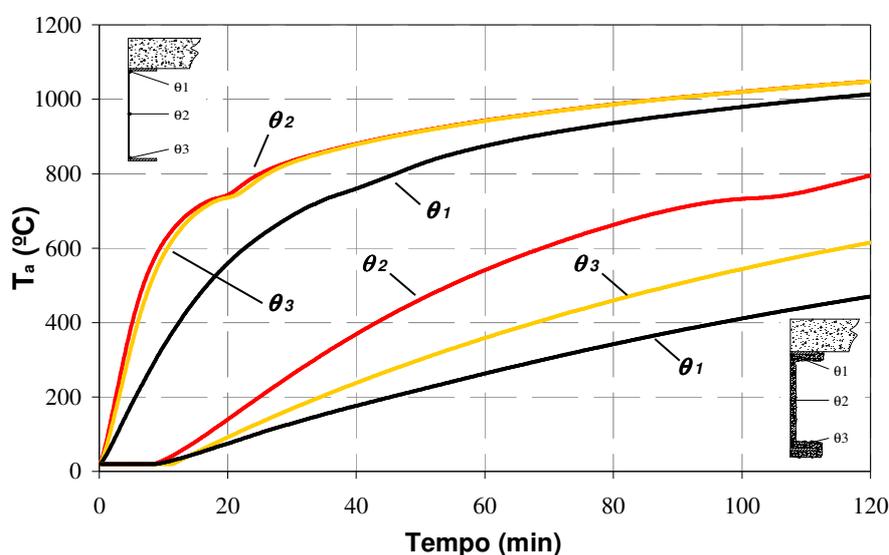


Figura 4.7 – Evolução da temperatura da viga mista CB1 em função do tempo transcorrido

O comportamento térmico da viga mista CB1 assemelha-se ao da coluna com 3 faces expostas, possuindo maior temperatura na alma e temperaturas nos flanges diferentes. Apesar da coluna e da seção mista possuírem o mesmo comportamento térmico, verifica-se que a viga se aquece mais rapidamente que a coluna de aço. Isto se deve ao fato da massa da primeira ser cerca de 20% da massa da segunda, gerando um aquecimento mais rápido. Este fenômeno é modelado pela NBR 14323, pelo fator de massividade da seção transversal, como discutido em 2.5.

Na viga CB2, este comportamento não se verifica, como observado na figura 4.8. A face externa do flange inferior está exposta à ação do fogo e sua temperatura começa a elevar-se significativamente desde o início do incêndio. Ainda assim, este elemento

possui um aquecimento mais brando do que o caso em que a viga mista não possui proteção térmica. As temperaturas nodais que representam a evolução da temperatura da alma e do flange superior, θ_1 e θ_2 respectivamente, possuem crescimento moderado quando comparado com os outros casos analisados na figura 4.7. A análise da figura 4.7 permite concluir que o concreto utilizado na confecção das vigas mistas CB2 possuem a capacidade de isolar o perfil de aço do incêndio, podendo ser utilizado como material de proteção térmica. Caso a resistência deste elemento misto não atinja a requerida no dimensionamento, barras de aço podem ser adicionadas ao elemento misto para lhe conferir maior resistência, como será verificado na seção 4.3.

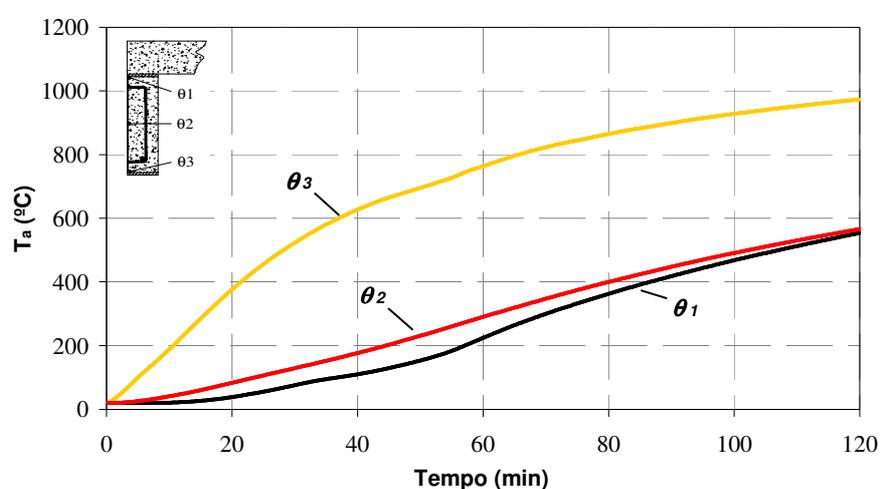


Figura 4.8 – Evolução da temperatura da viga mista CB2 em função do tempo transcorrido

4.3 – Degradação das propriedades mecânicas

A partir da análise térmica, é possível calcular a degradação das propriedades mecânicas dos elementos estruturais. Para facilitar a comparação dos resultados, optou-se por apresentar todos os dados relativos aos seus valores em temperatura ambiente. A tabela 4.3 resume as principais características do modelo antes do início do incêndio. Cabe ressaltar que a situação de incêndio utiliza a resistência característica dos materiais. Logo, os valores apresentados abaixo são superiores àqueles encontrados pelas normas de dimensionamento em temperatura ambiente (NBR 8800, 1986; EC 3 pt 1.1, 2004; EC 4 pt. 1.1, 2004), já que não os materiais não possuem fatores de minoração da resistência característica.

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas antes do incêndio

Seção	$N_{rd,t}$ (kN)	$N_{rd,c}$ (kN)	$(EA)_{eq,c}$ (kN)	M_{rd+} (kNm)	$(EI)_{eq,+}$ (kNm ²)	ym (m)
CB1	1339.7	-4089.7	2442187	298.0	36743.5	0.116
CB2	1462.4	-5138.4	3052037	342.0	39576.0	0.123
C5	8583.4	-8583.4	5092030	1313.4	129155.7	0.187
C1	6424.9	-6424.9	3811570	968.7	93750.1	0.181

Onde $N_{rd,t}$ e $N_{rd,c}$ são os esforços normais resistentes de tração e de compressão respectivamente e $(EA)_{eq,c}$ é a rigidez axial de compressão. Os parâmetros $(EI)_{eq,+}$ e M_{rd+} representam a rigidez flexional e o momento fletor resistente na flexão pura, ambos estão relacionados com a flexão positiva. Isto é, com tração nas fibras inferiores da seção, cuja linha neutra elástica é representada por ym que é medida a partir do topo da laje, como discutido no capítulo 3.

Na figura 4.9, são apresentadas as variações dos esforços resistentes máximos à compressão e a flexão pura. Verifica-se que a proteção térmica das colunas retarda a degradação das propriedades por aproximadamente 1 hora. Durante este período, a viga com proteção perdeu cerca de 30% de sua capacidade portante. Isto se deve ao fato da laje estar em contato direto com o incêndio, perdendo resistência e rigidez desde o início do sinistro.

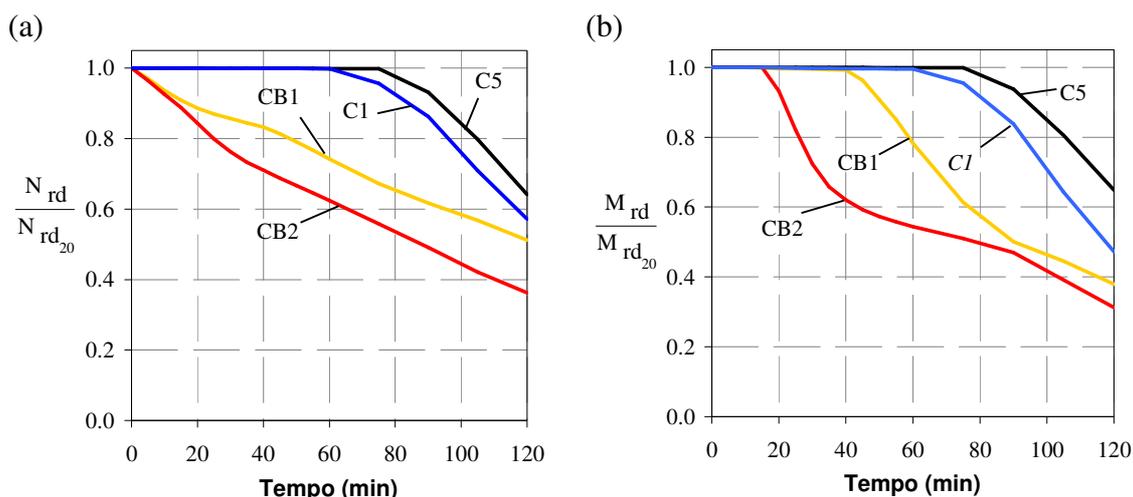


Figura 4.9 – (a) Degradação do esforço axial resistente dos elementos durante a compressão;
(b) Degradação do momento fletor resistente para flexão positiva

As curvas de aquecimento obtidas pelo MEF determinam o comportamento da degradação das propriedades mecânicas. Quando o aquecimento ocorre de maneira simétrica, como no caso da coluna de aço C5, a temperatura do perfil é aproximadamente constante e todas as fibras se degradam de maneira uniforme. A simetria do aquecimento de C5 mantém seu centróide inalterado durante todo o incêndio, fato não observado nas vigas mistas e na coluna C1. Conforme estes elementos se aquecem, há um deslocamento da posição da linha neutra em direção ao lado mais frio do elemento, de modo que os braços de alavanca para o cálculo dos momentos fletores se altera. O resultado deste processo é a maior velocidade de degradação da capacidade portante destes elementos à flexão, como observado na figura 4.9-b.

A figura 4.10 mostra a degradação da rigidez flexional e axial dos perfis analisados. Como a degradação do módulo de elasticidade em função da temperatura ocorre de maneira mais acentuada do que a redução da tensão de escoamento, os efeitos discutidos anteriormente são agravados:

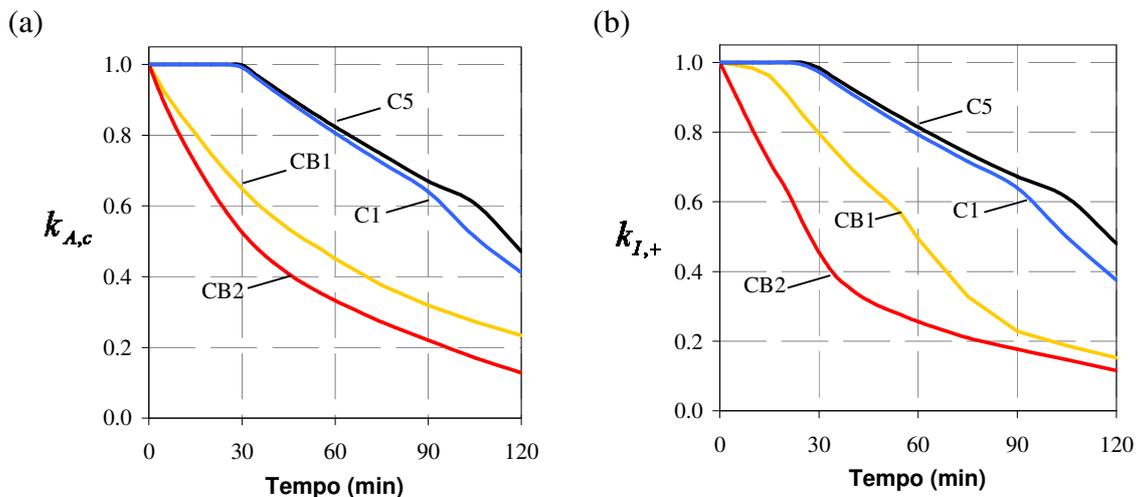


Figura 4.10 – (a) Degradação da rigidez axial dos elementos durante a compressão;
(b) Degradação da rigidez flexional para momentos positivos

Os perfis de aço conservam seu módulo de elasticidade em temperatura ambiente por 30 minutos, mostrando que a proteção térmica mantém a temperatura dos perfis inferiores a 100°C durante todo este tempo. As vigas mistas perdem rigidez desde o início do incêndio, já que o concreto das lajes está em contato com o incêndio desde o início do aquecimento.

A rigidez axial da viga mista com concreto entre mesas (CB2) degrada-se rapidamente, pois o concreto contido entre as mesas de aço está em contato direto com o incêndio. Conforme discutido na seção 3.1, o concreto se degrada para temperaturas superiores a 20°C, possuindo cerca de 40% de sua rigidez para 200°C. Portanto, toda a parte externa da viga de concreto não participa da rigidez do elemento à compressão axial.

Conforme o elemento se aquece e a linha neutra se aproxima do topo da laje, o momento de inércia do flange inferior comanda o comportamento da rigidez flexional. Como visto anteriormente, nas figuras 4.7 e 4.8, o flange inferior da viga mista CB2 se aquece mais rapidamente que o da viga mista com proteção térmica. Este efeito é percebido na figura 4.10-b, onde a rigidez flexional de CB2 reduz-se a 40% do seu valor em temperatura ambiente após 30 minutos de incêndio, enquanto a viga CB1 perdeu apenas 20% da sua rigidez.

Os esforços resistentes de compressão e flexão pura não demonstram o comportamento de elementos submetidos à flexão composta reta, como no caso das colunas C1 e C5. Para que este efeito seja incorporado no programa, as superfícies de ruptura interpoladas devem ser utilizadas, conforme discutido no terceiro capítulo. A seguir, são apresentadas as superfícies de ruptura das colunas expostas ao incêndio.

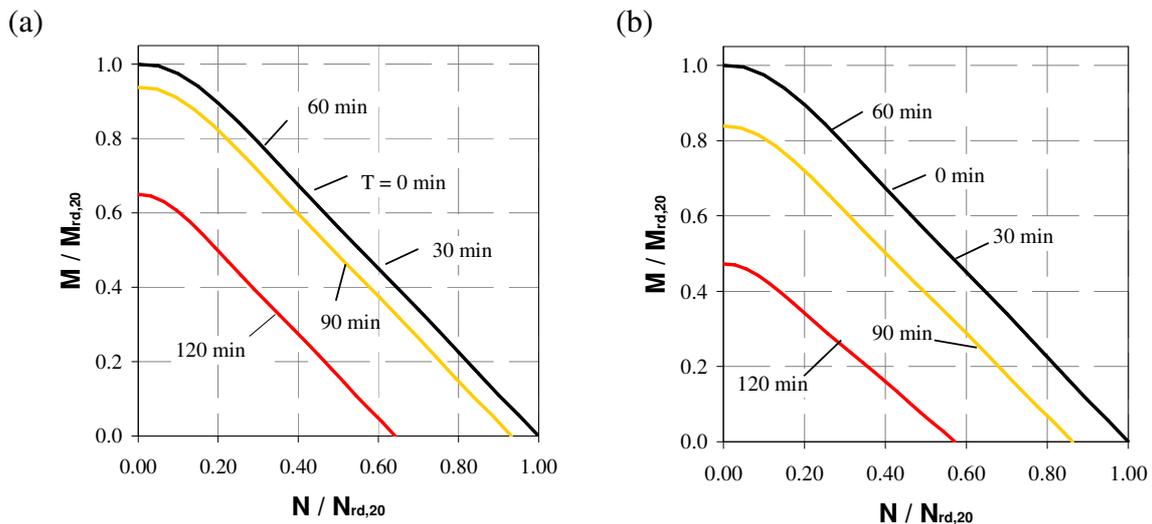


Figura 4.11 – Superfícies de ruptura das colunas durante o incêndio (a) C5; (b) C1.

A proteção térmica retarda o aquecimento dos perfis, de modo que a temperatura destes elementos conserva-se inferior a 400°C durante os primeiros 60 minutos do

incêndio. Este efeito é percebido na figura 4.11, onde as superfícies de ruptura de 0, 30 e 60 minutos são coincidentes para ambas as colunas.

As vigas mistas também estão sujeitas à flexão composta reta durante o incêndio, já que seu alongamento devido ao aquecimento é parcialmente restringido pelas colunas do primeiro andar. A figura 4.12 mostra as superfícies de ruptura das vigas mistas CB1 e CB2 durante o incêndio:

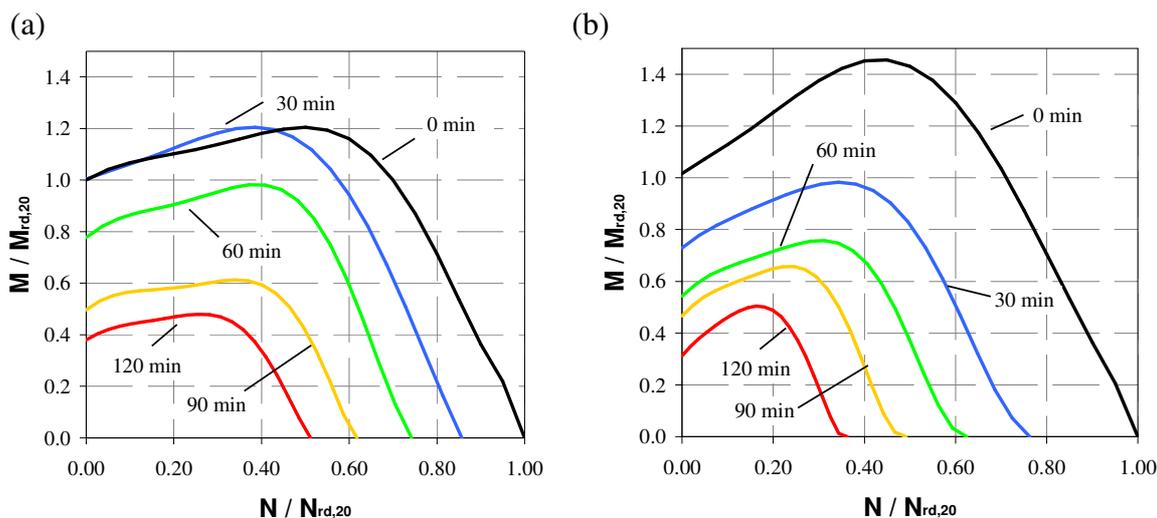


Figura 4.12 – Superfícies de ruptura das vigas durante o incêndio (a) CB1; (b) CB2

As superfícies interpoladas apresentam um aumento do momento fletor em função do acréscimo do esforço normal de compressão. Conforme discutido no capítulo 3, este efeito depende do fator de contribuição do concreto, mostrando-se muito mais evidente na viga mista com concreto entre mesas. Nesta tipologia de viga, o momento fletor resistente na flexo-compressão chega a 140% do seu valor na flexão pura no início do incêndio.

A viga mista com proteção térmica de argamassa projetada começa a perder sua resistência à flexão após 40 minutos, enquanto que sua resistência a compressão axial degrada-se desde o início do incêndio. Este efeito é percebido na figura 4.12-a, onde apesar da superfície de 30 minutos e a do início do incêndio possuírem o mesmo momento fletor resistente, o ponto de momento máximo das duas curvas apresenta-se deslocado.

4.4 – Modelo de análise avançada para situação de incêndio

Os efeitos combinados da degradação da rigidez e da resistência flexional são associados com a superfície de ruptura, para o cálculo do fator de degradação da rigidez flexional ϕ . O fator de forma \bar{n} , apresentado na expressão 3.63, é ajustado pelo método dos mínimos quadrados para todas as curvas do diagrama $M - \kappa - P$. A figura 4.13 apresenta o comportamento inelástico durante o incêndio das colunas C1 e C5 para a flexão pura, onde $k_0 = M_{rd,\theta} / (EI)_\theta$:

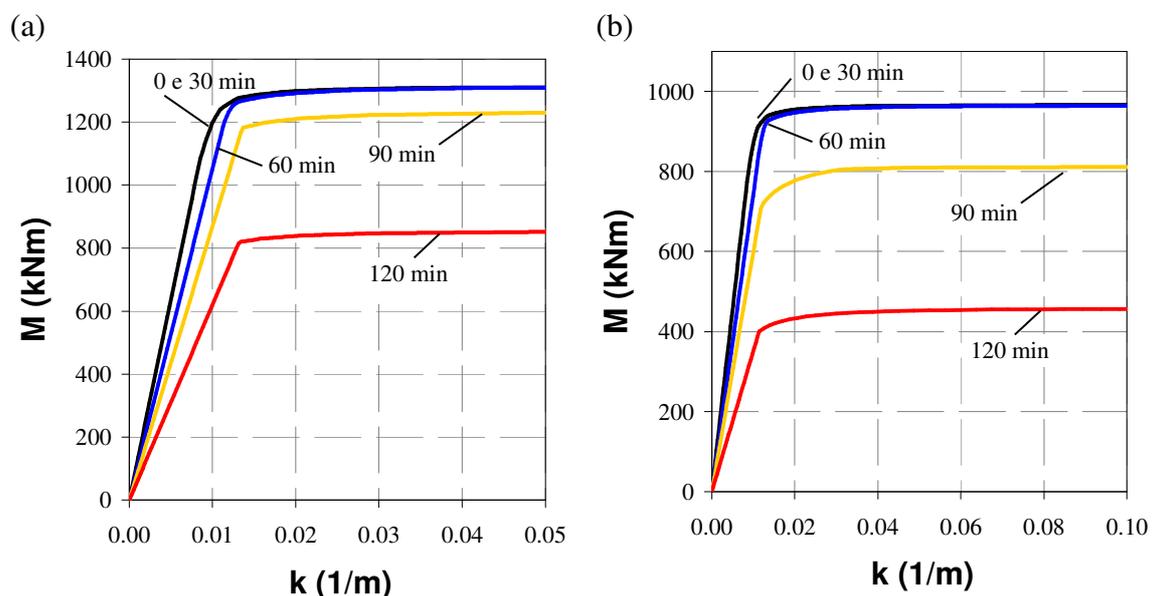


Figura 4.13 – Comportamento flexional das colunas (a) C5; (b) C1 durante o incêndio.

No início do incêndio, a proteção térmica mantém a temperatura dos perfis inferiores aos limites de degradação dos módulos de elasticidade e tensão de escoamento, conforme apresentado anteriormente nas tabelas 3.1 e 3.2. No entanto, há um alívio das tensões residuais nos perfis durante o aquecimento, que modifica o comportamento das curvas momento *versus* curvatura tornando-a elastoplástica. Conforme discutido anteriormente, a proteção térmica das colunas retarda o aquecimento dos perfis, retardando o aquecimento

A figura 4.14 apresenta o comportamento flexional das vigas mistas durante o incêndio. O mesmo fenômeno observado nas colunas de aço ocorre na viga mista protegida termicamente pela argamassa. A viga mista CB2 apresenta degradação da

rigidez desde o início do incêndio, já que o concreto participa com maior efetividade durante a flexão desta tipologia.

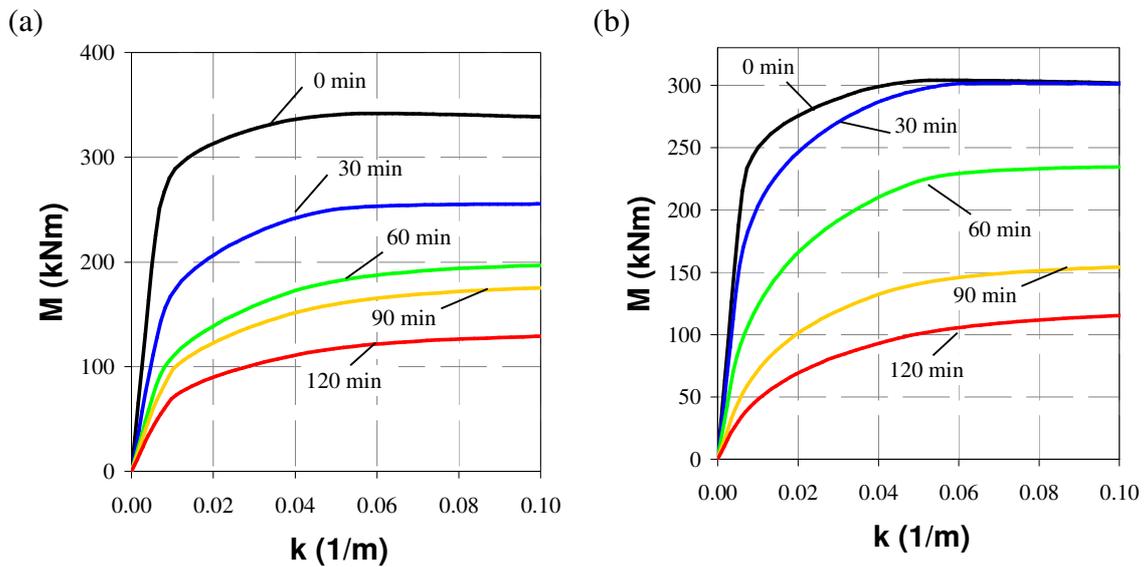


Figura 4.14 – Comportamento flexional das vigas mistas (a) CB1; (b) CB2 durante o incêndio.

A figura 4.15 apresenta a variação do fator de forma n em função da relação entre o esforço normal atuante P , e o esforço normal máximo resistente em função da força normal de compressão P_{uc} .

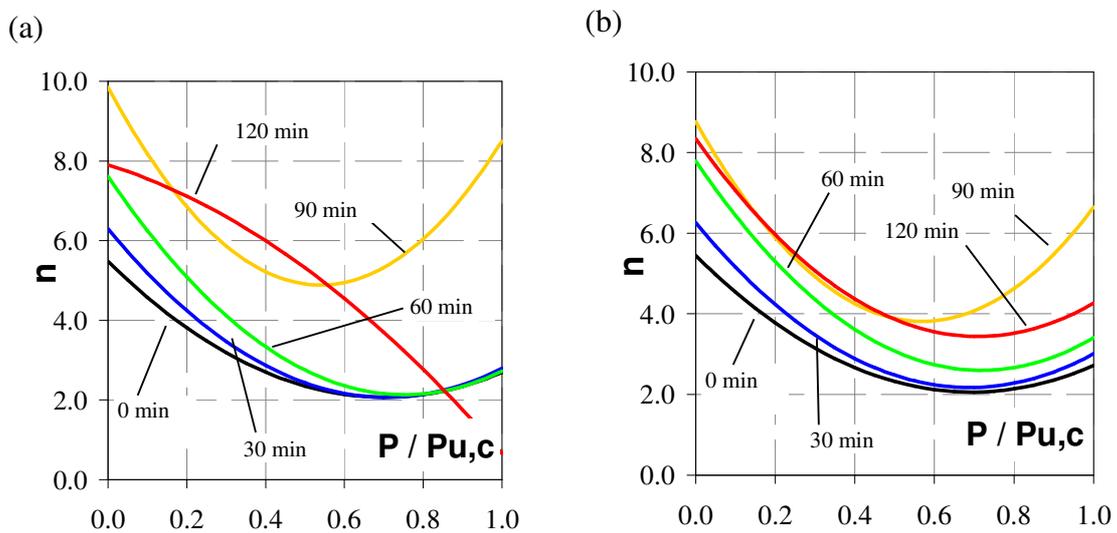


Figura 4.15 – Variação do fator de forma n para os elementos de aço (a) C1; (b) C5;

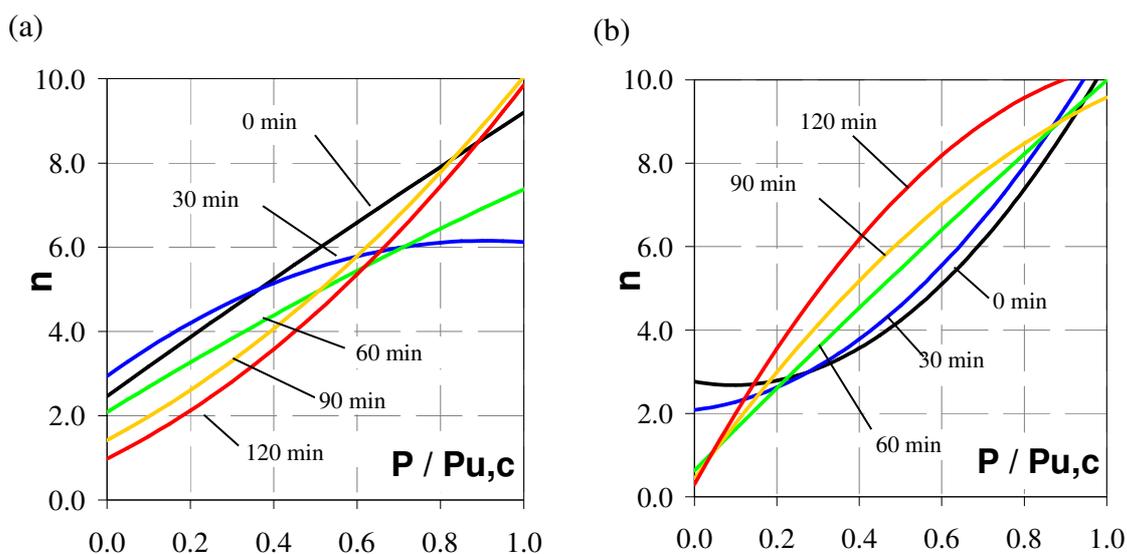


Figura 4.16 – Variação do fator de forma n para as vigas mistas (a) CB1; (b) CB2;

O parâmetro ϕ simula o comportamento inelástico apenas nas extremidades dos elementos, enquanto que os efeitos decorrentes dos efeitos $P-\delta$ e inelásticos ao longo do comprimento da barra são considerados no modelo pelo módulo de elasticidade tangente. Na figura 4.17, é apresentada a variação deste parâmetro em função do tempo de exposição ao incêndio, onde se observa que as curvas apresentam o aumento da rigidez decorrente da diminuição das tensões residuais, conforme discutido na seção anterior.

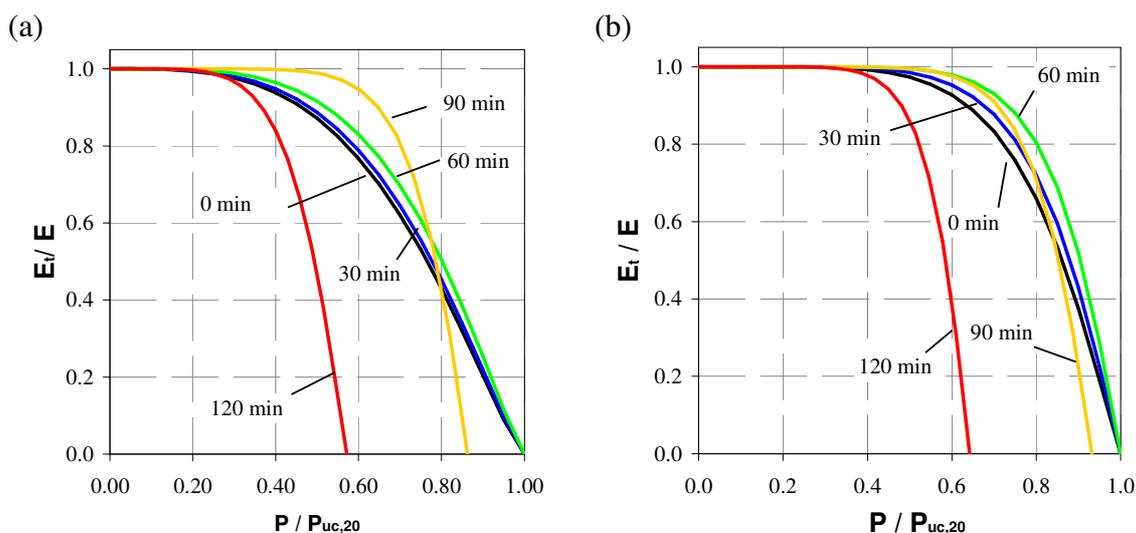


Figura 4.17 – Degradação do módulo tangente das colunas (a) C1 e (b) C5 durante o incêndio.

As vigas mistas são consideradas travadas pelas lajes e, portanto, não apresentam flambagem lateral. O comportamento do seu módulo tangente é comandado pelo diagrama esforço normal *versus* deformação axial, conforme descrito em CHEN *et. al.* (1993). Estas curvas são obtidas pelo programa Pré-SAAFE para o cálculo de $M - k - P$, conforme apresentado na seção 3.3, e sua interpolação é apresentada na figura 4.18:

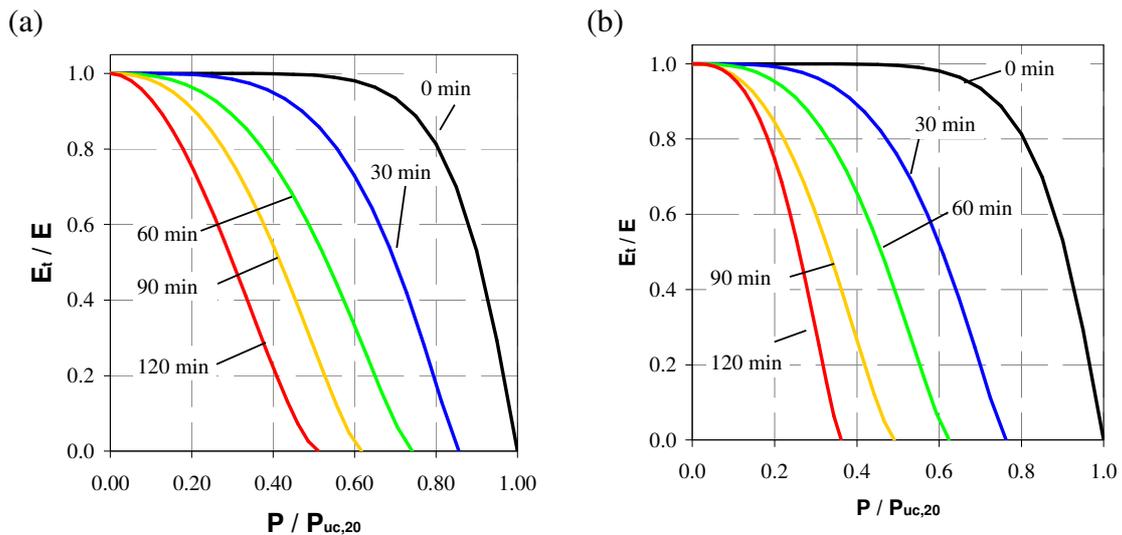


Figura 4.18 – Degradação do módulo tangente das vigas (a) CB1 e (b) CB2 durante o incêndio.

A caracterização completa do comportamento da estrutura durante o incêndio não depende exclusivamente da degradação da rigidez e da resistência dos elementos. O aumento da temperatura durante o incêndio introduz nas estruturas hiperestáticas esforços provenientes da restrição ao seu deslocamento térmico. Estes são considerados no modelo através da metodologia apresentada na seção 3.6, onde os esforços de engastamento perfeito P_θ e M_θ representam respectivamente a força decorrente da restrição ao deslocamento axial e à rotação do elemento.

Como a coluna C5 está com as 4 faces expostas ao incêndio, a simetria do campo de temperaturas em relação aos eixos principais de inércia provoca uma distribuição de deformações simétrica. M_θ é calculado pelo momento estático do campo de deformações que, devido à sua simetria, torna este esforço de engastamento perfeito nulo.

A figura 4.19 apresenta as forças de engastamento perfeito para os elementos expostos ao fogo:

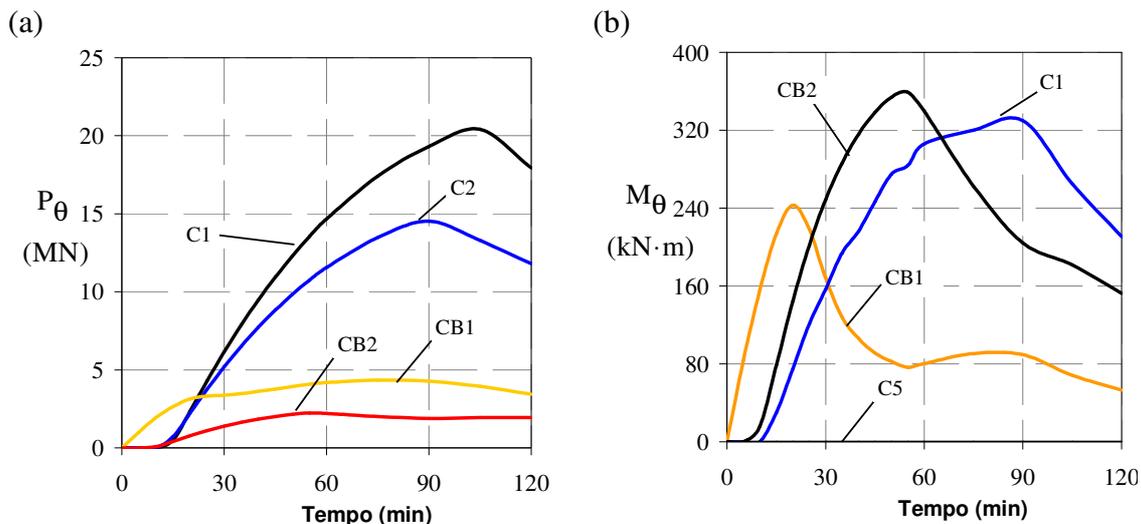


Figura 4.19 – Esforços de engastamento perfeito nos elementos aquecidos (a) P_θ . (b) M_θ .

A evolução dos esforços de engastamento perfeito ao longo do tempo possui um valor máximo, representando o efeito da degradação do módulo de elasticidade das fibras na equação 3.84.

4.5 – Comportamento estrutural

A determinação dos parâmetros do método das rótulas plásticas refinadas permite a determinação do comportamento estrutural inelástico do edifício até a sua ruína. Isto é, até que seja criado um número de rótulas plásticas suficiente para que a estrutura torne-se hipoestática. Ao incrementar o carregamento acima daquele previsto no dimensionamento dos seus elementos, é possível determinar a reserva de resistência da estrutura.

A análise da estrutura em situação de incêndio não utiliza os fatores de minoração da resistência dos materiais. Então, foi preciso recalcular os esforços resistentes pelo projeto de revisão da NBR 8800 (2007) e, posteriormente, substituí-los no modelo.

A figura 4.20 apresenta os deslocamentos horizontais (Δh) e verticais (Δv) do pórtico correspondente ao eixo 5 do edifício garagem para as combinações 2 e 3. Na terceira combinação, os efeitos decorrentes do carregamento devido ao incêndio não são

considerados. Esta é a configuração de esforços internos e deslocamentos presente na estrutura no início do incêndio.

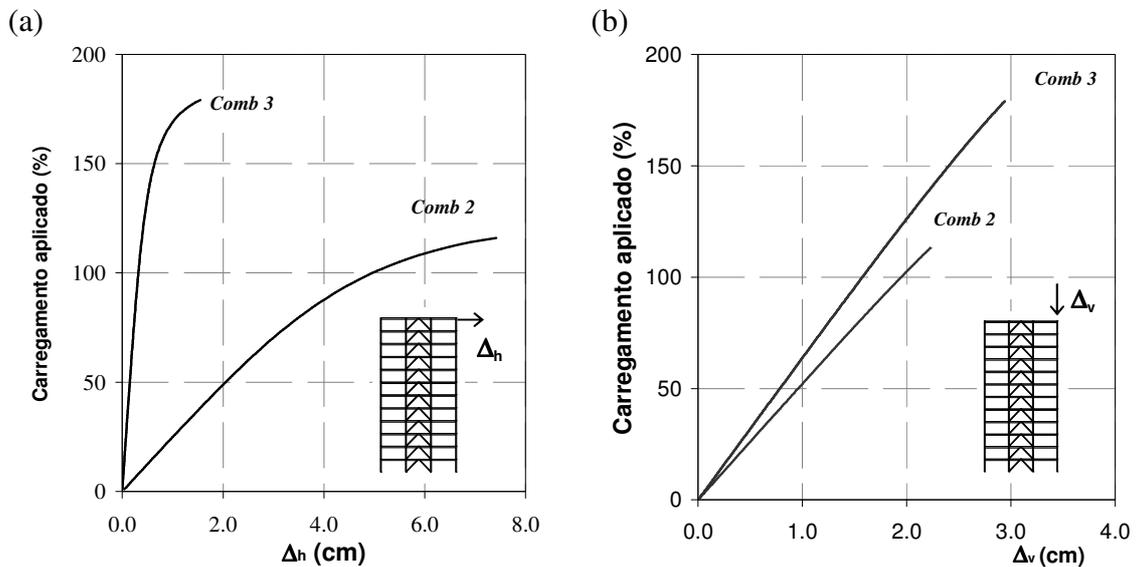


Figura 4.20 – (a) Deslocamento horizontal do edifício garagem; (b) Deslocamento vertical

A combinação de ações Comb₂ foi dimensionante para o projeto, já que o edifício possui apenas 15% de reserva de segurança para este carregamento. A curva da combinação 2 para o deslocamento horizontal mostra a sensibilidade do edifício ao deslocamento lateral imposto pelo vento de projeto. Nesta figura, verifica-se que a resposta do edifício à combinação possui comportamento não-linear. No entanto, o deslocamento horizontal obtido, da ordem de 5 cm, foi inferior ao máximo admissível estipulado pela NBR 8800 (1986).

O comportamento da estrutura durante o incêndio para as duas tipologias de vigas mistas previstas será apresentado a seguir. São comparados os tempos críticos de resistência ao fogo (TCRF) da estrutura para as tipologias CB1 e CB2, sendo comparado o desempenho estrutural das duas tipologias de proteção térmica.

A determinação do TCRF para cada partido estrutural depende da escolha do pavimento mais desfavorável para a estabilidade da estrutura durante o incêndio. Esta condição ocorre no primeiro pavimento, pois este é o que apresenta colunas mais carregadas.

Verifica-se que ambas as tipologias resistem ao incêndio, já que atendem ao tempo requerido de resistência ao fogo de 60 minutos, calculado através da Instrução Técnica nº 8 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo (CEBEST, 2005). A viga mista com mesas preenchidas por concreto possui TCRF ligeiramente inferior ao da viga

mista com proteção térmica de argamassa projetada. No entanto, a tipologia CB2 apresenta melhor aparência estética e controle de execução.

A figura 4.21 apresenta as deformadas da estrutura em função do tempo para as duas tipologias analisadas, onde a área sujeita a ação do fogo encontra-se marcada em vermelho:

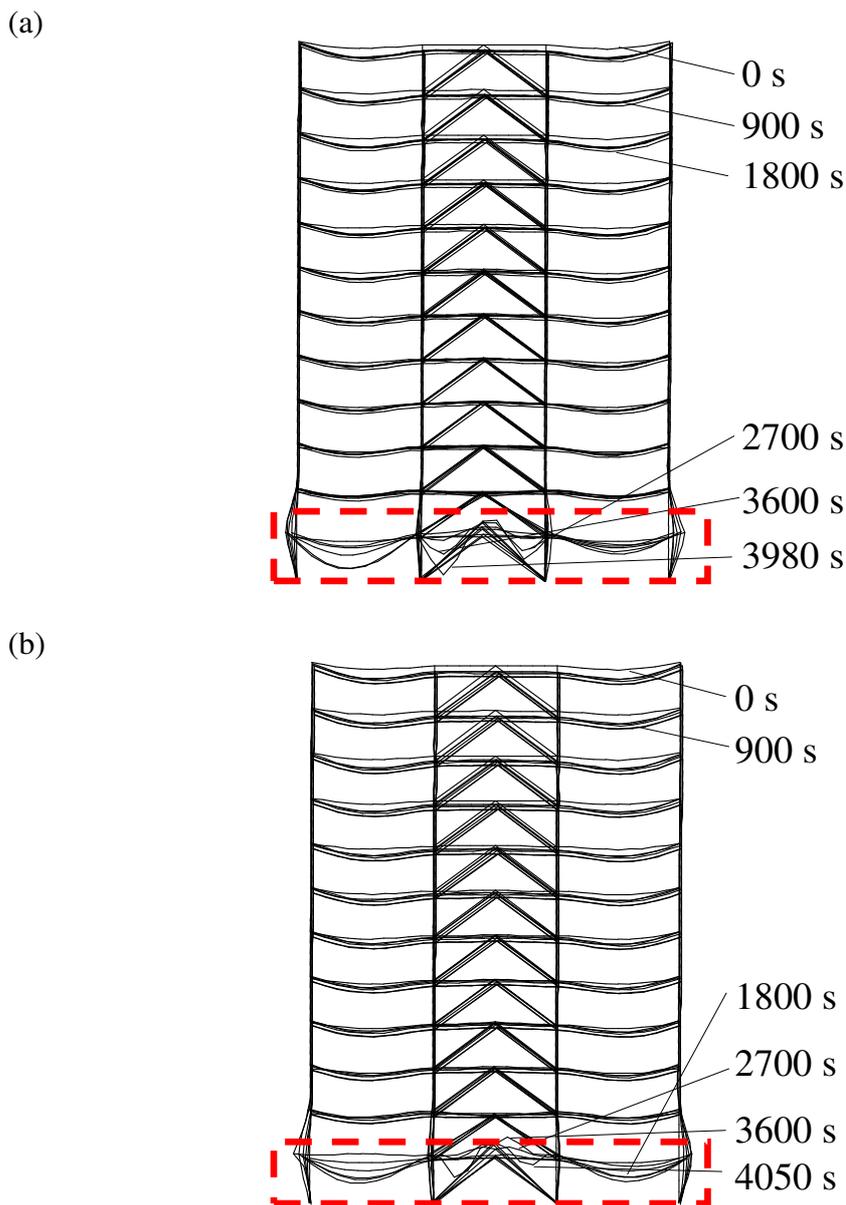


Figura 4.21 – Deformadas do edifício garagem durante o incêndio para as tipologias:

(a)CB1; (a)CB2

Conforme o incêndio se desenvolve, a dilatação do viga do primeiro piso desloca os pilares lateralmente. Este efeito age concomitantemente com a flexão decorrente dos esforços de engastamento perfeito oriundos do gradiente térmico,

apresentados na figura 4.19-b para ambas as tipologias. Como os pilares restringem a dilatação das vigas, estas ficam solicitadas à flexo-compressão. Este estado tensional é vantajoso para elementos mistos aço-concreto pois, como verificado na seção 4.3, a viga mista ganha resistência à flexão para solicitações normais de compressão em torno de $0.5 \cdot P_{u,c}$.

O deslocamento lateral dos pilares amplifica os momentos fletores nas colunas externas devido ao efeito $P-\Delta$ oriundo da interação entre o esforço normal e a geometria deformada da estrutura (REIS e CAMOTIM, 2001). A combinação deste efeito com o carregamento axial e o momento fletor decorrente da restrição à dilatação flexional das colunas geram o estado tensional responsável pela formação de rótulas plásticas nas colunas externas.

A figura 4.22 apresentada a seguir mostra o processo de formação das rótulas plásticas para o caso das vigas mistas com proteção térmica de argamassa projetada no pavimento utilizado como compartimento para a ação do fogo.

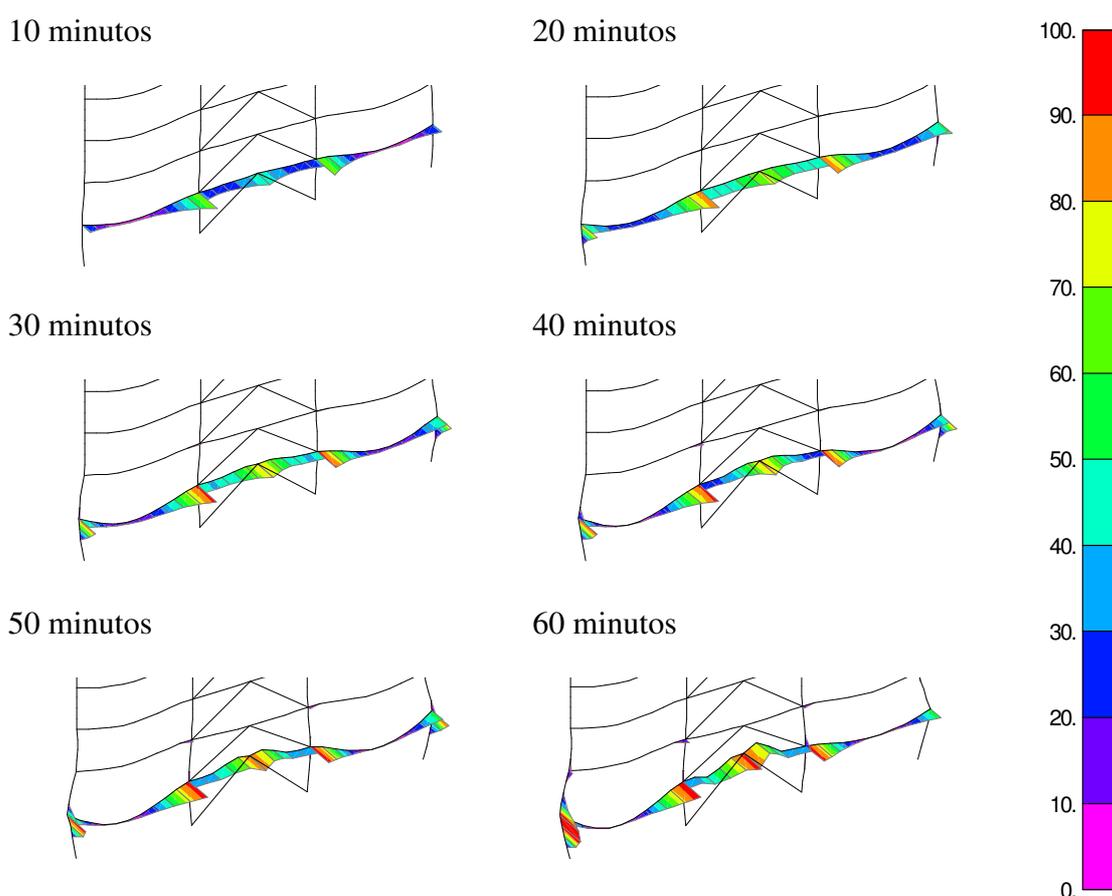


Figura 4.22 – Processo de formação de rótulas plásticas em função do tempo.

Verifica-se que na figura anterior não foram formadas rótulas suficientes para que o pórtico seja considerado um mecanismo plástico. Como visto na figura 4.21, as tipologias resistiram à ação do incêndio por mais de 3900 segundos, tempo superior ao apresentado na figura anterior.

A figura 4.23 apresenta o deslocamento horizontal ao longo do tempo das vigas do pavimento submetido ao incêndio.

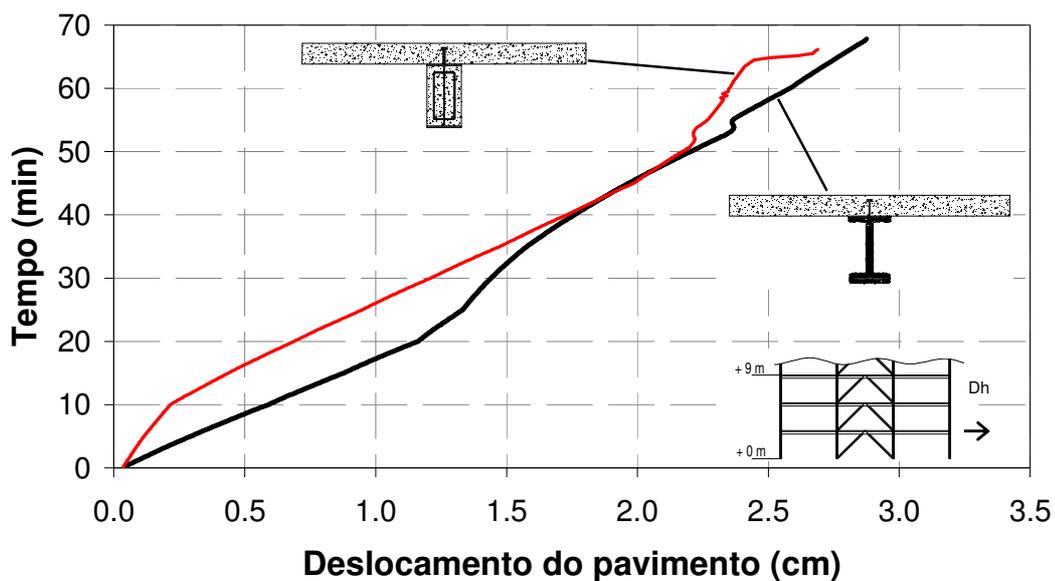


Figura 4.23 – Deslocamento horizontal do pavimento

Observa-se que as duas tipologias de viga mista apresentam um comportamento bem semelhante, verificando que o concreto possui um bom comportamento quando utilizado como material de proteção térmica.

5

Considerações finais

5.1 – Conclusões

A presente pesquisa de mestrado teve como objetivo propor um modelo de análise avançada para estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio. Conforme apresentado no primeiro capítulo, este assunto tem sido objeto por várias décadas sendo um tema relativamente novo no Brasil.

As recentes normas técnicas que incorporam os conceitos de segurança contra incêndio trouxeram um desafio a mais para a elaboração do projeto de edificações. A concepção dos espaços deve considerar os conceitos de compartimentação, enquanto o dimensionamento deve atender os requisitos de estabilidade contra o fogo e, dependendo do caso, estanqueidade às chamas, ao calor e à fumaça.

A segurança contra incêndios em edificações é um assunto interdisciplinar e causa a superposição das atribuições de engenheiros e arquitetos. Assim, as soluções mais econômicas passam pela ação conjunta destes dois profissionais. Os conceitos de segurança abordados neste trabalho trataram apenas das atribuições dos engenheiros, em particular da estabilidade ao fogo.

O incêndio foi modelado por uma curva de aquecimento ao longo do tempo que considera a temperatura constante em todo o volume do compartimento. Durante o desenvolvimento do trabalho, verificou-se que todos os resultados são obtidos em função das características das curvas de aquecimento. Optou-se por utilizar o incêndio padrão, cuja única variável é o tempo decorrido do evento. Desta maneira, a comparação dos resultados torna-se mais direta, permitindo comparar metodologias analíticas, como o resultado do programa TERMO com métodos simplificados, como o de Wickström.

O efeito do incêndio sobre os elementos estruturais foi considerado por um programa baseado no método dos elementos finitos, denominado TERMO. Sua formulação permite a utilização de materiais com propriedades térmicas não-lineares. A influência da não-linearidade foi analisada considerando o aquecimento de um perfil de aço e foi identificado que uma mudança da fase de equilíbrio do metal influencia o comportamento térmico. O programa desenvolvido apresentou excelente correlação com o SAFIR (FRANSEN, 2000), que adota hipóteses semelhantes e a mesma formulação do MEF.

A determinação da temperatura na seção transversal é um dos pré-requisitos para o desenvolvimento do modelo inelástico, posto que as propriedades mecânicas são dependentes da temperatura. Foi constatado que a utilização exclusiva do elemento retangular restringiu a capacidade da formulação em adaptar-se para qualquer tipo de geometria com um eixo de simetria. No entanto, como todos os elementos analisados são essencialmente retangulares, esta característica não foi limitante na capacidade de análise.

O procedimento para o cálculo dos diagramas $M - \kappa - P$ provou ser bastante eficiente por ser capaz de modelar elementos constituídos de qualquer tipo de material, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio. A inclusão do efeito de *softening* do concreto permitiu verificar a real capacidade de rotação das estruturas mistas. A modelagem deste efeito mostrou-se essencial no comportamento das seções aquecidas, visto que a perda de rigidez do concreto propicia um aumento da ductilidade dos elementos. A inclusão das tensões residuais de fabricação também representa outra grande vantagem deste método. O estudo foi restrito a perfis I ou H laminados, mas apreende-se que poderia ser facilmente adaptada a outras geometrias ou distribuições de tensão residual.

O modelo de rótulas plásticas adaptado de KISHI e CHEN (1988) é uma excelente alternativa para considerar a degradação flexional dos elementos, já que a análise prévia do comportamento inelástico das seções representa uma grande economia de tempo de processamento. Esta vantagem é claramente percebida quando se compara o tempo de análise desta metodologia com aquele obtido pelo método das zonas plásticas.

A única desvantagem potencial deste método é a sua dependência à interpolação da superfície de ruptura. Como *a priori* não é possível avaliar o grau do polinômio necessário para interpolar a superfície, deve-se fazer uma verificação *a posteriori* do

número de variáveis. Apurou-se que o polinômio de sexto grau foi suficiente para a interpolação de todas as superfícies de ruptura das seções analisadas.

O efeito decorrente das imperfeições geométricas nas colunas foi modelado no programa pelo método de Newmark adaptado à análise inelástica. A metodologia adotada provou ser bastante eficiente, pois incorporou os efeitos de plasticidade distribuída ao longo da coluna durante a flexo-compressão inelástica. Comparando o modelo numérico desenvolvido com as curvas de flambagem do EC 3 parte 1.1 (2003), foi verificado que essa prescrição normativa possui uma grande reserva de resistência. Este resultado foi obtido por outros pesquisadores, como ALMEIDA (2006) e de PAULA (2006). Adicionalmente, identificou-se que as análises apresentaram um comportamento próximo à curva do AISC/LFRD (2005) e do projeto de revisão da NBR 8800 (2007).

O método é capaz de analisar elementos submetidos a gradientes térmicos ao longo da seção transversal. Este tipo de análise não é considerado pelas prescrições normativas e, em princípio, produzem resultados mais conservadores do que aqueles obtidos pelo programa.

A análise do edifício garagem permitiu conferir o desempenho da metodologia quando submetida a um problema com grau de complexidade semelhante ao encontrado nos projetos de edificações usuais. O tempo de processamento foi considerado aceitável e os resultados apresentados mostraram-se coerentes com o esperado.

O comportamento estrutural do edifício foi simulado até a sua ruína por perda da estabilidade dos elementos devido à formação de um mecanismo plástico. A redistribuição dos esforços decorrentes da formação de rótulas plásticas teve um papel decisivo na determinação do tempo crítico de resistência ao fogo. Este fenômeno é adotado como hipótese básica nas metodologias de verificação da estabilidade ao fogo presentes nas instruções normativas nacionais e européias.

A comparação entre o comportamento térmico e mecânico da viga mista submetida aos dois tipos de proteção térmica apresentou-se bastante relevante. Foi verificado que o concreto presente entre as mesas da viga mista é uma proteção térmica eficiente. Pois ele demonstrou a resistência necessária para suportar a ação do incêndio durante o tempo requerido de resistência ao fogo da edificação. Caso fossem considerados outros fatores, como o custo de aplicação das duas proteções ou a aparência estética, provavelmente a opção com concreto entre mesas seria a mais favorável.

5.2 – Sugestões para trabalhos futuros

O estudo de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio é um campo vasto. Durante o desenvolvimento desta dissertação, diversas hipóteses simplificadoras foram implementadas, como a interação total entre os elementos de aço e concreto, a flexo-compressão reta dos elementos e a ausência dos efeitos de fluência e *spalling* nos elementos de concreto.

O comportamento microscópico do concreto durante o incêndio é uma linha de pesquisa extensa, visto que ocorrem reações físico-químicas em sua composição não são consideradas nas relações constitutivas dos modelos de análise estrutural usuais, denominados modelos macroscópicos. Por conseguinte, investigações a respeito do comportamento microscópico do concreto são necessárias para a consideração do efeito da convecção forçada da água presente nos poros que se evapora durante o aquecimento. A implementação destas hipóteses permitiria, por exemplo, a modelagem computacional do efeito da presença das fibras e do *spalling*.

O modelo desenvolvido permitiu a avaliação do comportamento de elementos submetidos à flexão composta reta. Esta aproximação é aceitável para elementos de aço, visto que seus sistemas estruturais normalmente não utilizam ligações contínuas nas duas direções. Porém, para estruturas de concreto esta premissa não é válida, pois o monolitismo das ligações causa flexão composta oblíqua em todos os pilares de canto. Logo, caso a metodologia seja aplicada em elementos de concreto, deve-se considerar o efeito da flexão composta na compressão dos elementos.

A simulação dos materiais nesta metodologia é realizada de maneira direta, podendo-se inclusive modelar as relações constitutivas em função de parâmetros dinâmicos, como é o caso de estruturas submetidas a explosões. Desta forma, os efeitos decorrentes das propriedades dinâmicas dos materiais poderiam ser considerados em programas de análise dinâmica de maneira simplificada e com alto desempenho computacional.

A formulação apresentada é potencialmente útil na análise de elementos em temperatura ambiente. Como o número de perfis de aço disponíveis no mercado é limitado, seria possível produzir uma tabela com o comportamento inelástico de todas as seções transversais. Esta metodologia seria uma alternativa interessante ao uso das

equações propostas por CHEN e ASTUTA (1976), usualmente utilizadas nos programas de análise avançada de estruturas de aço.

Durante o desenvolvimento da pesquisa, foi observado que as curvas de flambagem prescritas pelas normas apresentaram resultados muito conservadores quando comparados com a simulação numérica desenvolvida. Esta constatação torna-se mais evidente quando são comparados os comportamentos destas duas metodologias submetidas a temperaturas superiores a 100°C, quando as propriedades mecânicas dos materiais começam a se degradar. A realização de ensaios em escala real contribuiria para a verificação das hipóteses apresentadas, permitindo uma análise crítica mais apurada dos resultados computacionais obtidos.

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/LRFD, 2005, *Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago.

ALMEIDA, A. C. B., 2006, *Análise inelástica de pórticos planos considerando a plasticidade distribuída e o efeito das tensões residuais nos perfis estruturais de aço*, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

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., 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.

BUCHANAN, A. H., 2002, *Structural design for fire safety*, Chichester, UK.

CADORIN, J-F., FRANSSSEN 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., FRANSSSEN 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.

CBESP, 2005a, *Instrução Técnica nº 2 - Conceitos Básicos de Segurança Contra Incêndio*, São Paulo. Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

CBESP, 2005b, *Instrução Técnica nº 7 - Separação entre Edificações (Isolamento de Risco)*, São Paulo. Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

CBESP, 2005c, *Instrução Técnica nº 8 - Segurança Estrutural nas Edificações*, São Paulo. Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

CBESP, 2005d, *Instrução Técnica nº 9 - Compartimentação Horizontal e vertical*, São Paulo. Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

CANTER, D., 1985, *Studies of Human Behaviour in Fire Empirical Results and Their Implication for Education and Design*, Building Research Establishment.

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.

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.

CRISFIELD, M. A., 1991, *Non-linear finite element analysis of solid and structures*, West Sussex, UK.

CULVER, C., 1972, “Steel Column Buckling under Thermal Gradients”, *Journal of Structural Division – ASCE*, v. 98, n. ST8, pp. 1853-1865.

de PAULA *et al.*, 2006, *Avaliação numérica da resistência à compressão de perfis laminados*, Ouro Preto, MG, anais do II CICOM,.

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., FRANSSSEN, 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.

ENGESSER, F., 1889, “Ueber die Knickfestigkeit gerader stäbe”, *Zeitschrift für Architekture and Ingenieurwesen*, v. 35, pp. 445.

European Committee for Standardisation, 2002, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2003, *European Prestandard Draft, Eurocode 2: “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2003, *European Prestandard Draft, Eurocode 2: “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design”*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2003, *European Prestandard Draft, Eurocode 3: “Design of Steel Structures”, Part 1.1– General Rules and Rules for Buildings*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2003 *European Prestandard Draft, Eurocode 3: “Design of steel structures”, Part 1.2: Structural fire design*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2003, *European Prestandard Draft, Eurocode 4: “Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings”*, Brussels.

European Committee for Standardisation, 2004, *European Prestandard Draft, Eurocode 4: “Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design”*, Brussels.

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*, Montevideo.

FERNANDES, D. H., 2004, *Análise Não-Linear Elástica de Pórticos Planos em Aço Sob a Ação de Incêndio*, Rio de Janeiro, Tese M.Sc. COPPE/UFRJ

FIGUEIREDO JÚNIOR, F. P., 2002, *Simulação via Método dos Elementos Finitos da Distribuição de Temperatura em Estruturas Metálicas e Mistas no Caso de Incêndio* Belo Horizonte/MG, Tese de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais,

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, Université de Liège, Liège , Belgium.

FUSCO, P. B., 1981, Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações, Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois.

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.

ISO 834-1, 1999, *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements*, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.

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.

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).

LANDESMANN, A., 2003, *Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Apoiadas em Condições de Incêndio*, Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LANDESMANN, A., et al., 2005, *Implementation of advanced analysis for steel-framed structures under fire conditions*, *Fire Safety Journal*, v40, n4, pp339-366.

LANDESMANN, et al., 2006, *Avaliação de sistemas de proteção térmica contra fogo em treliças de aço*, anais do II CICOM, Ouro Preto, MG.

LANDESMANN, A., MOUÇO, D.L., 2007, *Análise Estrutural de um Edifício de Aço sob Condições de Incêndio*, REM - Revista da Escola de Minas, v.60, n.2, pp. 285-294; abr.jun.2007 (ISSN 0370-4467), Ouro Preto.

LEWIS et al., 2004, *Fundamentals of the Finite Element Method for Heat and Fluid Flow*, 1 ed., West Sussex,U, Jonh Wiley & Sons, Ltd .

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.

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.

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.

PURKISS, J. A., 1996, *Fire safety engineering design of structures*, Oxford

REAL, P. L., 2003, *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural*, Aveiro, Portugal, Edição Orion.

RIBEIRO, F. L. B., 2004a, *Notas de aula do curso do Método dos Elementos Finitos*, Notas de aula, Rio de Janeiro.

RIBEIRO, F. L. B., 2004b, *Manual do programa VIEW3D*, Rio de Janeiro.

SAZALAI, J., PAPP, F., 2005, *A new residual stress distribution for hot-holled I-shaped sections*, *Journal of Constructional Steel Research* 61, p.845 - 861.

SEITO, A. I, et al., 2008, *A Segurança contra incêndio no Brasil*. 1 ed. São Paulo, Projeto Editora.

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.

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.

TEODÓSIO, J.R., 1983, *Elementos de Tratamentos Térmicos em Aços*. 1 ed. Rio de Janeiro, Comissão de Divulgação e Publicação da COPPE.

TIMOSHENKO, S. P., GERE, J. P., 1986, *Mecânica dos Sólidos Volumes 1 e 2*, 3ª. Edição Rio de Janeiro/RJ, LTC Editora

VARGAS, M. R., SILVA, V. P., 2003, *Resistência ao fogo das estruturas de aço*, 2 ed., São Paulo, Manual técnico do CBCA.

VILA REAL, P. M. M., PILOTO, P. A. G., FRANSSSEN, 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.

REAL, P. V., 2003, *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural*, 1 ed., Aveiro, Portugal, Edições Orion.

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.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. 1989, *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, London.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)