



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

CONTRIBUIÇÃO AO ESTABELECIMENTO DE UM MÉTODO SIMPLIFICADO PARA DIMENSIONAMENTO AO FOGO DA PROTEÇÃO PARCIAL DE COLUNAS DE AÇO

AUTOR: FLÁVIO ANTÔNIO FERREIRA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouveia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Estruturas Metálicas

Ouro Preto – MG
Maio de 2006

F383c	<p>Ferreira, Flávio Antônio. Contribuição ao estabelecimento de um método simplificado para o dimensionamento ao fogo da proteção parcial de colunas de aço [manuscrito]. / Flávio Antônio Ferreira. - 2006. xxix, 220f. : il. color.; graf., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia.</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.</p> <p>Área de concentração: Construção Metálica.</p> <p>1. Estruturas metálicas - Teses. 2. Engenharia de combustão - Teses. 3. Colunas metálicas - Teses. 4. Incêndios - Teses. 5. Aço - Estruturas - Teses.</p> <p>I.Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. II.Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624.014</p>
-------	---

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTABELECIMENTO DE UM MÉTODO
SIMPLIFICADO PARA DIMENSIONAMENTO AO FOGO DA
PROTEÇÃO PARCIAL DE COLUNAS DE AÇO**

AUTOR: FLÁVIO ANTÔNIO FERREIRA

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 29 de maio de 2006, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Dr. Antonio Maria Claret de Gouvêia (Orientador / UFOP)

Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo (UFOP)

Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)

À minha mãe, fonte de apoio e energia

À minha noiva, fonte de amor e compreensão

Ao meu orientador, fonte de conhecimento e amizade

À Banda “Euterpe Santa Luzia, fonte de inspiração e alegria

*“Nunca se vence uma guerra lutando sozinho
“Ce” sabe que a gente precisa entrar em contato
Com toda essa força contida que vive guardada
O eco de suas palavras não repercute em nada
É sempre mais fácil achar que a culpa é do outro
Evita o aperto de mão de um possível aliado
Convence as paredes do quarto e dorme tranquilo
Sabendo no fundo do peito que não era nada daquilo

Coragem, coragem

Se o que você quer é aquilo que pensa e faz

Coragem, coragem

EU SEI QUE VOCÊ PODE MAIS.”*

POR QUEM OS SINOS DOBRAM

Raul Seixas - 1979

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me guiar até aqui.

À minha mãe, Elizabeth, que sempre me apoiou em tudo. Obrigado pelo apoio, carinho, diálogo e compreensão em mais essa fase da vida.

À minha noiva, Paula, que sempre acreditou no meu potencial. Obrigado pelo amor, companheirismo, paciência e por dividir comigo os momentos de alegria e de tristeza.

Ao Professor Claret, pela orientação, assistência, ensinamentos, dedicação, confiança e, principalmente, pela oportunidade de trabalhar com um dos maiores especialistas em Engenharia de Incêndio do Brasil.

Aos Professores Ernani (UFOP) e Luiz Carlos (UFRGS), pelas sugestões, dadas durante a defesa da dissertação, para melhoria deste trabalho.

A todos os professores do PROPEC, em especial aos Professores Luiz Fernando e Ricardo Azoubel pelas sugestões, dadas durante o seminário de qualificação, para a elaboração deste trabalho.

Aos Professores, Rita de Cássia, Gustavo Veríssimo e Reginaldo, da UFV, pelo incentivo de entrar na área acadêmica. Ao Professor José Luiz (UFV), pelo incentivo durante a realização deste trabalho.

Ao pessoal do PET-CIVIL, em especial à Bruna, pela colaboração nas análises paramétricas.

A todos os colegas de mestrado, em especial ao Aldo e ao Zé Maria, pela ajuda em diversos pontos deste trabalho.

Aos colegas da Ox: Bruno, Cássius, Chicão, Deílton, Germano, Luciano, Joel, Paulo e Zé Maria, pela convivência durante o mestrado.

À Banda de Música Euterpe Santa Luzia, rota de fuga nos momentos de tensão, pelos momentos de alegria e descontração.

A Róvia, pela gentileza e atenção de sempre.

A Capes pelo apoio financeiro.

Nesse trabalho, apresentam-se as conclusões de uma investigação realizada com o fim de determinar “curvas de dimensionamento” de pilares de aço em incêndio com o emprego de proteção passiva parcial. No estudo ora relatado, curvas de dimensionamento são apresentadas para perfis usuais na construção metálica brasileira, dotados de proteção parcial nas mesas, em função da carga de colapso, do tempo de exposição ao fogo, da espessura da argamassa de proteção e da excentricidade da carga. A metodologia aplicada consistiu na determinação da distribuição de temperaturas na seção transversal de um pilar exposto a um ambiente correspondente ao incêndio-padrão e na determinação da resposta estrutural do elemento, sempre com o emprego do Método de Elementos Finitos. As conclusões indicam a viabilidade do emprego da proteção parcial em pilares para atendimento dos requisitos usuais de resistência ao fogo, o que pode significar economias da ordem de 30% no custo da proteção passiva de pilares. Visando permitir que a técnica de proteção parcial seja usada mais facilmente em projetos práticos, apresentam-se, também, formulações simplificadas para a determinação da distribuição de temperatura e para o dimensionamento de estruturas metálicas parcialmente protegidas em situação de incêndio. A formulação para determinação da distribuição de temperatura em perfis parcialmente protegidos se baseia na transferência de calor por radiação, convecção e condução em uma seção não homoganeamente aquecida em incêndio. Já a formulação para dimensionamento é resultante de uma adaptação das equações da NBR 14343 (1999), que versa somente sobre estruturas com aquecimento uniforme, tanto longitudinal quanto transversalmente, para estruturas com aquecimento não-uniforme ao longo da seção transversal, que é o caso dos perfis com proteção parcial. Análises comparativas com métodos de transferência de calor e de análise estrutural baseados em elementos finitos são apresentadas. As conclusões indicam que a formulação apresentada é suficientemente precisa para uso no âmbito dos métodos simplificados de dimensionamento em situação de incêndio.

ABSTRACT

In this work, the conclusions of an investigation to determine “curves of design” of steel columns in fire with the employment of partial fire protection are presented. Design curves are presented for usual profiles in the Brazilian steel construction, with partial fire protection in the flanges, in function of the collapse load, fire exposure time, protection thickness and load eccentricity. The applied methodology consisted on determining the temperature distribution in the cross section of a column exposed to the standard fire and on the determination of the structural response of the column, applying the Finite Element Method. The conclusions indicate the feasibility of partial fire protection with respect to the usual requirements of fire resistance, with savings about of 30% in the columns's passive protection cost. In order to allow the technique of partial protection to be used more easily in practice, simplified formulations for the determination of temperature distribution and for the design of steel structures partially protected in fire situation are presented. The formulation for determination of temperature distribution in partially protected profiles is based on the heat transfer by radiation, convection and conduction in a non-homogeneously heated section in fire. The design formulation results from an adaptation of the NBR 14343 equations for structures with non-uniform heating along the cross section, which is the case of the partially protected profiles. Comparative analyses with heat transfer methods and FEM-based structural analysis are presented. The conclusions indicate that the presented formulation is sufficiently accurate for use in the scope of simplified design methods.

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO.....	VI
ABSTRACT.....	VII
ÍNDICE.....	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABELAS	XVII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIX
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. HISTÓRICO DA LINHA DE PESQUISA.....	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.4. JUSTIFICATIVAS	4
1.5. DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	6
CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1. HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO	8
2.2. CONCEITOS GERAIS SOBRE INCÊNDIOS.....	11
2.2.1. MODELOS DE INCÊNDIOS	14
2.2.1.1. INCÊNDIO-PADRÃO	14
2.2.1.2. INCÊNDIOS NATURAIS.....	15
2.3. PRINCÍPIOS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS.....	21
2.3.1. CONSEQÜÊNCIAS DE INCÊNDIOS NOS EDIFÍCIOS	21
2.3.2. OBJETIVOS GERAIS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS....	22
2.4. DESEMPENHO DO AÇO EM INCÊNDIO	27
2.4.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS	28

2.4.1.1.	MASSA ESPECÍFICA	28
2.4.1.2.	MÓDULO DE ELASTICIDADE E TENSÃO DE ESCOAMENTO.....	28
2.4.2.	PROPRIEDADES TÉRMICAS	31
2.4.2.1.	EXPANSÃO TÉRMICA.....	31
2.4.2.2.	CONDUTIBILIDADE TÉRMICA E CALOR ESPECÍFICO	32
2.5.	ENSAIOS-PADRÃO.....	34
2.5.1.	ENSAIO DE VIGAS.....	35
2.5.2.	ENSAIO DE COLUNAS	36
2.5.3.	CRÍTICAS AOS ENSAIOS-PADRÃO	38
2.6.	PROTEÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	39
2.6.1.	PROTEÇÃO ATIVA	39
2.6.2.	PROTEÇÃO PASSIVA	40
2.6.2.1.	ARGAMASSAS PROJETADAS	41
2.6.2.2.	TINTAS INTUMESCENTES	41
2.6.2.3.	MANTAS.....	42
2.6.2.4.	PLACAS CERÂMICAS E DE GESSO ACARTONADO	43
2.7.	ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DA ESTRUTURA METÁLICA EXPOSTA AO INCÊNDIO	44
2.8.	ESTADO DA ARTE.....	48

CAPÍTULO 3: A TÉCNICA DE PROTEÇÃO PARCIAL

3.1.	INTRODUÇÃO.....	57
3.2.	A PROPOSTA DE WANG.....	58
3.3.	A PROPOSTA DE CLARET.....	58
3.4.	A PROPOSTA DA PRESENTE PESQUISA.....	60
3.5.	CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL DE PROTEÇÃO TÉRMICA.....	61

CAPÍTULO 4: ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

4.1.	INTRODUÇÃO.....	63
------	-----------------	----

4.2.	METODOLOGIA.....	64
4.3.	ANÁLISES TÉRMICAS	66
4.3.1.	O SOFTWARE TASEF	66
4.3.1.1.	DISCRETIZAÇÃO TRANSVERSAL DOS PERFIS EM ELEMENTOS FINITOS	67
4.4.	ANÁLISES ESTRUTURAIS.....	75
4.4.1.	O SOFTWARE VULCAN.....	75
4.4.1.1.	O MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON A ALTAS TEMPERATURAS	81
4.4.1.2.	IDENTIFICAÇÃO DA FALHA ESTRUTURAL.....	82
4.4.1.3.	LIMITAÇÕES DO VULCAN.....	83
4.4.2.	DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA.....	84
4.4.3.	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	85
4.4.4.	DISCRETIZAÇÃO LONGITUDINAL DA COLUNA EM ELEMENTOS FINITOS	86
4.4.5.	DEFINIÇÃO DO COLAPSO ESTRUTURAL.....	86
4.5.	RESULTADOS	88
4.5.1.	DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA.....	89
4.5.2.	RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310X125	90
4.5.2.1.	CURVAS CARGA X ESPESSURA DE PROTEÇÃO	95
4.5.2.2.	CURVAS CARGA X COMPRIMENTO.....	105
4.5.2.3.	APLICAÇÃO PRÁTICA DAS CURVAS DE RESISTÊNCIA ..	113

CAPÍTULO 5: DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.1.	INTRODUÇÃO.....	117
5.2.	FLUXO DE CALOR EM ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	118
5.3.	DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS PARCIALMENTE PROTEGIDOS.....	120
5.3.1.	PERFIS TOTALMENTE PROTEGIDOS	121

5.3.2.	PERFIS PARCIALMENTE PROTEGIDOS	124
5.4.	COMPARAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	126
5.4.1.	PERFIS COM $\mu \leq 100$	126
5.4.1.1.	PERFIL CVS 500X250	127
5.4.1.2.	PERFIL CVS 1500X599	130
5.4.2.	PERFIS COM $100 < \mu \leq 300$	132
5.4.2.1.	PERFIL HP 310X125	133
5.4.2.2.	PERFIL HP 250X62.....	136
5.4.3.	PERFIS COM $\mu > 300$	138
5.4.3.1.	PERFIL CVS 200X29	139
5.4.3.2.	PERFIL W 150X22,5	142

CAPÍTULO 6: DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

6.1.	INTRODUÇÃO.....	146
6.2.	BARRAS TRACIONADAS	147
6.2.1.	ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA.....	148
6.2.2.	APLICAÇÃO DO MÉTODO	149
6.3.	BARRAS COMPRIMIDAS.....	152
6.3.1.	ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM POR FLEXÃO (FLAMBAGEM GLOBAL).....	153
6.3.2.	APLICAÇÃO DO MÉTODO	155
6.4.	BARRAS FLETIDAS.....	161
6.4.1.	FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA E FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLA E FLM)	162
6.4.2.	FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT).....	163
6.4.3.	APLICAÇÃO DO MÉTODO	164
6.5.	BARRAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS COMBINADOS	169
6.5.1.	EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA.....	171
6.5.2.	EQUAÇÃO DA ESTABILIDADE	171

6.5.3.	APLICAÇÃO DO MÉTODO	172
6.6.	COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO SIMPLIFICADO E O MÉTODO NUMÉRICO	184

CAPÍTULO 7: CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1.	INTRODUÇÃO.....	186
7.2.	CONCLUSÕES.....	187
7.2.1.	QUANTO A ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	187
7.2.2.	QUANTO AOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS.....	188

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1:

Figura 1.1 – Colapso de uma coluna de um edifício.	6
---	---

CAPÍTULO 2:

Figura 2.1 – Triângulo do Fogo (CLARET, 2000b).	11
Figura 2.2 – Fases de Desenvolvimento de um Incêndio Real.	12
Figura 2.3 – Curva de desenvolvimento do Incêndio-Padrão.	15
Figura 2.4 – Incêndio Natural – Carga de Incêndio Constante.	20
Figura 2.5 – Incêndio Natural – Fator de Ventilação Constante.	21
Figura 2.6 – Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas dado pelo Eurocode 3.	29
Figura 2.7 – Fatores de Redução da Tensão de Escoamento, do limite de Proporcionalidade e do Módulo de Elasticidade.	30
Figura 2.8 – Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas Segundo o Eurocode 3: Temperaturas variando de 20°C à 1000°C.	31
Figura 2.9 – Alongamento do Aço em Função da Temperatura.	32
Figura 2.10 – Condutibilidade Térmica do Aço em Função da Temperatura	33
Figura 2.11 – Calor Específico do Aço em Função da Temperatura	34
Figura 2.12 – Ensaio Padrão de Vigas: Cargas e Condições de Apoio.	35
Figura 2.13 – Ensaio Padrão de Vigas: Determinação da Resistência ao Fogo	36
Figura 2.14 – Ensaio Padrão de Colunas: Montagem do Ensaio	37
Figura 2.15 – Ensaio Padrão de Colunas: Determinação da Resistência ao Fogo. ..	38
Figura 2.16 – Argamassa Projetada.	41
Figura 2.17 – Tinta Intumescente.	42
Figura 2.18 – Manta de Lã de Rocha	43
Figura 2.19 – Placa Cerâmica	43
Figura 2.21 – Curva Temperatura–Tempo para Perfis com Proteção Térmica	48

CAPÍTULO 3:

Figura 3.1 – Proteção Parcial Proposta por WANG (1997).	59
Figura 3.3 – Proteção Parcial Proposta no Presente Trabalho.	61
Figura 3.4 – Condutibilidade Térmica do Material de Proteção em Função da Temperatura.	61
Figura 3.5 – Calor Específico do Material de Proteção em Função da Temperatura.	62

CAPÍTULO 4:

Figura 4.1 – Elementos Finitos do TASEF.....	66
Figura 4.2 – Determinação das Emissividades.....	68
Figura 4.3 – Emissividades Simplificadas.....	69
Figura 4.4 – Perfil Laminado HP 310 x 125.	69
Figura 4.5 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil HP 310 x 125 – Sem Proteção.	70
Figura 4.6 – Malha da Seção Transversal do Elemento Utilizado pelo VULCAN.	71
Figura 4.7 – Distribuição de Temperatura ao Longo do Tempo no Perfil HP 310 x 125 – Sem Proteção.....	73
Figura 4.8 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil HP 310 x 125 – Com Proteção Parcial.	74
Figura 4.9 – Distribuição de Temperatura no Perfil HP 310 x 125 – Com 30mm de Proteção Parcial nas Mesas.	75
Figura 4.10 – Deformações Infinitesimais em um segmento Δz do elemento de Viga-Coluna, (NAJJAR, 1994).	78
Figura 4.11 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).....	79
Figura 4.12 – Elemento de Placa do VULCAN, (BAILEY, 1995).....	80
Figura 4.13 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).	80
Figura 4.14 – Malha da Seção Transversal com os Pontos Nodais nos quais Deslocamentos, Deformações e Tensões Serão Definidos.	81
Figura 4.15 – Método de Newton-Raphson Modificado a Altas Temperaturas.....	82
Figura 4.16 – Método de Newton-Raphson na Proximidade da Falha Estrutural.	83
Figura 4.22 – Deslocamento do Nó 6 do perfil HP 310 x 125: L = 3000mm, Sem Proteção Térmica, $e = L/1000$	88
Figura 4.22 – Deslocamento do Nó 6 do perfil HP 310 x 125: L = 3000mm, Sem Proteção Térmica, $e = 0,25d$	88

Figura 4.23 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0,0mm, CSA.	96
Figura 4.24 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = L/1000, CSA.	96
Figura 4.25 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.25d, CSA.	97
Figura 4.26 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.50d, CSA.	97
Figura 4.27 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 1.0d, CSA.	97
Figura 4.28 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = L/1000, CSS.	98
Figura 4.29 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.25d, CSS.	98
Figura 4.30 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.50d, CSS.	98
Figura 4.31 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 1.0d, CSS.	99
Figura 4.32 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = L/1000, CR.	99

CAPÍTULO 5:

Figura 5.1 – Fluxo de Calor Emitido em um Incêndio e Absorvido por uma Estrutura de Aço.	118
Figura 5.2 – Fluxo de Calor no Material de Proteção Térmica.	121
Figura 5.4 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	128
Figura 5.5 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	128
Figura 5.6 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$	129
Figura 5.7 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$	129
Figura 5.8 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	131
Figura 5.9 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	131
Figura 5.10 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$	132
Figura 5.11 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 20\text{mm}$	132
Figura 5.12 – Perfil HP 310x125: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	134
Figura 5.13 – Perfil HP 310x125: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$	134
Figura 5.14 – Perfil HP 310x125: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	135
Figura 5.15 – Perfil HP 310x125: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$	135
Figura 5.16 – Perfil HP 250x62: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	137
Figura 5.17 – Perfil HP 250x62: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	137
Figura 5.18 – Perfil HP 250x62: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$	138
Figura 5.19 – Perfil HP 250x62: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$	138
Figura 5.20 – Perfil VS 200x29: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	140
Figura 5.21 – Perfil VS 200x29: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	140
Figura 5.22 – Perfil VS 200x29: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$	141
Figura 5.23 – Perfil VS 200x29: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$	141
Figura 5.24 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$	143
Figura 5.25 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$	143
Figura 5.26 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$	144
Figura 5.27 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$	144

Figura 5.28 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$	145
--	-----

ANEXO A:

Figura A.1 – Equação de Fourier para a Transmissão de Calor em Sólidos.	202
Figura A.2 – Elemento Retangular de Quatro Nós.	209
Figura A.3 – Elemento Retangular de Quatro Nós.	210

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2:

Tabela 2.1 – Valores do Potencial Calorífico Especifico Segundo a NBR 14432.	17
Tabela 2.2 – Alguns Valores de Cargas de Incêndio Especificas Segundo a NBR 14432	18
Tabela 2.3 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo Segundo a NBR 14432.26	
Tabela 2.4 – Equações para Cálculo do Diagrama Tensão – Deformação a Elevadas Temperaturas Segundo o Eurocode 3.....	29
Tabela 2.5 – Fatores de Redução para o Aço.....	30
Tabela 2.6 – Evolução dos modelos analíticos até 1996	52
Tabela 2.7 – Evolução das pesquisas em incêndio a partir de 1997	55

CAPÍTULO 4:

Tabela 4.1 – Parâmetros considerados para análise em incêndio.	65
Tabela 4.2 – Propriedades geométricas do perfil utilizado.....	65
Tabela 4.3 – Compatibilização de Nós do TASEF e VULCAN.....	72
Tabela 4.4 – Histórico de Temperatura do Perfil HP 310 x 125, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	72
Tabela 4.5 – Histórico de Temperatura do Perfil HP 310 x 125, com 30 mm de proteção térmica nas mesas, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.....	74
Tabela 4.6 – Histórico de temperatura na seção transversal do perfil HP 310x125	89
Tabela 4.7 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples assimétrica.....	90
Tabela 4.8 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples simétrica	91
Tabela 4.9 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples reversa	92
Tabela 4.10 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 6000mm, curvatura simples assimétrica.....	93

Tabela 4.11 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 9000mm, curvatura simples assimétrica..... 94

Tabela 4.12 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 12000mm, curvatura simples assimétrica 95

CAPÍTULO 5:

Tabela 5.1 – Elevação de temperatura no perfil CVS 500x250..... 127

Tabela 5.2 – Elevação de temperatura no perfil CVS 1500x599..... 130

Tabela 5.3 – Elevação de temperatura no perfil HP 310x125 133

Tabela 5.4 – Elevação de temperatura no perfil HP 250x62 136

Tabela 5.5 – Elevação de temperatura no perfil VS 200x29 139

Tabela 5.6 – Elevação de temperatura no perfil W 150x22.5..... 142

CAPÍTULO 6:

Tabela 6.1 – C consumo de material e área de aplicação 152

Tabela 6.2 – Consumo de material e área de aplicação..... 160

Tabela 6.3 – Consumo de material e área de aplicação..... 168

Tabela 6.4 – Consumo de material e área de aplicação..... 184

Tabela 6.5 – Carga última: Método simplificado x Método dos Elementos Finitos 185

ANEXO A:

Tabela A.1 – Problemas Físicos Relacionados a Equações Diferenciais Harmônicas. 201

LISTA DE SÍMBOLOS

CAPÍTULO 2

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A - área da seção

A_f - área de piso

A_t - área total de paredes, piso, teto e aberturas

A_v - área total das aberturas para o exterior do edifício

$E_{a,20}$ - módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente

$E_{a,\theta}$ - módulo de elasticidade do aço à temperatura θ

F_e - força externa

F_i - força interna

H_i - potencial calorífico específico de cada componente i do material combustível

$K_{E,\theta}$ - fator de redução do módulo de elasticidade à temperatura θ

$K_{y,\theta}$ - fator de redução da tensão de escoamento à temperatura θ

L - comprimento

M_i - massa de cada componente i do material combustível

O - fator de abertura

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

c_a - calor específico do aço

c_m - calor específico do material de proteção

$f_{y,20}$ - tensão de escoamento à temperatura ambiente

$f_{y,\theta}$ - tensão de escoamento à temperatura θ

h - altura média das aberturas

ℓ - comprimento à temperatura ambiente

m_i - coeficiente adimensional que representa a eficiência da combustão de cada componente i do material combustível

q_{fi} - carga de incêndio específica

t - tempo

t_d^* - tempo de duração da fase de aquecimento

t_m - espessura do material de proteção contra incêndio

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

$\Delta\theta_a$ - elevação de temperatura no aço

$\Delta\ell$ - alongamento no aço

Δt - intervalo de tempo

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

α - coeficiente de dilatação térmica

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção

ε - deformação

ε_{res} - emissividade resultante

φ - fluxo de calor

φ_c - componente do fluxo de calor devido à convecção

φ_r - componente do fluxo de calor devido à radiação

λ_a - condutibilidade térmica do aço

λ_m - condutibilidade térmica do material de proteção

θ_a - temperatura do aço

θ_g - temperatura dos gases

ρ_a - massa específica do aço

σ - tensão

ψ_i - coeficiente adimensional que representa o grau de proteção ao fogo de cada componente i do material combustível

CAPÍTULO 4

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

CSA - curvatura simples assimétrica

CSS - curvatura simples simétrica

CR - curvatura reversa

$[K]$ - matriz de condutividade térmica

$[K(\theta)]$ - matriz de rigidez tangente

L - comprimento

$S_{d,\theta}$ - solicitação de cálculo à temperatura θ

T_i - temperatura do nó i

TRF - tempo de resistência ao fogo

$TRRF$ - tempo requerido de resistência ao fogo

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

b_f - largura da mesa

d - altura da seção

e - excentricidade

g - ação permanente

q - ação variável

r_x - raio de giração em relação ao eixo x

t_f - espessura da mesa

t_w - espessura da alma

t_m - espessura do material de proteção contra incêndio

u - deslocamento axial

v - deslocamento transversal (em torno do eixo de maior inércia)

w - deslocamento transversal (em torno do eixo de maior inércia)

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

$\{\Delta P\}$ - vetor de forças nodais incrementais

$\{\Delta Q\}$ - vetor de fluxos de calor nodais incrementais

$\{\Delta \theta\}$ - vetor de incrementos das temperaturas nodais

$\{\Delta u\}$ - vetor de incrementos dos deslocamentos nodais

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

ε - emissividade

λ - parâmetro de esbeltez

CAPÍTULO 5

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A_m - área do material de proteção

A^* - área da seção não protegida

E - poder emissivo de um corpo qualquer

E_n - poder emissivo do radiador ideal

\dot{Q} - fluxo de calor proveniente do incêndio

\dot{Q}_c - fluxo de calor convectivo

\dot{Q}_r - fluxo de calor radiativo

$\dot{Q}_{cond,m}$ - fluxo de calor conduzido pelo material de proteção

$\dot{Q}_{abs,m}$ - fluxo de calor absorvido pelo material de proteção

$\dot{Q}_{abs,a}$ - fluxo de calor absorvido pelo aço

$TRRF$ - tempo requerido de resistência ao fogo

V_a - volume de aço

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

b_f - largura da mesa

c_a - calor específico do aço

c_m - calor específico do material de proteção

d - altura da seção

h - distância entre as faces internas das mesas de perfis “I” e “H”

m_a - massa de aço

m_m - massa do material de proteção

q_c - fluxo de calor convectivo por unidade de área

q_r - fluxo de calor radiativo por unidade de área

t_m - espessura do material de proteção contra incêndio

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

$\Delta\theta_a$ - elevação de temperatura no aço

Δt - variação do tempo

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

α - fluxo de calor, dado no item 8.5.1.1.2 da NBR 14343 (1999)

β - coeficiente de transferência de calor por convecção

β_f - fator que ajusta a solução analítica à solução pelo Método dos Elementos Finitos

ε - emissividade

λ_m - condutibilidade térmica do material de proteção

μ - fator de massividade da seção protegida

μ^* - fator de massividade da seção não protegida

θ - temperatura

θ_a - temperatura do aço

θ_g - temperatura dos gases

$\theta_{m,ext}$ - temperatura na parte externa do material de proteção

θ_m - temperatura do material de proteção

ρ_a - massa específica do aço

ρ_m - massa específica do material de proteção contra incêndio

σ - constante de Stefan-Boltzmann

CAPÍTULO 6

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A_g - área bruta

A_g^A - área bruta da alma

A_g^M - área bruta da mesa

C_m - coeficiente utilizado no dimensionamento à flexão composta

E - módulo de elasticidade à temperatura ambiente

K_a - fator de correção empírico da resistência de barras comprimidas em temperatura elevada

$K_{E,\theta}$ - fator de redução do módulo de elasticidade à temperatura θ

$K_{E,\theta}^A$ - fator de redução do módulo de elasticidade da alma à temperatura θ

$K_{E,\theta}^M$ - fator de redução do módulo de elasticidade da mesa à temperatura θ

$K_{y,\theta}$ - fator de redução da tensão de escoamento à temperatura θ

$K_{y,\theta}^A$ - fator de redução da tensão de escoamento da alma à temperatura θ

$K_{y,\theta}^M$ - fator de redução da tensão de escoamento da mesa à temperatura θ

L - comprimento

L_b - comprimento sem contenção lateral

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente
 $M_{d,20}$ - momento fletor de cálculo à temperatura ambiente
 $M_{d,\theta}$ - momento fletor de cálculo à temperatura θ
 M_{pl} - momento fletor de plastificação à temperatura ambiente
 M_r - momento fletor correspondente ao início de escoamento à temperatura ambiente
 $M_{Rd,20}$ - resistência de cálculo ao momento fletor à temperatura ambiente
 $M_{Rd,\theta}$ - resistência de cálculo ao momento fletor à temperatura θ
 $M_{Rd,\theta}^{PP}$ - resistência de cálculo ao momento fletor à temperatura θ da estrutura parcialmente protegida
 $N_{d,20}$ - esforço normal de cálculo à temperatura ambiente
 $N_{d,\theta}$ - esforço normal de cálculo à temperatura θ da estrutura parcialmente protegida
 $N_{d,\theta}^{PP}$ - esforço normal de cálculo à temperatura θ da estrutura parcialmente protegida
 Q - coeficiente de redução que considera a flambagem local
 Q_a - coeficiente de redução usado no cálculo de elementos enrijecidos
 Q_s - coeficiente de redução usado no cálculo de elementos não enrijecidos
 $R_{d,20}$ - resistência de cálculo à temperatura ambiente
 $R_{d,\theta}$ - resistência de cálculo à temperatura θ
 $R_{d,\theta}^A$ - resistência de cálculo da alma à temperatura θ
 $R_{d,\theta}^M$ - resistência de cálculo da mesa à temperatura θ
 $R_{d,\theta}^{PP}$ - resistência de cálculo à temperatura θ da estrutura parcialmente protegida
 $R_{e,20}$ - carga de flambagem elástica por flexão à temperatura ambiente
 $R_{e,\theta}$ - carga de flambagem elástica por flexão à temperatura θ

$R_{e,\theta}^{PP}$ - carga de flambagem elástica por flexão à temperatura θ da estrutura parcialmente protegida

$S_{d,20}$ - solicitação de cálculo à temperatura ambiente

$S_{d,\theta}$ - solicitação de cálculo à temperatura θ

$TRRF$ - tempo requerido de resistência ao fogo

W - módulo de resistência elástico

Z - módulo de resistência plástico

Z^A - módulo de resistência plástico da alma

Z^M - módulo de resistência plástico da mesa

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

b_f - largura da mesa

d - altura da seção

e - excentricidade

e_0 - excentricidade acidental

f_y - tensão de escoamento à temperatura ambiente

$f_{y,\theta}$ - tensão de escoamento à temperatura θ

$f_{y,\theta}^A$ - tensão de escoamento da alma à temperatura θ

$f_{y,\theta}^M$ - tensão de escoamento da mesa à temperatura θ

g - ação permanente

l_{fl} - comprimento de flambagem

q - ação variável

r - raio de giração

r_x - raio de giração em relação ao eixo x

t_f - espessura da mesa

t_w - espessura da alma

t_m - espessura do material de proteção contra incêndio

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

ϕ_b - coeficiente de resistência ao momento fletor à temperatura ambiente

$\phi_{b,\theta}$ - coeficiente de resistência ao momento fletor à temperatura θ

ϕ_c - coeficiente de resistência na compressão à temperatura ambiente

$\phi_{c,\theta}$ - coeficiente de resistência na compressão à temperatura θ

ϕ_t - coeficiente de resistência na tração à temperatura ambiente

$\phi_{t,\theta}$ - coeficiente de resistência na tração à temperatura θ

γ_g - coeficiente de ponderação das ações permanentes

$\gamma_{g,\theta}$ - coeficiente de ponderação das ações permanentes em situação se incêndio

γ_q - coeficiente de ponderação das ações variáveis

$\gamma_{q,\theta}$ - coeficiente de ponderação das ações variáveis em situação se incêndio

κ_1 - fator de correção da temperatura não-uniforme na seção transversal

κ_2 - fator de correção da temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da peça

λ - parâmetro de esbeltez

$\bar{\lambda}$ - parâmetro de esbeltez para barras comprimidas à temperatura ambiente

$\bar{\lambda}_\theta$ - parâmetro de esbeltez para barras comprimidas à temperatura θ

$\bar{\lambda}_\theta^A$ - parâmetro de esbeltez da alma comprimida à temperatura θ

$\bar{\lambda}_\theta^M$ - parâmetro de esbeltez da mesa comprimida à temperatura θ

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação à temperatura ambiente

$\lambda_{p,\theta}$ - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação à temperatura θ

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início de escoamento à temperatura ambiente

$\lambda_{r,\theta}$ - parâmetro de esbeltez correspondente ao início de escoamento à temperatura θ

μ - fator de massividade da seção

θ_{crit} - temperatura crítica

θ_{crit}^M - temperatura crítica da mesa

ρ - fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas à temperatura ambiente

ρ_θ - fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas à temperatura θ

ρ_θ^A - fator de redução da resistência da alma axialmente comprimida à temperatura θ

ρ_θ^M - fator de redução da resistência da mesa axialmente comprimida à temperatura θ

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na sua origem o homem abrigava-se sob árvores e em cavernas naturais. Copiou então a natureza na escolha dos dois primeiros materiais de construção: a madeira e a pedra. Até o século XVIII, estes materiais continuaram a ser os elementos básicos das construções, ao lado da argila (com a qual se faziam tijolos), da pozolana e da cal (usados como ligantes).

Fabricado mais recentemente, o ferro era inicialmente usado para a fabricação de artefatos bélicos, agrícolas, domésticos e de peças de adorno. Na construção, o ferro aparecia apenas em janelas, portas, portões e elementos de caráter estético.

Com o aparecimento das ferrovias surgiu a necessidade de se construírem diversas pontes e estações ferroviárias. Estas foram as primeiras grandes aplicações do ferro nas construções (PAES e VERÍSSIMO, 1998).

O aço foi usado pela primeira vez como material na construção de silos em plantações de algodão na Inglaterra, sendo seu emprego motivado pelo fato de ser um material não inflamável. Por introduzir no processo construtivo qualidades como rapidez de execução, reduzida mão de obra, capacidade de suportar altas cargas, menor peso estrutural, dentre outras, o aço passou a ser utilizado em grande escala em países como Estados Unidos, Inglaterra e Alemanha. Com o passar dos anos, o aço foi se tornando

cada vez mais empregado na construção civil sendo utilizado, hoje, em construção de pontes, edifícios verticais, galpões, entre outras aplicações industriais.

No Brasil, a utilização do aço como material de construção tem aumentado nas últimas décadas. Nos últimos anos, o mesmo passou a competir fortemente com o concreto armado nos mais diversos segmentos do mercado. Tratando-se de um material relativamente novo no mercado e menos difundido que o concreto armado (haja vista que a própria produção de aço só teve início em 1917 quando foi inaugurada a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira) ainda persistem restrições técnicas e sócio-econômicas para o pleno emprego do aço na construção civil. Sem dúvida uma das mais fortes restrições ao uso do aço, ainda que a prática de construção de edifícios altos, comum nos países do primeiro mundo, indique o contrário, é a que diz respeito à fragilidade das estruturas de aço em situações de incêndio.

O aço não protegido, em situação de incêndio, aumenta sua temperatura rapidamente. Por causa da redução de sua rigidez e resistência em temperaturas elevadas, uma estrutura de aço não protegida sujeita ao ataque do fogo pode tornar-se incapaz de suportar as cargas aplicadas. A utilização da proteção passiva em elementos estruturais é a forma mais simples de garantir a estabilidade estrutural, o que juntamente com a estanqueidade e o isolamento do compartimento, é requisito básico para a resistência ao fogo de tais elementos. O principal oponente ao uso da proteção passiva é o seu custo.

1.2. HISTÓRICO DA LINHA DE PESQUISA

O presente trabalho é parte integrante das seguintes linhas de pesquisas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC), com ênfase em Estruturas Metálicas (DECIV/EM/UFOP):

- *Engenharia de Incêndio*: esta linha de pesquisa estuda o comportamento de materiais sob altas temperaturas, o comportamento de estruturas de aço em incêndio e o modelamento de incêndios envolvendo o desenvolvimento e propagação de calor e fumaça.

- *Comportamento e Dimensionamento de Estruturas*: esta linha de pesquisa visa, em termos globais, o estudo do comportamento das diversas partes de uma estrutura, isoladamente ou em conjunto, envolvendo estruturas metálicas, constituídas por perfis laminados, soldados e/ou eletro-soldados, bem como as constituídas por perfis formados a frio, estruturas de concreto e as estruturas mistas (aço - concreto).

O grupo de pesquisas do LARIn, Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, da Universidade Federal de Ouro Preto coordenado pelo Professor Dr. Antonio Maria Claret de Gouveia, vem pesquisando o emprego da proteção passiva parcial há alguns anos. CLARET *et. al.* (1999), COSTA (2001), CARVALHO (2002), ANDRADE (2003), CORRÊA (2004) e ANDRADE (2005), realizaram investigações numéricas sobre o comportamento ao fogo de sub-estruturas metálicas (vigas, pilares e pórticos) com proteção passiva parcial.

1.3. OBJETIVOS

A presente pesquisa, em seqüência aos trabalhos citados no item anterior, tem os seguintes objetivos:

- Estabelecer uma metodologia para análise numérica de pilares de aço parcialmente protegidos em situação de incêndio.
- Verificar, através de análises estruturais avançadas e simplificadas, a viabilidade de emprego da técnica de proteção parcial de pilares de aço na obtenção dos níveis de resistência ao fogo comumente utilizados em projetos de segurança contra incêndio.
- Obter curvas de resistência ao fogo de fácil entendimento e grande aplicabilidade prática.
- Desenvolver uma formulação simplificada e suficientemente precisa para a determinação da distribuição de temperatura em perfis metálicos parcialmente protegidos.

- Desenvolver um método simplificado e suficientemente preciso para o dimensionamento de pilares metálicos parcialmente protegidos.

1.4. JUSTIFICATIVAS

Não há dúvidas de que o fogo foi um dos elementos mais marcantes e fundamentais para a evolução. A partir do domínio do fogo, o homem pôde assumir o controle do mundo ao seu redor, utilizando-o para os mais diversos fins, como, por exemplo, defesa contra predadores, caça, luz, combate ao frio, preparo de alimentos, moldagem de peças variadas, manifestações religiosas e até mesmo para simples diversão.

No entanto, da mesma forma que o fogo é caracterizado como um instrumento de progresso da humanidade, pode também representar uma grande ameaça para a sociedade quando foge ao controle do homem. Do ponto de vista da engenharia, incêndios podem ser responsáveis por verdadeiras catástrofes, provocando danos materiais, prejuízos financeiros e culturais e, principalmente, tirando vidas. Como existem situações de incêndio que fogem ao controle do homem, é importante que se desenvolvam técnicas que visem especialmente alcançar dois objetivos: manter o perigo que estes fenômenos representam em níveis toleráveis e que possam ser combatidos; avaliar por quanto tempo uma estrutura sob incêndio pode ser considerada segura para seus usuários e equipes de salvamento. Assim, poder-se-á evitar que a palavra “fatalidade” sirva como escudo para outras como “imprudência”, “ineficiência” ou “ignorância” (NUNES, 2005).

O problema da segurança contra incêndios e da avaliação do risco de colapso das estruturas sob altas temperaturas continuam como questões em aberto. É bem verdade que em todo o mundo o estudo do comportamento de estruturas de engenharia submetidas a situações de incêndio recebeu um razoável impulso nas últimas décadas, por meio de análises experimentais, numéricas, publicações de trabalhos científicos e elaboração de normas técnicas. Entretanto, muito ainda há por ser feito, pois, para se quantificar o fenômeno do incêndio em todos os seus aspectos, são necessários

complexos estudos sobre problemas de cinética e equilíbrio químico, transferência de calor, propagação de chamas, fluidodinâmica das correntes de ar e mecânica estrutural.

É notório que poucos são os trabalhos científicos sobre incêndio em estruturas desenvolvidos, ou em desenvolvimento, no Brasil. O assunto tem despertado interesse apenas em alguns pesquisadores isolados e em poucas instituições acadêmicas. Além disso, há uma grande deficiência de laboratórios experimentais que possam simular o comportamento de estruturas em situação de incêndio. Existe ainda uma tendência generalizada dos projetistas de desprezar o fenômeno de incêndio nas estruturas sob alegação de que o incêndio é um carregamento “acidental” (na realidade excepcional) com reduzida probabilidade de ocorrência, o que, na realidade, só pode ser afirmado após uma análise criteriosa do risco de ativação e propagação do incêndio.

A espessura requerida de proteção passiva de uma estrutura de aço é tradicionalmente determinada com base nos resultados de testes de resistência ao fogo em ensaio padrão da NBR 5628 (1980) em um dado período de tempo requerido pela autoridade regulamentadora. A NBR 14343 (1999), em seu item 6.1.4, permite o uso de métodos avançados de análise estrutural e térmica. Embora estes métodos de cálculo tenham a vantagem de reduzir a espessura da proteção passiva, as exigências de resistência ao fogo são ainda muito onerosas e o custo da proteção de um edifício de andares múltiplos de aço é, em média, aproximadamente 20%, Claret (2000), do custo total da estrutura metálica, o que tem um significativo impacto sobre a competitividade desse produto.

Embora possam ser feitas análises tridimensionais para simular o comportamento de uma estrutura em situação de incêndio, dependendo do cenário proposto e da complexidade da estrutura, o esforço computacional exigido pode ser elevado. A análise ao fogo de pilares de aço isolados assume um caráter prioritário na análise do comportamento estrutural, em face da sua importância na estabilidade global do edifício. De fato ainda que o incêndio seja compartimentado, como em geral acontece em edifícios residenciais e comerciais de andares múltiplos, o colapso de uma coluna é o que pode ter reflexos mais sérios sobre toda a estrutura, podendo levar todo o sistema estrutural ao colapso, como mostrado na Figura 1.1.

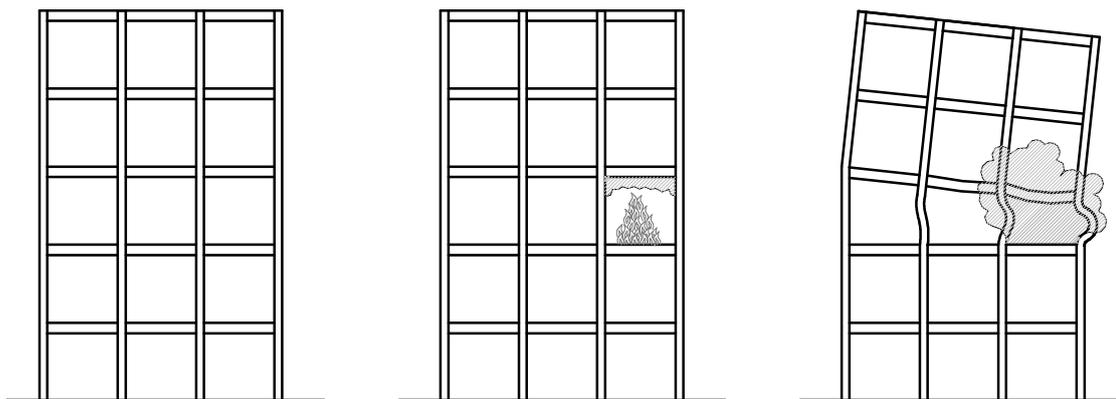


Figura 1.1 – Efeitos do colapso de uma coluna de um edifício.

Como a aplicação de métodos avançados de análise estrutural em escritórios de cálculo é restrita às grandes empresas, tendo em vista a complexidade e a falta de conhecimentos avançados do meio técnico, o desenvolvimento de métodos simplificados de dimensionamento suficientemente precisos e de estudos paramétricos que resultem em ábacos de resistência ao fogo de fácil compreensão e interesse prático, surgem como alternativa atraente para a aplicação da técnica de proteção parcial.

1.5. DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

Os capítulos que compõem este trabalho estão organizados de maneira a esclarecer aspectos relativos à determinação da resistência ao fogo de colunas de aço parcialmente protegidas, apresentando-se a metodologia utilizada para a realização das análises paramétricas avançadas e para o desenvolvimento dos métodos simplificados de determinação da distribuição de temperatura e de dimensionamento de colunas metálicas parcialmente protegidas em situação de incêndio.

A revisão bibliográfica, inserida no Capítulo 2, procura dar embasamento teórico para a presente pesquisa, discutindo alguns conceitos básicos da Engenharia de Incêndio e a evolução dos trabalhos desenvolvidos na área no Brasil e no mundo.

No Capítulo 3 apresenta-se a técnica de proteção parcial, procurando mostrar a filosofia dessa técnica e as propostas de proteção parcial feitas, com sucesso, por alguns pesquisadores.

No Capítulo 4 são realizadas análises paramétricas para determinação da resistência ao fogo de colunas parcialmente protegidas. Nele é descrita a metodologia utilizada para a realização das análises térmicas, via software TASEF (STERNER *et. al.*, 1990), e das análises estruturais, via programa computacional VULCAN (BAYLEI, 1995). Curvas de resistência ao fogo em função de parâmetros geométricos da coluna, espessura de proteção passiva, tempo de exposição ao incêndio e condições de carregamento são apresentadas neste capítulo.

O Capítulo 5 apresenta uma formulação analítica simplificada para determinação da distribuição de temperatura em perfis parcialmente protegidos e são realizadas comparações entre os resultados obtidos pela mesma e a solução via Método dos Elementos Finitos.

No Capítulo 6, apresenta-se um método simplificado de dimensionamento de colunas de aço parcialmente protegidas em situação de incêndio. Essa formulação é resultante de uma adaptação das equações da NBR 14343 (1999), que versa sobre perfis com aquecimento uniforme, tanto longitudinal quanto transversalmente, para perfis com aquecimento não-uniforme ao longo da seção transversal, que é o caso dos perfis com proteção parcial. Comparações entre a utilização da proteção parcial e da proteção total também são realizadas neste capítulo.

No Capítulo 7 são apresentadas as considerações finais sobre os resultados obtidos e sugestões para trabalhos futuros.

O Anexo A é dedicado ao software TASEF. Nele é feito um estudo detalhado sobre o fenômeno de transferência de calor e são apresentadas as formulações de Elementos Finitos que estão implementadas no software.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO

O homem descobriu a importância do fogo ainda na pré-história e desde então aprendeu a dominá-lo e utilizá-lo para sua defesa e para produção de ferramentas. Cedo também descobriu que nem sempre pode controlar a combustão, o que, às vezes, pode resultar em tragédias.

Em todo o mundo sempre houve a preocupação de se evitar acidentes provocados pelo fogo. As primeiras precauções contra incêndios eram prescrições relativas às construções e aos materiais nelas empregados. Após o grande incêndio de Londres em 1666, o Rei Charles II aprovou através de decreto, regras de separação de edifícios em termos de espessura mínima das paredes. Segundo CLARET (2000a), durante aproximadamente 150 anos, em quase todos os países do mundo foram estabelecidos regulamentos semelhantes. A partir do final do século XIX, iniciaram-se nos Estados Unidos e na Europa investigações científicas sobre a resistência ao fogo de estruturas e dos elementos de vedação, impulsionadas pelas necessidades das empresas seguradoras. No entanto, o estabelecimento das primeiras normas para testes de resistência ao fogo se deu somente em 1911, nos Estados Unidos, quando lançaram a norma ASTM E-119 – “Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Material”.

Em seguida, entre 1938 e 1946, foram publicados, no Reino Unido, os relatórios *Fire Grading of Buildings* que foram a base da regulamentação oficial aí estabelecida em

1952. Esses relatórios compilavam conhecimentos existentes na Europa, nos Estados Unidos e no Canadá e foram um marco nos regulamentos contra incêndio. Eram baseados no comportamento das estruturas e dos materiais a partir de ensaios devidamente normalizados, passando, assim, a fornecer parâmetros aos projetistas quanto à concepção e execução de construções resistentes ao fogo.

No final da década de setenta, experimentos conduzidos na Europa, Estados Unidos e Japão aumentaram volume de conhecimentos sobre a origem e o desenvolvimento dos incêndios, bem como sobre o desempenho dos materiais de construção sob elevadas temperaturas. Foi nesse período que estudos levaram a um melhor entendimento sobre o efeito da ventilação na severidade do incêndio.

Em 1986 o trabalho *Design Guide on Structural Fire Safety*, de um dos grupos de trabalho do CIB, enunciava métodos para se avaliar a severidade do incêndio em um edifício com base na ventilação, na carga de incêndio e nos acabamentos de paredes, piso e teto. Com esse trabalho, a base para uma abordagem probabilística do problema da segurança contra incêndio foi lançada.

Outros estudos importantes também foram feitos concomitantemente na década de oitenta: a propagação de fumaça, o comportamento das pessoas em pânico e a resistência ao fogo das estruturas.

Na década de noventa, tomou impulso na Europa a atividade de normalização destinada a dar suporte à unificação econômica. Em face da existência de grandes discrepâncias entre as regulamentações dos diversos países, grupos de trabalho foram criados para estabelecer bases técnicas e científicas para as euronormas. Muitos desses grupos ainda hoje se encontram em atividade.

No Brasil, a regulamentação da segurança contra incêndio das edificações teve grande impulso na década de setenta. Os incêndios dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo, e da Caixa Econômica, no Rio de Janeiro, despertaram o interesse e medo na

sociedade e, principalmente, dos meios técnicos, estabelecendo a necessidade de regulamentos e normas aplicados à segurança contra incêndio das edificações.

Grande parte dos regulamentos existentes no Brasil se originou da adaptação da legislação estrangeira, realizada no âmbito do Instituto de Resseguros do Brasil, com vistas à contratação de seguros, todavia os “*regulamentos para prevenção de incêndios em edificações*” das corporações de bombeiros e dos códigos de obras municipais tiveram um papel importante na difusão dessas normas nos meios profissionais.

O Laboratório de Ensaios de Fogo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo foi instalado em 1979, com o objetivo de propiciar o desenvolvimento tecnológico dessa área. Nesse laboratório foram instalados fornos simuladores de incêndio, permitindo que ensaios de diversos componentes estruturais puderam ser realizados.

Em 1993, o Estado de São Paulo, através do Decreto No. 38069, aprovou as “*Especificações para Instalações de Proteção contra Incêndios*” que se basearam em consultoria internacional e estabeleceram medidas ativas e passivas a serem adotadas nas edificações. Um ano após, a Instrução Técnica CB-02.33/94 estabeleceu tempos de resistência ao fogo para estruturas de aço. Recentemente, esta instrução foi revista e teve a sua aplicabilidade ampliada para todos os tipos de estruturas no Estado de São Paulo.

Em 1995, o CB-24 com apoio da Associação Brasileira dos Construtores de Estruturas Metálicas – ABCEM criou um grupo de trabalho para a elaboração dos textos-base de uma “*norma de tempos*” de resistência ao fogo para edifícios e de uma “*norma de dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio*”. Como resultado, encontram-se atualmente aprovadas e publicadas as normas NBR 14323 intitulada “*Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio – Procedimento*” (ABNT,1999) e a NBR 14432 – “*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*” (ABNT,2000).

2.2. CONCEITOS GERAIS SOBRE INCÊNDIOS

Os incêndios são fenômenos que dependem de um grande número de parâmetros o que os torna essencialmente aleatórios. Não se pode determinar como, onde e com que severidade eles ocorrerão. Mesmo que um grande número de parâmetros que influem no incêndio se repitam, um conjunto de outros parâmetros importantes certamente não se repetirão, fazendo com que cada incêndio seja um fenômeno único.

Do ponto de vista físico-químico, o incêndio é uma reação de combustão que, uma vez iniciada, ocorre de forma descontrolada (reação em cadeia) até que pelo menos uma das condições essenciais para que ela ocorra deixe de existir. Essas condições, na Figura 2.1 chamada de “*triângulo do fogo*”, são: fonte de calor, material combustível e fonte de oxigênio, CLARET (2000b).

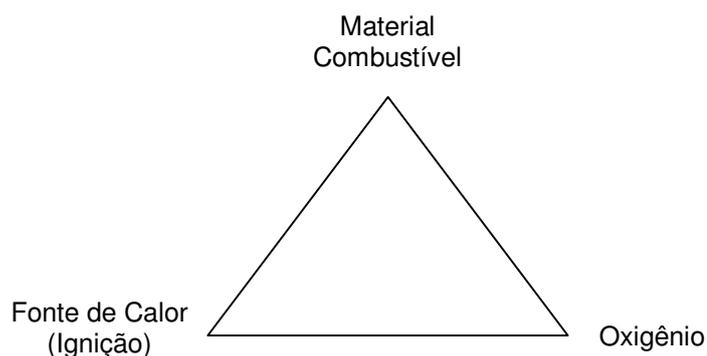


Figura 2.1 – Triângulo do Fogo (CLARET, 2000b).

O mecanismo que desenvolve a reação de combustão em cadeia é, de modo simples como ocorreria em um laboratório, dado da seguinte forma: a fonte de calor (fonte de ignição) provoca a decomposição química do material combustível (pirólise) que libera gases combustíveis que reagem exotermicamente com o oxigênio (chamas). O calor liberado pela reação exotérmica inicial causa a pirólise dos demais materiais combustíveis, tornando-se uma reação em cadeia.

Evidentemente, o incêndio em uma edificação é um fenômeno muito mais complexo do que a reação de combustão de laboratório. Complexos modelos probabilísticos são necessários para determinar o risco de início de ignição em um dado ambiente e o estudo da propagação do incêndio através da edificação exige modelos matemáticos muito elaborados.

Os modelos determinísticos importados dos diversos campos da Ciência, principalmente Física e Química, aplicados ao estudo dos incêndios nas edificações, visando dar mais segurança aos usuários, com mais economia dos recursos disponíveis para esse fim, formam a Engenharia de Incêndio.

De acordo com CLARET (2000b), a grande maioria dos incêndios segue um padrão qualitativo para o desenvolvimento e extinção, embora quantitativamente eles possam ser bastante diferentes. A Figura 2.2 ilustra o desenvolvimento de um incêndio em que nenhuma medida de combate seja aplicada. Como se pode observar, o incêndio é subdividido em três fases: fase de desenvolvimento (pré-flashover), fase de combustão generalizada e auto-extinção.

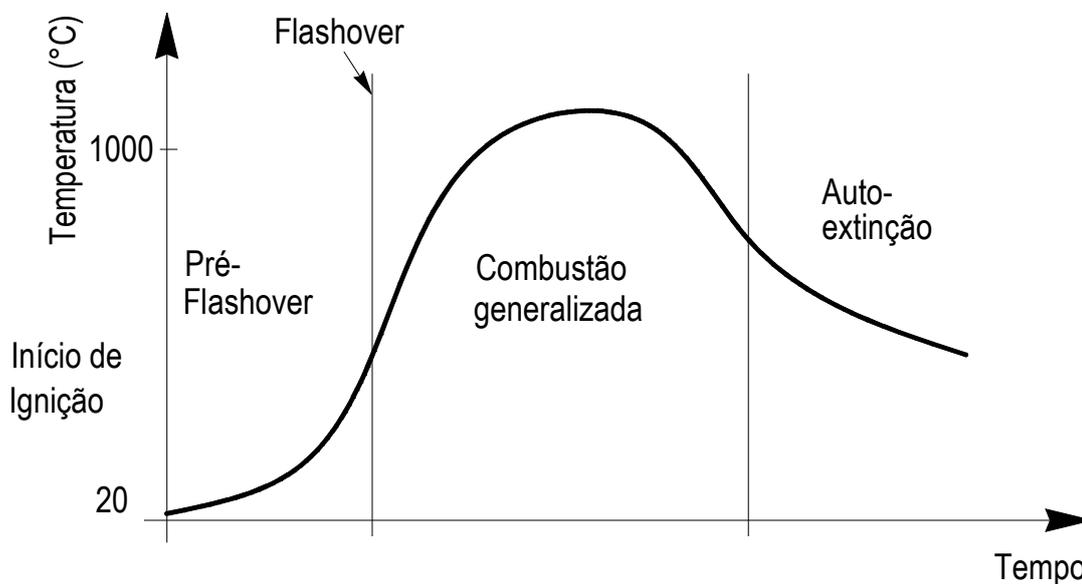


Figura 2.2 – Fases de Desenvolvimento de um Incêndio Real (CLARET, 2000b).

(a) Fase Pré-flashover

A fase inicial do incêndio vai desde o surgimento das primeiras chamas até o momento do incêndio generalizado (flashover). A temperatura dos gases do incêndio é relativamente baixa e vai aumentando gradualmente com uma velocidade um tanto quanto modesta.

O conhecimento da fase pré-flashover é muito importante na Engenharia de Incêndio devido ao risco que representa para a vida em face do calor e da fumaça gerados durante essa fase.

É nessa fase que os sistemas de proteção ativa, como detectores de calor e fumaça que acionam chuveiros automáticos (sprinklers), são projetados para operar, uma vez que o incêndio ainda é superficial e pode ser controlado por uma pequena quantidade de água.

(b) Fase de Combustão Generalizada

A combustão generalizada (flashover) ocorre quando a superfície de todo o material combustível presente entra em ignição. Essa se prolonga até que seja atingida a temperatura máxima do incêndio e pode ser vista como a fase do incêndio propriamente dita. Esta fase representa um estágio irreversível de inflamação dos combustíveis envolvidos, além de um acelerado crescimento da temperatura até valores bem elevados (superiores a 1000°C) e geração de enormes quantidades de calor e gases.

Não é possível sobreviver a um incêndio pós-flashover por causa das altas temperaturas, das altas concentrações de monóxido de carbono, fumaça e da falta de oxigênio que causam asfixia.

(c) Fase de Auto-Extinção

Após o consumo de uma parcela significativa do material combustível, a quantidade de calor liberada na combustão não é mais suficiente para manter a elevação de

temperatura e inicia-se, então, a fase de extinção ou resfriamento. Em geral, considera-se o início da fase de extinção quando 80% do material combustível já foi consumido.

Em linhas gerais, o fenômeno do incêndio pode ser influenciado por diversos fatores, dentre os quais podem ser destacadas a compartimentação do local em chamas, a carga de incêndio e a ventilação do local.

2.2.1. MODELOS DE INCÊNDIOS

2.2.1.1. INCÊNDIO-PADRÃO

Devido à grande diversidade de fatores que podem influenciar na curva temperatura x tempo de incêndios reais, convencionou-se a adoção de curvas de incêndio padronizadas para servir como modelo para análises experimentais, freqüentemente utilizada em estudos onde não haja parâmetros mais precisos relativos às temperaturas envolvidas. Esta curva é adotada em ensaios como referência para analisar o comportamento de elementos construtivos (paredes, lajes, vigas e colunas) ao fogo e é denominada, mais adequadamente, de curva de ensaio-padrão ou, alternativamente, de incêndio-padrão.

A principal característica dessa família de curvas é possuir apenas um ramo ascendente, admitindo, portanto, que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

Dentre as curvas padronizadas mais utilizadas em ensaios de incêndios, podem ser citadas:

a) Curvas padronizadas pelo Eurocode 1 (1995):

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1), \text{ para materiais celulósicos} \quad (2.1)$$

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20, \text{ para hidrocarbonetos} \quad (2.2)$$

b) Curva padronizada pela ISO 834 (1975):

A International Organization for Standardization, por através da Norma ISO 834 – *Fire-resistance tests – Elements of building construction*, recomenda a curva 2.1 para seus ensaios.

c) Curva padronizada pela NBR 5628 (1980):

A NBR 5628 – *Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo*, recomenda a mesma curva adotada pela ISO 834, mostrada na Figura 2.3.

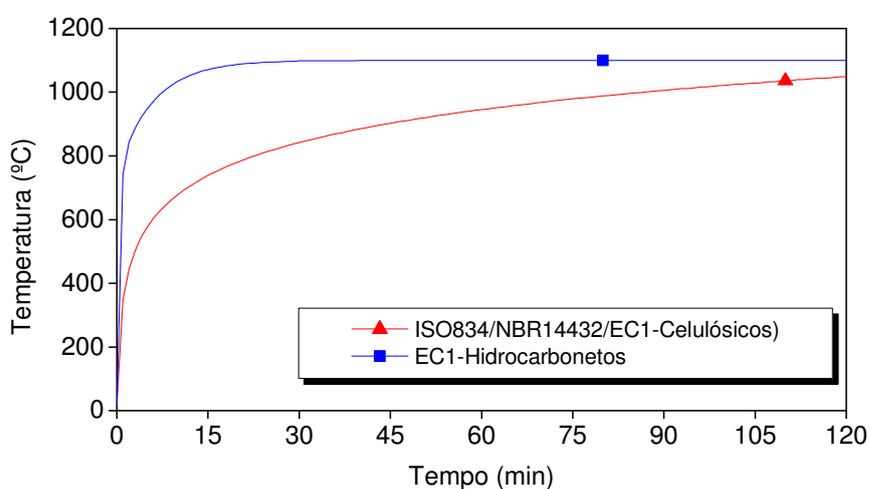


Figura 2.3 – Curva de desenvolvimento do Incêndio-Padrão.

2.2.1.2. INCÊNDIOS NATURAIS

De acordo com a NBR 14432 (2000), incêndio natural é a variação térmica que simula o incêndio real, função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio presentes no compartimento. A principal característica das curvas de incêndio natural, que as distinguem da curva-padrão, é a de possuírem um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento), admitindo, portanto, que os gases que envolvem o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo.

As curvas de incêndios naturais são elaboradas a partir de ensaios experimentais realizados em compartimentos com aberturas onde o incêndio se desenvolve sem se propagar para o exterior, devido às características de isolamento térmico, estanqueidade e resistência dos elementos de vedação. Por essa razão, este modelo também é conhecido como modelo de incêndio natural compartimentado. Segundo a NBR 14432 (2000), entende-se por isolamento térmico a capacidade de um elemento construtivo não apresentar, na face oposta ao fogo, elevação de temperatura superior a 140°C, na média dos pontos de medida, ou superior a 180°C, em qualquer ponto de medida. Estanqueidade é a capacidade de um elemento construtivo de impedir o surgimento de rachaduras ou aberturas por onde possam passar chamas ou gases quentes capazes de causar a ignição de um chumaço de algodão.

As curvas de incêndios naturais compartimentados dependem, fundamentalmente, da carga de incêndio do compartimento, do seu grau de ventilação e das características térmicas dos materiais de vedação.

- **CARGA DE INCÊNDIO**

A NBR 14432 (2000) define carga de incêndio como sendo a soma das energias caloríficas que seriam liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, incluindo os revestimentos das paredes, divisórias, pisos e tetos. A carga de incêndio específica corresponde ao valor da carga de incêndio dividido pela área do piso considerado (A_f), sendo medida em MJ/m^2 . Assim, a carga de incêndio específica pode ser dada por:

$$q_{fi} = \frac{\sum M_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A_f} \quad (2.3)$$

onde:

M_i é a massa de cada componente i do material combustível.

H_i é o potencial calorífico específico de cada componente i do material combustível, dados pela NBR 14432 (2000) e apresentados na Tabela 2.1.

m_i é um coeficiente adimensional, variando entre 0 e 1, que representa a eficiência da combustão de cada componente i do material combustível. $m_i = 1$ corresponde à combustão completa do material e $m_i = 0$ corresponde à ausência de combustão durante o processo de incêndio.

ψ_i é um coeficiente adimensional, variando entre 0 e 1, que representa o grau de proteção ao fogo de cada componente i do material combustível. $\psi_i = 1$ é adotado para materiais sem proteção e $\psi_i = 0$ para materiais com proteção completa durante o incêndio.

A NBR 14432 (2000) considera $m_i = 1$ e $\psi_i = 1$, o que corresponde, respectivamente, a combustão completa e nenhuma proteção do combustível ao fogo que é, sem sombra de dúvida, a situação mais severa do incêndio.

Tabela 2.1 – Valores do Potencial Calorífico Específico Segundo a NBR 14432.

Tipo de Material	H (MJ/kg)	Tipo de Material	H (MJ/kg)	Tipo de Material	H (MJ/kg)
Acrílico	28	Lã	23	Poliéster	31
Algodão	18	Lixo de Cozinha	18	Polietileno	44
Borracha	Espuma - 37 Tiras - 32	Madeira	19	Polipropileno	43
Couro	19	Palha	16	Poliuretano	23
Epóxi	34	Papel	17	PVC	17
Grãos	17	Petróleo	41	Resina	18
Graxa	41	Policarbonato	29	Melamínica	18
				Seda	19

Devido à grande dificuldade de determinação prática da carga de incêndio específica por meio da equação (2.3), é comum a adoção de valores tabelados por normas técnicas de acordo com a finalidade das edificações. A Tabela 2.2 apresenta alguns valores

recomendados pela NBR 14432 (2000) de acordo com a finalidade da utilização da estrutura.

Tabela 2.2 – Alguns Valores de Cargas de Incêndio Especificas Segundo a NBR 14432

Ocupação/Uso	Carga de Incêndio (MJ/m ²)	Ocupação/Uso	Carga de Incêndio (MJ/m ²)
Casas e Apartamentos	300	Drogarias e Livrarias	1000
Hotéis	500	Lojas de Departamentos	600
Escolas e Academias	300	Supermercados	400
Bibliotecas	2000	Oficinas Elétricas	600
Cinemas ou Teatros	600	Estúdios (Rádio, TV, Foto)	300
Hospitais	300	Industrias de Motores	300
Restaurantes	300	Indústrias de Espumas	3000
Carpintarias	800	Indústrias de Resinas	3000
Escritórios	700	Indústrias de Vestuário	500

• **GRAU DE VENTILAÇÃO**

Conforme exposto anteriormente, a presença de oxigênio é obrigatória para que se desenvolva um incêndio, e sua quantidade é fator determinante na intensidade do mesmo. Desta forma, a quantidade de oxigênio existente no compartimento submetido ao incêndio é levada em consideração nas análises do fenômeno por meio do fator de abertura **O**, que exprime o grau de ventilação do compartimento e é dado pela seguinte equação:

$$O = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t} \tag{2.4}$$

onde:

A_v é a área total das aberturas para o exterior do edifício, inclusive janela que podem ser quebradas em um incêndio.

A_t é a área total de paredes, piso, teto e aberturas.

h é a altura média das aberturas dada por:

$$h = \frac{\sum h_i A_i}{A_v} \quad (2.5)$$

onde:

h_i é a altura da abertura i .

A_i é a área da abertura i .

• **CURVAS DE INCÊNDIOS NATURAIS DADAS PELO EUROCODE 1**

De acordo com o Eurocode 1 (1995), os incêndios naturais podem ser aplicados à compartimentos de até 100 m² e representados por meios de curvas parametrizadas para as fases de aquecimento e de resfriamento da curva real. Assim, a fase de aquecimento da curva do incêndio natural é regida pela expressão:

$$\theta_g = 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2.6)$$

onde: $t^* = t\Gamma$ (2.7)

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad (2.8)$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (2.9)$$

A fase de resfriamento é dada por:

$$\theta_g = \theta_{\max} - 625(t^* - t_d^*) \quad \text{para } t_d^* \leq 0,5 \quad (2.10)$$

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(3 - t_d^*)(t^* - t_d^*) \quad \text{para } 0,5 < t_d^* \leq 2 \quad (2.11)$$

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(t^* - t_d^*) \quad \text{para } t_d^* > 2 \quad (2.12)$$

O valor de t_d^* é dado por: $t_d^* = 0,13 \cdot 10^{-3} \frac{q_{fi,d}}{O} \Gamma$ (2.13)

Cabe ressaltar que para aplicar estas equações é necessário que os seguintes limites sejam respeitados:

Grau de ventilação (O) deve assumir um valor entre 0,02 e 0,20 m^{1/2}.

A carga de incêndio deve ficar entre 50 e 1000 MJ/m².

O valor de b deve situar-se entre 1000 e 2000 J/m²s^{1/2}°C.

Nas figuras subseqüentes são apresentadas curvas tempo-temperatura em incêndios naturais obtidas de acordo como o Eurocode 1 (1995). Na Figura 2.4, manteve-se constante a carga de incêndio em 300MJ/m² e variou-se o grau de ventilação de 0,04, 0,08 e 0,12 m^{1/2}. Já na Figura 2.5 manteve-se constante o grau de ventilação constante em 0,04 m^{1/2} e variou-se a carga de incêndio de 300, 500 e 700 MJ/m².

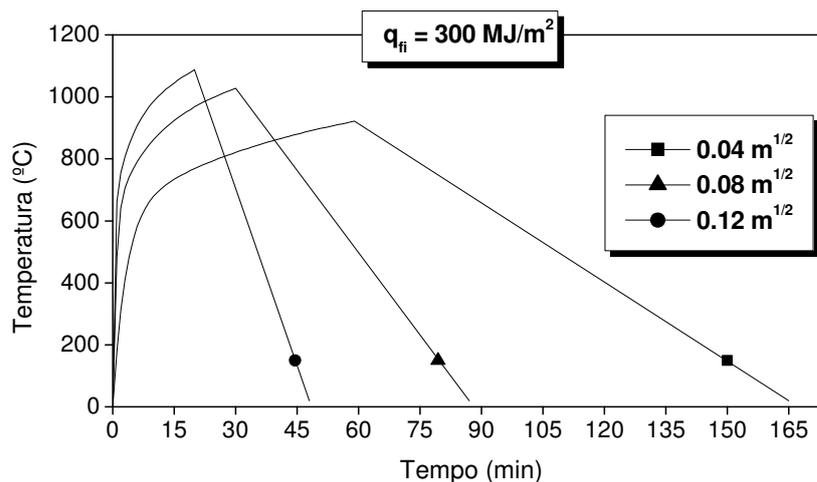


Figura 2.4 – Incêndio Natural – Carga de Incêndio Constante.

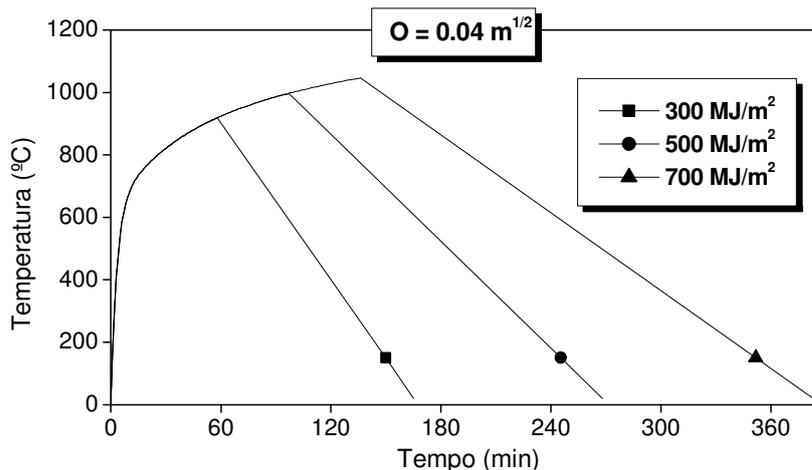


Figura 2.5 – Incêndio Natural – Fator de Ventilação Constante.

2.3. PRINCÍPIOS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS

2.3.1. CONSEQUÊNCIAS DE INCÊNDIOS NOS EDIFÍCIOS

Os efeitos de incêndios em edifícios e os principais meios de combate a esses efeitos são resumidos em seguida:

Calor: causa danos aos ocupantes e ao conteúdo do compartimento. Para evitar danos às pessoas, provocados pela elevação de temperatura dos gases no compartimento, é necessário providenciar meios de escape. Os bens móveis e imóveis somente podem ser protegidos evitando-se a inflamação generalizada (fase pós-flashover).

Propagação do incêndio: causa danos às pessoas e à propriedade. É necessário prever no projeto do edifício uma adequada compartimentação para conter o fogo em uma região limitada. A eficiência do compartimento depende de sua integridade e de sua capacidade de isolamento (ou seja, depende de sua resistência ao fogo) sob as elevadas temperaturas decorrentes do incêndio.

Fumaça: provoca asfixia e perda de visibilidade. Para evitar os efeitos do excesso de fumaça em um compartimento deve-se providenciar um sistema de exaustão e/ou um

sistema de controle através da previsão de reservatórios em regiões afastadas das áreas ocupadas do edifício.

Gases tóxicos: alguns materiais produzem gases venenosos através da sua combustão, podendo causar envenenamento. É necessário controlar a natureza da carga de incêndio em edifícios e os materiais potencialmente perigosos devem ser armazenados em compartimentos especialmente projetados.

Estabilidade estrutural: o aquecimento excessivo dos elementos estruturais pode causar perda de rigidez dos elementos e conseqüentemente o colapso, resultando em perigo para ocupantes e bombeiros. Para evitar a perda da estabilidade estrutural em edifícios, deve-se empregar métodos de dimensionamento de estruturas sob incêndio.

2.3.2. OBJETIVOS GERAIS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS

Os objetivos da segurança contra incêndios podem ser genericamente estabelecidos como: reduzir os danos à vida no edifício e em sua vizinhança; reduzir as perdas materiais diretas (danos à propriedade) e indiretas (perdas financeiras). Esses objetivos podem ser atingidos, considerando o atendimento dos seguintes requisitos:

- A geração de calor e de fumaça dentro do edifício é limitada.
- A propagação do fogo para edifícios vizinhos é impedida.
- Os ocupantes podem abandonar o edifício em condições de segurança tão logo a ignição comece ou podem ser salvos por outros meios.
- A segurança dos bombeiros durante as operações de resgate e de combate é assegurada.
- A capacidade portante e a estabilidade lateral do edifício são asseguradas em um dado período de tempo.

Diferentes estratégias podem ser adotadas para atingir esses objetivos. Normalmente se faz distinção entre medidas ativas (detecção e combate ao incêndio) e medidas passivas (resistência estrutural ao fogo e compartimentação). Algumas dessas medidas se aplicam à proteção da vida, outras à proteção da propriedade e outras, finalmente, a ambas. Algumas dessas estratégias são:

- (a) **Prevenção da ignição** (medida de proteção à vida e à propriedade): Isto se consegue com o emprego de materiais estruturais e de acabamento que não sejam combustíveis e que gerem um volume mínimo de fumaça. Os administradores dos edifícios e seus ocupantes devem providenciar locais seguros para o armazenamento de materiais combustíveis, adequada manutenção das instalações elétricas e dos equipamentos de segurança contra incêndio, bem como treinamento de funcionários e normas de segurança.
- (b) **Meios de escape** (medida de proteção à vida): Esse é o meio mais efetivo de minimizar os danos à vida. As rotas de escape devem ser facilmente acessadas, devem ter as dimensões suficientes para o transporte do número de pessoas que deverão utilizá-las e devem ser protegidas quanto aos efeitos do incêndio (calor e fumaça, principalmente). O treinamento dos ocupantes para os procedimentos de evacuação dos edifícios e a sinalização das rotas de escape (principalmente em edifícios de uso público cujos usuários podem não estar familiarizados com as rotas de escape) são também medidas importantes. O controle de fumaça também é necessário, porque ela pode reduzir significativamente a visibilidade.
- (c) **Controle da geração e propagação do fogo e da fumaça** (medida de proteção à vida e à propriedade): Há diferentes meios através dos quais essa medida pode ser posta em prática:
 - Chuveiros automáticos: Não só ajudam a extinguir o fogo e limitam a sua propagação como também reduzem a geração de fumaça (protegendo a vida) e a temperatura (protegendo a propriedade).

- Detecção de fumaça e de calor: O sistema de alarme avisa aos ocupantes do início de uma ignição, maximizando o tempo de escape, e permite uma ação rápida dos bombeiros.
 - Compartimentação: A divisão do interior do edifício através de barreiras contra a propagação do fogo, transmissão do calor e movimentação da fumaça é reconhecida como um dos meios mais eficientes para limitar as consequências da fumaça e do calor liberados em incêndios. O conceito de compartimentação também se aplica às fachadas externas, para evitar a propagação do fogo para edificações vizinhas.
 - Exaustão: A liberação de calor e de fumaça para a atmosfera é preferível à sua retenção dentro do edifício, onde eles podem por em perigo os ocupantes, aumentar o nível de combustão e causar danos. Alternativamente, a fumaça pode ser acumulada em reservatórios afastados das áreas ocupadas (por exemplo, no espaço entre forro e o teto).
 - Materiais tóxicos: Alguns materiais combustíveis produzem gases tóxicos, causando envenenamento e morte por asfixia. Isto deve ser eliminado tanto quanto possível, por exemplo, especificando materiais apropriados para a mobília. Produtos químicos armazenados podem exigir cuidados especiais, sendo adotadas áreas de depósito especialmente seladas e protegidas.
- (d) Prevenção do colapso estrutural** (medida de proteção à vida e à propriedade): Há três abordagens principais para assegurar a estabilidade estrutural na ocorrência de um incêndio. São elas: aplicação de proteção passiva, dimensionamento para resistência ao fogo e aplicação da engenharia de segurança contra incêndio. O requisito para um edifício em geral é posto sob a forma de um *tempo de resistência ao fogo*, tipicamente expresso em unidades discretas de tempo: 30 min, 60 min, 90 min, 120 min e 240 min. É importante considerar que esses tempos não são os tempos permitidos para evacuação dos ocupantes do edifício e nem mesmo os tempos de sobrevivência da estrutura. Eles são apenas uma maneira simples de classificar os edifícios pela carga de incêndio desde aqueles em que a carga é

relativamente pequena (por exemplo, edifícios de pequena altura) até aqueles em que um incêndio pode atingir grandes proporções (uma livraria, por exemplo). Os requisitos podem variar significativamente de um país para outro. Os tempos exigidos no Brasil pela NBR 14432 (2000) são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo Segundo a NBR 14432.

TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (*), EM MINUTOS (NBR 14432: 2000)					
Ocupação	Tamanho da Edificação				
	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60 (30)	60	90	120
Comercial	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Escritório	30	60 (30)	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Locais Públicos	60 (30)	60	60	90	120
Estacionamento Fechado	30	60 (30)	60	90	120
Estacionamento Aberto	30	30	30	30	60
Hospital	30	60	60	90	120
Indústria com baixa carga de incêndio	30	30	60	90	120
Indústria com alta densidade de carga de incêndio	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Loja com baixa densidade carga de incêndio	30	30	30	30	60
Loja com baixa densidade carga de incêndio	60	60	90 (60)	120 (90)	120

(*) Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é definido como sendo o tempo mínimo de resistência de um elemento construtivo submetido ao incêndio padrão.

(a) Valores entre parênteses são válidos para edificações com área ≤ 750 m².

(b) A altura da edificação (h) é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem a permanência humana.

O tempo de resistência ao fogo se refere ao tempo no incêndio padrão em que a estrutura deve se comportar satisfatoriamente. Para a estrutura, isto significa que qualquer um de seus elementos (coluna, viga, divisória de um compartimento) deve manter:

- Estabilidade: Ele não deve sofrer colapso.
- Integridade: Ele não deve apresentar fissuras ou permitir que o fogo se propague através da passagem de chama para um compartimento adjacente;
- Isolamento: Ele não deve permitir que o fogo se espalhe por condução de calor de modo que possa induzir ignição em um compartimento adjacente.

Com os elementos estruturais em aço, em geral há apenas pequenos problemas em se obter integridade e isolamento e maior atenção deve ser dada para satisfazer a condição de estabilidade.

A necessidade de manutenção da estabilidade estrutural das edificações envolvidas em incêndios é estabelecida em todas as regulamentações estrangeiras. De fato, a perda da estabilidade estrutural global significa grande perda patrimonial, podendo causar danos a edifícios vizinhos e à infra-estrutura pública. Levantamentos estatísticos feitos por PLANK (1996), indicam que 43% das perdas patrimoniais em um incêndio se devem ao conteúdo dos edifícios, 36% se devem à interrupção da atividade produtiva e 21% a danos estruturais. Atualmente existe ainda uma grande preocupação com os danos eventualmente decorrentes da ruína estrutural de edifícios em que se depositam materiais potencialmente agressivos ao meio ambiente.

Entretanto, a preocupação primária de todos os regulamentos de segurança contra incêndios é a preservação da vida. Sem considerar os prováveis danos à vida, conseqüentes de danos ao meio ambiente, o número de mortes causadas diretamente por colapso estrutural, em países da Europa, é da ordem de 1% do total de mortes verificadas em incêndios.

A estabilidade estrutural frente a incêndios, principal preocupação dessa pesquisa, é diretamente dependente da resistência mecânica dos elementos construtivos que, por sua vez, depende da temperatura atingida por eles durante o incêndio. Já o tempo requerido de resistência ao fogo ainda é estabelecido, na maioria dos regulamentos, de modo essencialmente subjetivo, mas levando em conta, entre outros fatores, a natureza da ocupação, a sua altura e a experiência de atendimento de ocorrências do corpo de bombeiros.

Estabelecer de forma científica e racional (baseada em modelos aceitáveis do comportamento das estruturas em incêndio) a dependência entre a estabilidade de um elemento estrutural e o tempo de resistência ao fogo é uma tarefa muito complexa e, hoje, constitui uma das questões fundamentais da Engenharia de Incêndio.

2.4. DESEMPENHO DO AÇO EM INCÊNDIO

A exposição dos materiais estruturais a altas temperaturas degenera as suas propriedades físicas e químicas, causando redução da resistência e da rigidez, o que deve ser levado em conta no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

Do mesmo modo que muitos outros materiais, o aço se torna mais dúctil sob altas temperaturas. Isto pode ser representado sob a forma de uma série de curvas tensão-deformação, Figura 2.8. Essas curvas mostram tanto a redução do módulo de elasticidade quanto a redução da tensão de escoamento. Uma interpretação simplificada disso é que o aço reduz sua rigidez de tal modo que a 550°C ele terá perdido toda a sua reserva de resistência. Embora o ponto de fusão não aconteça até aproximadamente 1500°C, apenas 23% da resistência à temperatura ambiente permanece à 700°C. A 1200°C considera-se que o aço já não tem mais resistência nenhuma. Algumas siderúrgicas desenvolveram aços especiais, obtidas pela adição de outros componentes, como o cromo e o molibdênio, que mantêm suas resistências de escoamento e última até cerca de 800°C. Um exemplo de aço resistente ao fogo é o USIFIRE, produzido pela Usiminas.

Embora outros materiais se deteriorem de um modo similar, a leveza do aço acoplada com sua boa condutibilidade térmica faz com que ele se aqueça mais rapidamente que o concreto e a alvenaria.

2.4.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.4.1.1. MASSA ESPECÍFICA

A massa específica do aço, para qualquer temperatura, pode ser considerada como o valor de:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$$

2.4.1.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE E TENSÃO DE ESCOAMENTO

O módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço diminuem com o aumento da temperatura. O Eurocode 3 (1993) e a NBR 14343 (1999), tendo por base ensaios realizados pelas siderúrgicas British Steel (Reino Unido) e ARBED (Luxemburgo), recomendam o diagrama de tensão deformação dos aços estruturais conforme o conjunto de expressões da Tabela 2.4, ilustrado na Figura 2.6.

Os valores dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($K_{y,\theta}$), da resistência correspondente ao limite de proporcionalidade ($K_{p,\theta}$) e do módulo de elasticidade tangente ($K_{E,\theta}$), são fornecidos pela Tabela 2.5 e ilustrados na Figura 2.7.

$$\text{onde: } K_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_{y,20}}, \quad K_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_{p,20}} \quad \text{e} \quad K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20}}$$

Tabela 2.4 – Equações para Cálculo do Diagrama Tensão – Deformação a Elevadas Temperaturas Segundo o Eurocode 3.

Deformação	Tensão	Módulo de Elasticidade Tangente
$\epsilon \leq \epsilon_{p,\theta}$	$\epsilon \cdot E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\epsilon_{p,\theta} < \epsilon < \epsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2}$	$\frac{b(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)}{a\sqrt{a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2}}$
$\epsilon_{y,\theta} < \epsilon < \epsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0,00
$\epsilon_{y,\theta} < \epsilon < \epsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\epsilon - \epsilon_{t,\theta})(\epsilon_{u,\theta} - \epsilon_{t,\theta})]$	-
$\epsilon_{t,\theta} < \epsilon < \epsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Parâmetros	$\epsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\epsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\epsilon_{u,\theta} = 0,15$ $\epsilon_{t,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})}$	

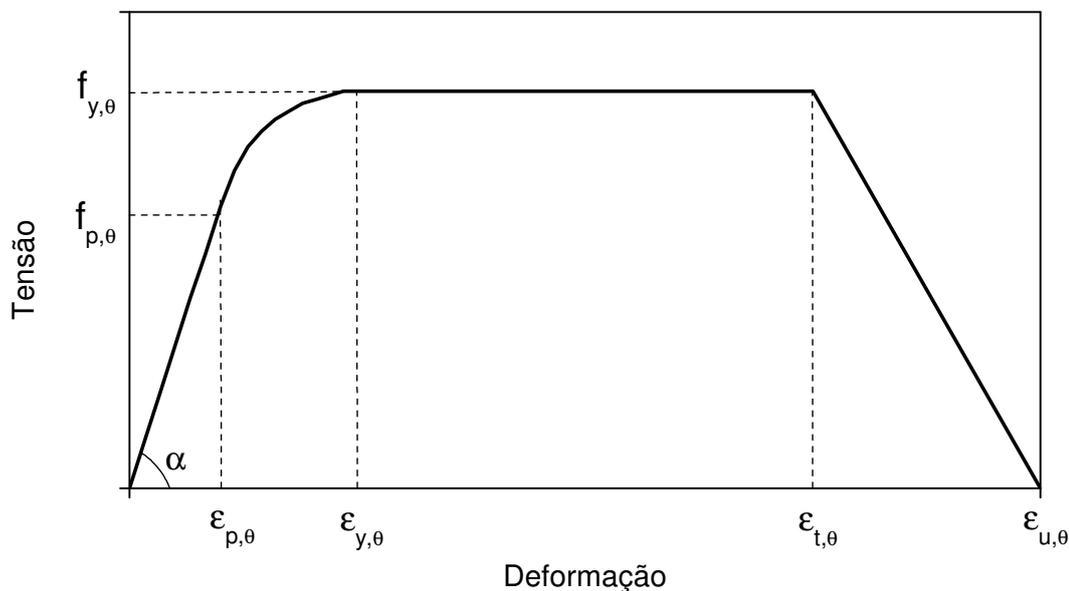


Figura 2.6 – Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas dado pelo Eurocode 3.

Tabela 2.5 – Fatores de Redução para o Aço

Temperatura °C	Fator de Redução da Tensão de Escoamento $K_{y,\theta}$	Fator de Redução do Limite de Proporcionalidade $K_{p,\theta}$	Fator de Redução do Módulo de Elasticidade $K_{E,\theta}$
20	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	1,0000	1,0000
200	1,0000	0,8070	0,9000
300	1,0000	0,6130	0,8000
400	1,0000	0,4200	0,7000
500	0,7800	0,3600	0,6000
600	0,4700	0,1800	0,3100
700	0,2300	0,0750	0,1300
800	0,1100	0,0500	0,0900
900	0,0600	0,0375	0,0675
1000	0,0400	0,0250	0,0450
1100	0,0200	0,0125	0,0225
1200	0,0000	0,0000	0,0000

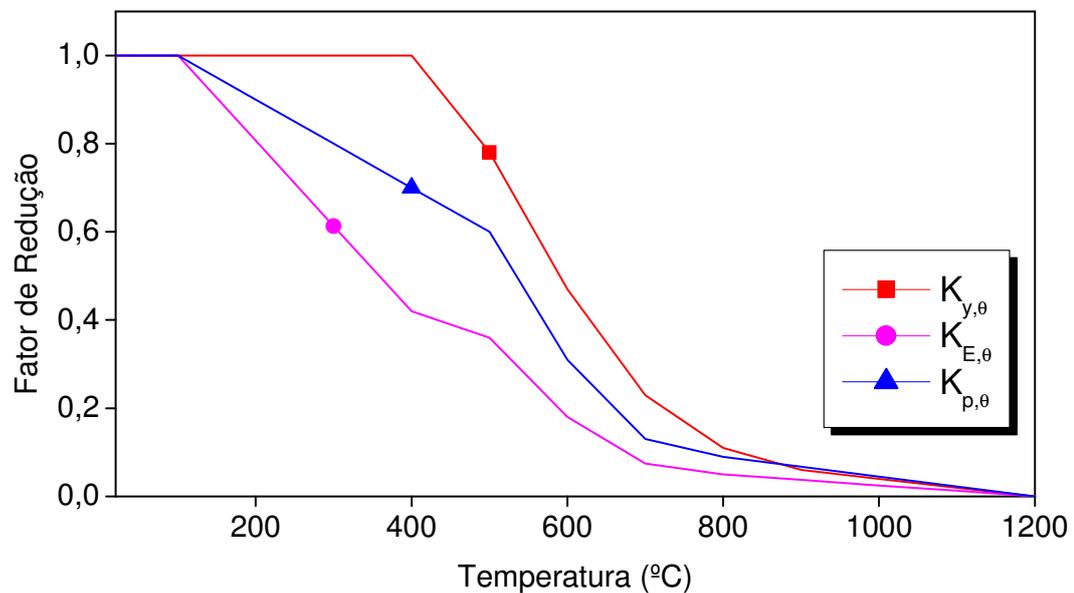


Figura 2.7 – Fatores de Redução da Tensão de Escoamento, do limite de Proporcionalidade e do Módulo de Elasticidade.

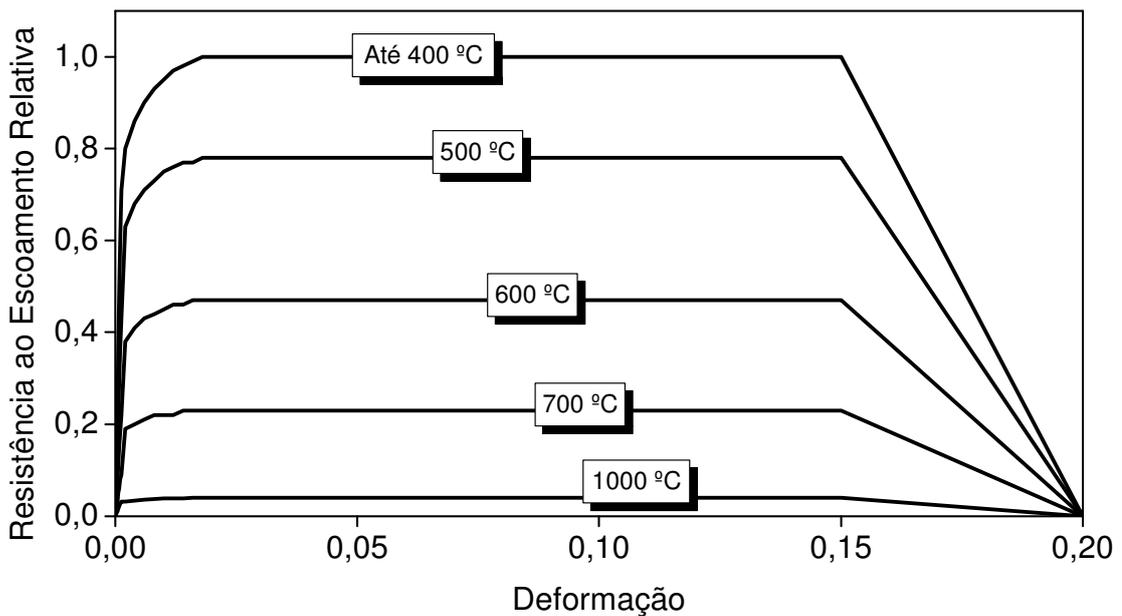


Figura 2.8 – Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas Segundo o Eurocode 3: Temperaturas variando de 20°C à 1000°C.

2.4.2. PROPRIEDADES TÉRMICAS

2.4.2.1. EXPANSÃO TÉRMICA

De acordo com o Eurocode 3 (1993) e a NBR 14343 (1999), a expansão térmica do aço, função da temperatura, pode ser obtida a partir das seguintes expressões, representadas graficamente na Figura 2.9.

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad \text{para } \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (2.14)$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 0,011 \quad \text{para } 750 \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (2.15)$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 2,416 \times 10^{-4} 0,0062 \quad \text{para } \theta_a > 860^\circ\text{C} \quad (2.16)$$

A NBR 14343 (1999) permite, em caso de utilização do método simplificado de cálculo descrito na seção 8, assumir o alongamento como dado por:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (2.17)$$

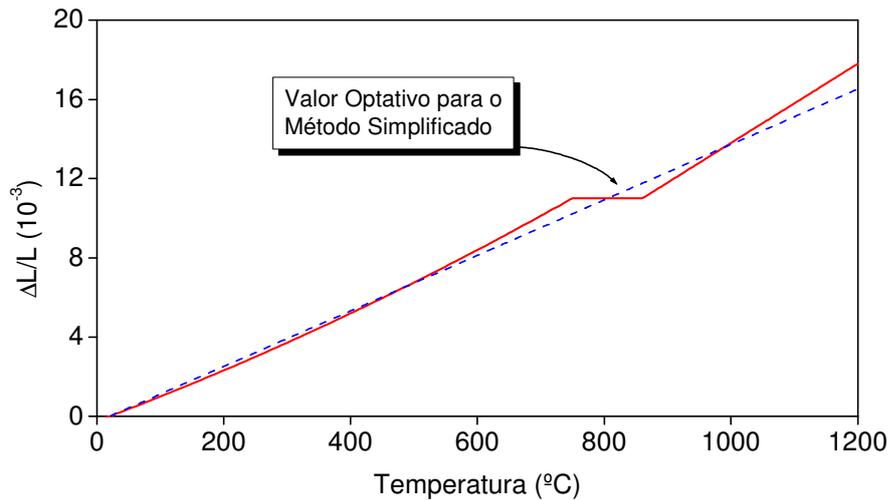


Figura 2.9 – Alongamento do Aço em Função da Temperatura

2.4.2.2. CONDUTIBILIDADE TÉRMICA E CALOR ESPECÍFICO

A condutibilidade térmica, que varia com a temperatura, é o coeficiente que mede a razão com a qual o calor que chega na superfície do material é conduzido para seu interior. A variação da condutibilidade térmica do aço com o aumento de temperatura, ilustrado na Figura 2.10, é dada por:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{para } 20 \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (2.18)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{para } 800 \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.19)$$

Uma versão simplificada da variação da condutibilidade térmica com a temperatura também é mostrada na Figura 2.10. A NBR 14343 (1999) permite que se adote, para cálculos simples, o valor de 45 W/m°C, valor que é bastante conservador.

O calor específico é a quantidade de calor necessária para elevar de 1°C a unidade de massa do material. A variação do calor específico do aço com o aumento da temperatura, ilustrado na Figura 2.11, é dada pelas seguintes expressões:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{para } 20 \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \quad (2.20)$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{para } 600 \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (2.21)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{para } 735 \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \quad (2.22)$$

$$c_a = 650 \quad \text{para } 900 \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.23)$$

A NBR 14343 (1999) permite, em caso de utilização do método simplificado de cálculo descrito na seção 8, assumir o calor específico como constante e dado por:

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \quad (2.24)$$

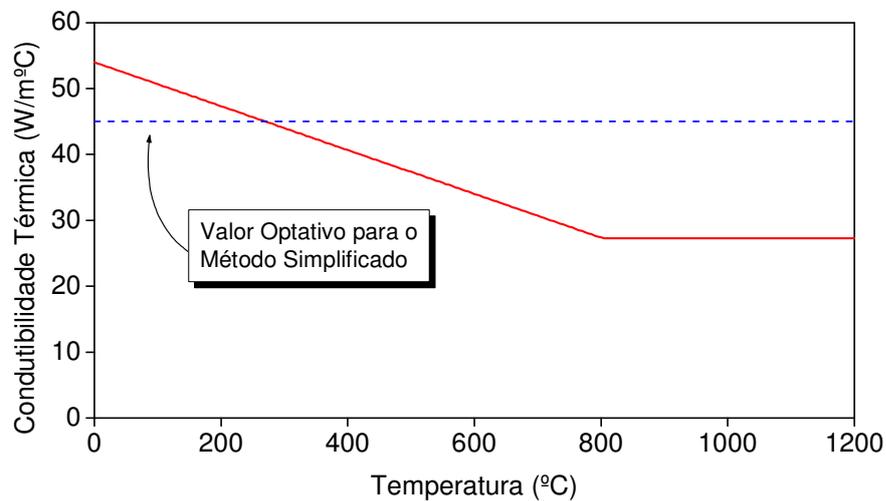


Figura 2.10 – Condutibilidade Térmica do Aço em Função da Temperatura

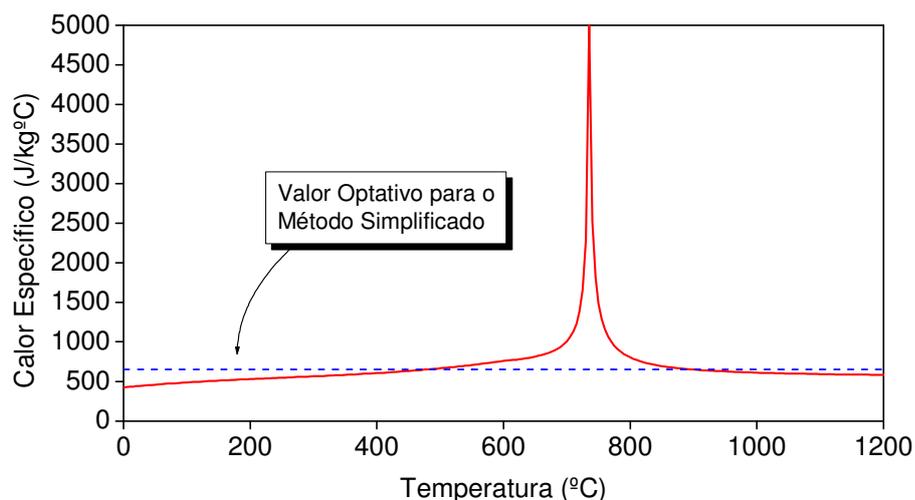


Figura 2.11 – Calor Específico do Aço em Função da Temperatura

2.5. ENSAIOS-PADRÃO

O ensaio padrão é a maneira tradicionalmente usada para obter a resistência ao fogo de elementos estruturais de aço. O ensaio consiste em colocar peças de aço em um forno onde o aquecimento é feito de acordo com a curva tempo-temperatura estabelecida na norma ISO 834 (1975), que no Brasil é reproduzido na NBR 5628 (1980), obedecendo algumas condições de contorno e carregamento até que determinada condição de falha seja atingida. Para elementos de aço protegidos com material isolante, considera-se que estes são resistentes até que se alcance a temperatura de 550°C. Para elementos de aço parcialmente protegidos ou sem proteção, podem-se adotar outros critérios de falha devendo-se, nesse caso, além de medir as temperaturas, monitorar seu desempenho estrutural.

Estes ensaios têm como desvantagem as limitações físicas impostas pelo tamanho e capacidade de carga dos fornos, o que impedem o ensaio de elementos estruturais de maior dimensão sob carregamentos que poderiam representar melhor as condições reais de utilização.

2.5.1. ENSAIO DE VIGAS

O ensaio de vigas, segundo a BS 476 parte 20 (1987), consiste em aquecer uma viga simplesmente apoiada, com 4 metros de vão, exposta diretamente ao incêndio. O carregamento é formado por quatro cargas concentradas, aplicadas a aproximadamente 562,50 milímetros das extremidades em seções que distam 1125 milímetros entre si, Figura 2.12.

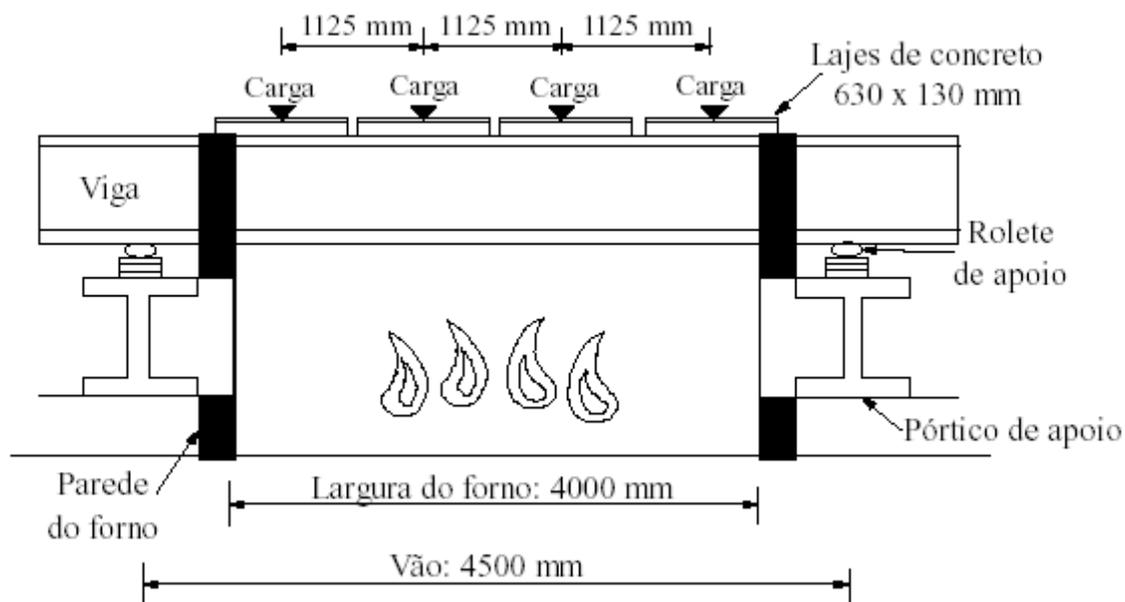


Figura 2.12 – Ensaio Padrão de Vigas: Cargas e Condições de Apoio

O ensaio prossegue até que a flecha no centro da viga seja igual a $L/30$, sendo que o ensaio pode prosseguir até uma flecha máxima de $L/20$, desde que a taxa de variação da flecha não seja superior à $L^2/(9000d)$, em mm/min, sendo L o vão da viga e d sua altura total, conforme a Figura 2.13.

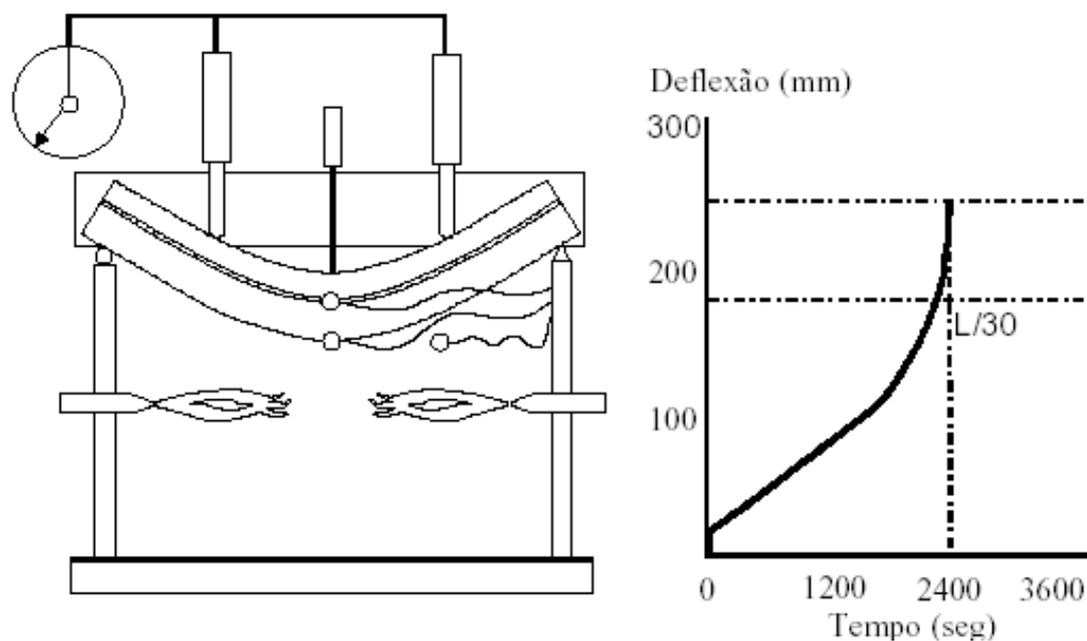


Figura 2.13 – Ensaio Padrão de Vigas: Determinação da Resistência ao Fogo

2.5.2. ENSAIO DE COLUNAS

A montagem típica consiste no ensaio de um elemento isolado de 3 metros de comprimento sob carga constante, Figura 2.14. As extremidades da coluna são fixadas em blocos de concreto o que cria algumas dificuldades de relacionar os resultados dos testes com as condições normalmente usadas na construção real.

A determinação da temperatura crítica de pilares é feita de acordo com a norma BS 476: Parte 20 (1987) que descreve o ensaio padrão de colunas de aço em fornos. A aplicação das cargas à temperatura ambiente (F_e), que geralmente é de 60% da carga última à temperatura ambiente, leva a um encurtamento da coluna. A elevação de temperatura gera forças internas (F_i) no aço, calculadas pela equação (2.27). Até uma temperatura de aproximadamente 500°C não há uma perda sensível de rigidez axial. Até essa temperatura a força interna no aço (F_i) é superior ao carregamento externo aplicado (F_e) o que resulta em uma expansão linear do aço, causando deslocamentos positivos.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \frac{F_i}{A} = E \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad (2.25)$$

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta \theta_a \quad (2.26)$$

substituindo (2.26) em (2.25):

$$F_i = E(\theta_a) \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta \theta_a \quad (2.27)$$

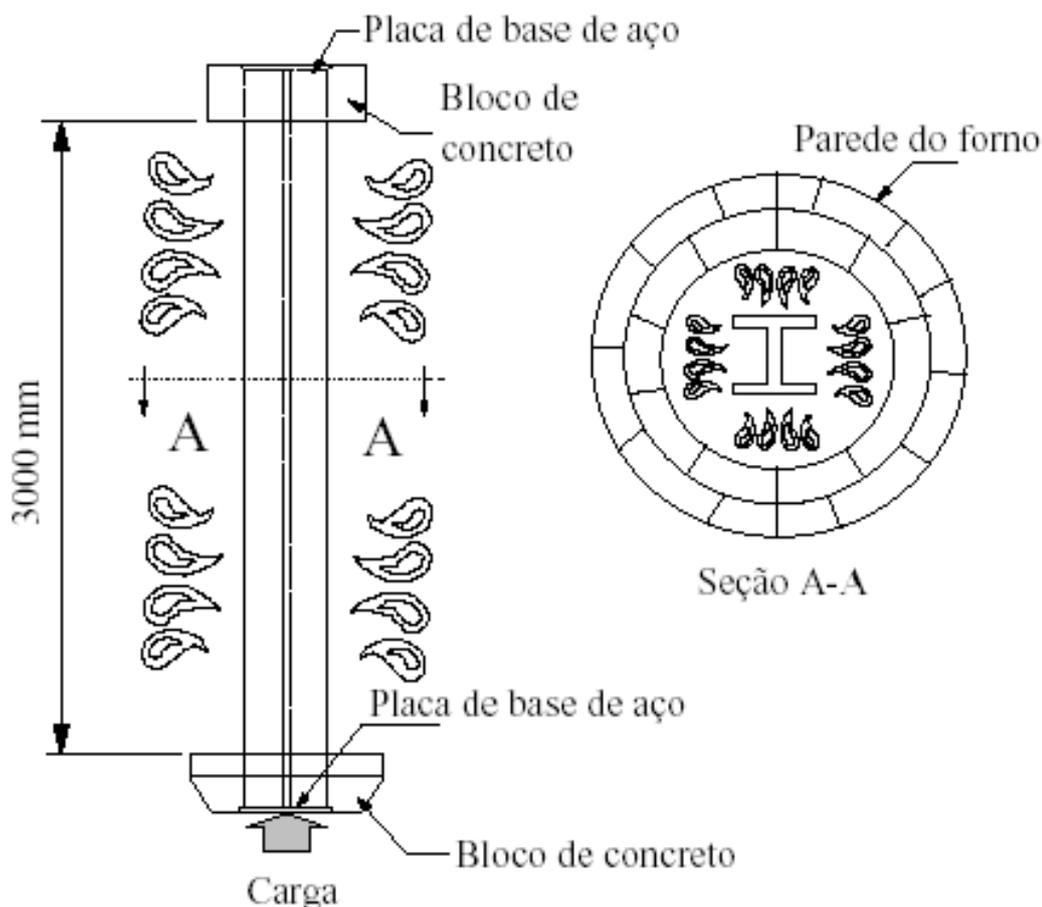


Figura 2.14 – Ensaio Padrão de Colunas: Montagem do Ensaio

Como visto no item 2.4.1.2, o módulo de elasticidade do aço varia com o aumento da temperatura. Com a elevação da temperatura além de 500°C, a rigidez axial se reduz e, conseqüentemente, a força interna passa a ser inferior ao carregamento aplicado,

fazendo com que o pilar volte a encurtar. A temperatura crítica, convencionalmente, corresponde ao deslocamento nulo da extremidade da coluna. Um gráfico ilustrando deslocamentos em função da temperatura obtidos pelo ensaio padrão de colunas é mostrado na Figura 2.15.

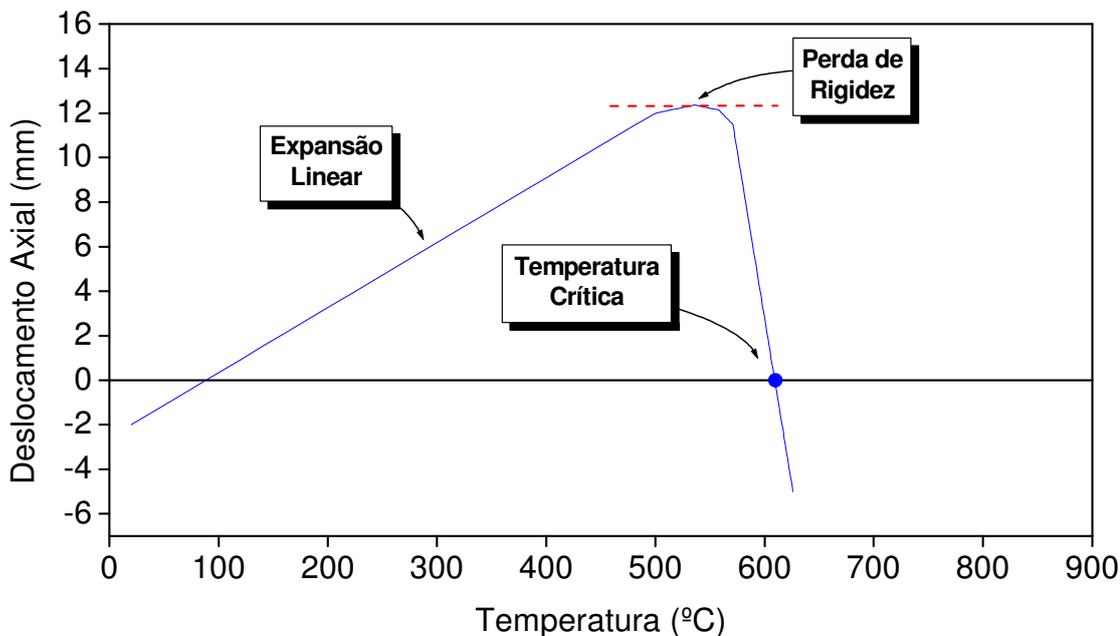


Figura 2.15 – Ensaio Padrão de Colunas: Determinação da Resistência ao Fogo

2.5.3. CRÍTICAS AOS ENSAIOS-PADRÃO

Os ensaios-padrão confirmam a temperatura de colapso de vigas e pilares em torno de 550°C. Esse valor nos métodos simplificados de análise da estabilidade estrutural em incêndio ficou conhecido como temperatura crítica, que deve ser evitada com o emprego de algum método de proteção contra incêndio.

Os ensaios-padrão não permitem a utilização de elementos estruturais de comprimentos da ordem de grandeza dos reais e prevêem carregamentos que não se verificam nas situações reais de incêndio. Por outro lado, ensaios-padrão desprezam o efeito da hiperestaticidade, via de regra favorável à resistência ao fogo.

O fato de se empregar a curva tempo-temperatura recomendada pela ISO 834 (1975) nos ensaios-padrão também é criticável, considerando que os incêndios reais evoluem, conforme visto no item 2.2, de forma muito diferente. Todos esses aspectos, em conjunto, levam à temperaturas críticas muito conservadoras.

Deve-se ressaltar, porém, a utilidade dos ensaios-padrão pela sua relativa simplicidade. Eles ainda são utilizados principalmente nas situações em que altos coeficientes de segurança devem ser exigidos, como por exemplo, edifícios altos, pontes, viadutos e passarelas.

2.6. PROTEÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA

O aço é um material leve, com boa condutibilidade e atinge temperaturas elevadas mais rapidamente que outros tipos de materiais usados na estrutura de uma edificação. Assim, uma edificação construída em estrutura metálica, em geral, exige também que se tenha um conjunto de medidas que vise à proteção contra incêndio.

Esse conjunto de medidas de proteção pode ser classificado em proteção ativa e proteção passiva. O primeiro visa extinguir o incêndio quando ainda está no início (pré-flashover) enquanto o segundo tem por objetivo garantir que a estrutura não sofra colapso por um determinado tempo e que o fogo não se alastre entre os compartimentos da edificação.

2.6.1. PROTEÇÃO ATIVA

Proteção ativa é aquela que se torna funcional na presença do incêndio ou de suas conseqüências como calor e fumaça. Em geral, os projetos de instalações prediais de proteção contra incêndio envolvem medidas ativas como alarmes, detectores de calor e fumaça e extintores (através de chuveiros automáticos ou de extintores).

2.6.2. PROTEÇÃO PASSIVA

É um conjunto de medidas que faz parte do sistema construtivo do edifício e que se torna funcional quando o incêndio se desenvolve, isolando a estrutura contra o calor, fazendo com que ela resista por um tempo predeterminado ao incêndio sem sofrer danos devido à elevação de temperatura no ambiente, não permitindo que o fogo se alastre, facilitando a fuga das pessoas e a entrada do pessoal de combate. A compartimentação, junto com paredes corta-fogo, escadas enclausuradas, entre outros, são tipos de proteção passiva.

Para que a estrutura mantenha um certo tempo de resistência ao fogo sem entrar em colapso, em alguns casos há a necessidade de que ela seja envolvida com um material de proteção contra incêndio. A necessidade da utilização deste material e a espessura do mesmo dependem do balanceamento feito entre as proteções ativas e passivas que serão utilizadas na edificação, juntamente com fatores externos tais como a proximidade dos bombeiros profissionais e a altura da edificação.

A proteção passiva é caracterizada pelos requisitos de isolamento, estanqueidade e integridade, que foram descritos no item 2.3.2 (d).

A proteção passiva das estruturas é o modo mais simples de assegurar sua estabilidade quando submetidas a incêndio. Mas, a proteção passiva representa um acréscimo de custo da construção que pode ser significativo, dependendo do contexto econômico. Há indicações de que um acréscimo de custo devido à proteção passiva da ordem de 5 a 8% do custo da estrutura de aço pode ser facilmente absorvido. No Brasil, a proteção passiva de estruturas metálicas pode custar entre 15 e 30% do custo da estrutura o que tem um significativo impacto sobre a competitividade desse produto, CLARET (2000a).

Portanto a aplicação do aço na construção civil encontra na exigência da proteção passiva da estrutura uma séria restrição. Esse trabalho visa descrever alternativas para redução do custo da proteção passiva através da técnica de proteção parcial.

Existem vários tipos de materiais de proteção passiva dentre os quais pode-se citar:

2.6.2.1. ARGAMASSAS PROJETADAS

São argamassas aplicadas por jateamento (spray). São produtos econômicos, porém considerados sem acabamento adequado. Têm como principal constituinte gesso ou cimento, a vermiculita e as fibras minerais ou orgânicas. Esse material tem como vantagens a alta produção, 250 a 300 m²/dia com quatro funcionários trabalhando, e a dispensa do uso de pinos ou telas de ancoragem na sua aplicação, COSTA (2001). Sua principal desvantagem é o fato de não ser um material esteticamente agradável para ser colocado na estrutura aparente. A Figura 2.16 mostra uma estrutura protegida com argamassa projetada.

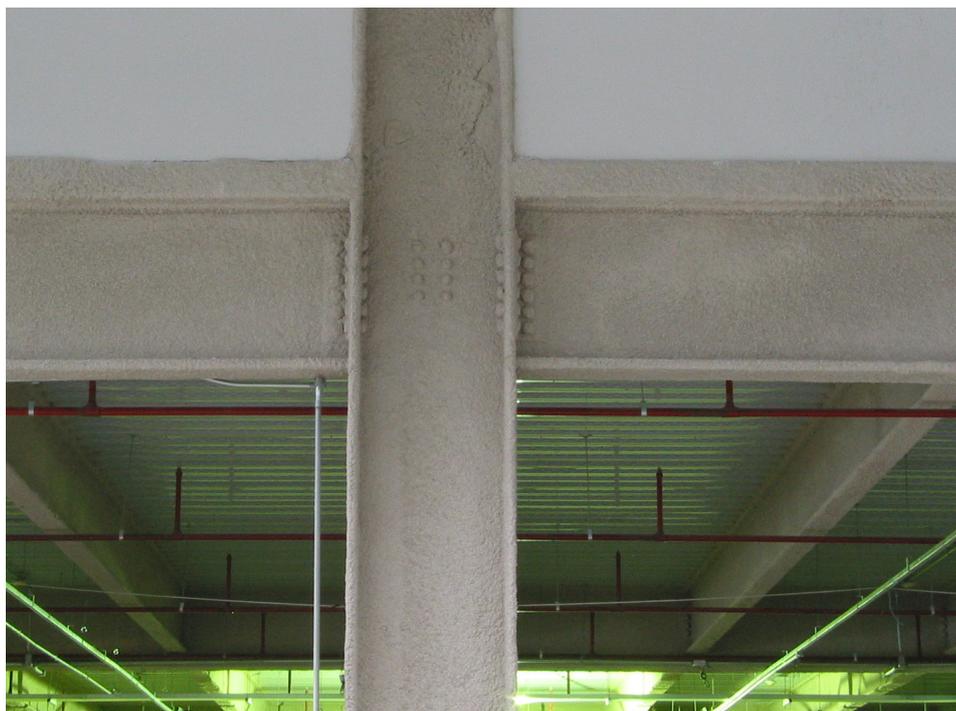


Figura 2.16 – Argamassa Projetada (COSTA, 2001)

2.6.2.2. TINTAS INTUMESCENTES

As tintas intumescentes, Figura 2.17, são materiais aplicados na superfície do perfil, como se fossem uma pintura comum. São produtos reativos ao calor, que,

aproximadamente a 200°C intumescem, ou seja, iniciam um processo de expansão volumétrica. Tornam-se esponjosas e com os poros preenchidos por gases atóxicos, que atuam em conjunto com resinas especiais, formando uma espuma rígida na superfície da estrutura, provocando o retardamento da elevação das temperaturas nos elementos metálicos. As tintas intumescentes fornecem excelente acabamento, todavia são materiais caros e devem ser utilizados com cautela para não inviabilizarem economicamente o empreendimento. A produção média é de 30 m²/dia com 2 funcionários trabalhando, COSTA (2001).

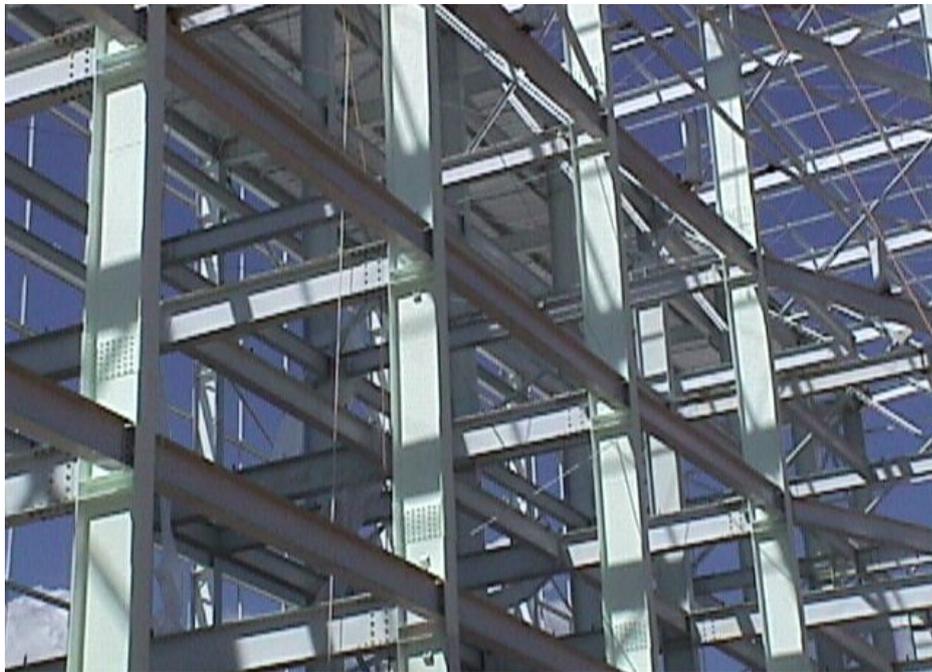


Figura 2.17 – Tinta Intumescente, (COSTA, 2001)

2.6.2.3. MANTAS

As mantas podem ser de fibra cerâmica, lã de rocha ou qualquer outro material fibroso. São aplicadas no contorno, por meio de pinos de aço previamente soldados à estrutura e são boas alternativas para a proteção de estruturas de edificações já em funcionamento, uma vez que estes sistemas geram menos sujeira que os materiais projetados. As mantas apresentam acabamento rústico, ver Figura 2.18, devendo ficar ocultas sobre forros ou envolvidas por materiais de acabamento.



Figura 2.18 – Manta de Lã de Rocha, (COSTA, 2001)

2.6.2.4. PLACAS CERÂMICAS E DE GESSO ACARTONADO

As placas cerâmicas são muito utilizadas na proteção de pilares. Têm funcionamento e propriedades térmicas bastante semelhantes ao das mantas e são aplicadas no sistema caixa. São materiais com o custo intermediário entre a argamassa projetada e a tinta intumescente. Apresentam alta densidade, resultando não só em uma melhor resistência mecânica, mas também em um maior custo. A produção média é de 25 m²/dia com 2 funcionários em atividade, COSTA (2001). A Figura 2.19 mostra uma estrutura protegida com placa cerâmica.



Figura 2.19 – Placa Cerâmica, (COSTA, 2001)

2.7. ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DA ESTRUTURA METÁLICA EXPOSTA AO INCÊNDIO

A temperatura atingida durante um incêndio por um elemento estrutural de aço sem proteção é fortemente influenciada pela razão área superficial exposta ao incêndio pela massa do perfil. Quanto menor a massa do perfil em relação à área superficial, mais rápida será a sua elevação de temperatura. Esta relação pode ser expressa pelo fator de massividade u/A , onde: u é o perímetro da seção exposta ao incêndio e A é a área da seção transversal do elemento estrutural. Quando a estrutura é protegida, o fator de massividade é dado por u_m/A , onde: u_m é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio e A é a área da seção transversal do elemento estrutural.

2.7.1. ELEMENTO ESTRUTURAL SEM PROTEÇÃO TÉRMICA

A elevação uniforme de temperatura de um elemento estrutural de aço não protegido, durante um intervalo de tempo Δt , localizado no interior de uma edificação, pode ser determinado, de acordo com a NBR 14343 (1999), pela seguinte expressão:

$$\Delta\theta_a = \frac{u/A}{c_a\rho_a} \cdot \varphi \cdot \Delta t \quad (2.28)$$

onde:

u/A é o fator de massividade, em m^{-1} ;

ρ_a é a massa específica do aço, em kg/m^3 ;

c_a é o calor específico do aço, em $J/kg^\circ C$;

Δt é o intervalo de tempo, em segundos, tomado menor ou igual a $(25000/(u/A))$.

φ é o coeficiente de transferência de calor, em W/m^2 , que é dado pela soma de duas parcelas, φ_c e φ_r , respectivamente devidas à convecção e à radiação. Assim, φ é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2.29)$$

onde:

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (2.30)$$

e

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (2.31)$$

onde:

φ_c é a componente do fluxo de calor devido à convecção (W/m^2).

φ_r é a componente do fluxo de calor devido à radiação (W/m^2).

ε_{res} é a emissividade resultante das chamas para o perfil = 0,5.

θ_g é a temperatura do gás e dada pela expressão 2.1 ($^{\circ}C$).

θ_a é a temperatura do aço ($^{\circ}C$).

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a $25 W/m^2^{\circ}C$.

A Figura 2.20 apresenta curvas tempo-temperatura em função do fator de massividade para perfis não protegidos onde se pode observar que, quanto menor a massividade do perfil, mais lentamente ele se aquece.

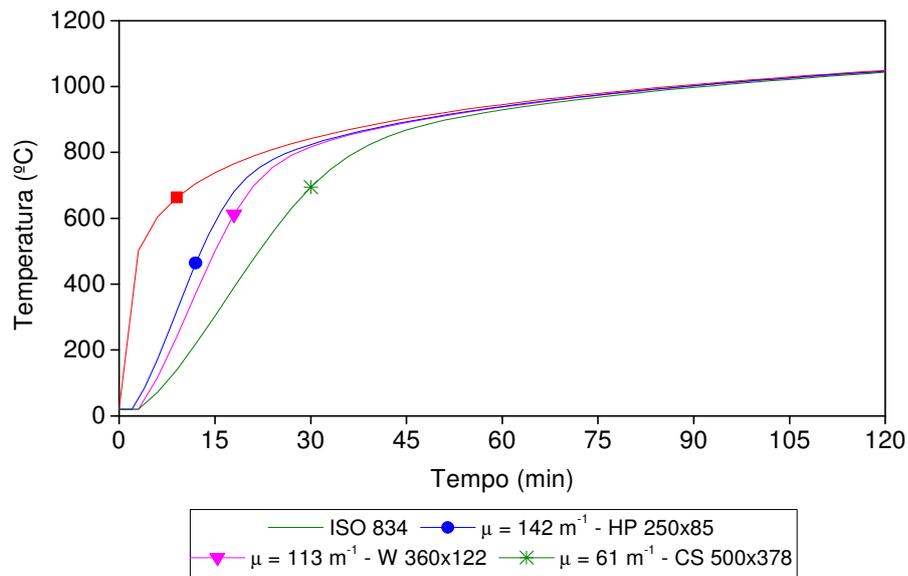


Figura 2.20 – Curva Temperatura–Tempo para Perfis sem Proteção Térmica

2.7.2. ELEMENTO ESTRUTURAL COM PROTEÇÃO TÉRMICA

O aquecimento do elemento estrutural protegido contra incêndio depende também das propriedades do material de proteção utilizado, pois o calor que chega à estrutura depende de como se processa a condução através dele, passando assim a ser importante o calor específico, a condutibilidade térmica, a massa específica e também a espessura do material de proteção passiva.

A elevação uniforme de temperatura de um elemento estrutural de aço protegido, durante um intervalo de tempo Δt , localizado no interior de uma edificação em incêndio, pode ser determinada, segundo a NBR 14343 (1999), pela seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m / A) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{t_m c_a \rho_a (1 + \xi / 3)} - (e^{\xi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \geq 0 \quad (2.32)$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A) \quad (2.33)$$

onde:

u_m / A é o fator de massividade para os elementos de aço protegidos, em m^{-1} .

c_a é o calor específico do aço = 600 J/kg°C.

c_m é o calor específico do material de proteção e é variável com a temperatura, em J/kg°C.

t_m é a espessura do material de proteção, em m.

$\theta_{a,t}$ é a temperatura do aço no tempo t, em °C.

λ_m é a condutividade térmica do material de proteção e é variável com a temperatura, em W/m°C.

ρ_a é a massa específica do aço = 7850 kg/m³.

ρ_m é a massa específica do material de proteção determinada em ensaios de laboratório, em kg/m³.

Δt é o intervalo de tempo, em segundos.

Cabe salientar que as expressões fornecidas anteriormente, equação (2.28) e (2.32), são para cálculo simplificado, onde se considera uma distribuição de temperatura uniforme ao longo da seção transversal do perfil.

A Figura 2.21 apresenta curvas tempo-temperatura em função do fator de massividade para perfis com proteção passiva

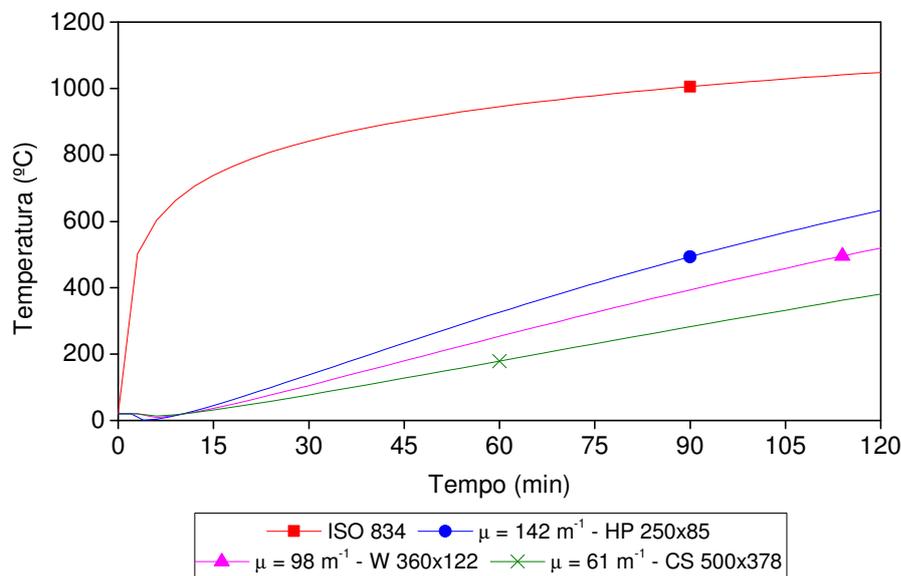


Figura 2.21 – Curva Temperatura–Tempo para Perfis com Proteção Térmica

2.8. ESTADO DA ARTE

Segundo BAILEY (1995), um dos primeiros trabalhos para análise de elementos de aço sob altas temperaturas foi proposto por WITTEVEEN (1967). Neste trabalho, em que se considerou a expansão térmica livre e a temperatura uniforme nos elementos, a temperatura de colapso dos mesmos era estimada por meio de uma análise plástica onde a tensão de escoamento variava em função da temperatura. Numa análise elasto-plástica perfeita, MARCHANT (1972) considerou a degradação tanto do módulo de elasticidade quanto da tensão de escoamento. Seu trabalho incluía também os efeitos da expansão térmica, além de uma variação linear da temperatura ao longo da seção transversal. Também numa análise elasto-plástica perfeita onde as curvas tensão-deformação decaíam com o aumento da temperatura, KNIGHT (1972) ressaltou os efeitos da restrição contra a expansão térmica na temperatura de falha da viga.

Usando as curvas tensão-deformação propostas por BROCKENBROUGH (1970) para altas temperaturas, CULVER, OSSEMBRUGEN e AGGARWAL (CULVER, 1972, CULVER *et al.*, 1973, OSSEMBRUGEN *et al.*, 1973) fizeram um estudo usando o método de integração numérica de Newmark. Esse estudo resultou no desenvolvimento de fórmulas simples para o cálculo da tensão de flambagem a altas temperaturas; ressaltou também a importância dos gradientes térmicos na resistência última do elemento. CHENG e MAK (1975) apresentaram um programa de elementos finitos que incluía o efeito da fluência e a variação da temperatura na direção de um dos eixos da seção transversal. Usando a mesma teoria, FURUMURA e SHINOHARA (1978) estudaram o comportamento de pilares isolados protegidos. KRUPPA (1979) desenvolveu um método analítico simplificado para determinar a temperatura crítica de estruturas de aço. Assumiu-se o comportamento elasto-plástico perfeito, com distribuição uniforme de temperatura em toda a estrutura. Um programa de elementos finitos onde eram modelados o pórtico de aço e a laje de concreto foi apresentado por IDING e BRESLER (1981); empregaram curvas de tensão-deformação bilineares e elementos unidimensionais de dois nós para representar o pórtico e elementos bidimensionais de placa de três nós para laje.

O primeiro programa de elementos finitos para análise de pórticos planos a incluir a não-linearidade geométrica foi proposto por JAIN e RAO (1983). Seu algoritmo incluía um modelo visco-plástico complexo e um esquema de marcação implícita de tempo. A análise em elementos finitos de BABA e NAGURA (1983), em que se levava em conta a não-linearidade física do material, derivada de experimentos, mostrou que esta não poderia ser ignorada.

Em 1985, pesquisadores da Universidade de Liege, Bélgica, juntamente com a ARBED Recherches, em Luxemburgo, desenvolveram um modelo em elementos finitos para análise plana de vigas mistas de aço e concreto (DOTREPPE *et al.*, 1985). Nesse modelo, a seção transversal era subdividida em faixas com valores de temperatura, tensões e deformações variando de uma faixa para outra. Franssen introduziu a possibilidade de análise de pórticos planos mistos de aço e concreto. Essa versão do programa, chamada CEFICOSS (Computer Engineering of Fire design of COMposite

and Steel Structures), teve posteriores melhorias por pesquisadores da ARBED Recherches. Continuando a introduzir melhorias no CEFICOSS, os pesquisadores da Universidade de Liege desenvolveram o programa SAFIR. Versões recentes do SAFIR permitem refinamentos na modelagem como análise de estruturas planas ou tridimensionais, fases de resfriamento da estrutura, além da inclusão da não-linearidade física e geométrica (DOTREPPE, 1996).

Visando estudar o comportamento bidimensional de pórticos de aço, EL-ZANATY e MURRAY (1983) desenvolveram um programa chamado INSTAF (Instability Analyses In Fire). Nesse programa, houve a preocupação de se manter os termos de ordem mais alta na formulação dando melhor tratamento à não-linearidade geométrica. O seu modelo inelástico era do tipo plasticidade distribuída (também chamado de zona plástica), onde a expansão não-linear da plasticidade era considerada. SHARPLES (1987) adaptou esse programa para a análise de pilares sujeitos a gradientes térmicos ao longo de sua seção transversal e carregamentos excêntricos.

OLAWALE e PLANK (1988) elaboraram uma análise por faixa de elementos finitos onde as curvas tensão-deformação-temperatura eram representadas com melhor aproximação por uma série de equações de Ramberg-Osgood. A análise levava em conta tensões residuais, carregamento excêntrico e flambagem local. Uma abordagem pelo Método da Rigidez Secante foi desenvolvida por EL-RIMAWI (BURGESS *et al.*, 1988 e EL-RIMAWI, 1989) para a análise bidimensional de vigas a altas temperaturas. As curvas momento-curvatura-temperatura foram representadas através das equações de Ramberg-Osgood. Uma comparação com a abordagem pelo método incremental da rigidez tangente mostrou sua eficiência em termos de rapidez e precisão.

Continuando o desenvolvimento do INSTAF para análise a altas temperaturas, SHARPLES, SAAB (SAAB e NETHERCOT, 1991) apresentaram um programa par análise bidimensional de pórticos de aço. Também foram utilizadas as equações de Ramberg-Osgood para representar as relações tensão-deformação-temperatura. Seu trabalho incluía os efeitos de não-linearidade física e geométrica e variações de temperatura ao longo dos elementos e através da seção transversal. Foram analisados

vários tipos de pórticos, verificando-se também a influência de várias formas de proteção ao colapso de pórticos.

JEYARUPALINGAM e VIRDI (1992), a partir de um método numérico para análise inelástica de pilares a temperatura ambiente (VIRDI *et al.*, 1973), desenvolveram um modelo para análise estrutural a altas temperaturas. O método baseia-se em estabelecer uma forma flexionada em equilíbrio, usando a relação momento-força normal-curvatura para cada incremento de carregamento, tempo ou temperatura. A partir desse modelo, desenvolveu-se na City University, em Londres, um programa para análise tridimensional de pórticos mistos, com ligações semi-rígidas, chamado FAUST.

No Building Research Establishment, WANG e LENNON (1992) desenvolveram um modelo computacional para a análise tridimensional de pórticos mistos com ligações semi-rígidas. Usando também um modelo matemático tridimensional, LIU (1996) desenvolveu uma análise de elementos de viga e conexões entre vigas e pilares, usando elementos finitos isoparamétricos tipo casca de oito nós.

O desenvolvimento introduzido por Saab no programa INSTAF teve continuidade nos trabalhos de NAJJAR (1994) e BAILEY (1995). Najjar incluiu a análise tridimensional a altas temperaturas, procurando manter os termos de mais alta ordem da análise não-linear. O trabalho de Bailey estendeu sua capacidade para a análise com ligações semi-rígidas, inclusão dos efeitos de flambagem lateral por torção, e uso de elementos de casca para representar a laje; incluiu ainda um tratamento da reversão da deformação no resfriamento, dando origem ao programa VULCAN. Este programa permite o uso de diferentes distribuições de temperatura na seção transversal, tendo sido utilizado, com sucesso, para analisar estruturas de edifícios de andares múltiplos em situação de incêndio. Sua validação foi feita amplamente através dos resultados obtidos nos ensaios realizados em Cardington, BURGESS e PLANK (2000).

A Tabela 2.6 apresenta uma síntese da evolução histórica dos métodos de análise do comportamento de estruturas de aço sob altas temperaturas, até 1996. Observa-se uma contínua evolução dos métodos no sentido da adoção de modelos analíticos mais

complexos, apesar de, ocasionalmente, existirem trabalhos como o de CHENG e MAK (1975) que muito cedo adotaram modelos sofisticados.

Tabela 2.6 – Evolução dos modelos analíticos até 1996

Características do modelo analítico	Trabalhos
Análise plástica simplificada, com expansão térmica livre, sem gradientes de temperatura no elemento	Witteveen (1967)
Análise elasto-plástica com uso de fórmulas simplificadoras	Marchant (1972), Knight (1972), Culver (1972), Kruppa (1979)
Análise elasto-plástica de 1ª ordem pelo método dos elementos finitos	Iding e Bresler, (1981)
Análise elasto-plástica de 2ª ordem pelo método dos elementos finitos	Cheng e Mak (1975), Jai e Rao (1983), Baba e Nagura (1985), Dotreppe <i>et al.</i> (1985), Sharples (1987)
Análise plástica de 2ª ordem com o uso das equações de Ramberg-Osgood para interpolar as curvas tensão-deformação	El-Rimawi (1988), Saab (1991)
Análise plástica de 2ª ordem por faixas de elementos finitos	Olawale e Plank (1988)
Análise plástica de 2ª ordem tridimensional pelo método dos elementos finitos	Wang e Lennon (1992), Jeyarupalingam e Viridi (1992), Najjar (1994), Bailey (1995), Liu (1996), Dotreppe (1996)

No Brasil, SOUZA JR (1998) desenvolveu uma ferramenta computacional com uma formulação em elementos finitos que analisa pórticos planos de aço submetidos a altas temperaturas. Um elemento de 2 nós e 3 graus de liberdade por nó foi utilizado. A formulação do elemento envolve grandes deslocamentos e pequenas deformações. Considerou-se não-linearidade geométrica com grandes deslocamentos, rotações moderadas e pequenas deformações elásticas, não-linearidade física com variação do módulo de elasticidade com a temperatura e distribuição uniforme de temperatura através da seção transversal e ao longo do comprimento do perfil. Os resultados desse estudo mostraram que o efeito de segunda ordem deve ser necessariamente levado em conta na análise e que a plastificação não pode ser ignorada na modelagem, uma vez que a tensão de escoamento decresce com a elevação da temperatura.

Como um dos grandes problemas da construção em aço, no que tange à resistência ao fogo das estruturas, é o custo da proteção passiva, WANG (1997) propôs uma técnica de proteção parcial em vigas mistas, aplicada apenas à mesa inferior, até um quarto da altura da alma. Um programa, via MEF, avaliou a distribuição de temperatura na seção transversal mista, dividindo-a em um número determinado de elementos retangulares e integrando a equação de transferência de calor. A malha utilizada para análise da transferência de calor pode ser utilizada também para cálculo da capacidade resistente da peça, tendo o autor concluído que o uso da proteção parcial pode reduzir consideravelmente o custo total da proteção passiva.

Em CLARET *et al.* (1999) é proposta uma técnica para redução do custo de proteção passiva que também consiste na proteção parcial de vigas mistas, mas em parte do vão. Com o emprego do programa VULCAN, foi possível prever a resposta de vigas mistas em situação de incêndio. Considerou-se, neste trabalho, vigas simplesmente apoiadas com 60, 70 e 80% da região do centro do vão protegida e relações de carga entre 0,4 e 0,8. Outro fator considerado foi a incidência do incêndio em três ou quatro lados da viga. Verificou-se que a temperatura da parte não protegida chegou a ser 50% mais alta que a temperatura da parte protegida. Com os resultados apresentados nestas análises, concluiu-se que, para perfis soldados, usuais no Brasil, uma economia de 20 a 30% no

custo da proteção passiva pode ser alcançada, utilizando esta técnica de proteção parcial.

A técnica de proteção parcial no centro do vão de uma viga mista também foi examinada por COSTA (2001) em seus estudos paramétricos e resultou em economia de proteção passiva em relação a métodos convencionais. A técnica de proteção lateral (no início e na extremidade do vão) pareceu ser mais econômica, mas deve ser observada a dificuldade de aplicação da proteção nas ligações. Já a proteção total não uniforme tem um custo mais elevado que as duas primeiras, estudadas por CLARET *et al.* (1999) e COSTA (2001). Resultados mostraram que a taxa de economia, entre a técnica de proteção parcial no centro do vão e de proteção total parece acentuar-se para vãos maiores que 6m. A análise do comportamento destas vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio foi feita através do software VULCAN, baseado no método dos elementos finitos, obtendo-se boa concordância com resultados citados na literatura. Este trabalho considerou ligações bi-rotuladas e semi-rígidas. A consideração de ligações semi-rígidas com o emprego do MEF permitiu verificar sua contribuição positiva na resistência ao fogo de vigas mistas.

Uma investigação da resistência ao fogo de pilares de aço isolados com extremidades bi-rotuladas, rotuladas-engastadas e bi-engastadas foi desenvolvida por CARVALHO (2002). Primeiramente, este autor pesquisou relações paramétricas para o cálculo da temperatura crítica de pilares sem proteção pelo VULCAN. Depois, curvas de resistência ao fogo foram obtidas para perfis não protegidos e parcialmente protegidos para a condição de extremidades bi-rotulada. Os resultados mostraram que para perfis não protegidos a temperatura crítica foi relativamente baixa. Já os perfis com proteção na parte central das barras tiveram um resultado inexpressivo na elevação da temperatura crítica.

Uma metodologia para análise do comportamento estrutural em incêndio de pilares de aço parcialmente protegidos foi desenvolvida por ANDRADE (2003). Foram considerados pilares isolados, de extremidades bi-rotuladas e constituídos de perfis laminados, e estudadas duas situações de carregamento (momento linear e momento

constante, ou retangular). As respostas em termos de temperaturas críticas foram dadas pelo VULCAN, para os pilares com proteção passiva aplicada somente nas mesas do perfil. Distribuições de temperatura diferentes na seção transversal, simulando espessuras de proteção passiva diferentes, foram adotadas. Tempos de resistência ao fogo foram calculados. Os resultados apresentaram curvas de resistência ao fogo de uso prático e mostraram a viabilidade do uso da técnica de proteção parcial.

Uma investigação do comportamento de estruturas típicas em aço de edifícios de andares múltiplos, parcialmente protegidas, em situação de incêndio, foi desenvolvida por CORREA (2004) e ANDRADE (2005), com o objetivo de identificar padrões de proteção parcial para os tempos usuais de resistência ao fogo requeridos em norma. O efeito da hiperestaticidade em incêndios compartimentados foi investigado, determinando-se a temperatura crítica global da estrutura, quando o colapso de elementos secundários é admitido. Os resultados indicam que tempos de resistência ao fogo da ordem de 60min a 90min podem ser obtidos com um plano adequado de proteção parcial, quando a análise tridimensional é utilizada.

A Tabela 2.7 apresenta uma síntese da evolução histórica dos métodos de análise do comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio, a partir de 1997, inclusive as pesquisas realizadas no LARIn. A pesquisa desenvolvida no presente trabalho é uma continuação da pesquisa iniciada por ANDRADE (2003).

Tabela 2.7 – Evolução das pesquisas sobre proteção parcial a partir de 1997

Características do modelo analítico	Trabalhos
Análise via MEF da distribuição de temp. na seção transversal com uma técnica de proteção parcial em vigas mistas	Wang (1997)

Tabela 2.7 – Evolução das pesquisas em incêndio a partir de 1997 (Continuação)

Características do modelo analítico	Trabalhos
Análise plástica de 2ª ordem de pórticos planos de aço submetidos a altas temperaturas	Souza Jr. (1998)
Análise via VULCAN da resposta de vigas mistas em situação de incêndio com uma técnica de proteção parcial	Claret <i>et al.</i> (1999), Costa (2001)
Análise da resistência ao fogo de pilares de aço isolados com relações paramétricas para o cálculo da θ_{cr} pelo VULCAN	Carvalho (2002)
Análise do comportamento estrutural de pilares de aço isolados parcialmente protegidos com respostas em termos de θ_{cr} pelo VULCAN	Andrade (2003), Ferreira (2006)
Análise via VULCAN do comportamento de subestruturas típicas de edifícios de andares múltiplos parcialmente protegidas em situação de incêndio	Corrêa (2004), Andrade (2005)

Este trabalho propõe uma nova maneira de proteger colunas de aço visando reduzir o custo da proteção contra incêndio. Apresenta, ainda, formulações para cálculo simplificado da distribuição de temperaturas e da resistência de estruturas de aço parcialmente protegidas.

A TÉCNICA DE PROTEÇÃO PARCIAL

3.1. INTRODUÇÃO

O aço não protegido, em situação de incêndio, aumenta sua temperatura rapidamente. Por causa da redução de sua rigidez e resistência em temperaturas elevadas, uma estrutura de aço não protegida sujeita ao ataque do fogo pode tornar-se incapaz de suportar as cargas aplicadas. A utilização da proteção passiva em elementos estruturais é a forma mais simples de garantir a estabilidade estrutural, o que juntamente com a estanqueidade e o isolamento do compartimento, é requisito básico para a resistência ao fogo de tais elementos. O principal obstáculo ao uso da proteção passiva, todavia, é o seu alto custo, o que justifica os estudos que visam reduzir a área protegida.

A distribuição das tensões nas seções dos elementos estruturais é não uniforme, devido ao fato de a distribuição de temperatura no compartimento incendiado ser, em geral, não uniforme. Assim, os colapsos estruturais ocorrerão naquelas seções onde os esforços internos, devido às ações mecânicas e térmicas, forem maiores. A proteção passiva pode ser aplicada, então, naquelas regiões do perfil onde as tensões causam esta falha, retardando sua ocorrência. A técnica de proteção parcial busca o nível adequado de resistência ao fogo do elemento estrutural, que pode ser analisado isoladamente ou como parte de uma subestrutura, através da proteção apenas das regiões que desenvolvam maiores tensões em situação de incêndio, e é potencialmente econômica em regiões, como o Brasil, onde o custo do material de proteção ainda é alto.

Qualquer processo de proteção passiva parcial contra incêndio tem competitividade em sua produtividade e em seu custo. Sabe-se que a automação é um conceito de grande importância na indústria da construção metálica. Assim, a proteção parcial só se justifica se ela se adequar aos processos de automação da produção da estrutura de aço, ANDRADE (2003). A redução no consumo de material de proteção passiva deve contrabalancear o eventual aumento no custo da mão de obra de aplicação. Em países como o Brasil, onde o custo da mão de obra é baixo e o custo do material de proteção é elevado, o uso da técnica de proteção parcial é uma alternativa importante no aumento da competitividade das estruturas de aço, CLARET (2000a).

Trabalhos anteriores já atentavam para a viabilidade desta técnica. A seguir são mostrados alguns trabalhos realizados utilizando a técnica de proteção parcial.

3.2. A PROPOSTA DE WANG

WANG (1997), propôs uma técnica de proteção parcial de vigas mistas, protegendo apenas a mesa inferior e 1/4 da altura da alma do perfil, conforme mostrado na Figura 3.1. A idéia de Wang é que, para uma viga compacta, a mesma provavelmente romperá por flexão. Ora, mas são as mesas que absorvem a maior parte dos esforços de flexão em vigas metálicas. Assim sendo, é possível atingir um bom nível de resistência ao fogo utilizando proteção passiva apenas na mesa inferior do perfil metálico. Para utilização desta técnica, Wang supõe que a Linha Neutra Plástica está coincidente, ou muito próxima, da interface aço-concreto.

3.3. A PROPOSTA DE CLARET

O grupo de pesquisas do LARIn, Laboratório de Análise de Risco de Incêndio, da Universidade Federal de Ouro Preto coordenado pelo Professor Dr. Antonio Maria Claret de Gouveia, vem pesquisando o emprego da proteção passiva parcial há alguns anos. Essa técnica consiste, assim como WANG (1997), no uso de proteção passiva

apenas nas partes dos perfis que venham a suportar os esforços internos de maior grandeza em situação de incêndio.

Em CLARET *et al.* (1999) é proposta uma técnica para redução do custo de proteção passiva que também consiste na proteção parcial de vigas mistas, mas de parte do vão, conforme ilustrado na Figura 3.2. Com o emprego do VULCAN, foi possível prever a resposta de vigas mistas em situação de incêndio. Com os resultados apresentados nestas análises, pôde-se concluir que, para os perfis usuais do Brasil, uma economia de 20 a 30% no custo da proteção passiva pode ser alcançada, utilizando esta técnica de proteção parcial.

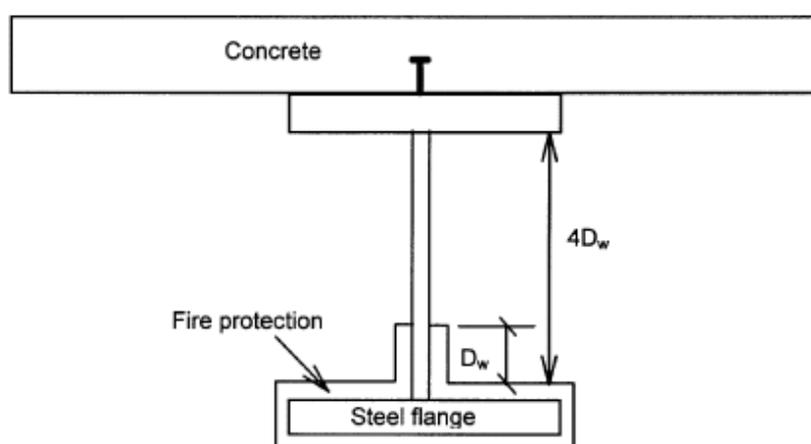


Figura 3.1 – Proteção Parcial Proposta por WANG (1997).

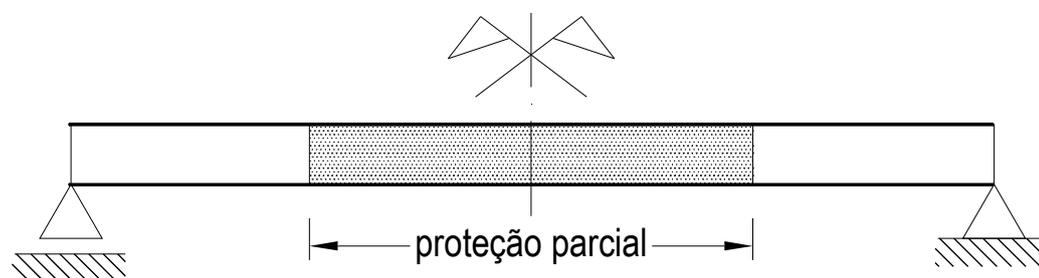


Figura 3.2 – Proteção Parcial Proposta por CLARET *et al.* (1997).

COSTA (2001) fez um aprofundamento do estudo iniciado por CLARET *et al.* (1999). Foram comparados os resultados da proteção parcial no centro do vão e da proteção parcial nas extremidades. Os resultados indicaram que a proteção nas extremidades, isto é, nos apoios, é potencialmente mais econômica. Porém, deve-se levar em consideração a dificuldade de aplicação da proteção passiva nas ligações. Em vãos superiores a 6m, observou-se que a economia em termos de volume de material de proteção na viga mista com vão parcialmente protegido, comparada com a proteção total feita pela NBR 14323 (1999), situa-se na faixa de 40% a 50%.

3.4. A PROPOSTA DA PRESENTE PESQUISA

Investigações da resistência ao fogo de colunas de aço isoladas foram realizadas por CARVALHO (2002) e ANDRADE (2003). Estes autores investigaram no VULCAN a temperatura crítica para a coluna em função de vários parâmetros, tais como, fator de carga, comprimento da coluna e excentricidade do carregamento. Os resultados mostraram que, para perfis não protegidos, a temperatura crítica foi relativamente baixa. Já os perfis com proteção parcial tiveram uma boa elevação na temperatura crítica.

Na presente pesquisa dar-se-á continuidade aos trabalhos desenvolvidos por estes dois últimos autores, aplicando proteção passiva apenas nas mesas, conforme a Figura 3.3, onde, t_m é a espessura de material de proteção. A diferença é que nos trabalhos de CARVALHO (2002) e ANDRADE (2003) era suposta uma distribuição e uma variação de temperatura na seção transversal ao longo do tempo. Para determinar o tempo de resistência ao fogo das colunas, considerava-se que a temperatura de colapso da coluna era a temperatura atingida pelas mesas, e determinava-se a carga subtraindo a parcela de resistência da alma. Hoje o LARIn conta com o software TASEF que nos fornece a variação e a distribuição de temperatura no perfil em função do tempo. Com ele é possível determinar com mais exatidão no tempo o qual a temperatura crítica será atingida em cada ponto do perfil.

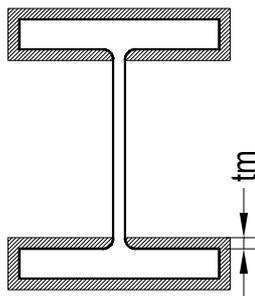


Figura 3.3 – Proteção Parcial Proposta no Presente Trabalho.

3.5. CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL DE PROTEÇÃO TÉRMICA

A condutividade térmica do material de proteção, ou seja, sua capacidade de transmissão de calor de uma face à outra, é variável com a temperatura. Esta condutividade deve ser determinada através de ensaios realizados em laboratórios, e encontra-se disponibilizada pelos fabricantes dos revestimentos de proteção passiva. Neste trabalho, o material de proteção utilizado é argamassa projetada constituída de cimento, areia e vermiculita, cuja densidade é de 260kg/m³. Sua condutividade térmica varia segundo a curva apresentada na Figura 3.4.

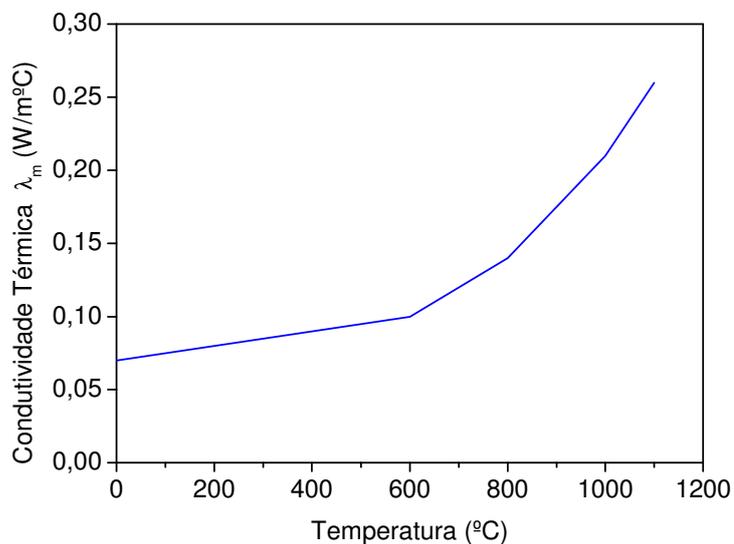


Figura 3.4 – Condutibilidade Térmica do Material de Proteção em Função da Temperatura.

O calor específico do material de proteção é a relação entre a quantidade de calor fornecida a uma certa massa do mesmo e a elevação de temperatura correspondente e é, obviamente, variável com a temperatura. Seu valor também deve ser fornecido pelos fabricantes. Para o material de proteção utilizado neste trabalho, o calor específico varia conforme a curva apresentada na Figura 3.5. Os dados foram fornecidos pelo fabricante do material isolante utilizado.

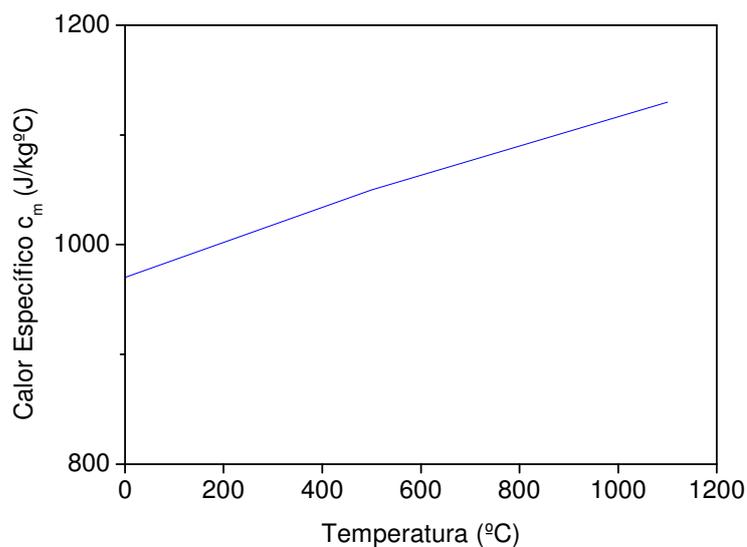


Figura 3.5 – Calor Específico do Material de Proteção em Função da Temperatura.

ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

4.1. INTRODUÇÃO

O emprego de programas que utilizam o método dos elementos finitos em escritórios de projeto apresenta uma dificuldade que decorre de sua complexidade e de sua morosidade. Ainda que se pese o desenvolvimento de processadores cada vez mais rápidos, a complexidade do comportamento estrutural em incêndio representa um elevado custo computacional e exige conhecimento especializado para sua análise.

Já os métodos simplificados conservadores, resultando em uma economicidade aquém do necessário para dar ao aço estrutural a competitividade desejada.

Uma alternativa ao uso direto do método avançado em escritórios de cálculo, que preserva uma precisão adequada, sem se fazer acompanhar de alta complexidade, é o emprego de resultados de estudos paramétricos.

O emprego sistemático de métodos avançados para a análise de determinada classe de estruturas permite determinar relações simples entre grandezas como a temperatura de colapso ou o tempo de resistência ao fogo e parâmetros definidores da estrutura. Estas

relações são equações paramétricas cujos resultados têm uma significação estatística definida.

Exemplos recentes de equações paramétricas para a determinação da temperatura crítica de vigas sem proteção e com proteção parcial resultaram da pesquisa de CLARET *et al.* (1999) e de COSTA (2001). Entre as normas técnicas, a New Zealand Building Code fornece equações paramétricas para determinar a temperatura crítica de vigas (Büchanann, 1998).

4.2. METODOLOGIA

São determinadas as cargas críticas à temperatura ambiente de pilares constituídos de perfis laminados, comercialmente disponíveis no Brasil, considerando-se comprimentos e excentricidades usuais em projetos de edifícios de andares múltiplos. Em seguida, esses pilares serão analisados para 30, 60, 90 e 120 minutos de incêndio, que são os tempos prescritos pela NBR 14432 (2000), obtendo-se a carga que os mesmos suportam para cada tempo de resistência ao fogo.

São analisados pilares de aço isolados com extremidades bi-rotuladas, constituídos de perfis HP 310x125, produzidos pela AÇOMINAS, cujas propriedades geométricas estão descritas na Tabela 4.2. Os pilares com comprimento de flambagem de 3.0, 6.0, 9.0 e 12.0m, são analisados sob flexo-compressão em torno do eixo de maior inércia, provocada por cargas excêntricas, sendo considerados continuamente travados na direção de menor inércia. Os valores das relações de excentricidade da carga (e/d), onde e é a excentricidade da carga e d é a altura do perfil, são adotadas iguais a 0.00, $L/1000$ (excentricidade acidental), 0.25, 0.50 e 1.00. O dimensionamento segue as prescrições da NBR 8800 (1986) e é feito sob três condições de carregamento, conforme ilustrado na Figura 4.19, ocasionando curvatura simples assimétrica (CSA), curvatura simples simétrica (CSS) e curvatura reversa (CR) na coluna. Considera-se que as colunas são constituídas do aço ASTM A572, que tem tensão de escoamento de 345MPa e tensão

última de 490MPa. As cargas críticas dos pilares à temperatura ambiente, para cada excentricidade, encontram-se nas Tabelas 4.7 a 4.12.

As análises térmicas são realizadas pelo software TASEF que utiliza o Método dos Elementos Finitos para obtenção da evolução da temperatura na seção transversal do perfil em função do tempo. Nele, as seções transversais das colunas são divididas em um número de elementos bidimensionais, conforme mostrado nas Figuras 4.5 e 4.8. As colunas são submetidas a um incêndio padrão, dado pela NBR 5628 (1980), para os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) de 30, 60, 90 e 120 minutos, sem proteção passiva e com proteção passiva parcial nas mesas. As espessuras de proteção parcial são de 10, 20, 30 e 40mm, supondo o uso de argamassa projetada descrita o Capítulo 3.

As análises estruturais a temperaturas elevadas foram feitas usando o Método dos Elementos Finitos, com o auxílio do software VULCAN. Nele as colunas são divididas, longitudinalmente, em um número de elementos de viga-coluna unidimensionais, de acordo com a Figura 4.20. A seção transversal é dividida em 12 elementos, Figura 4.14. A resposta do VULCAN se dá em termos de temperaturas críticas e deslocamentos. A partir do VULCAN, é possível determinar a carga máxima que a coluna suporta em um determinado tempo de exposição ao incêndio padrão que, devido a alguns fatores de segurança mais baixos utilizados em situação de incêndio, encontra-se geralmente entre 0,3 e 0,7 da carga última à temperatura ambiente.

Tabela 4.1 – Parâmetros considerados para análise em incêndio.

Perfil	Comprimento (m)	Excentricidade	Situação de Projeto	Esp. De Proteção (mm)	TRRF (min.)
HP 310x125	3,0	0		0	30
	6,0	L/1000	CSA	10	60
	9,0	0,25d	CSS	20	90
	12,0	0,50d	CR	30	120
		1,0d		40	

Tabela 4.2 – Propriedades geométricas do perfil utilizado.

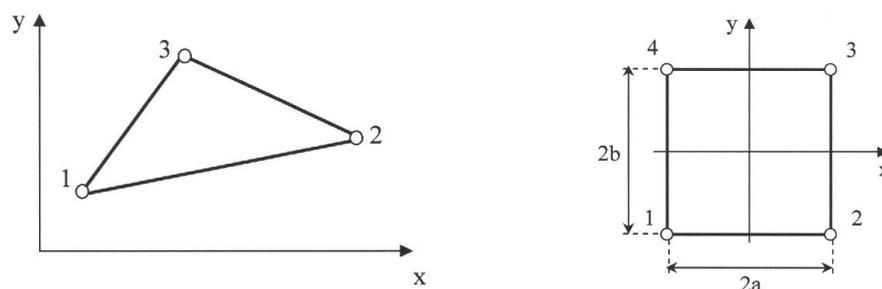
Perfil HP 310 x 125											
d (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	r _y (cm)	I _t (cm ⁴)
312	312	17,4	17,4	159	27076	1735,6	13,05	8823	565,6	7,45	178

4.3. ANÁLISES TÉRMICAS

As análises térmicas são realizadas pelo software TASEF, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para obtenção da evolução da temperatura na seção transversal do perfil em função do tempo. Nele, as seções transversais dos perfis são divididas em um número de elementos bidimensionais, conforme mostrado na Figura 4.1. As estruturas podem ser analisadas em incêndio padrão, dado pela NBR 5628 (1980), ou em incêndios naturais, dados pelo EC1 (1995), para qualquer tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), sem proteção passiva, com proteção passiva parcial ou com proteção total. Para cada Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) definido na NBR 14432 (2000), o TASEF emitirá uma temperatura que será a temperatura de colapso da estrutura e que será um parâmetro de entrada para as análises estruturais que serão descritas no item 4.4.

4.3.1. O SOFTWARE TASEF

O TASEF é um software de análise térmica cuja principal função é descrever o histórico de temperaturas em uma estrutura submetida a um gradiente térmico, que no nosso caso é o incêndio. O TASEF utiliza elementos isoparamétricos bidimensionais triangulares e quadrangulares com 3 e 4 nós, respectivamente, conforme ilustra a Figura 4.1.



(a) Elemento triangular de três nós

(b) Elemento retangular de quatro nós

Figura 4.1 – Elementos Finitos do TASEF.

Para a realização da análise, a seção transversal do perfil é modelada por uma malha de elementos finitos quadrangulares e a temperatura de cada ponto nodal é calculada para cada passo de tempo. É necessário, então, resolver uma equação de equilíbrio análoga à equação utilizada para solução de problemas estruturais:

$$[K]\{\Delta\theta\} = \{\Delta Q\} \quad (4.1)$$

onde: $[K]$ é a matriz de condutividade térmica; $\{\Delta\theta\}$ é o vetor de incrementos das temperaturas nodais; $\{\Delta Q\}$ é o vetor de fluxos de calor nodais incrementais.

As formulações do TASEF são descritas detalhadamente no Anexo A.

4.3.1.1. DISCRETIZAÇÃO TRANSVERSAL DOS PERFIS EM ELEMENTOS FINITOS

Para obtenção das temperaturas nodais em cada passo de tempo (cada incremento de temperatura), faz-se necessário a discretização do perfil a ser analisado em elementos finitos. Conforme citado anteriormente, serão utilizados elementos quadrangulares isoparamétricos. Deve-se fazer uma discretização de modo a compatibilizar a discretização transversal do TASEF com a do VULCAN, que é padronizada e será apresentada oportunamente.

Como dados de entrada, são fornecidas ao TASEF: características geométricas do perfil a ser analisado, propriedades do material, temperatura ambiente e temperatura inicial da estrutura, identificação dos grupos de nós que receberão diretamente o fluxo de calor, tempo de análise e curva de incêndio a qual o perfil está submetido.

O programa possui em seu banco de dados características térmicas de quatro materiais: aço, concreto e duas lãs minerais de 50 kg/m³ e 140 kg/m³. Para efetuar análises utilizando qualquer dos materiais anteriormente citados, é necessário somente informar ao programa o tipo de material utilizado. Todavia, outros materiais podem ser utilizados

desde que se conheça e se forneça as características térmicas de tais materiais. O material de proteção térmica utilizado neste estudo paramétrico será aquele descrito no item 3.5.

O TASEF permite que se utilize grupos de nós para introdução de diferentes emissividades em cada região do perfil. A COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993), sugere que a emissividade do perfil seja adotada de acordo com a Figura 4.2.

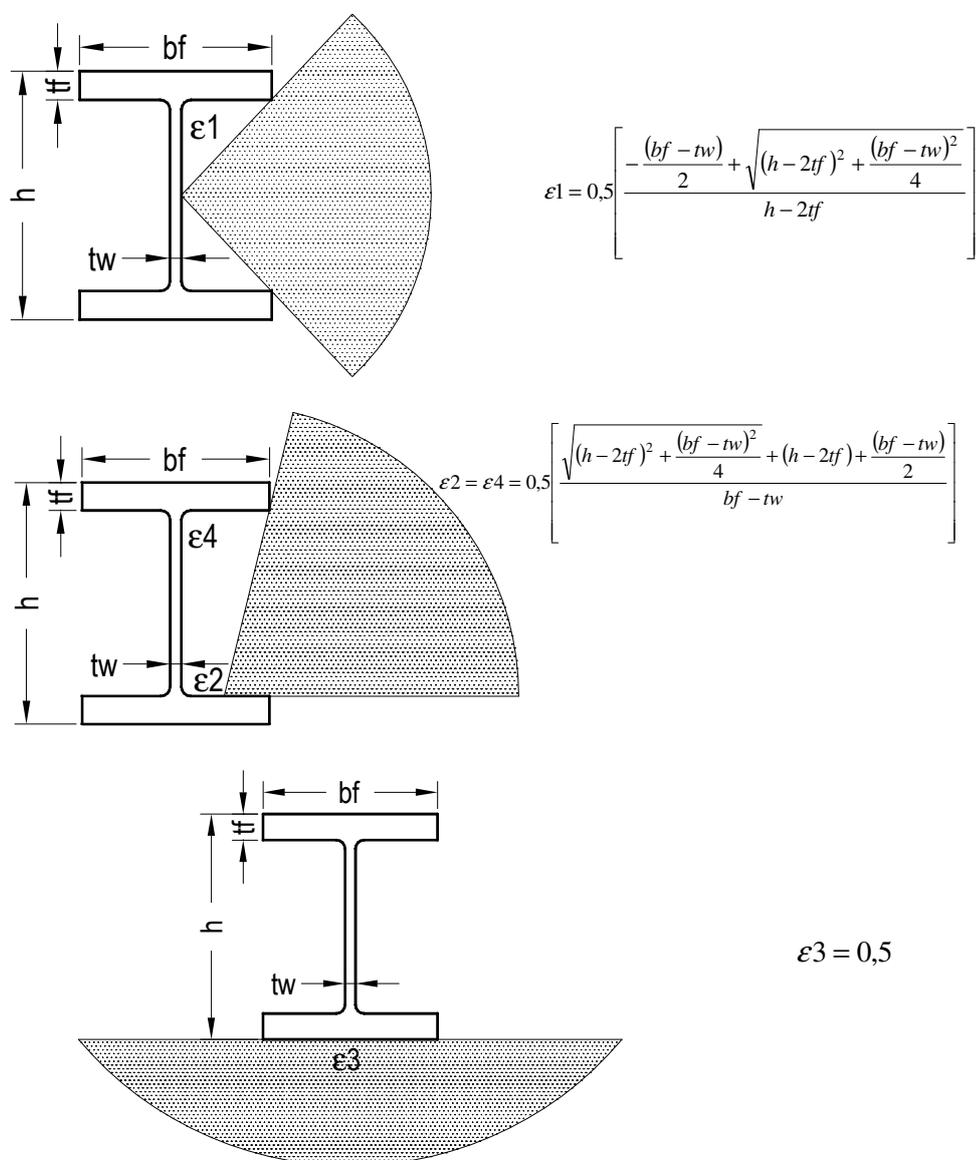


Figura 4.2 – Determinação das Emissividades.

As emissividades ilustradas na Figura 4.2 foram baseadas em estudos de Efeitos de Sombra e as equações apresentadas, na maioria dos casos, resultam em valores muito próximos aos adotados na Figura 4.3, podendo estes valores, sem grandes erros, serem utilizados nas análises térmicas.

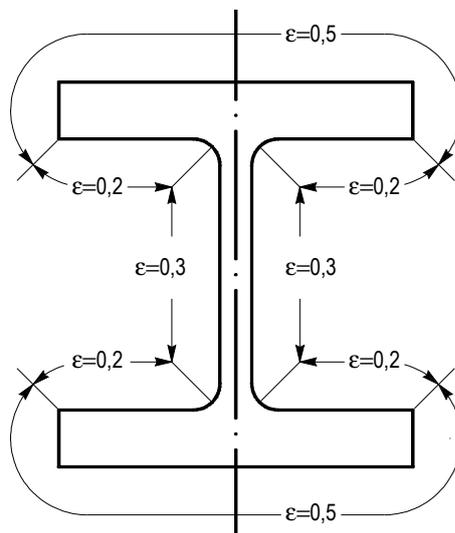


Figura 4.3 – Emissividades Simplificadas.

- **PERFIL SEM PROTEÇÃO TÉRMICA**

Neste item será apresentada a discretização da seção transversal do perfil HP 310 x 125 sem nenhuma proteção térmica, Figura 4.4. O perfil apresenta as seguintes dimensões:

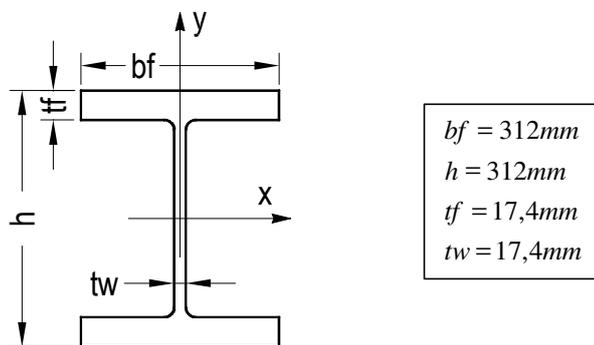


Figura 4.4 – Perfil Laminado HP 310 x 125.

A simetria do perfil e do carregamento térmico, já que iremos considerar que o fogo incide nas 4 faces do perfil, nos leva a uma economia de tempo de processamento uma vez que é possível discretizar apenas 1/4 da seção transversal, conforme ilustra a Figura 4.5.

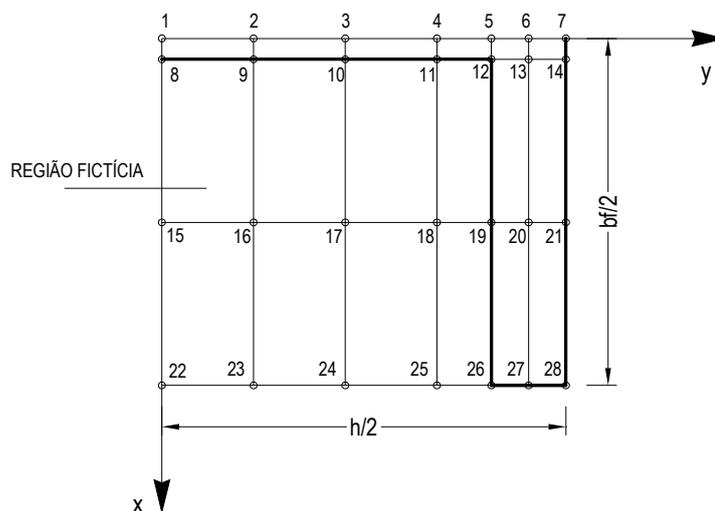


Figura 4.5 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil HP 310 x 125 – Sem Proteção.

Algumas observações importantes devem ser consideradas na elaboração da malha a ser utilizada pelo TASEF. A primeira delas, de extrema importância para a interpretação dos resultados, é que os nós são numerados em seqüência, crescendo primeiramente em y e depois em x. A segunda, não menos importante que a primeira para a interpretação dos resultados, é que os eixos cartesianos são rotacionados de um ângulo de 90° em sentido horário em relação ao sistema de eixos convencional, como pode ser visto na Figura 4.5. Note também, que para a discretização da seção é necessário a utilização do que, no TASEF, chama-se de nós fictícios. Para discretizar um perfil I, como o ilustrado na Figura 4.5, é necessário definir toda uma região, chamada pelo programa de região principal, que tem dimensões, neste caso, de $bf/2$ e $h/2$, ou seja, um retângulo com vértices nos nós 1 e 28. Desta região principal retira-se uma região retangular com vértices no nó 8 e nó 26, chamada de região fictícia. Esta região é, então, desconsiderada pelo programa durante a análise. Durante a análise, é como se a região

formada pelos nós 15, 16, 17, 18, 22, 23, 24 e 25 não existisse, o que nos remete à estrutura real. Os demais nós são chamados de nós homogêneos.

A análise é feita considerando a exposição direta dos nós 8, 9, 10, 11, 12, 19, 26, 27, 28, 21, 14 e 7 ao incêndio com duração do TRRF específico para cada estrutura. Cabe salientar que a escolha da malha de elementos finitos, apresentada na Figura 4.5, é feita de acordo com a malha da seção transversal do VULCAN, software utilizado para realizar as análises estruturais avançadas neste trabalho, que tem uma configuração fixa.

Conforme mencionado anteriormente, o TASEF fornece o histórico de temperaturas ao longo do tempo, para cada nó homogêneo discretizado na estrutura real. Porém, nem todos esses nós tem interesse direto para as análises estruturais, que serão mostrados no item 4.4. Para uma melhor compreensão dos nós que realmente interessam, apresenta-se na Figura 4.6, a malha da seção transversal predefinida pelo VULCAN.

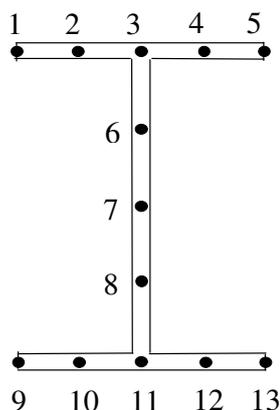


Figura 4.6 – Malha da Seção Transversal do Elemento Utilizado pelo VULCAN.

A malha da seção transversal do elemento de viga-coluna do VULCAN, como visto na Figura 4.6, tem 13 nós predefinidos. Nesses nós é necessário conhecer a variação de temperatura ao longo do tempo. Para isso é necessário proceder a uma compatibilização entre a malha do TASEF e a malha do VULCAN, que, para este perfil, é mostrada na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Compatibilização de Nós do TASEF e VULCAN.

Nó do TASEF	Nó do VULCAN
1	7
2	6 e 8
6	3 e 11
20	2, 4, 10 e 12
27	1, 5, 9 e 13

O histórico de temperatura, em cada passo de tempo, nos nós de interesse do perfil HP 310 x 125, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas, é mostrado na Tabela 4.4 e ilustrado na Figura 4.7

Tabela 4.4 – Histórico de Temperatura do Perfil HP 310 x 125, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	191	181	179	181	191
12	400	382	377	382	400
18	564	544	539	544	564
24	681	663	659	663	681
30	744	732	729	732	744
36	793	780	778	780	793
42	852	838	835	838	852
48	889	882	880	882	889
54	913	909	909	909	913
60	933	930	930	930	933
66	949	947	947	947	949
72	963	962	961	962	963
78	976	975	975	975	976
84	988	987	987	987	988
90	999	998	998	998	999
96	1009	1008	1008	1008	1009
102	1019	1018	1018	1018	1019
108	1028	1027	1027	1027	1028
114	1036	1036	1036	1036	1036
120	1044	1044	1044	1044	1044

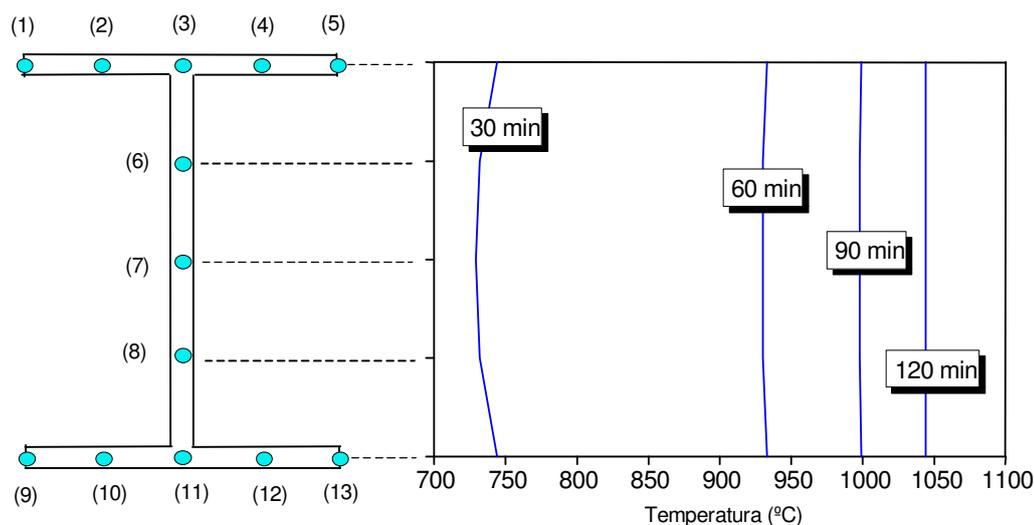


Figura 4.7 – Distribuição de Temperatura ao Longo do Tempo no Perfil HP 310 x 125 – Sem Proteção.

Observa-se na Tabela 4.3 e na Figura 4.7 que a distribuição de temperatura ao longo do perfil é praticamente uniforme após 1 hora de exposição ao incêndio.

• PERFIL COM PROTEÇÃO PARCIAL

Para fins de ilustração do efeito da proteção passiva parcial, o mesmo perfil do item anterior será discretizado agora, como exemplo, com proteção passiva de 30 mm de espessura apenas nas mesas, Figura 4.8.

Além das observações feitas no exemplo anterior (perfil sem proteção térmica), este exemplo conta com a presença de dois materiais: aço e argamassa de proteção. Entra agora, também, os chamados nós de interface, que são os nós que encontram-se no limite entre materiais diferentes, como os nós 11,18, 20, etc. Conforme mencionado anteriormente, as propriedades térmicas do aço já estão na base de dados do programa. Como a argamassa de proteção utilizada neste trabalho não tem suas características térmicas no banco de dados do TASEF, faz-se necessário fornecer tais informações. O material de proteção utilizado nesta pesquisa é uma argamassa projetada constituída de cimento, areia e vermiculita, descrita no item 3.5 .

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

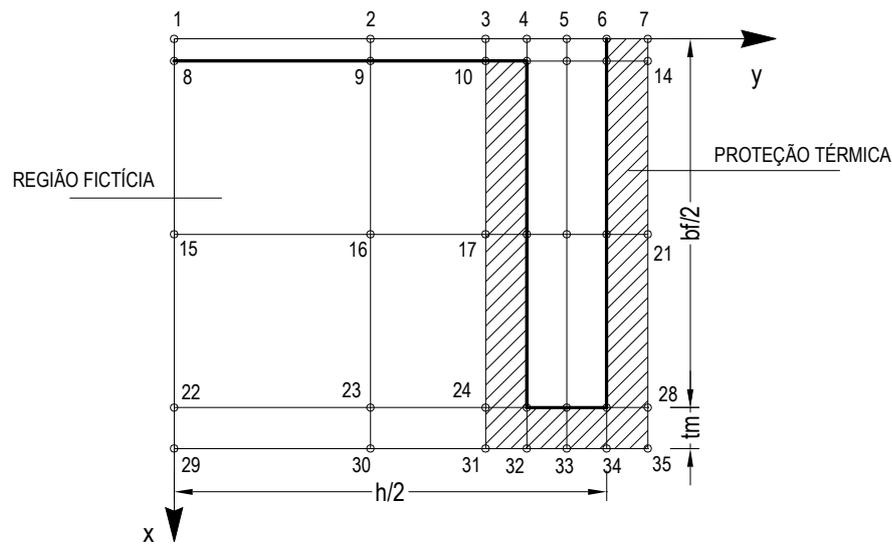


Figura 4.8 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil HP 310 x 125 – Com Proteção Parcial.

O histórico de temperatura, em cada passo de tempo, nos nós de interesse do perfil HP 310x125, com 30 mm de proteção térmica nas mesas, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas, é mostrado na Tabela 4.5 e ilustrado na Figura 4.9.

Tabela 4.5 – Histórico de Temperatura do Perfil HP 310 x 125, com 30 mm de proteção térmica nas mesas, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	43	148	168	148	43
12	96	276	325	276	96
18	161	388	455	388	161
24	227	481	562	481	227
30	290	562	647	562	290
36	351	629	712	629	351
42	409	686	758	686	409
48	459	726	802	726	459
54	505	765	856	765	505
60	549	806	890	806	549
66	590	849	917	849	590
72	626	878	939	878	626
78	659	901	957	901	659
84	691	923	972	923	691
90	712	941	986	941	712
96	734	956	998	956	734
102	751	969	1009	969	751
108	773	981	1019	981	773
114	789	993	1028	993	789
120	816	1003	1037	1003	816

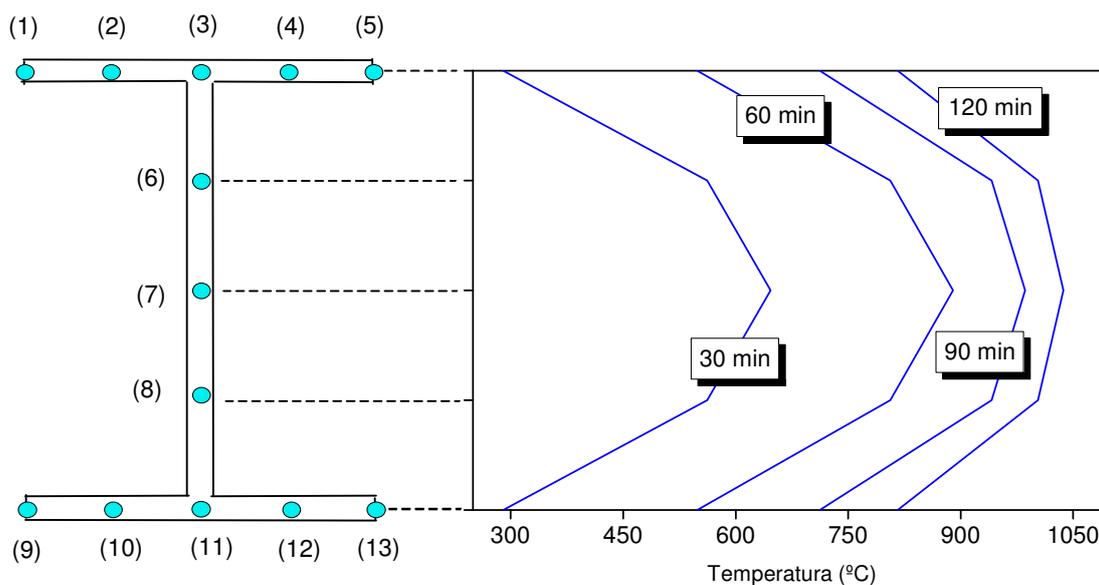


Figura 4.9 – Distribuição de Temperatura no Perfil HP 310 x 125 – Com 30mm de Proteção Parcial nas Mesas.

4.4. ANÁLISES ESTRUTURAIS

As análises estruturais foram realizadas pelo software VULCAN desenvolvido na Universidade de Sheffield, UK, baseado no Método dos Elementos Finitos. Para cada TRRF definido na NBR 14432 (2000) será retirada do TASEF uma temperatura que será a temperatura de colapso da estrutura. Investiga-se, então, no VULCAN, a carga máxima que a estrutura suporta naquela temperatura.

4.4.1. O SOFTWARE VULCAN

Nenhum método de análise estrutural teve aceitação tão ampla quanto o método dos elementos finitos. Após o seu surgimento e seu desenvolvimento, em paralelo com os computadores digitais, sua aplicação aos domínios mais desafiantes da Engenharia ocorreu rapidamente, com ampla validação experimental. Entretanto, comparativamente, sua aplicação à análise do comportamento estrutural em incêndio deu-se tardiamente.

Devido ao alto custo e às limitações físicas da experimentação em fornos para obtenção da resposta estrutural em incêndio, muito rapidamente sentiu-se a necessidade de elaboração de modelos analíticos confiáveis para viabilizar a análise da resposta das peças estruturais sob altas temperaturas. Métodos avançados de modelamento de incêndio e ensaios de subestruturas mostraram a necessidade de considerar o efeito da hiperestaticidade e da distribuição não uniforme de temperaturas no caso de análise de estruturas reais, BAILEY (1995).

A evolução dos modelos analíticos pode ser encontrada, de forma resumida no trabalho de BAILEY (1995) que considera trabalhos publicados a partir de 1967. Os primeiros modelos faziam uma estimativa da temperatura crítica de vigas de aço isoladas, sob distribuição uniforme de temperatura, através de modelos elasto-plásticos perfeitos, passando-se, em trabalhos posteriores, à consideração de distribuição de temperatura variável. O método dos elementos finitos começou a ser utilizado em 1975, mas o primeiro programa de grande porte implementado foi o FASBUS II (**F**ire **A**nalysis of **S**teel **B**uilding **S**ystems), IDING e BRESLER (1981), cuja evolução levou à introdução de não-linearidades físicas e geométricas no modelo. O grupo de Engenharia de Incêndio da Universidade de Sheffield, Inglaterra, elaborou um programa denominado INSTAF, para análise de estruturas de aço em incêndio a partir de um programa para análise não-linear à temperatura ambiente.

O programa INSTAF foi originalmente desenvolvido na Universidade de Alberda, Canadá, para análise do comportamento em 2D de estruturas de aço à temperatura ambiente. Este programa utiliza elementos de viga-coluna que descrevem bem as características de não-linearidade física e grandes deslocamentos de estruturas de aço. Os termos de ordem mais elevada da relação deformação-deslocamento são retidos para permitir o tratamento exato do comportamento com grandes deslocamentos. Neste programa, formulações Lagrangeanas Totais são adotadas, de modo que grandes deslocamentos possam ser analisados. Para solucionar o problema não-linear o método iterativo de Newton-Raphson é usado, não permitindo, portanto, traçar o comportamento pós-crítico da estrutura de aço.

NAJJAR (1994) e NAJJAR e BURGESS (1996) estenderam a formulação básica do INSTAF da análise 2D para a análise 3D. Neste programa, 8 graus de liberdade em coordenadas locais são usados para cada nó em um elemento unidimensional de 2 nós, conforme ilustrado na Figura 4.11. Estes 8 graus de liberdade em coordenadas locais incluem os seis graus de liberdade convencionais (três deslocamentos u, v, w e as três rotações $\theta_x, \theta_y, \theta_z$) além da primeira derivada do deslocamento axial u' e o ângulo de torção θ'_z em relação ao respectivo eixo longitudinal, conforme mostra a Figura 4.10. A inclusão de u' permite que o efeito de grandes deslocamentos seja considerado. A inclusão de θ'_z permite a simulação do empenamento e a flambagem lateral por torção.

BAILEY (1995) descreve as implementações feitas no programa INSTAF para introdução de análise de ligações semi-rígidas em incêndio. Em uma linha evolutiva, o INSTAF foi modificado para introduzir a análise de lajes em ação estrutural composta com vigas de aço. Esta versão do programa foi denominada VULCAN.

O VULCAN é um programa de análise tridimensional, desenvolvido com a finalidade de modelar o comportamento de estruturas de edifícios, trabalhando conjuntamente com lajes, sob condições de incêndio. Nele a estrutura é modelada como uma montagem de elementos de vigas, pilares, molas, conectores de cisalhamento e lajes.

A laje é representada por um elemento de placa de 4 nós, com 5 graus de liberdade por nó (Figura 4.12). Os nós dos diferentes tipos de elementos estão definidos em um plano de referência fixo, comum. Para representar as características das ligações aço-aço e ligações semi-rígidas de um pórtico, um elemento de mola, com 2 nós, de comprimento nulo, com os mesmos graus de liberdade do elemento de viga-coluna, pode ser usado (Figura 4.13). A interação de vigas de aço e lajes de concreto é representada usando um elemento de ligação também com 2 nós e comprimento nulo, com três graus de liberdade translacionais e dois rotacionais em cada nó, para simular um conector de cisalhamento.

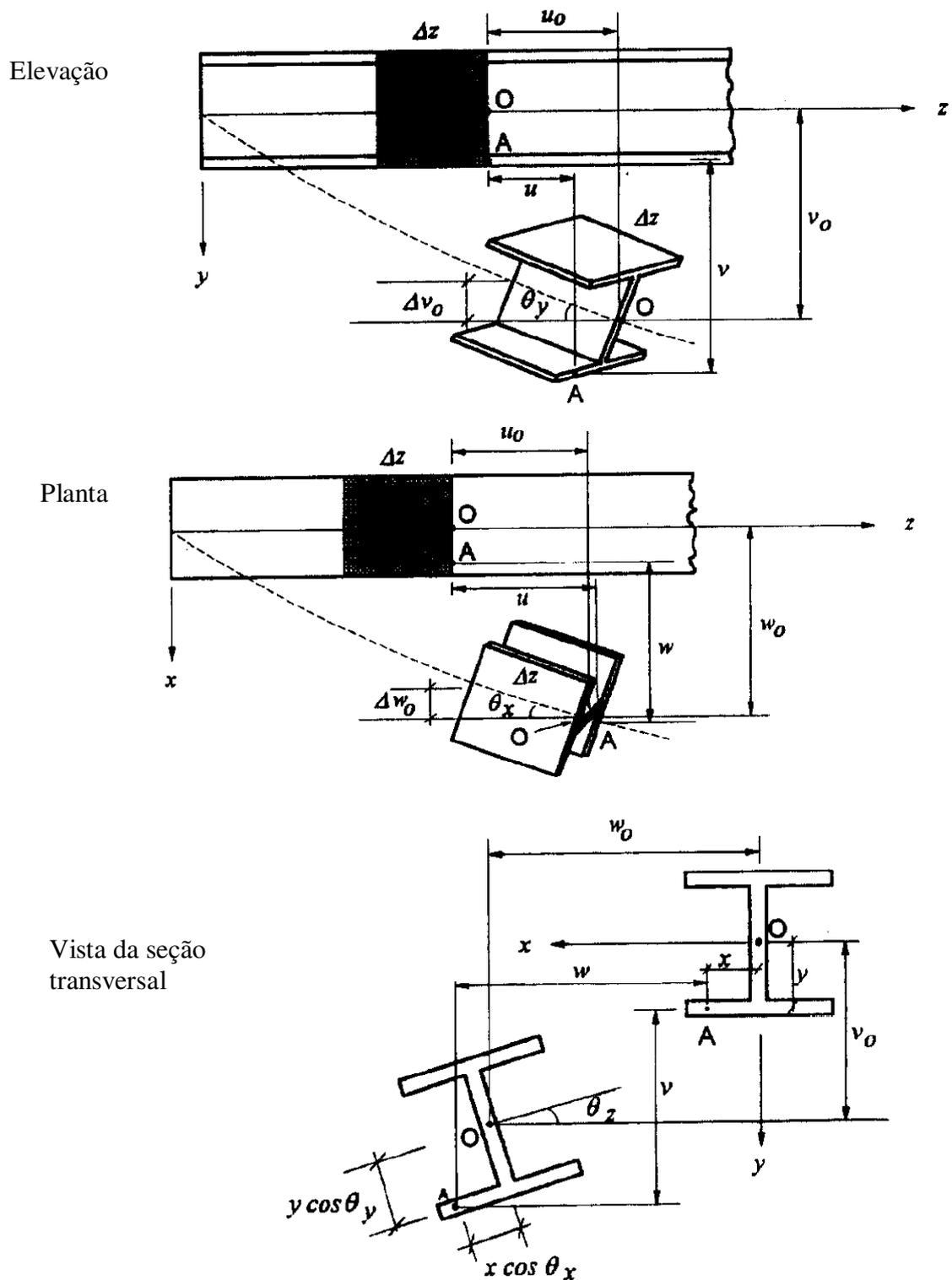


Figura 4.10 – Deformações geométricas infinitesimais em um segmento Δz do elemento de Viga-Coluna, (NAJJAR, 1994).

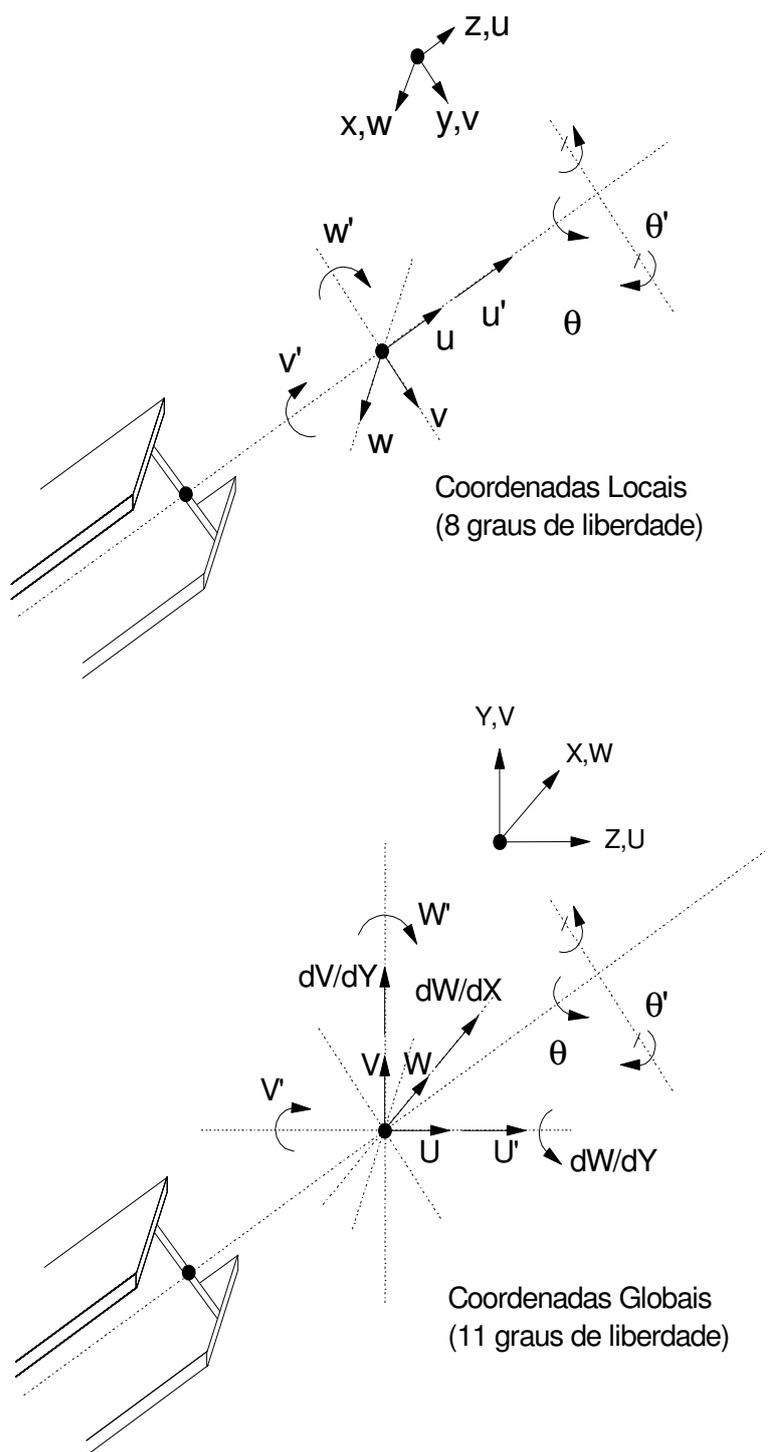


Figura 4.11 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).

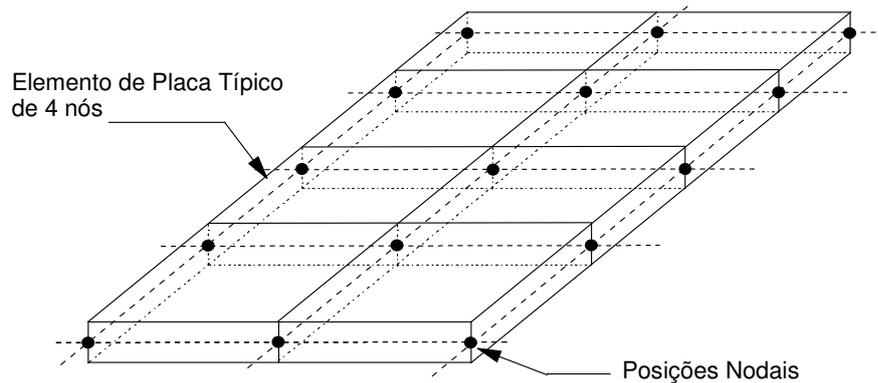


Figura 4.12 – Elemento de Placa do VULCAN, (BAILEY, 1995).

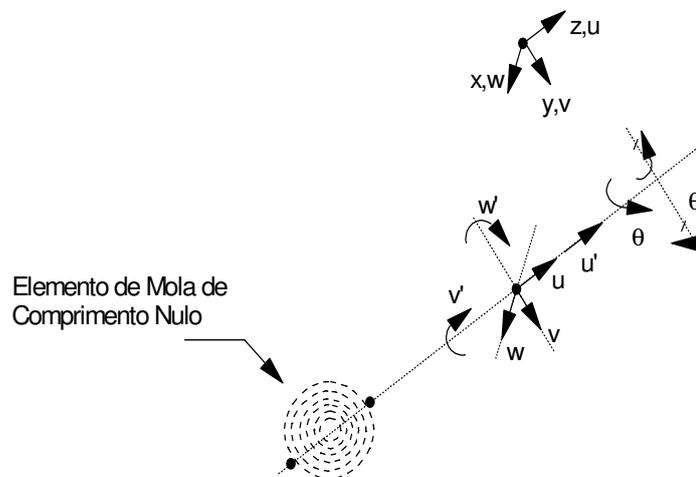


Figura 4.13 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).

Como em qualquer solução de problemas contínuos em elementos finitos, o comprimento total da barra é dividido em diversos elementos, conectados entre si pelos pontos nodais. O eixo de referência é localizado no centróide da seção, calculado à temperatura ambiente, e permanece fixo. Os deslocamentos dos pontos nodais são as variáveis do problema. Funções de interpolação polinomiais cúbicas são utilizadas neste modelo para definir o deslocamento do eixo baricêntrico em relação ao eixo de referência no interior do elemento. A equação de equilíbrio do modelo para uma análise não-linear é dada por:

$$[K(\theta)]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (4.2)$$

onde: $[K(\theta)]$ é a matriz de rigidez tangente; $\{\Delta u\}$ é o vetor de incrementos dos deslocamentos nodais; $\{\Delta P\}$ é o vetor de forças nodais incrementais.

O problema da não-linearidade do modelo é resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado, que será tratado no próximo item.

Para permitir uma considerável variação de tensão, de deformação e de temperatura na seção transversal, esta é definida por 13 pontos nodais, o que a divide em 12 segmentos, conforme a Figura 4.14.

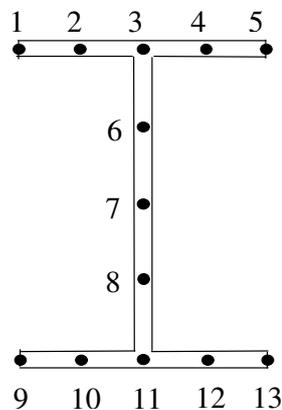


Figura 4.14 – Malha da Seção Transversal com os Pontos Nodais nos quais Deslocamentos, Deformações e Tensões Serão Definidos.

4.4.1.1. O MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON A ALTAS TEMPERATURAS

Como visto no item 2.4.1, a elevação de temperatura provoca uma degradação das propriedades mecânicas do material. Assim, para cada valor de temperatura tem-se uma curva carga-deslocamento. Contudo, para evitar maior trabalho computacional, a análise é feita a partir de uma posição de equilíbrio, obtida para um valor de temperatura anterior à elevação. Assim, é realizada primeiramente a análise à temperatura ambiente, usando-se o método de Newton-Raphson Modificado. Obtidos o carregamento final e os deslocamentos correspondentes a uma posição de equilíbrio, estes valores são utilizados como ponto de partida para a análise sobre incrementos térmicos. Dando-se então um

incremento térmico, definido pelo TASEF, recai-se numa posição de desequilíbrio entre o carregamento externo mantido constante e as forças internas da estrutura, Figura 4.15. Os deslocamentos correspondentes à nova posição de equilíbrio são obtidos por meio de iterações, da mesma forma que no processo de Newton-Raphson à temperatura ambiente. Obtido um novo ponto de equilíbrio, dá-se outro acréscimo de temperatura e itera-se até convergir para outra posição de equilíbrio. O processo é repetido até que se obtenha a temperatura de falha da estrutura, conforme mostrado no item seguinte.

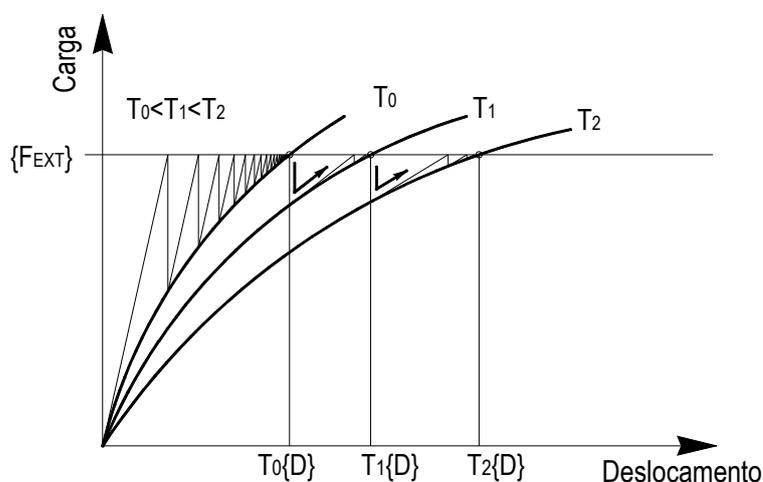


Figura 4.15 – Método de Newton-Raphson Modificado a Altas Temperaturas.

4.4.1.2. IDENTIFICAÇÃO DA FALHA ESTRUTURAL

A cada iteração a matriz de rigidez da estrutura $[K]$ é montada e fatorada para obter-se os deslocamentos incrementais da estrutura. O processo adotado pelo VULCAN na solução do sistema de equações é a eliminação gaussiana. O colapso estrutural numérico é obtido quando a matriz de rigidez tornar-se indefinida, o que ocorre quando um ou mais pivôs negativos aparecem na diagonal principal da matriz de rigidez.

Um procedimento automático é adotado para que, uma vez identificada a falha, haja um refinamento nos incrementos de temperatura, de forma que a análise não finalize por falha numérica. Assim, no início da análise, a temperatura é aumentada em incrementos pré-determinados, dados pelo TASEF. Em algum instante da análise, o VULCAN irá

indicar a presença de pivôs negativos na eliminação. Isto é ilustrado na Figura 4.16, na temperatura T_{n+1} . Como procura-se uma temperatura de falha mais refinada, retorna-se à temperatura de equilíbrio anterior e dá-se um novo incremento térmico de 50% do incremento anterior. O processo de retorno à posição anterior de equilíbrio e redução do incremento térmico a 50% do valor anterior é repetido cada vez que a falha é detectada, até que o valor do incremento seja menor ou igual a uma tolerância dada pelo usuário que, geralmente, é de 1°C, quando então o processo é encerrado e tem-se a temperatura de colapso da estrutura sob aquela condição de carregamento.

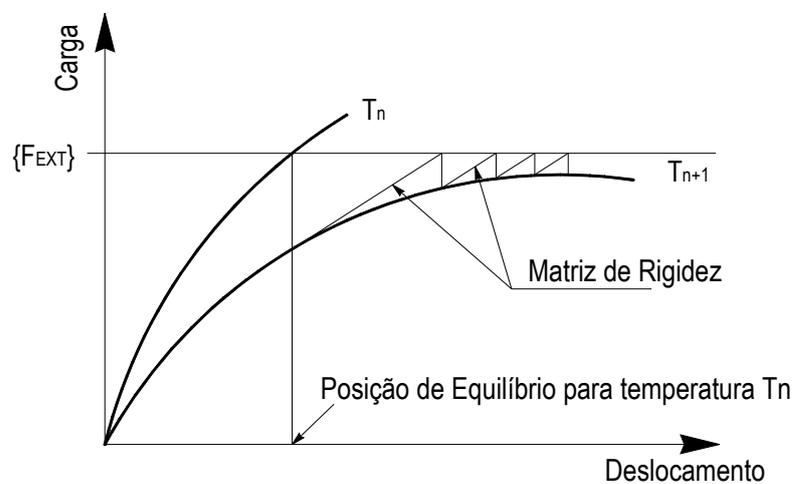


Figura 4.16 – Método de Newton-Raphson na Proximidade da Falha Estrutural.

4.4.1.3. LIMITAÇÕES DO VULCAN

O VULCAN possui poucos tipos de elementos finitos em sua biblioteca e não pode simular modos muito detalhados de comportamentos estruturais, incluindo a flambagem local e a flambagem distorsional.

O programa usa o método de Newton-Raphson para executar as iterações. Esse método não é eficiente para acompanhar a trajetória pós-crítica da estrutura.

O VULCAN é um programa de análise estrutural e as distribuições de temperatura (medida ou obtida de outros programas) são fornecidas no arquivo de entrada.

4.4.2. DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA

O programa VULCAN foi desenvolvido com o objetivo de modelar incêndios compartimentados e pode considerar quaisquer distribuições de temperatura na seção transversal e ao longo do elemento.

O comprimento do pilar é dividido em elementos de barra, conforme malha especificada pelo usuário. Cada um destes elementos poderá estar sujeito a uma diferente distribuição de temperatura resultando em uma dada distribuição de temperatura ao longo da seção. Após cada elevação de temperatura, a espessura do segmento é recalculada em função da redução do módulo de elasticidade do material, como indicado na Figura 4.17.

Alguns estudos sobre variação da temperatura ao longo do comprimento do perfil foram realizados. No entanto, os resultados não são cientificamente confiáveis por não haver comprovação experimental satisfatória. Por essa razão, adotar-se-á nesse trabalho a simplificação¹ de se considerar a temperatura uniforme ao longo da estrutura, mesmo sabendo que na realidade ocorrem variações de temperatura ao longo do comprimento da coluna. Esta prática está a favor da segurança.. Em FERREIRA *et. al.* (2005), é apresentada uma metodologia para consideração da variação de temperatura ao longo do comprimento da coluna.

Na seção transversal a distribuição e a variação de temperatura com o tempo é retirada do TASEF, conforme mencionado anteriormente. Para o perfil HP 310x125, analisado no item 4.3 as distribuições de temperatura consideradas pelo VULCAN serão aquelas apresentadas nas Tabelas 4.3 e 4.4, que serão dados de entrada para o programa.

¹ A NBR 14343 (1999), no item 8.3.1, recomenda a utilização desta simplificação.

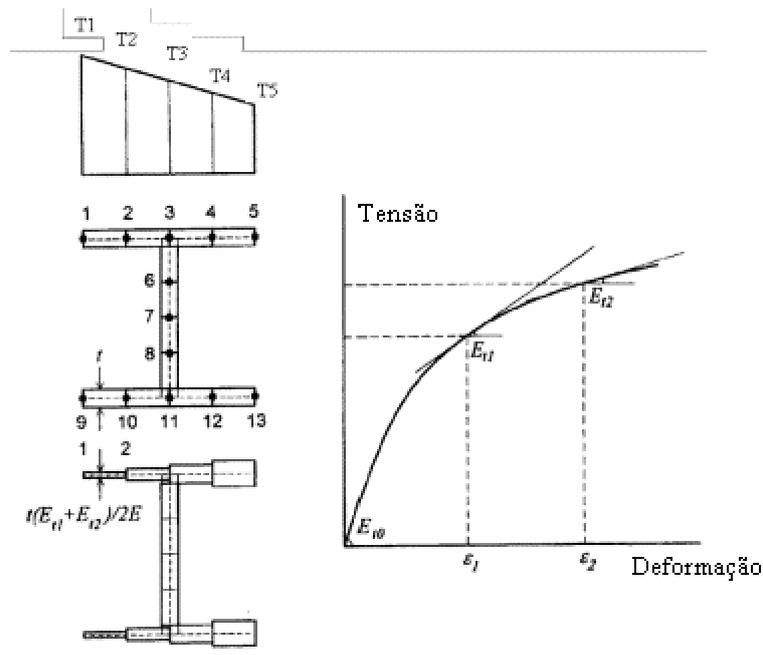


Figura 4.17 – Redução da Espessura da Seção em Função da Redução do Módulo de Elasticidade com a Temperatura.

4.4.3. CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

As colunas foram analisadas submetidas a carregamentos centrados e momentos em torno do eixo de maior inércia, simulando uma excentricidade de carregamentos, conforme mostrado na Figura 4.18. As excentricidades adotadas são aquelas descritas na Tabela 4.1, gerando na peça curvatura simples assimétrica, curvatura simples simétrica e curvatura reversa, conforme ilustrado na Figura 4.19.



Figura 4.18 – Condições de Carregamento.

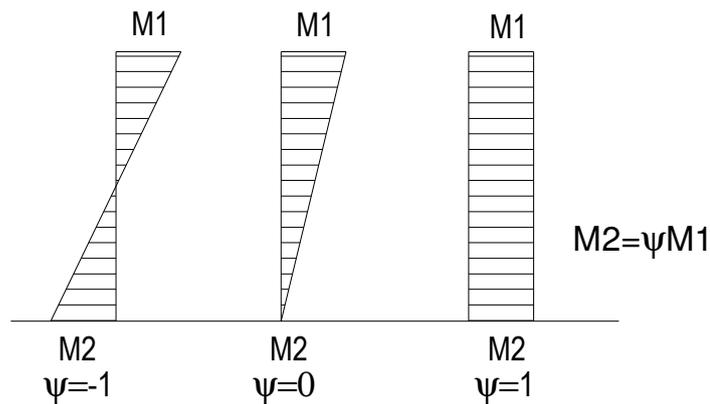


Figura 4.19 – Diagramas de Momentos Fletores para os Valores de ψ Indicados.

4.4.4. DISCRETIZAÇÃO LONGITUDINAL DA COLUNA EM ELEMENTOS FINITOS

As colunas analisadas são divididas em dez elementos, conforme mostrado na Figura 4.20.

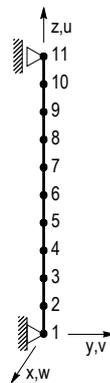


Figura 4.20 – Discretização Longitudinal da Coluna em Elementos Finitos.

4.4.5. DEFINIÇÃO DO COLAPSO ESTRUTURAL

O colapso estrutural é definido de acordo com a norma BS 476: parte 20, que descreve o ensaio padrão de colunas de aço em fornos, conforme esplanado no item 2.5.2. A

aplicação da carga a temperatura ambiente faz com que haja um encurtamento da coluna. Com os incrementos de temperatura, a coluna começará a sofrer uma expansão linear até o ponto em que há uma perda sensível de rigidez e a estrutura volta a se encurtar. A temperatura de colapso é convencionalmente adotada como sendo a temperatura para o qual o deslocamento se anula. Esta descrição da BS 476 só ocorre para colunas curtas, perfeitas e submetidas a carregamentos centrados, originando colapso por esmagamento. A Figura 4.21 apresenta os deslocamentos de uma coluna deste tipo. Nota-se que, nessa situação, só há deslocamento axial (u), o que, seguramente, levará a coluna a romper por esmagamento.

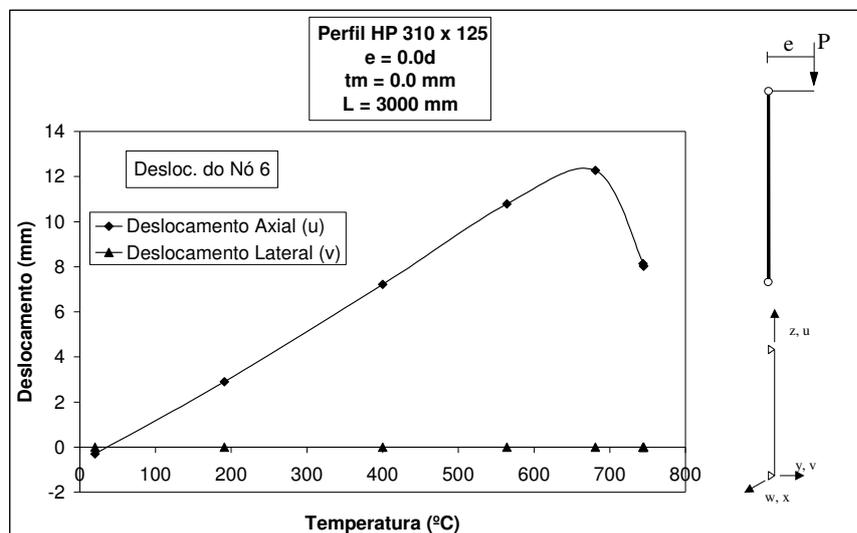


Figura 4.21 – Deslocamento do Nó 6 do perfil HP 310 x 125: L = 3000mm, Sem Proteção Térmica, $e = 0,0d$.

A questão é que as estruturas reais são imperfeitas, cada vez mais esbeltas e sujeitas a carregamentos excêntricos, o que leva a maioria das estruturas de aço a romper por flambagem, e não por esmagamento.

Nas Figuras 4.22 e 4.23, nota-se o colapso da coluna por flambagem, pois a partir de uma certa temperatura o deslocamento lateral (v) tende ao infinito, levando a coluna a perder sua configuração original de equilíbrio.

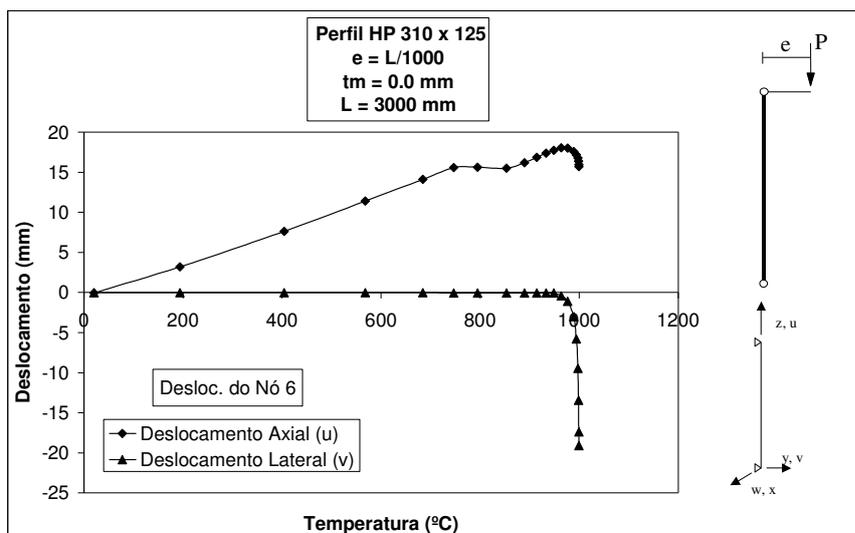


Figura 4.22 – Deslocamento do Nó 6 do perfil HP 310 x 125: $L = 3000\text{mm}$, Sem Proteção Térmica, $e = L/1000$.

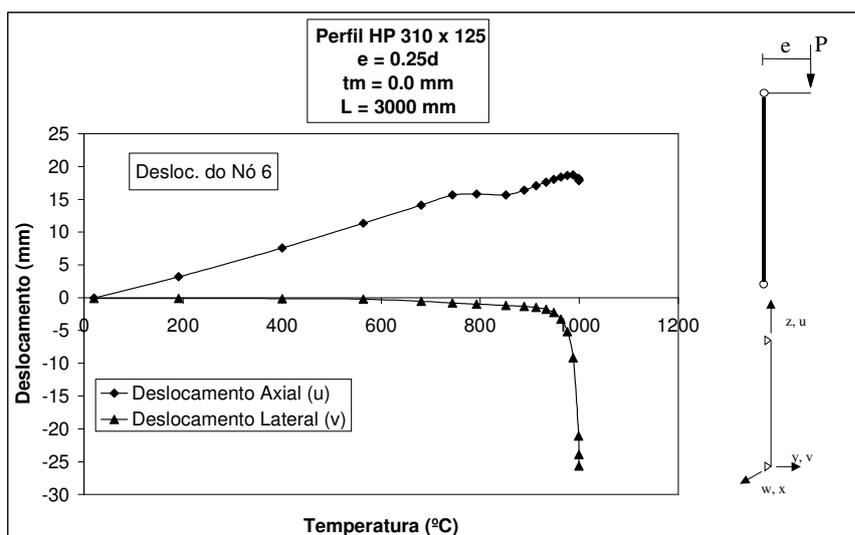


Figura 4.22 – Deslocamento do Nó 6 do perfil HP 310 x 125: $L = 3000\text{mm}$, Sem Proteção Térmica, $e = 0,25d$.

4.5. RESULTADOS

A seguir serão apresentados os resultados das análises térmicas e análises estruturais feitas para o perfil HP 310x125 considerando como variáveis os diversos parâmetros descritos no item 4.2.

4.5.1. DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA

Os históricos de temperaturas nodais no perfil HP 310x125, em cada passo de tempo, obtidos pelo programa TASEF, são mostrados na Tabela 4.6, para espessuras de proteção parcial variando de 0 a 40mm. As repostas são dadas apenas nos nós de interesse, como explicado no item 4.3.1.1.

Tabela 4.6 – Histórico de temperatura na seção transversal do perfil HP 310x125

Sem Proteção						tm = 10mm						tm = 20mm					
Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)	Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)	Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)
0	20	20	20	20	20	0	20	20	20	20	20	0	20	20	20	20	20
6	191	181	179	181	191	6	69	154	170	154	69	6	52	151	169	151	52
12	400	382	377	382	400	12	157	300	337	300	157	12	117	286	330	286	117
18	564	544	539	544	564	18	249	430	477	430	249	18	195	407	465	407	195
24	681	663	659	663	681	24	338	537	593	537	338	24	267	505	576	505	267
30	744	732	729	732	744	30	419	626	681	626	419	30	339	591	662	591	339
36	793	780	778	780	793	36	490	695	737	695	490	36	407	659	723	659	407
42	852	838	835	838	852	42	555	740	784	740	555	42	464	711	770	711	464
48	889	882	880	882	889	48	613	784	839	784	613	48	519	752	821	752	519
54	913	909	909	909	913	54	662	839	882	839	662	54	569	793	868	793	569
60	933	930	930	930	933	60	702	878	912	878	702	60	614	844	901	844	614
66	949	947	947	947	949	66	732	904	935	904	732	66	653	878	926	878	653
72	963	962	961	962	963	72	758	925	952	925	758	72	690	903	946	903	690
78	976	975	975	975	976	78	788	943	967	943	788	78	716	924	963	924	716
84	988	987	987	987	988	84	822	959	981	959	822	84	740	942	977	942	740
90	999	998	998	998	999	90	861	975	993	975	861	90	762	957	990	957	762
96	1009	1008	1008	1008	1009	96	895	990	1004	990	895	96	783	971	1001	971	783
102	1019	1018	1018	1018	1019	102	924	1003	1015	1003	924	102	809	983	1012	983	809
108	1028	1027	1027	1027	1028	108	949	1015	1025	1015	949	108	843	996	1022	996	843
114	1036	1036	1036	1036	1036	114	970	1026	1034	1026	970	114	874	1009	1031	1009	874
120	1044	1044	1044	1044	1044	120	989	1036	1042	1036	989	120	902	1021	1040	1021	902

tm = 30mm						tm = 40mm					
Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)	Tempo (min.)	T1-T5 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T9-T13 (°C)
0	20	20	20	20	20	0	20	20	20	20	20
6	43	148	168	148	43	6	38	144	166	144	38
12	96	276	325	276	96	12	82	264	319	264	82
18	161	388	455	388	161	18	137	368	444	368	137
24	227	481	562	481	227	24	198	456	547	456	198
30	290	562	647	562	290	30	254	534	632	534	254
36	351	629	712	629	351	36	309	600	701	600	309
42	409	686	758	686	409	42	363	654	744	654	363
48	459	726	802	726	459	48	413	702	788	702	413
54	505	765	856	765	505	54	456	737	842	737	456
60	549	806	890	806	549	60	497	774	880	774	497
66	590	849	917	849	590	66	536	811	907	811	536
72	626	878	939	878	626	72	572	847	930	847	572
78	659	901	957	901	659	78	607	874	950	874	607
84	691	923	972	923	691	84	637	899	966	899	637
90	712	941	986	941	712	90	666	920	981	920	666
96	734	956	998	956	734	96	694	938	994	938	694
102	751	969	1009	969	751	102	712	953	1006	953	712
108	773	981	1019	981	773	108	732	966	1016	966	732
114	789	993	1028	993	789	114	749	978	1026	978	749
120	816	1003	1037	1003	816	120	763	988	1035	988	763

Gráficos como os apresentados nas Figuras 4.7 e 4.9 podem ser elaborados a partir da Tabela 4.6 para uma melhor visualização da distribuição de temperaturas ao longo do perfil para cada espessura de proteção parcial.

Nota-se, na Tabela 4.6 e nas Figuras 4.7 e 4.9, que a distribuição de temperatura ao longo do perfil sem proteção passiva é praticamente uniforme após 1 hora de exposição ao incêndio e que para qualquer espessura de proteção parcial há uma diferença de temperatura entre a mesa (protegida) e a alma (sem proteção).

4.5.2. RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310x125

A resistência ao fogo de colunas constituídas do perfil HP 310x125 foi investigada flexo-compressão em torno do eixo de maior inércia. Os pilares foram analisados com proteção passiva parcial de argamassa projetada, cujas propriedades foram descritas no capítulo 3. As colunas de 3,0m foram analisadas nas três situações de projeto (curvatura simples assimétrica, curvatura simples simétrica e curvatura reversa) estabelecidas no item 4.2. As colunas de 6,0, 9,0 e 12,0m foram analisadas apenas para a situação de projeto que causa curvatura simples assimétrica na peça.

As tabelas 4.7 a 4.12 apresentam as cargas máximas admissíveis no pilar em função da espessura de proteção parcial, do comprimento da coluna, da excentricidade da carga e do tempo de exposição ao incêndio padrão. As cargas das Tabelas 4.7 a 4.12 são dadas em Newtons.

Tabela 4.7 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples assimétrica

Perfil HP 310x125 - L = 3000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4640630	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	761000	0,162	740000	0,159	577000	0,187	462000	0,208	306000	0,214
60	232400	0,049	229000	0,049	179500	0,058	139500	0,063	91700	0,064
90	175250	0,037	172700	0,037	134900	0,044	105000	0,047	69000	0,048
120	136000	0,029	134000	0,029	104500	0,034	81200	0,037	53500	0,037

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

Tabela 4.7 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples assimétrica (continuação)

tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4640630	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3360000	0,714	3270000	0,705	2540000	0,824	2015000	0,907	1329900	0,932
60	777000	0,165	755000	0,163	580000	0,188	463000	0,208	305580	0,214
90	299000	0,064	292500	0,063	229000	0,074	179000	0,081	118000	0,083
120	172000	0,037	169000	0,036	132000	0,043	102500	0,046	67400	0,047
tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4640630	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3595000	0,764	3510000	0,756	2750000	0,892	2157000	0,971	1425000	0,998
60	1420000	0,302	1378000	0,297	1068000	0,346	845500	0,381	560000	0,392
90	531000	0,113	515100	0,111	399200	0,129	317000	0,143	209000	0,146
120	229300	0,049	225000	0,048	176000	0,057	136000	0,061	89500	0,063
tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4640630	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3730000	0,793	3660000	0,789	2862000	0,928	2218000	0,998	1463500	1,025
60	2015000	0,428	1960000	0,422	1520000	0,493	1203000	0,541	794500	0,557
90	718500	0,153	697000	0,150	537000	0,174	427000	0,192	282000	0,198
120	358000	0,076	349000	0,075	273000	0,089	213000	0,096	141500	0,099
tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4640630	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3880000	0,824	3830000	0,825	2970000	0,963	2277000	1,025	1501500	1,052
60	2525000	0,537	2455000	0,529	1915000	0,621	1511000	0,680	998000	0,699
90	1010000	0,215	980000	0,211	758000	0,246	599500	0,270	396200	0,278
120	520000	0,110	505000	0,109	392000	0,127	310000	0,140	204600	0,143

Tabela 4.8 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples simétrica

Perfil HP 310x125 - L = 3000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4593750	1,000	2882810	1,000	2100000	1,000	1368750	1,000
30	761000	0,162	730000	0,159	500000	0,173	382000	0,182	255000	0,186
60	232400	0,049	227000	0,049	155000	0,054	118500	0,056	80000	0,058
90	175250	0,037	170300	0,037	117000	0,041	89250	0,043	60300	0,044
120	136000	0,029	132000	0,029	90500	0,031	69000	0,033	46800	0,034
tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4593750	1,000	2882810	1,000	2100000	1,000	1368750	1,000
30	3360000	0,714	3210000	0,699	2205000	0,765	1695000	0,807	1165000	0,851
60	777000	0,165	740000	0,161	503000	0,174	388000	0,185	266500	0,195
90	299000	0,064	288000	0,063	198500	0,069	152000	0,072	104000	0,076
120	172000	0,037	167500	0,036	115000	0,040	87500	0,042	59700	0,044

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

Tabela 4.8 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples simétrica (continuação)

tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4593750	1,000	2882810	1,000	2100000	1,000	1368750	1,000
30	3595000	0,764	3460000	0,753	2382000	0,826	1827000	0,870	1255000	0,917
60	1420000	0,302	1360000	0,296	925000	0,321	715000	0,340	493000	0,360
90	531000	0,113	507000	0,110	346100	0,120	268000	0,128	184000	0,134
120	229300	0,049	223000	0,049	153000	0,053	116800	0,056	79700	0,058
tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4593750	1,000	2882810	1,000	2100000	1,000	1368750	1,000
30	3730000	0,793	3620000	0,788	2480000	0,860	1893000	0,901	1298000	0,948
60	2015000	0,428	1930000	0,420	1320000	0,458	1015000	0,483	700000	0,511
90	718500	0,153	687000	0,150	466000	0,162	359000	0,171	247000	0,180
120	358000	0,076	344000	0,075	237000	0,082	182000	0,087	125000	0,091
tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4593750	1,000	2882810	1,000	2100000	1,000	1368750	1,000
30	3880000	0,824	3790000	0,825	2575000	0,893	1958000	0,932	1338000	0,978
60	2525000	0,537	2420000	0,527	1660000	0,576	1278000	0,609	880000	0,643
90	1010000	0,215	965000	0,210	656000	0,228	507000	0,241	349000	0,255
120	520000	0,110	498000	0,108	340000	0,118	262000	0,125	180000	0,132

Tabela 4.9 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples reversa

Perfil HP 310x125 - L = 3000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4687500	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	761000	0,162	760000	0,162	635000	0,206	470000	0,212	307000	0,215
60	232400	0,049	232500	0,050	189000	0,061	140000	0,063	92000	0,064
90	175250	0,037	175000	0,037	142000	0,046	105000	0,047	69000	0,048
120	136000	0,029	136000	0,029	110000	0,036	81500	0,037	53500	0,037
tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4687500	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3360000	0,714	3360000	0,717	2720000	0,882	2020000	0,909	1333000	0,934
60	777000	0,165	777000	0,166	627000	0,203	465000	0,209	307000	0,215
90	299000	0,064	299000	0,064	241000	0,078	179000	0,081	118000	0,083
120	172000	0,037	172000	0,037	138500	0,045	102500	0,046	67600	0,047
tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4687500	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3595000	0,764	3595000	0,767	2910000	0,943	2160000	0,972	1426000	0,999
60	1420000	0,302	1420000	0,303	1145000	0,371	850000	0,383	561000	0,393
90	531000	0,113	531000	0,113	430000	0,139	319000	0,144	210000	0,147
120	229300	0,049	229300	0,049	183500	0,059	136000	0,061	89700	0,063

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

Tabela 4.9 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 3000mm, curvatura simples reversa (continuação)

tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4687500	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3730000	0,793	3730000	0,796	2995000	0,971	2221000	1,000	1427340	1,000
60	2015000	0,428	2015000	0,430	1625000	0,527	1206000	0,543	796000	0,558
90	718500	0,153	718500	0,153	579000	0,188	430000	0,194	283800	0,199
120	358000	0,076	358000	0,076	290000	0,094	215000	0,097	141900	0,099

tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4706250	1,000	4687500	1,000	3084380	1,000	2221880	1,000	1427340	1,000
30	3880000	0,824	3880000	0,828	3075000	0,997	2221880	1,000	1427340	1,000
60	2525000	0,537	2525000	0,539	2035000	0,660	1511000	0,680	998000	0,699
90	1010000	0,215	1010000	0,215	814000	0,264	603500	0,272	398600	0,279
120	520000	0,110	520000	0,111	419000	0,136	310600	0,140	205200	0,144

Tabela 4.10 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 6000mm, curvatura simples assimétrica

Perfil HP 310x125 - L = 6000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4106250	1,000	3946880	1,000	2845310	1,000	2142190	1,000	1359380	1,000
30	520000	0,127	510000	0,129	410000	0,144	346000	0,162	255000	0,188
60	200000	0,049	195000	0,049	149500	0,053	120000	0,056	87000	0,064
90	150000	0,037	147000	0,037	112000	0,039	90000	0,042	65000	0,048
120	117000	0,028	114000	0,029	88000	0,031	70000	0,033	51000	0,038

tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4106250	1,000	3946880	1,000	2845310	1,000	2142190	1,000	1359380	1,000
30	2470000	0,602	2400000	0,608	1930000	0,678	1600000	0,747	1210000	0,890
60	540000	0,132	520000	0,132	422000	0,148	358000	0,167	273000	0,201
90	243000	0,059	237000	0,060	186000	0,065	152500	0,071	111000	0,082
120	149000	0,036	146000	0,037	112000	0,039	90000	0,042	65000	0,048

tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4106250	1,000	3946880	1,000	2845310	1,000	2142190	1,000	1359380	1,000
30	2880000	0,701	2800000	0,709	2200000	0,773	1795000	0,838	1335000	0,982
60	1010000	0,246	970000	0,246	790000	0,278	658000	0,307	500000	0,368
90	380000	0,093	370000	0,094	300000	0,105	250000	0,117	190000	0,140
120	200000	0,049	195000	0,049	150000	0,053	120000	0,056	87000	0,064

tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4106250	1,000	3946880	1,000	2845310	1,000	2142190	1,000	1359380	1,000
30	3200000	0,779	3115000	0,789	2380000	0,836	1910000	0,892	1390000	1,023
60	1470000	0,358	1450000	0,367	1150000	0,404	983000	0,459	740000	0,544
90	495000	0,121	480000	0,122	390000	0,137	326000	0,152	250000	0,184
120	275000	0,067	270000	0,068	215000	0,076	180000	0,084	131000	0,096

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

Tabela 4.10 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 6000mm, curvatura simples assimétrica (continuação)

tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	4106250	1,000	3946880	1,000	2845310	1,000	2142190	1,000	1359380	1,000
30	3500000	0,852	3400000	0,861	2550000	0,896	2020000	0,943	1450000	1,067
60	1890000	0,460	1830000	0,464	1480000	0,520	1230000	0,574	930000	0,684
90	700000	0,170	670000	0,170	549000	0,193	460000	0,215	360000	0,265
120	377000	0,092	360000	0,091	300000	0,105	250000	0,117	188000	0,138

Tabela 4.11 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 9000mm, curvatura simples assimétrica

Perfil HP 310x125 - L = 9000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	3295310	1,000	3037500	1,000	2179690	1,000	1748440	1,000	1286720	1,000
30	420000	0,127	400000	0,132	315000	0,145	260000	0,149	200000	0,155
60	190000	0,058	180000	0,059	130000	0,060	105000	0,060	75000	0,058
90	143000	0,043	135000	0,044	100000	0,046	78000	0,045	57000	0,044
120	112000	0,034	106000	0,035	78000	0,036	61000	0,035	44000	0,034
tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	3295310	1,000	3037500	1,000	2179690	1,000	1748440	1,000	1286720	1,000
30	2150000	0,652	2050000	0,675	1580000	0,725	1300000	0,744	990000	0,769
60	440000	0,134	420000	0,138	328000	0,150	280000	0,160	210000	0,163
90	228000	0,069	217000	0,071	163000	0,075	130000	0,074	95000	0,074
120	143000	0,043	138000	0,045	100000	0,046	80000	0,046	58000	0,045
tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	3295310	1,000	3037500	1,000	2179690	1,000	1748440	1,000	1286720	1,000
30	2650000	0,804	2530000	0,833	1830000	0,840	1500000	0,858	1121000	0,871
60	850000	0,258	810000	0,267	630000	0,289	530000	0,303	410000	0,319
90	330000	0,100	310000	0,102	240000	0,110	200000	0,114	153000	0,119
120	191000	0,058	183000	0,060	135000	0,062	107000	0,061	76000	0,059
tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	3295310	1,000	3037500	1,000	2179690	1,000	1748440	1,000	1286720	1,000
30	3100000	0,941	2900000	0,955	2100000	0,963	1650000	0,944	1210000	0,940
60	1280000	0,388	1200000	0,395	960000	0,440	780000	0,446	600000	0,466
90	400000	0,121	385000	0,127	310000	0,142	260000	0,149	200000	0,155
120	250000	0,076	240000	0,079	181000	0,083	148000	0,085	110000	0,085
tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	3295310	1,000	3037500	1,000	2179690	1,000	1748440	1,000	1286720	1,000
30	3420000	1,038	3200000	1,053	2280000	1,046	1770000	1,012	1290000	1,003
60	1650000	0,501	1580000	0,520	1230000	0,564	1010000	0,578	770000	0,598
90	570000	0,173	550000	0,181	440000	0,202	370000	0,212	290000	0,225
120	320000	0,097	300000	0,099	235000	0,108	193000	0,110	150000	0,117

Tabela 4.12 – Cargas de colapso em função do tempo de exposição ao fogo e da excentricidade da carga: L = 12000mm, curvatura simples assimétrica

Perfil HP 310x125 - L = 12000mm										
Sem Proteção										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	2414060	1,000	2109380	1,000	1582030	1,000	1301950	1,000	998438	1,000
30	365000	0,151	327000	0,155	245000	0,155	205000	0,157	160000	0,160
60	185000	0,077	163000	0,077	115000	0,073	90000	0,069	66000	0,066
90	140000	0,058	124000	0,059	87000	0,055	68000	0,052	50000	0,050
120	110000	0,046	96500	0,046	67000	0,042	53000	0,041	39000	0,039
tm = 10 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	2414060	1,000	2109380	1,000	1582030	1,000	1301950	1,000	998438	1,000
30	2000000	0,828	1800000	0,853	1330000	0,841	1090000	0,837	830000	0,831
60	386000	0,160	348000	0,165	265000	0,168	225000	0,173	175000	0,175
90	222000	0,092	199000	0,094	143000	0,090	115000	0,088	84000	0,084
120	198000	0,082	125500	0,059	90000	0,057	71000	0,055	51500	0,052
tm = 20 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	2414060	1,000	2109380	1,000	1582030	1,000	1301950	1,000	998438	1,000
30	2580000	1,069	2200000	1,043	1600000	1,011	1290000	0,991	965000	0,967
60	770000	0,319	700000	0,332	530000	0,335	430000	0,330	340000	0,341
90	299000	0,124	270000	0,128	205000	0,130	170000	0,131	130000	0,130
120	190000	0,079	170000	0,081	121000	0,076	69000	0,053	50000	0,050
tm = 30 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	2414060	1,000	2109380	1,000	1582030	1,000	1301950	1,000	998438	1,000
30	3050000	1,263	2500000	1,185	1800000	1,138	1450000	1,114	1060000	1,062
60	1190000	0,493	1070000	0,507	820000	0,518	660000	0,507	510000	0,511
90	360000	0,149	330000	0,156	250000	0,158	209000	0,161	163000	0,163
120	238000	0,099	216000	0,102	158000	0,100	128000	0,098	96000	0,096
tm = 40 mm										
TRF (min)	e/d									
	0		L/1000		0,25		0,50		1,00	
	Carga	%								
0	2414060	1,000	2109380	1,000	1582030	1,000	1301950	1,000	998438	1,000
30	3280000	1,359	2720000	1,289	1950000	1,233	1560000	1,198	1140000	1,142
60	1560000	0,646	1420000	0,673	1060000	0,670	860000	0,661	650000	0,651
90	530000	0,220	481000	0,228	360000	0,228	302000	0,232	235000	0,235
120	290000	0,120	265000	0,126	200000	0,126	163000	0,125	126500	0,127

4.5.2.1. CURVAS CARGA X ESPESSURA DE PROTEÇÃO

Utilizando os dados das Tabelas 4.7 a 4.12, é possível obter curvas de carga x espessura de proteção passiva. Essas curvas, Figuras 4.23 a 4.50, mostram a carga máxima admissível no pilar em função da espessura de proteção passiva, sendo fixos os demais parâmetros (excentricidade da carga, comprimento da coluna e situação de projeto).

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

A aplicabilidade dessas curvas em projetos é evidente: uma vez definido o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), pela NBR 14432 (2000), e a solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,\theta}$), pela NBR 14343 (1999), entra-se no gráfico correspondente à condição de carregamento e excentricidade que se deseja analisar e retira-se, automaticamente, a espessura de argamassa necessária para suportar tal solicitação durante o tempo especificado.

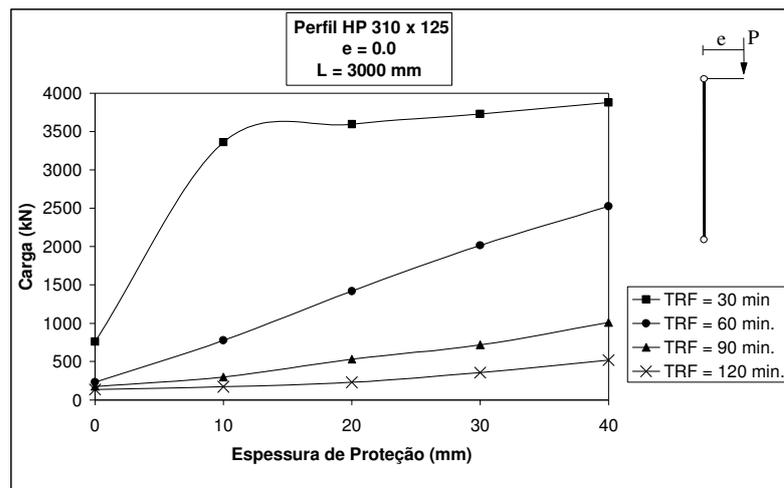


Figura 4.23 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 3000$ mm, $e = 0,0$ mm, CSA.

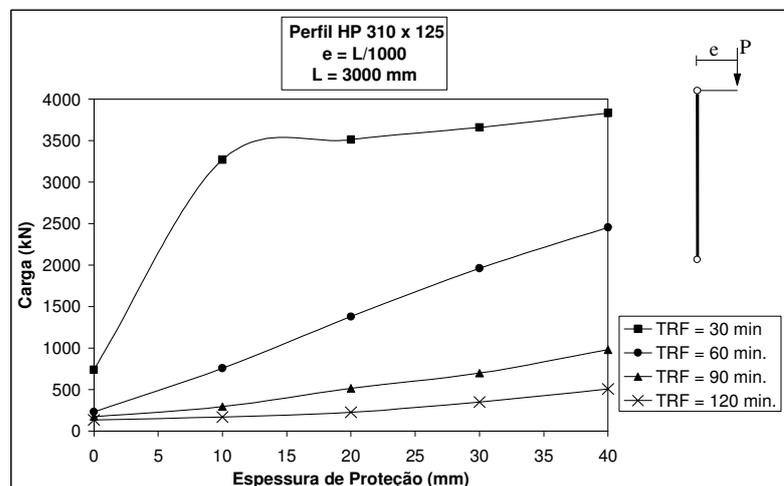


Figura 4.24 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 3000$ mm, $e = L/1000$, CSA.

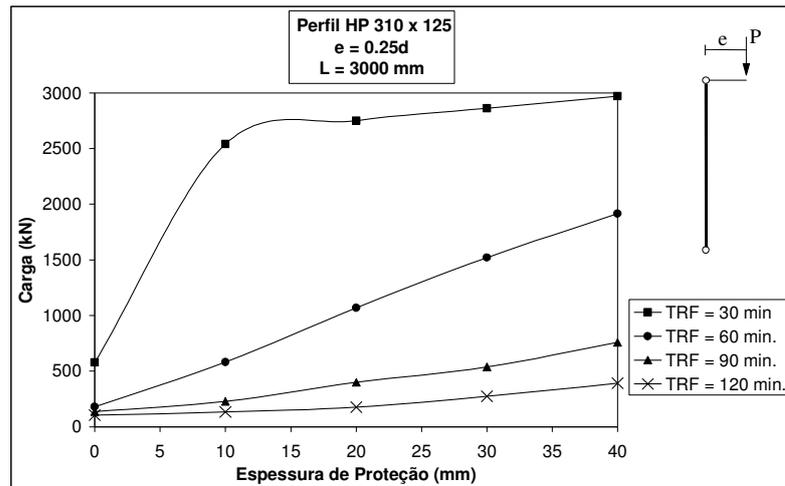


Figura 4.25 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.25d, CSA.

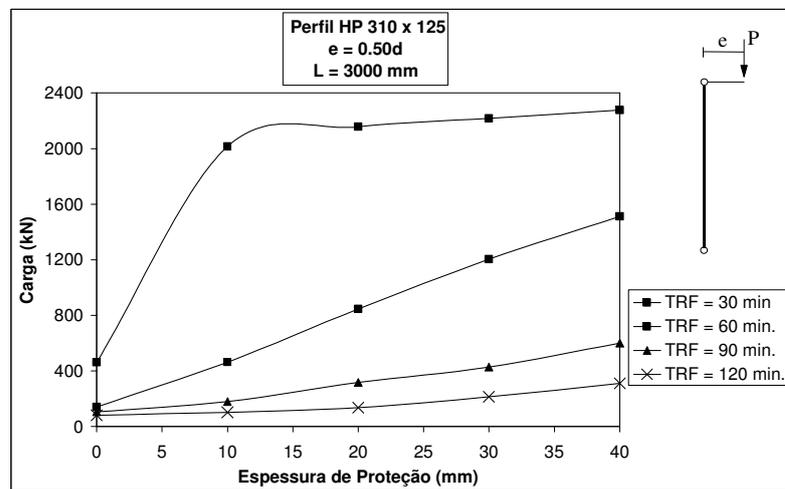


Figura 4.26 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.50d, CSA.

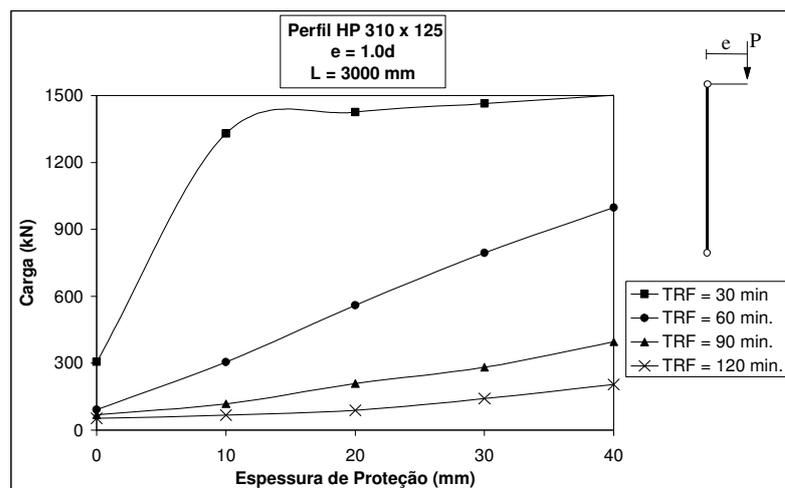


Figura 4.27 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 1.0d, CSA.

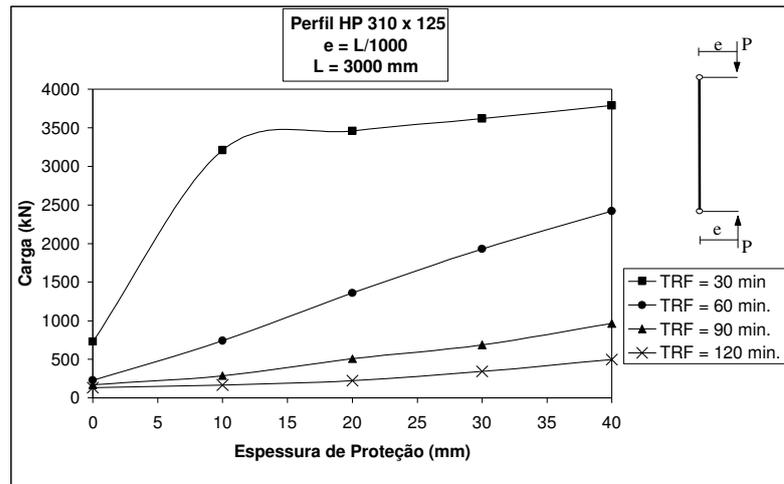


Figura 4.28 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = L/1000, CSS.

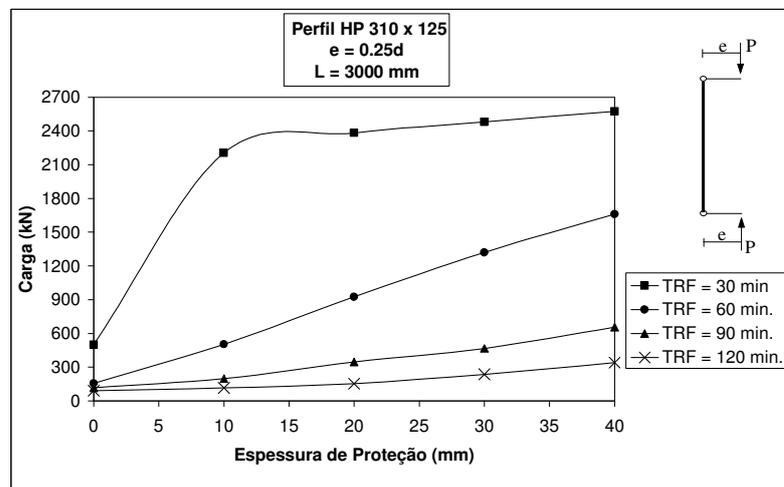


Figura 4.29 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.25d, CSS.

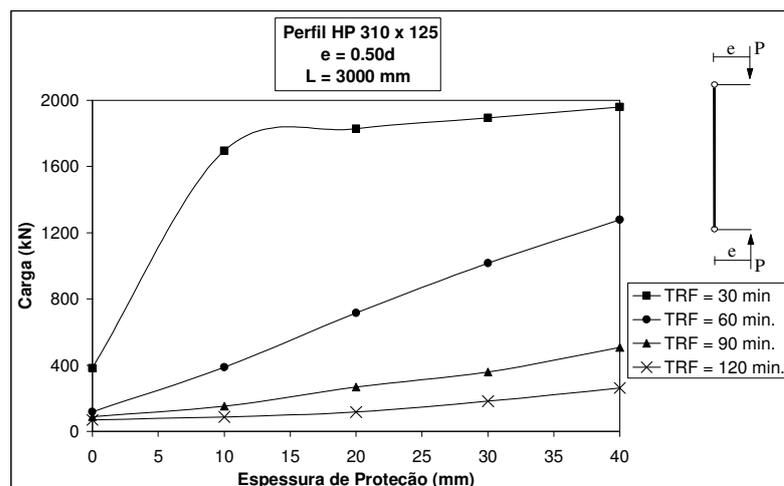


Figura 4.30 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.50d, CSS.

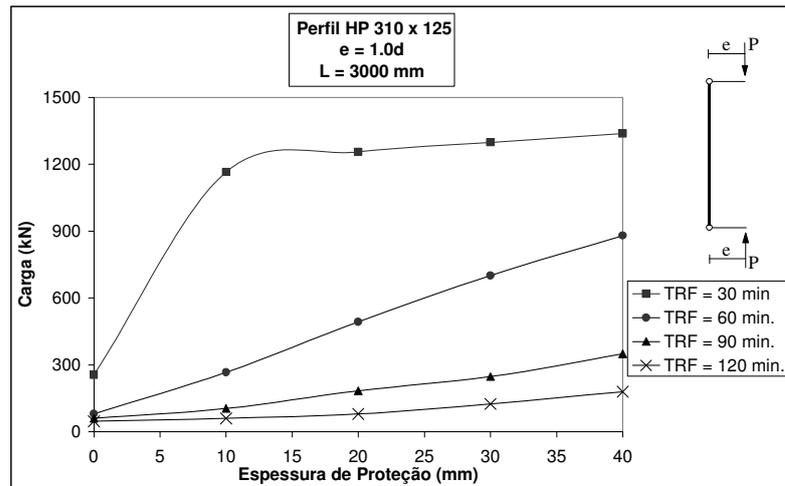


Figura 4.31 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 1.0d, CSS.

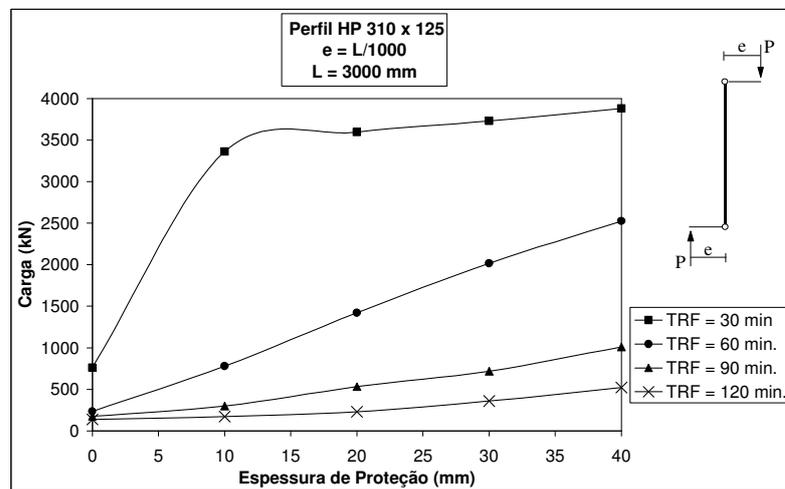


Figura 4.32 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = L/1000, CR.

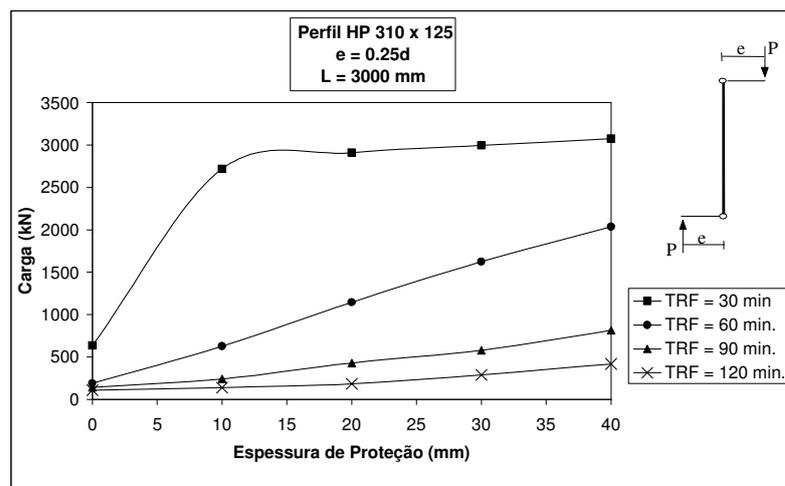


Figura 4.33 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 3000mm, e = 0.25d, CR.

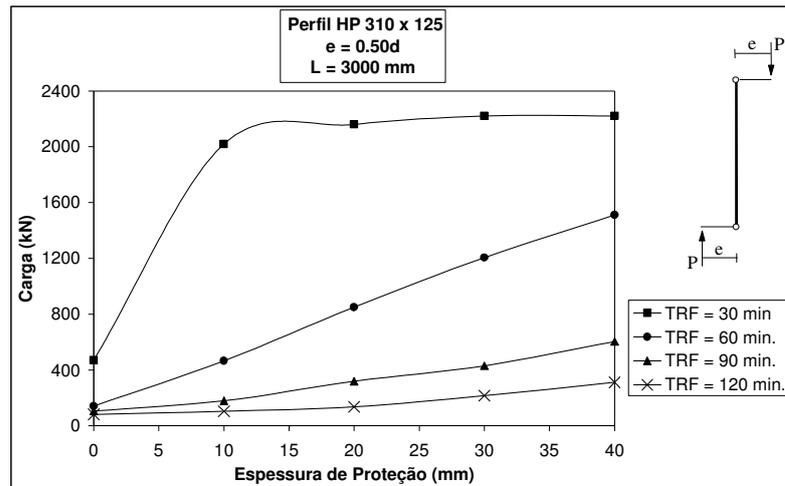


Figura 4.34 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 3000\text{mm}$, $e = 0.50d$, CR.

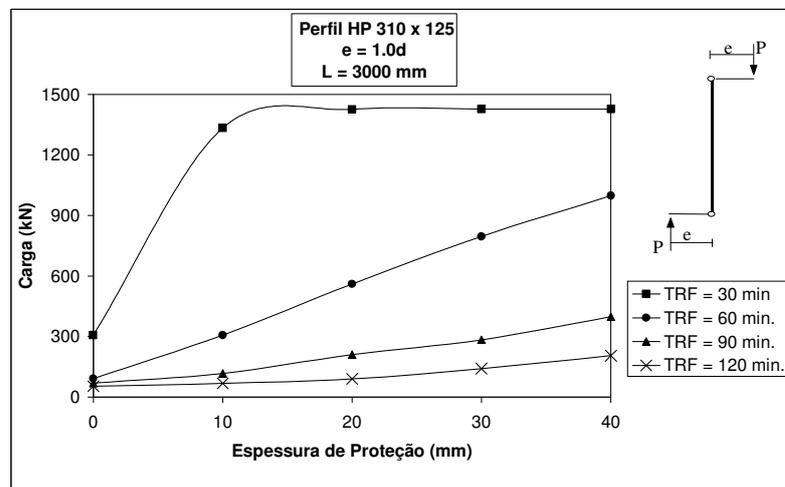


Figura 4.35 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 3000\text{mm}$, $e = 1.0d$, CR.

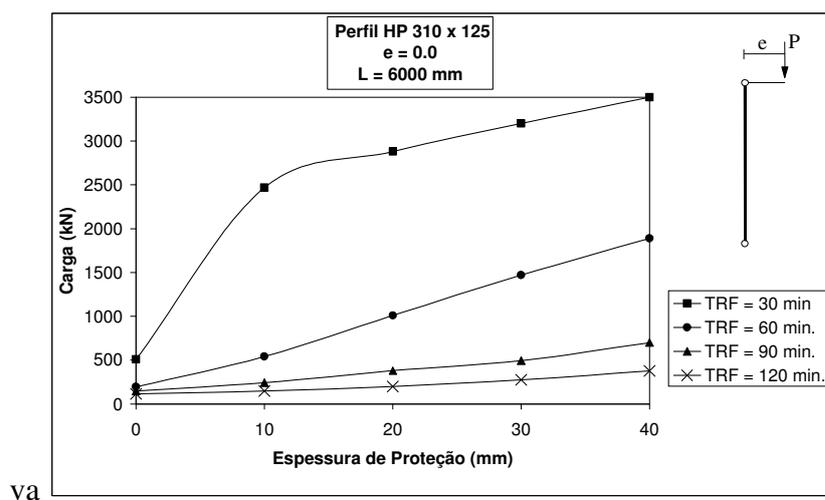


Figura 4.36 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 6000\text{mm}$, $e = 0,0\text{mm}$, CSA.

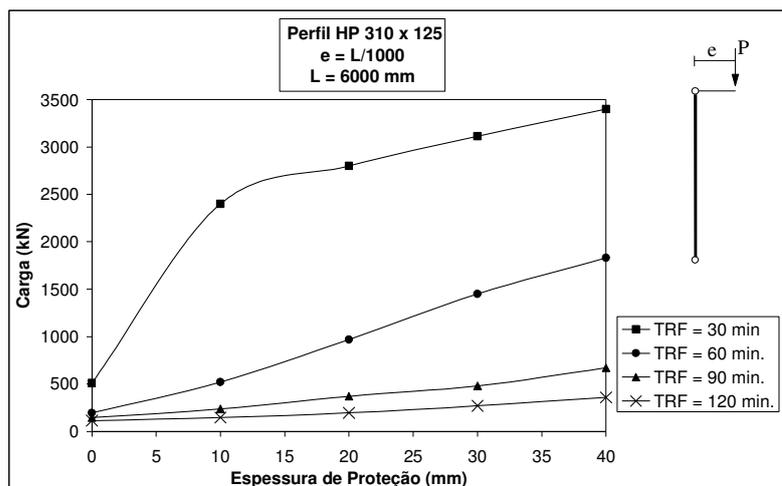


Figura 4.37 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 6000\text{mm}$, $e = L/1000$, CSA.

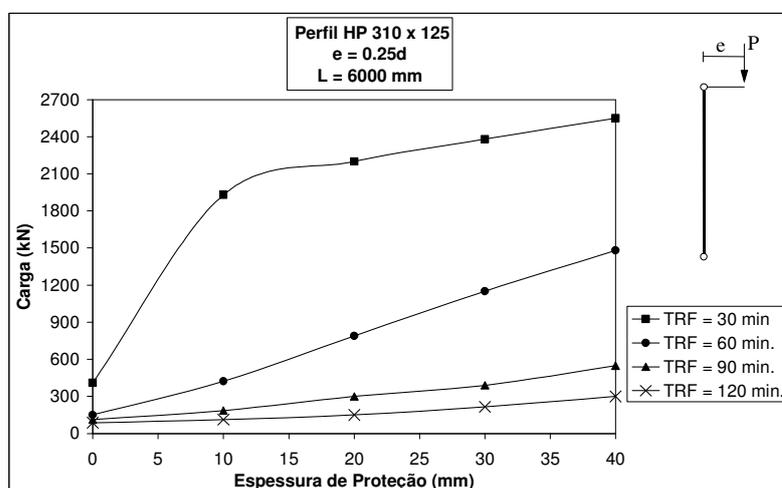


Figura 4.38 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 6000\text{mm}$, $e = 0.25d$, CSA.

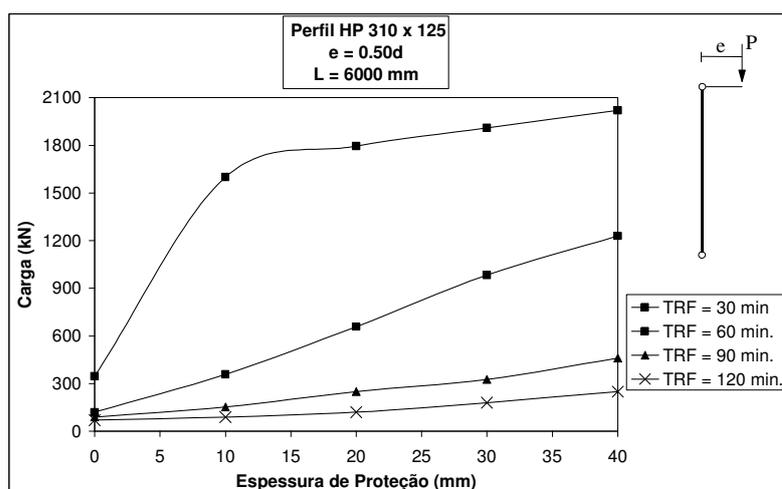


Figura 4.39 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 6000\text{mm}$, $e = 0.50d$, CSA.

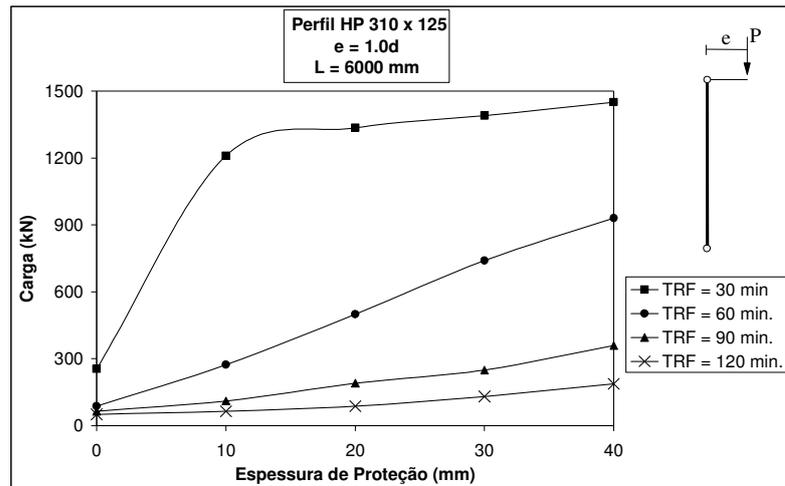


Figura 4.40 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 6000mm, e = 1.0d, CSA.

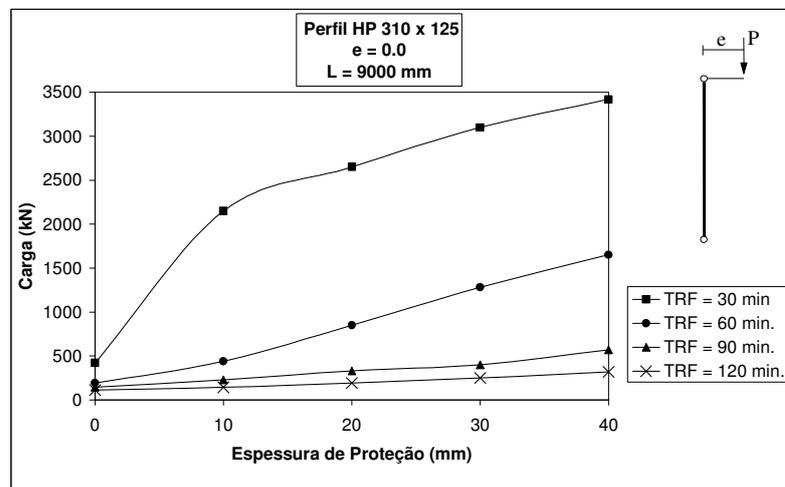


Figura 4.41 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 9000mm, e = 0,0mm, CSA.

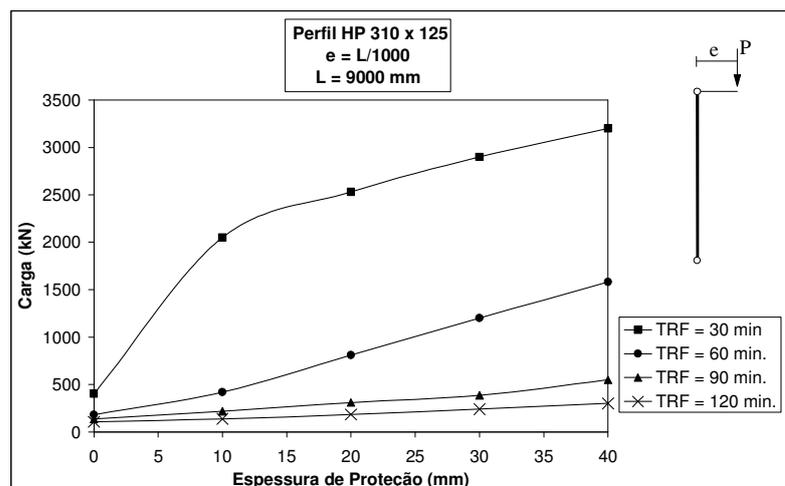


Figura 4.42 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 9000mm, e = L/1000, CSA.

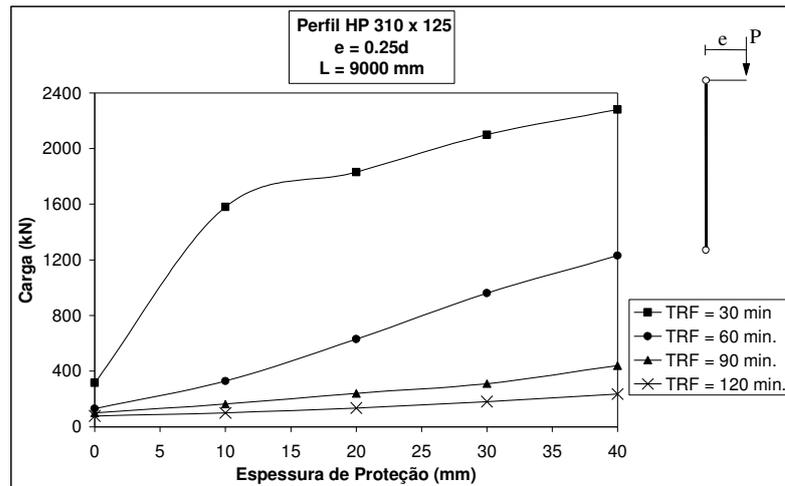


Figura 4.43 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 9000mm, e = 0.25d, CSA.

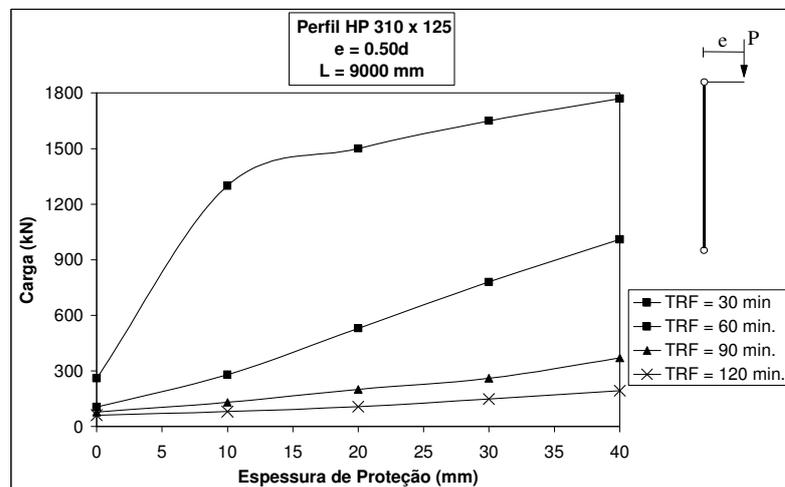


Figura 4.44 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 9000mm, e = 0.50d, CSA.

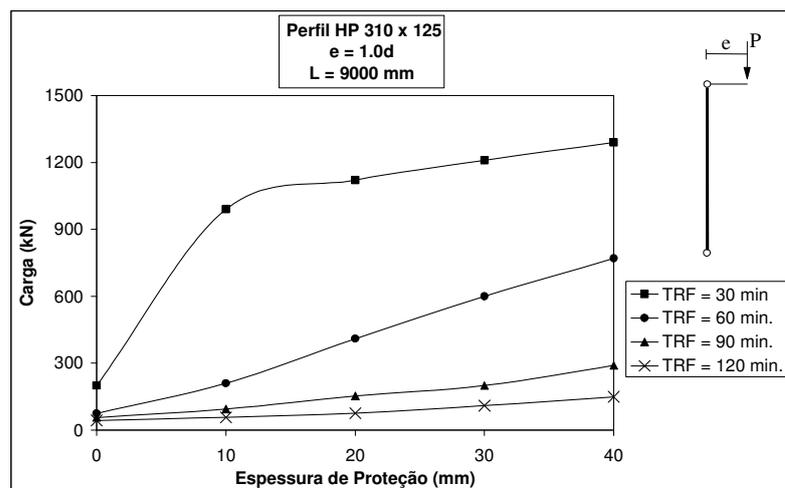


Figura 4.45 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 9000mm, e = 1.0d, CSA.

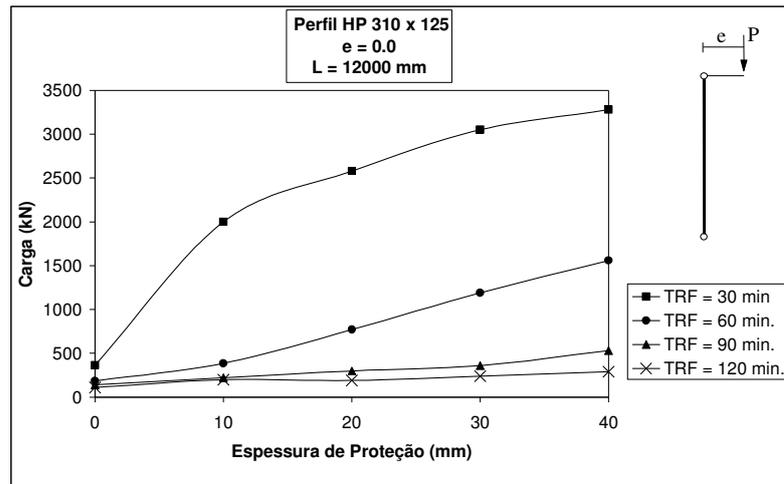


Figura 4.46 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 12000mm, e = 0,0mm, CSA.

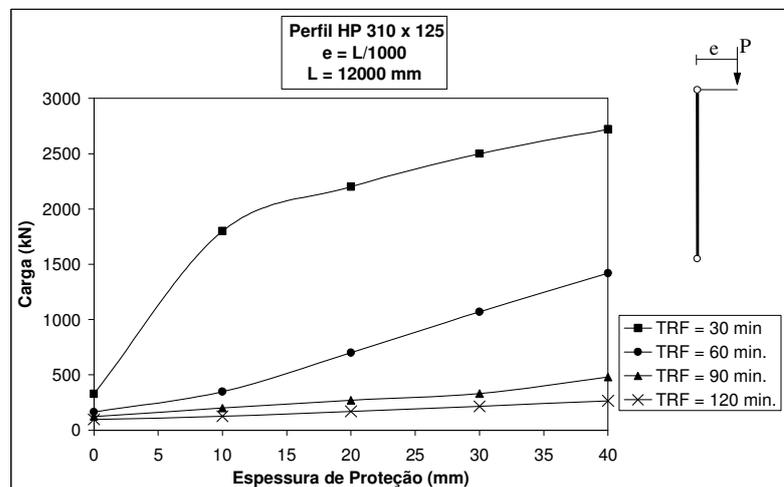


Figura 4.47 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 12000mm, e = L/1000, CSA.

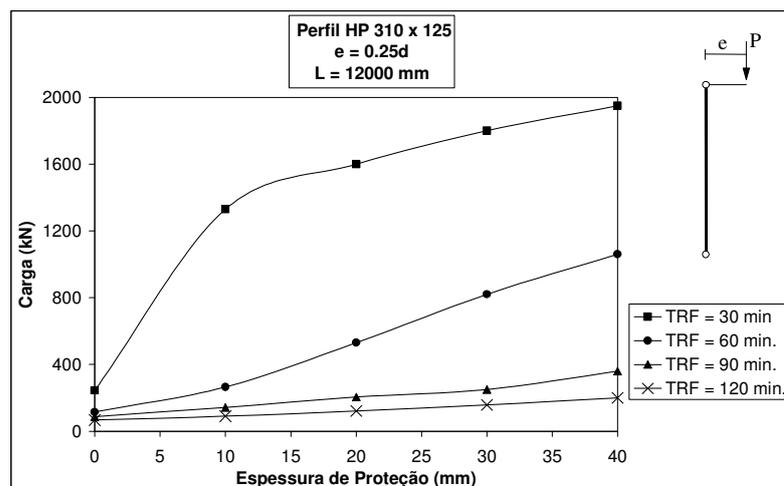


Figura 4.48 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 12000mm, e = 0.25d, CSA.

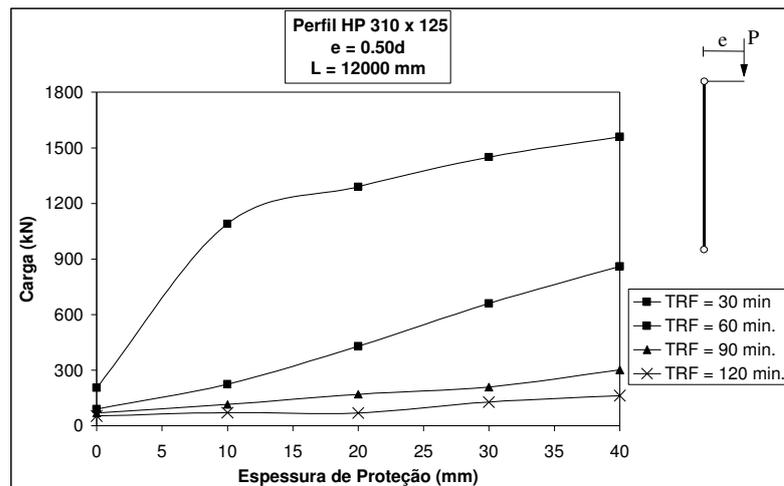


Figura 4.49 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 12000mm, e = 0.50d, CSA.

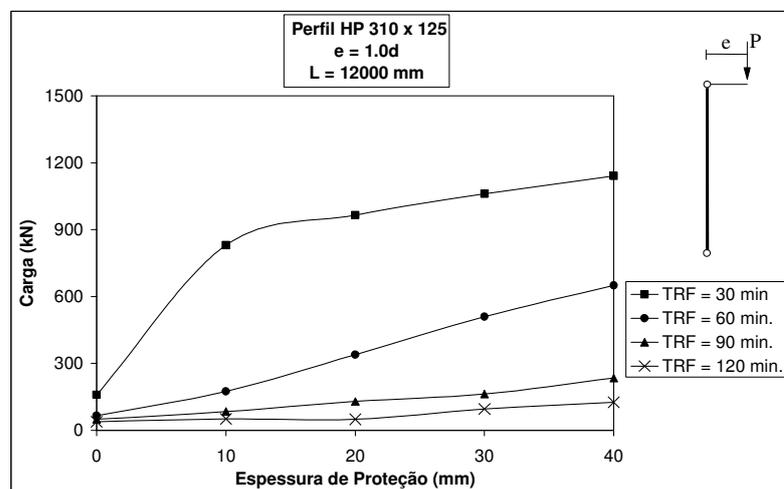


Figura 4.50 – Curva Carga x Espessura de Proteção: L = 12000mm, e = 1.0d, CSA.

4.5.2.2. CURVAS CARGA X COMPRIMENTO DA COLUNA

Utilizando os dados das Tabelas 4.7 a 4.12, é possível obter uma curva de carga x comprimento da coluna. Essas curvas, mostradas nas Figuras 4.51 a 4.71, indicam a carga máxima que pode ser aplicada no pilar em função do comprimento da coluna, admitindo fixos os demais parâmetros (excentricidade da carga, TRRF, espessura de proteção e situação de projeto).

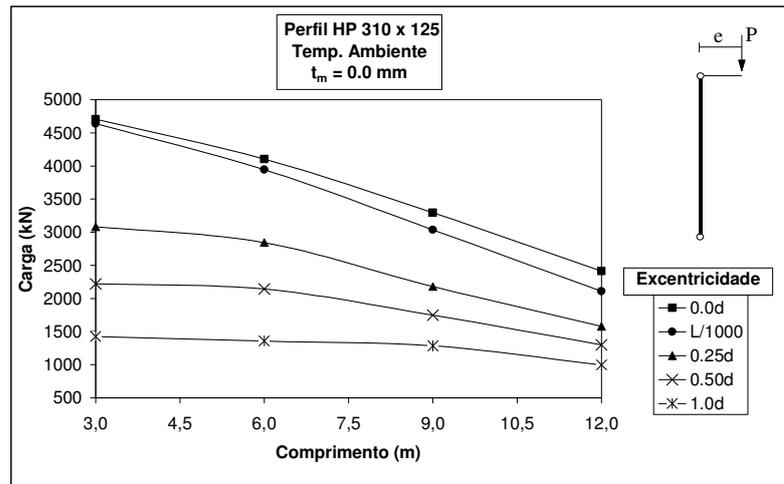


Figura 4.51 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 0 min., $t_m = 0.0\text{mm}$, CSA.

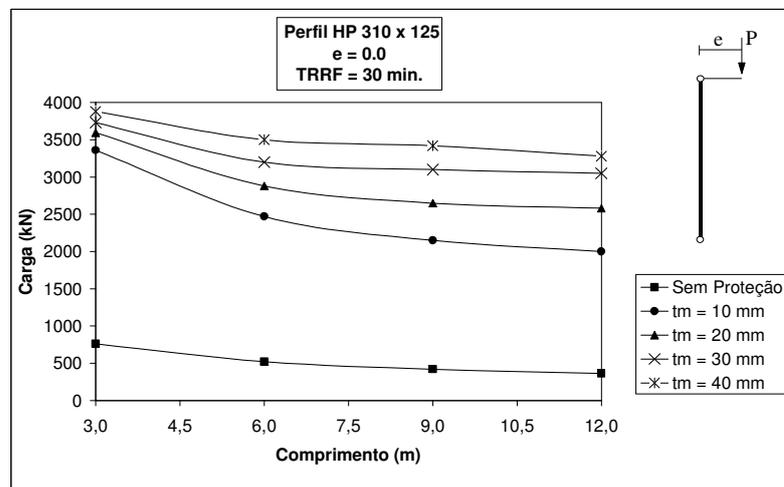


Figura 4.52 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., $e = 0.0$, CSA.

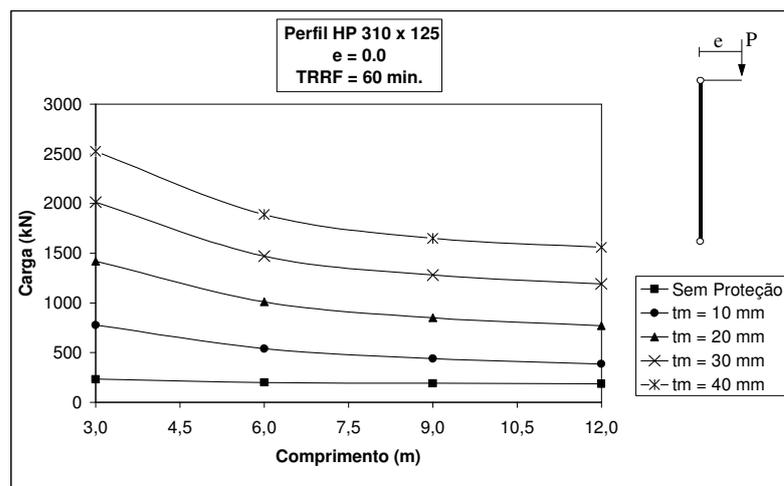


Figura 4.53 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 60 min., $e = 0.0$, CSA.

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

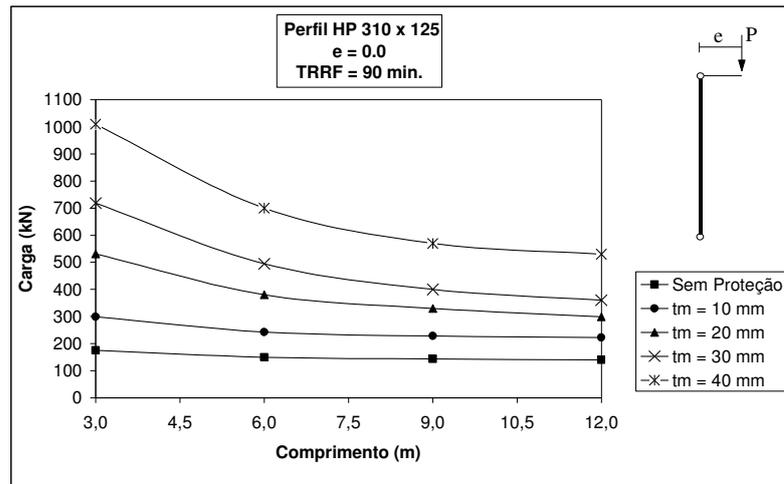


Figura 4.54 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 90 min., e = 0.0, CSA.

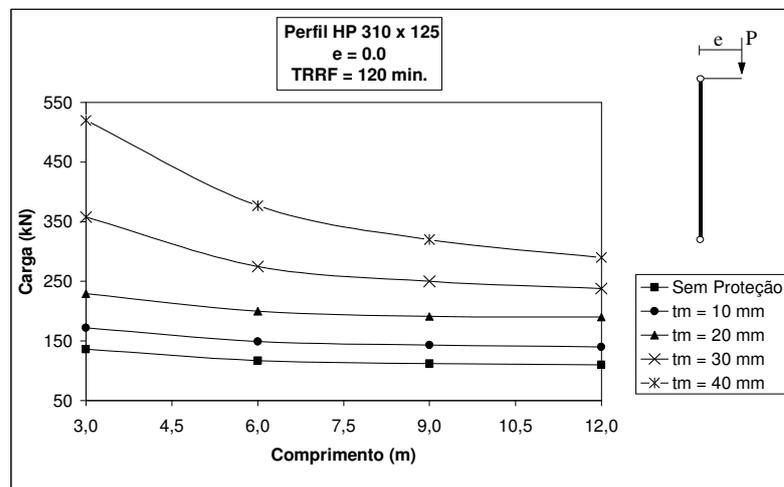


Figura 4.55 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 120 min., e = 0.0, CSA.

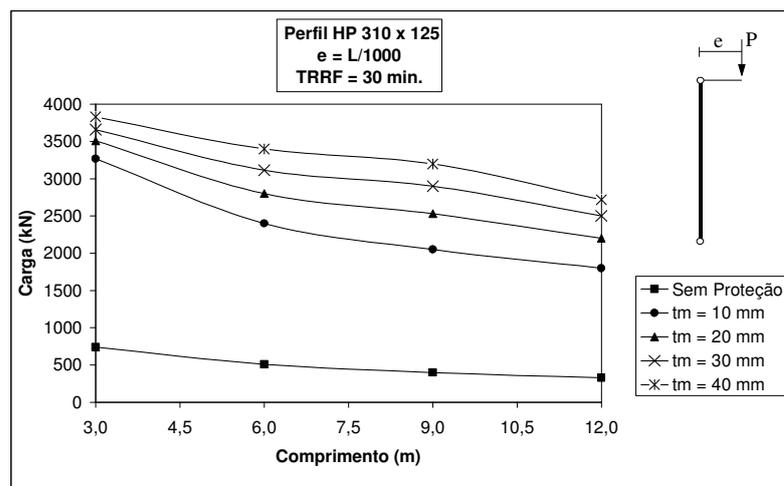


Figura 4.56 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., e = L/1000, CSA.

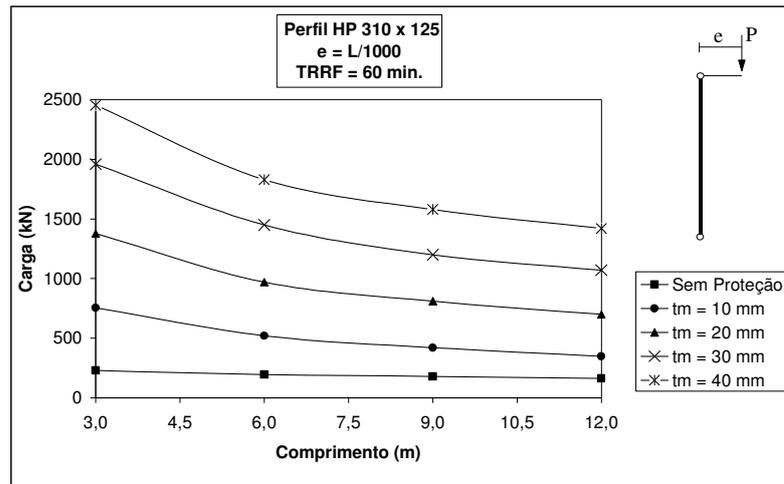


Figura 4.57 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 60 min., $e = L/1000$, CSA.

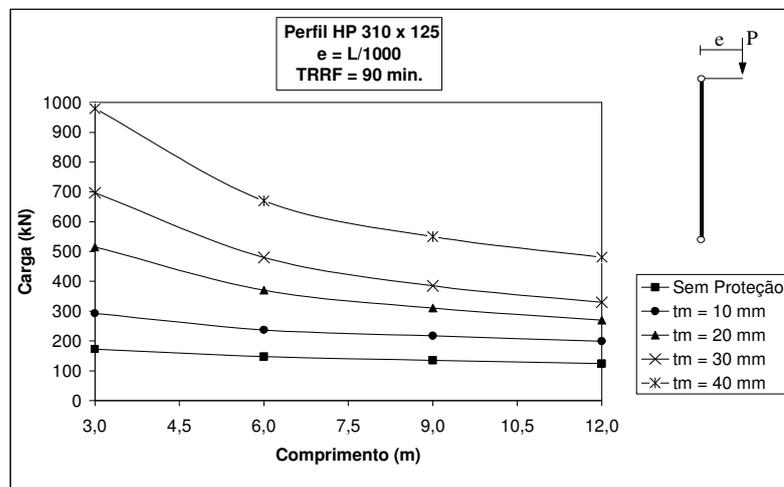


Figura 4.58 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 90 min., $e = L/1000$, CSA.

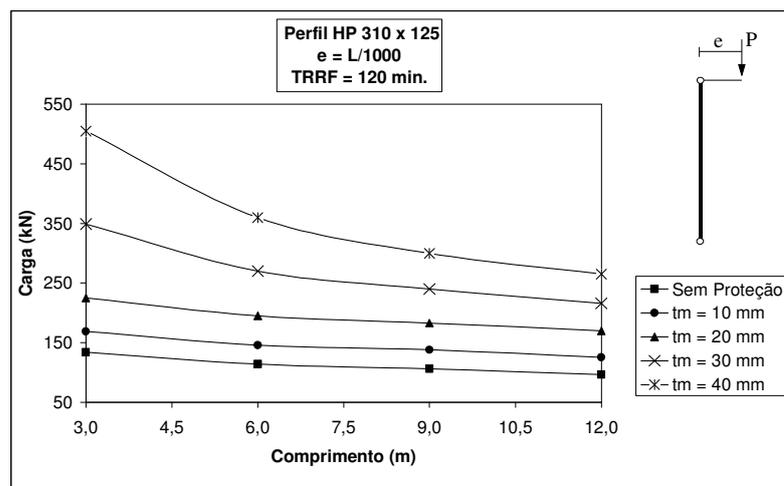


Figura 4.59 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 120 min., $e = L/1000$, CSA.

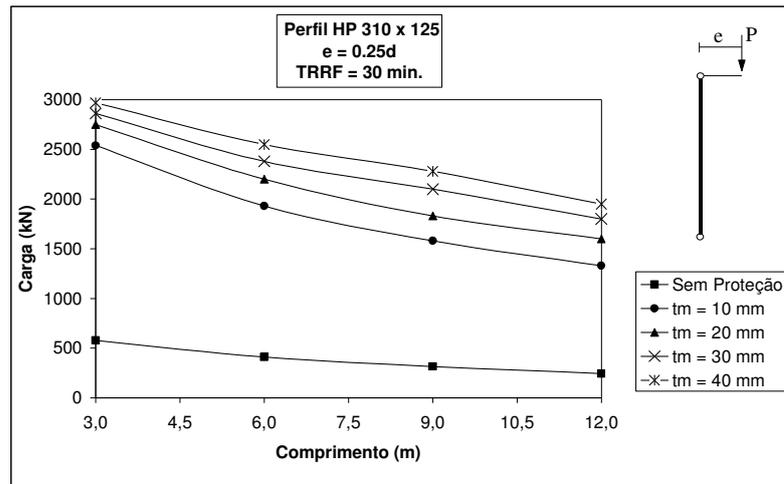


Figura 4.60 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., e = 0.25d, CSA.

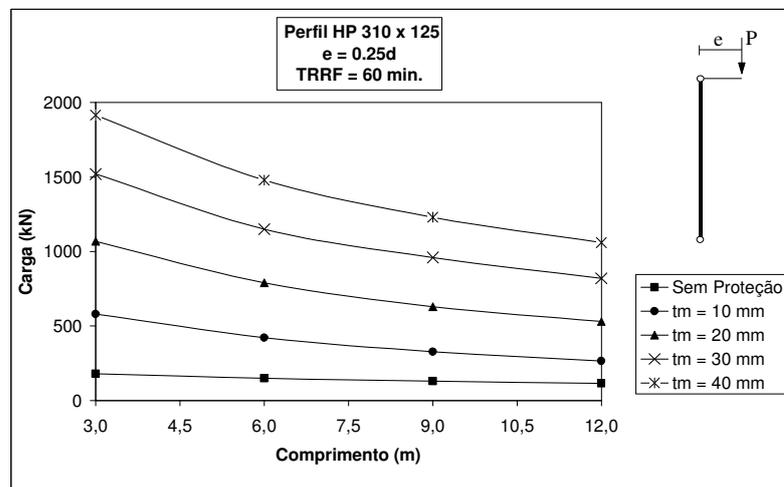


Figura 4.61 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 60 min., e = 0.25d, CSA.

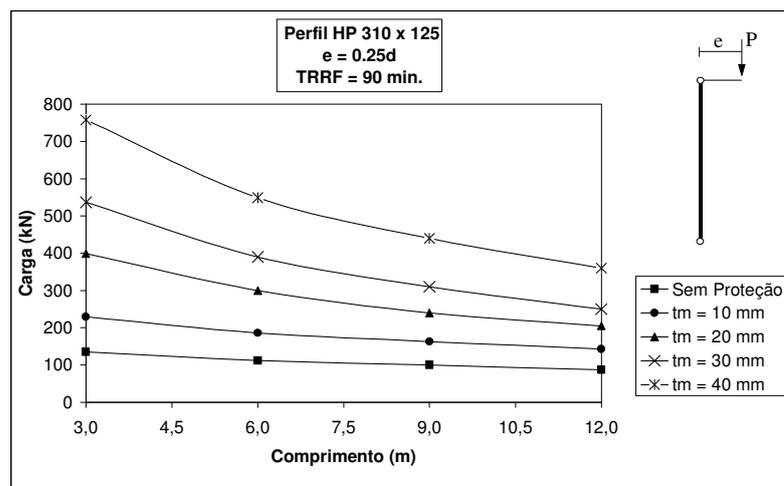


Figura 4.62 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 90 min., e = 0.25d, CSA.

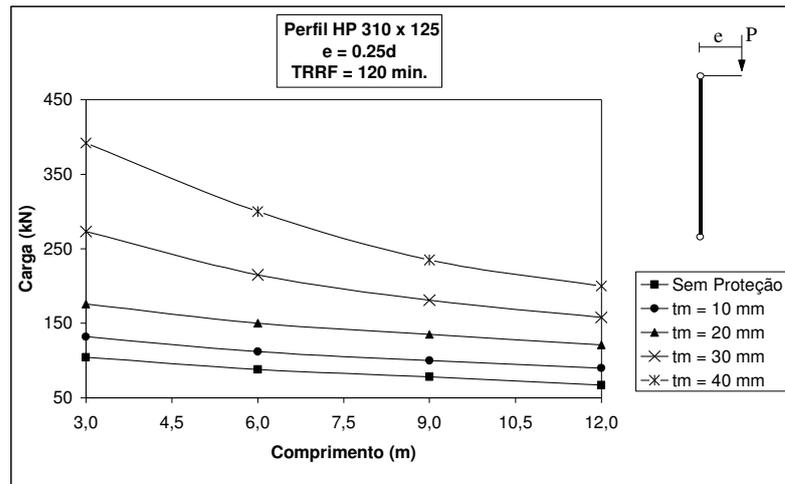


Figura 4.63 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 120 min., $e = 0.25d$, CSA.

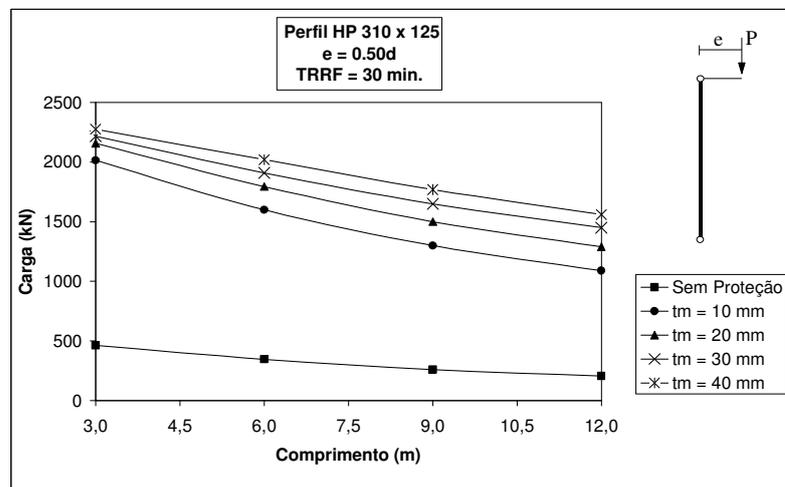


Figura 4.64 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., $e = 0.50d$, CSA.

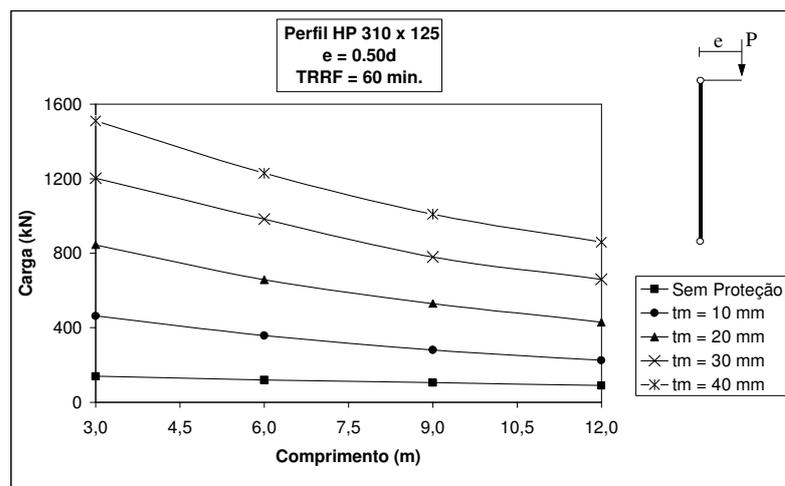


Figura 4.65 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 60 min., $e = 0.50d$, CSA.

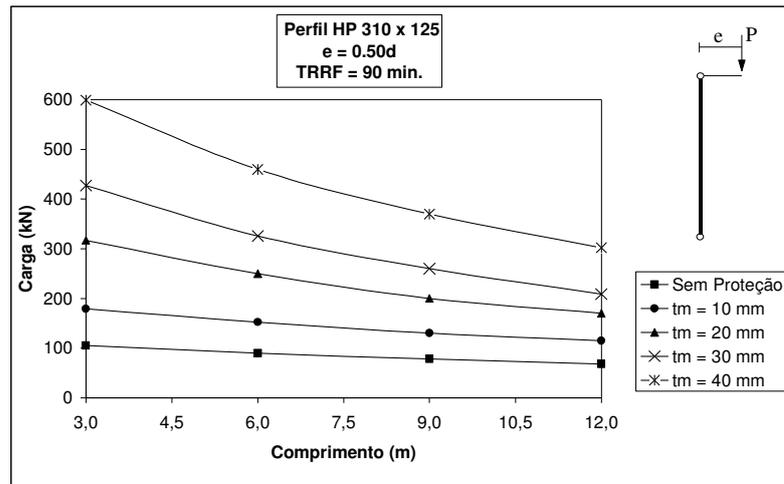


Figura 4.66 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 90 min., e = 0.50d, CSA.

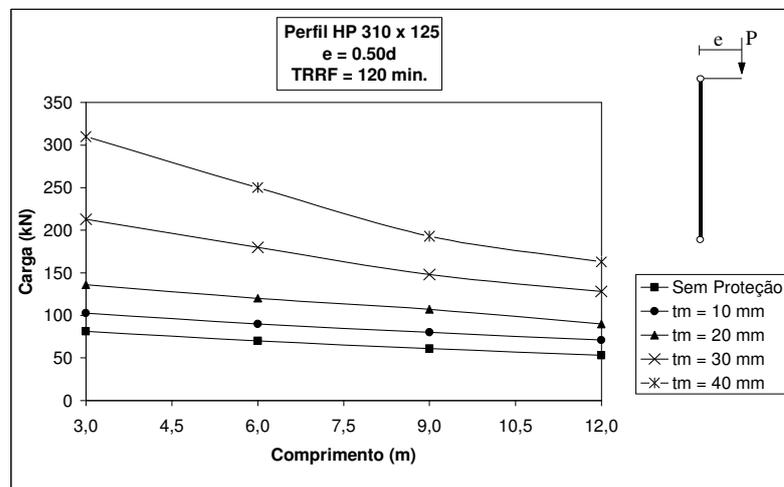


Figura 4.67 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 120 min., e = 0.50d, CSA.

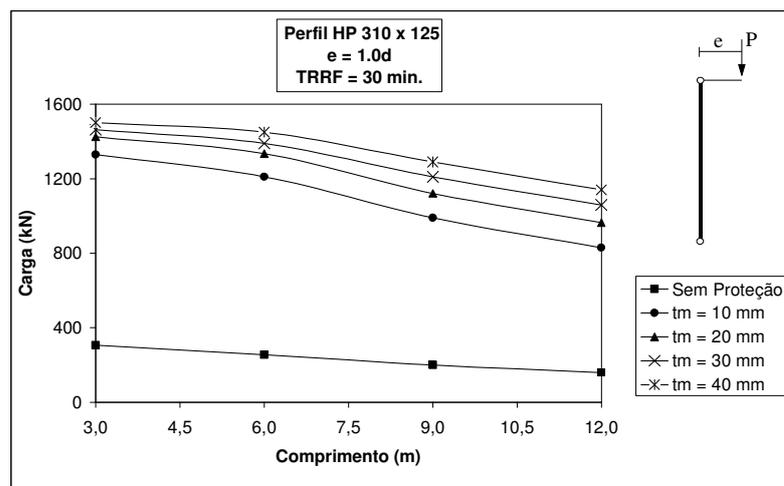


Figura 4.68 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., e = 1.0d, CSA.

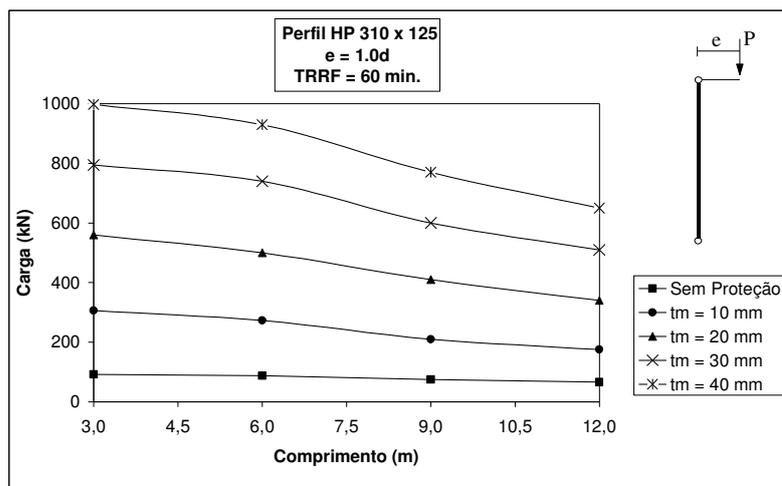


Figura 4.69 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 60 min., e = 1.0d, CSA.

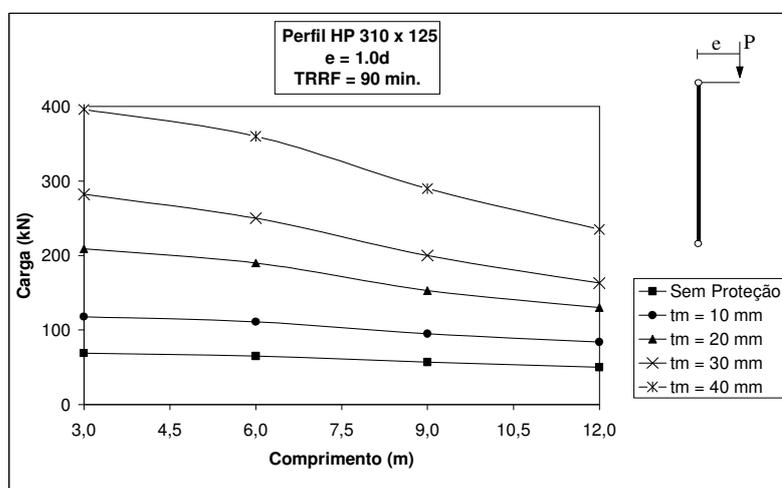


Figura 4.70 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 90 min., e = 1.0d, CSA.

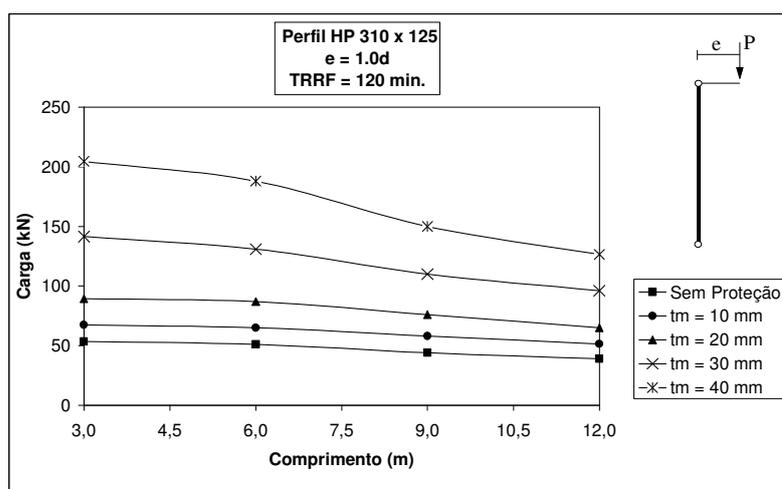


Figura 4.71 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 120 min., e = 1.0d, CSA.

A utilização dessas curvas em projetos é bastante simples: uma vez definido o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), pela NBR 14432 (2000), e sabendo-se o comprimento da coluna, entra-se no gráfico correspondente à condição de carregamento e excentricidade que se deseja analisar e retira-se, automaticamente, a solicitação máxima que a coluna pode suportar durante o TRRF. Em seguida compara-se esse valor à solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,\theta}$), determinada de acordo com a NBR 14343 (1999).

4.5.2.3. APLICAÇÃO PRÁTICA DAS CURVAS DE RESISTÊNCIA

Neste tópico, serão apresentados dois exemplos práticos de aplicação das curvas propostas neste trabalho.

Exemplo 1: Determinar a espessura de proteção passiva necessária para manter a estabilidade estrutural, em situação de incêndio, de uma coluna bi-rotulada de um depósito de alto risco de incêndio.

Dados:

Perfil HP 310x125

$g = 800\text{kN}$

$q = 800\text{kN}$

$L = 3,0\text{m}$

Altura da edificação: 3,0m

$e = 0,25d$

Situação de projeto CSS

Proteção passiva aplicada apenas nas mesas do perfil.

Local de elevada concentração de pessoas.

Considerar incêndio padrão.



Solução: Primeiramente é necessário definir o TRRF pela NBR 14432 (2000):

Pela tabela A.1 da NBR 14432 temos: TRRF = 60 minutos.

CAP. 4 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS

Uma vez definido o TRRF, precisa-se definir a solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,\theta}$) de acordo com a NBR 14343 (1999):

$$S_{d,\theta} = 1,1 \cdot g + 0,4 \cdot q = 1,1 \cdot 800 + 0,4 \cdot 800 = 1200\text{kN}$$

Uma vez definidos o fator de carga em incêndio ($S_{d,\theta}$), o TRRF, a situação de projeto, a excentricidade da carga e o comprimento da coluna, entra-se na curva referente a estas características e extrai-se, automaticamente, a espessura de proteção parcial necessária a garantir a estabilidade estrutural da coluna durante o TRRF.

Pela figura 4.29, tem-se: $t_m \approx 27\text{mm}$

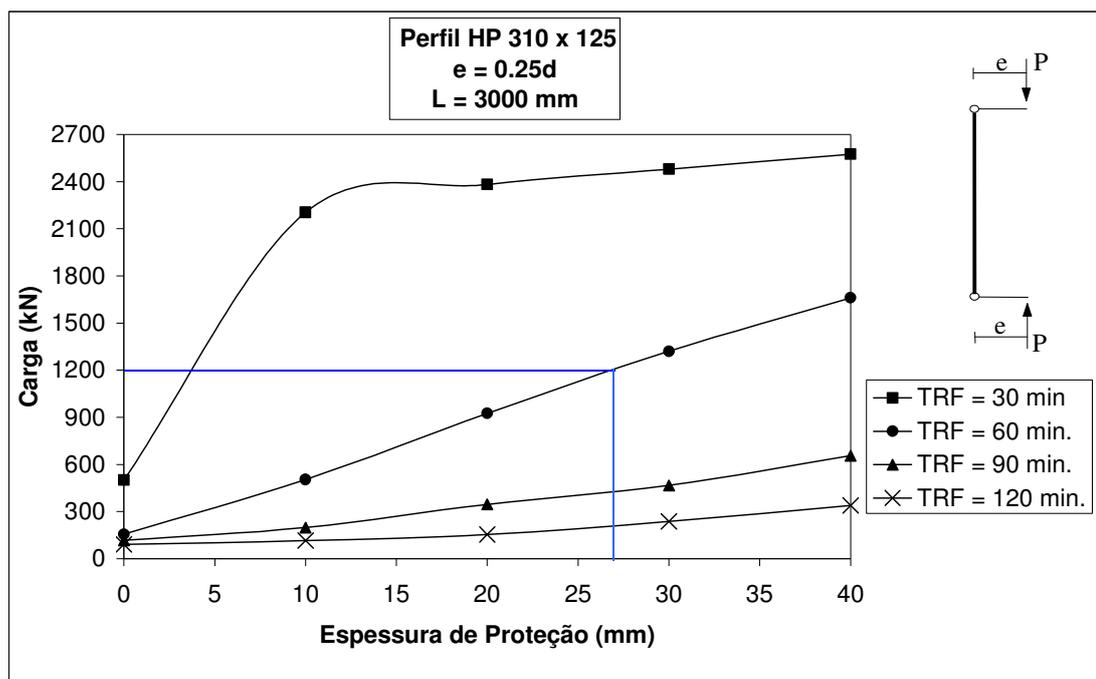


Figura 4.29 – Curva Carga x Espessura de Proteção: $L = 3000\text{mm}$, $e = 0.25d$, CSS.

Portanto, serão necessários 27mm de proteção passiva, constituída da argamassa citada no Capítulo 3, aplicada nas mesas do perfil HP 310x125 para que este resista a uma solicitação de 1200kN durante 60 minutos de exposição ao incêndio padrão.

Exemplo 2: Verificar se a coluna bi-rotulada de aço de 4,5m, que faz parte do sistema estrutural de uma escola, suporta o incêndio padrão durante o TRRF, com 30mm de proteção parcial das mesas.

Dados:

$$g = 2000\text{kN}$$

$$q = 2500\text{kN}$$

$$L = 4,5\text{m}$$

Altura da edificação: 4,5m

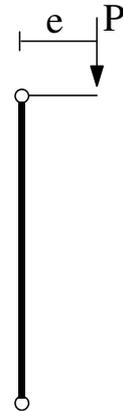
$$e = L/1000$$

Situação de projeto CSA

$t_m = 30\text{mm}$ aplicada apenas nas mesas do perfil

Local onde não há predominância de equipamentos fixos nem pessoas

Considerar incêndio padrão.



Solução: Primeiramente é necessário definir o TRRF pela NBR 14432 (2000):

Pela tabela A.1 da NBR 14432 temos: TRRF = 30 minutos.

Uma vez definidos a espessura de proteção, o TRRF, a situação de projeto, a excentricidade da carga e o comprimento da coluna, entra-se na curva referente a estas características e extrai-se, automaticamente, a carga máxima que a estrutura pode ser solicitada para garantir a estabilidade estrutural da coluna durante o TRRF.

Pela figura 4.56, tem-se: $R_\theta = 2800\text{kN}$

A solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,\theta}$) dada NBR 14343 (1999), seria:

$$S_{d,\theta} = 1,1 \cdot g + 0,2 \cdot q = 1,1 \cdot 2000 + 0,2 \cdot 2500 = 2700\text{kN}$$

Como $R_\theta > S_{d,\theta}$, pode-se admitir que o perfil resiste aos 30 minutos de exposição ao incêndio padrão especificados.

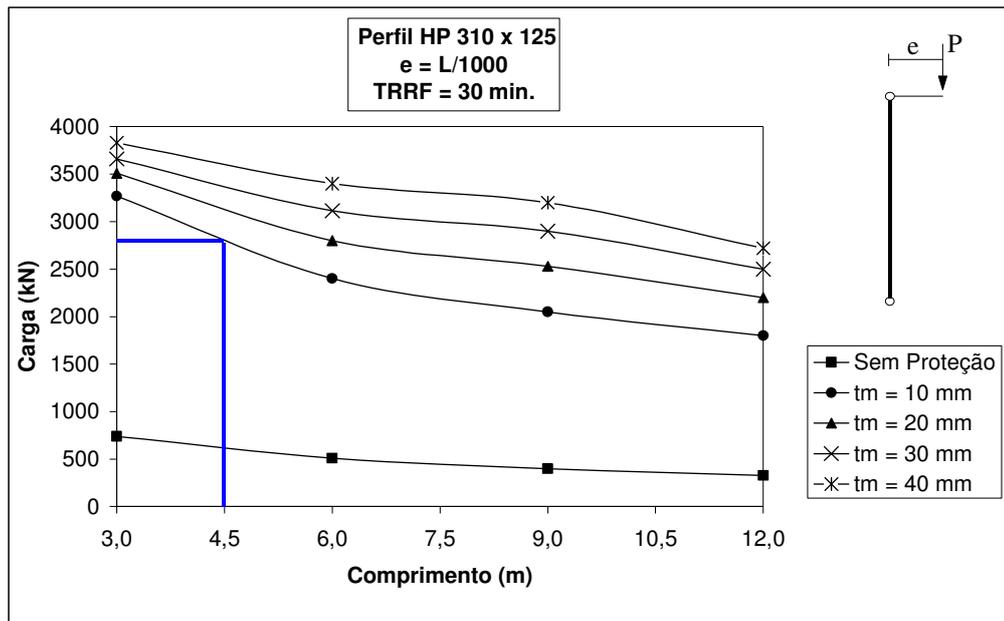


Figura 4.56 – Curva Carga x Comprimento: TRRF = 30 min., $e = L/1000$, CSA.

DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.1. INTRODUÇÃO

O ponto central desta pesquisa é a investigação do comportamento estrutural de estruturas metálicas quando submetidas a incêndios e, conseqüentemente, submetidas a grandes variações térmicas causadas por intensas trocas de calor com o meio. É pertinente, portanto, que se proceda a um estudo detalhado da natureza destes fenômenos de transferência de calor objetivando compreender como tais fenômenos ocorrem, quando e de que forma se manifestam, e que leis físicas e matemáticas regem seu comportamento.

Por meio de análises térmicas pode-se resolver problemas diversos relacionados à distribuição de temperatura, geração de calor, gradientes térmicos e fluxos térmicos em um objeto ou sistema. De acordo com a influência do tempo no problema em questão, estas análises podem ser estacionárias, quando o fenômeno estudado se dá sob condições em que as variáveis consideradas independem do tempo, ou transientes, se o tempo for fator determinante na modificação das variáveis do problema.

5.2. FLUXO DE CALOR EM ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Um sistema estrutural submetido a um incêndio fica, naturalmente, sujeito a uma variação térmica provocada por um fluxo de calor que surge devido à diferença de temperatura entre chamas e gases quentes e a própria estrutura. Esta variação pode ser calculada a partir do equilíbrio térmico entre o calor emitido pelo incêndio e o absorvido pelo elemento.

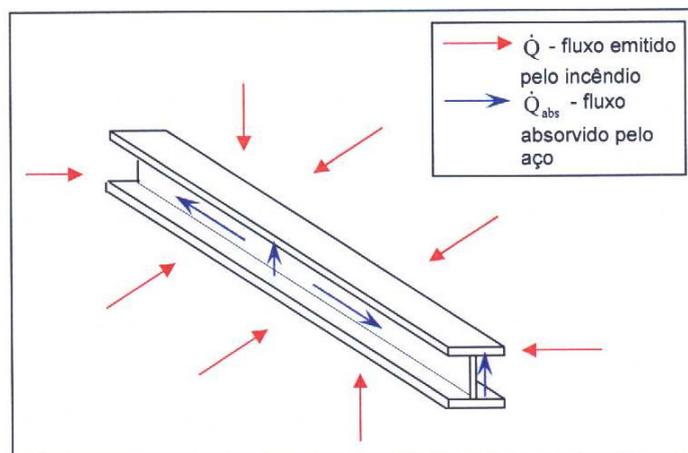


Figura 5.1 – Fluxo de Calor Emitido em um Incêndio e Absorvido por uma Estrutura de Aço.

O fluxo de calor referido no parágrafo anterior manifesta-se por duas formas de transferência de calor: convecção e radiação. Assim, pode-se escrever:

$$\dot{Q} = \dot{Q}_c + \dot{Q}_r \quad (5.1)$$

Onde \dot{Q} é o fluxo de calor (ou ação térmica) na estrutura, \dot{Q}_c é o fluxo de calor convectivo e \dot{Q}_r o fluxo de calor radiativo.

A convecção é um modo de transferência de calor que abrange dois mecanismos: a difusão, que é a transferência de calor devido ao movimento molecular aleatório, e a

advecção, que é a transmissão de energia devido ao movimento global do fluido. A transferência de calor por convecção é governada pela Lei de Resfriamento de Newton, que aplicada ao problema de um elemento estrutural de aço submetido a incêndio é representada pela equação:

$$q_c = \beta(\theta - \theta_g) \quad (5.2)$$

Na equação (5.2), β é o coeficiente de transferência de calor por convecção, assumido no item 8.5.1.1.2 da NBR 14343 (1999) como $25 \text{ W/m}^2\text{C}$, θ e θ_g são, respectivamente, a temperatura do aço e a temperatura dos gases do ambiente.

A radiação térmica é a energia emitida por toda matéria que possui uma temperatura que não o zero absoluto. Esta emissão de energia está associada a mudanças nas configurações eletrônicas dos átomos e moléculas que compõem a matéria, e o transporte desta energia se dá por meio de ondas eletromagnéticas, não necessitando, portanto, de um meio material para sua propagação.

A radiação emitida pela superfície de um corpo vem da energia térmica nele contida, e o fluxo por unidade de área segundo o qual é liberada é denominado poder emissivo, cujo valor máximo E_n é dado pela Lei de Stefan-Boltzmann:

$$E_n = \sigma(\theta + 273)^4 \quad (5.3)$$

onde σ é a constante de Stefan-Boltzmann, que vale $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{C}^4$ e θ é a temperatura da superfície radiante. Uma superfície com poder emissivo E_n é denominada radiador ideal, ou corpo negro. Na prática não há radiadores ideais, e a equação (5.3) é corrigida pelo fator ϵ , conhecido como emissividade, que varia no intervalo de 0 a 1.

$$\epsilon = \frac{E}{E_n} \quad (5.4)$$

$$E = \sigma\varepsilon(\theta + 273)^4 \quad (5.5)$$

Pode ocorrer também o mecanismo inverso, com a radiação incidindo sobre uma superfície a partir de sua vizinhança. É exatamente o que ocorre em situações de incêndio, onde o ambiente emite radiação térmica que será absorvida através da superfície do elemento estrutural sujeito à ação térmica. Nesta situação, a troca de calor entre o ambiente e o elemento será dada por:

$$q_r = \sigma\varepsilon(\theta - \theta_g)^4 \quad (5.6)$$

As equações (5.2) e (5.6), como será visto no Anexo A, serão os carregamentos térmicos da estrutura.

As leis matemáticas que regem o fenômeno da transferência de calor são descritas no Anexo A.

5.3. DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS PARCIALMENTE PROTEGIDOS

Até este ponto, neste trabalho, para calcular a distribuição de temperatura na seção transversal dos perfis, usou-se, os resultados de uma análise por elementos finitos efetuadas pelo TASEF. Entretanto, é desejável desenvolver um método mais simples para calcular estas temperaturas, que permita que a espessura da proteção parcial seja definida mais facilmente num projeto prático.

A NBR 14343 (1999), em seu item 8.5, descreve equações analíticas para o cálculo da elevação de temperatura em perfis metálicos sem proteção passiva e para perfis com proteção total. No entanto, a norma não faz nenhuma menção ao uso de proteção parcial. Assim sendo, faz-se necessário o desenvolvimento de uma equação analítica, suficientemente precisa, para determinação da elevação de temperatura em perfis parcialmente protegidos.

5.3.1. PERFIS TOTALMENTE PROTEGIDOS

Para a determinação da elevação de temperatura em perfis revestidos por material de proteção térmica, deve-se considerar o equilíbrio térmico entre o calor emitido pelos gases quentes, o calor absorvido pelo material de revestimento e o calor absorvido pelo aço.

Para a dedução da equação de elevação de temperatura no perfil serão adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- elemento totalmente imerso no ambiente em chamas.
- distribuição de temperatura uniforme no elemento.
- Fluxo de calor unidimensional no elemento estrutural e no material de proteção térmica.

A Figura 5.2 ilustra um esquema de equilíbrio térmico para um corpo qualquer com proteção térmica submetido a um fluxo de calor.

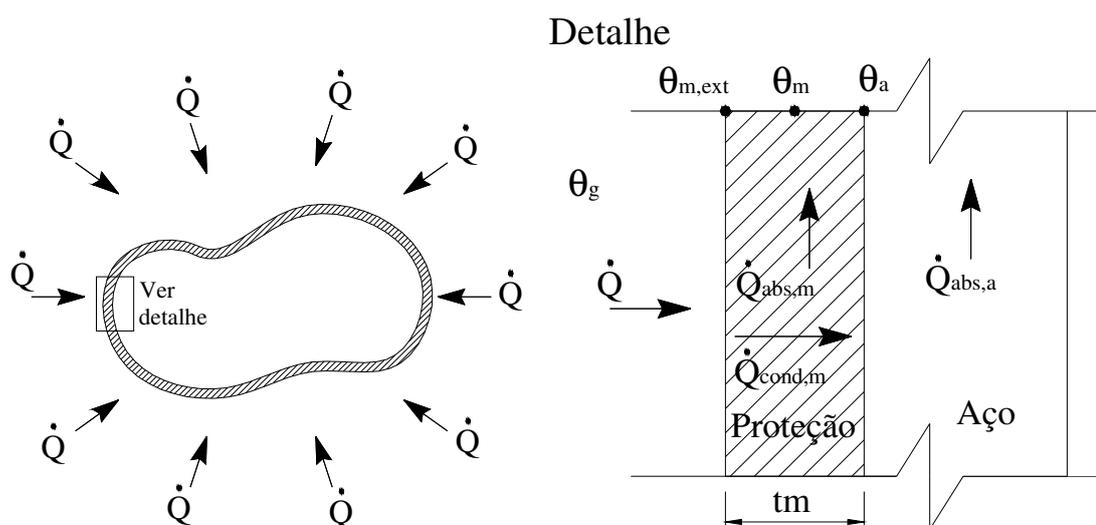


Figura 5.2 – Fluxo de Calor no Material de Proteção Térmica.

Considerando-se o equilíbrio térmico para a situação esquematizada na Figura 5.2, tem-se:

$$\dot{Q} = \dot{Q}_{cond,m} + \dot{Q}_{abs,m} \quad (5.7)$$

$$\dot{Q}_{abs,a} = \dot{Q}_{cond,m} \quad (5.8)$$

Das equações (5.7) e (5.8), tem-se:

$$\dot{Q}_{cond,m} = \dot{Q} - \dot{Q}_{abs,m} = \dot{Q}_{abs,a} \quad (5.9)$$

Desenvolvendo a equação (5.9), tem-se:

$$\frac{\lambda_m A_m \Delta \theta_m}{t_m} = \alpha (\theta_g - \theta_{m,ext}) A_m - m_m c_m \dot{\theta}_m = m_a c_a \dot{\theta}_a \quad (5.10)$$

$$\frac{A_m (\theta_{m,ext} - \theta_a)}{t_m / \lambda_m} = \frac{(\theta_g - \theta_{m,ext}) A_m}{1/\alpha} - \rho_m t_m A_m c_m \dot{\theta}_m = \rho_a V_a c_a \dot{\theta}_a \quad (5.11)$$

$$\frac{A_m (\theta_{m,ext} - \theta_a)}{t_m / \lambda_m} = \frac{(\theta_g - \theta_{m,ext}) A_m - (1/\alpha) \rho_m t_m A_m c_m \dot{\theta}_m}{1/\alpha} = \rho_a V_a c_a \dot{\theta}_a \quad (5.12)$$

Utilizando-se as propriedades das proporções, tem-se:

$$\frac{\left[(\theta_{m,ext} - \theta_a) + (\theta_g - \theta_{m,ext}) - (1/\alpha) \rho_m t_m c_m \dot{\theta}_m \right] A_m}{1/\alpha + t_m / \lambda_m} = \rho_a V_a c_a \dot{\theta}_a \quad (5.13)$$

$$\frac{\left[(\theta_g - \theta_a) - \left(\frac{1}{\alpha} \right) \rho_m t_m c_m \dot{\theta}_m \right] A_m}{\frac{1}{\alpha} + t_m / \lambda_m} = \rho_a V_a c_a \dot{\theta}_a \quad (5.14)$$

$$\dot{\theta}_a = \frac{\left[(\theta_g - \theta_a) - \left(\frac{1}{\alpha} \right) \rho_m t_m c_m \dot{\theta}_m \right] A_m}{\left(\frac{1}{\alpha} + t_m / \lambda_m \right) \rho_a c_a V_a} \quad (5.15)$$

$$\mu = \frac{A_m}{V_a} \quad (5.16)$$

onde μ é o fator de massividade da seção protegida.

Logo a equação (5.15) fica:

$$\frac{\Delta \theta_a}{\Delta t} = \left[\frac{\mu (\theta_g - \theta_a)}{\rho_a c_a} - \frac{\left(\frac{1}{\alpha} \right) \mu \rho_m t_m c_m \dot{\theta}_m}{\rho_a c_a} \right] \frac{1}{\left(\frac{1}{\alpha} + t_m / \lambda_m \right)} \quad (5.17)$$

Para valores práticos de $\frac{1}{\alpha}$ e $\frac{t_m}{\lambda_m}$, pode-se admitir que:

$$\frac{\left(\frac{1}{\alpha} \right)}{\left(\frac{1}{\alpha} + t_m / \lambda_m \right)} \cong 0 \quad \text{e} \quad \frac{1}{\left(\frac{1}{\alpha} + t_m / \lambda_m \right)} \cong \frac{1}{t_m / \lambda_m} \quad (5.18)$$

Com essa simplificação iremos desprezar a parcela de absorção do material de proteção.

Logo a equação (5.17) fica:

$$\Delta\theta_a = \left[\frac{\mu(\theta_g - \theta_a)}{\left(\frac{t_m}{\lambda_m}\right)\rho_a c_a} \right] \Delta t \quad (5.19)$$

A equação (5.19) é uma equação simplificada para o cálculo, razoavelmente preciso, da elevação de temperatura nos perfis de aço revestido de material de proteção térmica quando se despreza a parcela de absorção térmica do material de proteção.

5.3.2. PERFIS PARCIALMENTE PROTEGIDOS

Na seção de aço parcialmente protegida, como mostrado na Figura 3.3, haverá um fluxo de calor adicional na parte protegida, vindo da parte não protegida do perfil que se encontra com temperatura superior a parte protegida. Substituindo a equação (5.16) na equação (5.19) temos novamente, o termo $\frac{A_m}{V_a}$ na equação de elevação de temperatura do perfil totalmente protegido:

$$\Delta\theta_a = \left[\frac{A_m(\theta_g - \theta_a)}{\left(\frac{t_m}{\lambda_m}\right)} \right] \frac{\Delta t}{\rho_a c_a V_a} \quad (5.20)$$

Nota-se que o termo dentro do colchete na equação (5.20) nada mais é que o fluxo de calor no elemento de aço advindo, por condução, do material de proteção térmica. Conforme dito anteriormente, haverá um fluxo adicional de calor na região protegida advindo da parte não protegida do perfil. Esse fluxo adicional de calor é dado por:

$$q = \beta_f \frac{A^*(\theta_g - \theta_a)}{\left(\frac{t_m}{\lambda_a}\right)} \quad (5.21)$$

O parâmetro β_f é um coeficiente de ajuste que corrige a solução analítica ora proposta, tornando-a compatível com a solução dada pelo programa TASEF que utiliza o Método dos Elementos Finitos. Os valores de β_f , que variam de acordo com a massividade do perfil, são dados por:

$$\begin{aligned}\beta_f &= 0,575 \log(\mu \cdot t_m \cdot d) + 0,390 && \text{para } \mu \leq 100 \\ \beta_f &= 0,539 \log(\mu \cdot t_m \cdot d) + 0,352 && \text{para } 100 < \mu \leq 300 \\ \beta_f &= 0,177 \log(\mu \cdot t_m \cdot d) + 0,211 && \text{para } \mu \geq 300\end{aligned}\tag{5.22}$$

Adicionando a equação (5.21) na equação (5.20), tem-se:

$$\Delta\theta_a = \left[\frac{A_m(\theta_g - \theta_a)}{\left(\frac{t_m}{\lambda_m}\right)} + \beta_f \frac{A^*(\theta_g - \theta_a)}{\left(\frac{t_m}{\lambda_a}\right)} \right] \frac{\Delta t}{\rho_a c_a V_a}\tag{5.23}$$

$$\Delta\theta_a = \left[\frac{\mu}{\left(\frac{t_m}{\lambda_m}\right)} + \beta_f \frac{\mu^*}{\left(\frac{t_m}{\lambda_a}\right)} \right] \frac{(\theta_g - \theta_a)\Delta t}{\rho_a c_a}\tag{5.24}$$

$$\mu^* = \frac{A^*}{V_a}\tag{5.25}$$

onde μ^* é o fator de massividade relativo à seção não protegida.

Para o tipo de proteção parcial descrito na Figura 3.3, o μ^* fator pode ser dado por:

$$\mu^* = \frac{2t_m}{A_a}\tag{5.26}$$

A elevação de temperatura da parte não protegida é dada pela equação (2.28) que é a mesma fornecida pela NBR 14343 (1999) para perfis sem proteção térmica.

5.4. COMPARAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

As Figuras 5.4 a 5.28 ilustram a elevação de temperatura, nos pontos indicados na Figura 5.3, em diversos perfis metálicos, expostos ao incêndio padrão, com diferentes espessuras de proteção parcial, obtidas pelo TASEF (Método dos Elementos Finitos) e pela equação analítica ora proposta, equação (5.24). O tipo de proteção parcial adotada é o esquematizado na Figura 5.3. Portanto, as elevações de temperatura são calculadas nas mesas dotadas de proteção. Favoravelmente à segurança, admite-se que os demais pontos da mesa do perfil esteja sob mesma temperatura dos pontos mostrados na Figura 5.3 e que a alma está sob temperatura uniforme. Tanto as análises simplificadas quanto as análises por elementos finitos foram realizadas de acordo com o item 8.5.1.1.2 da NBR 14343 (1999), assumindo o valor da emissividade resultante como sendo 0,5 para todo o perfil.

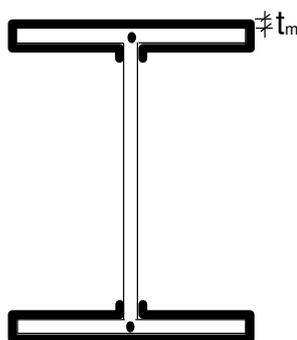


Figura 5.3 – Pontos Onde Serão Mostradas as Elevações de Temperatura.

5.4.1. PERFIS COM $\mu \leq 100$

A seguir será mostrado a elevação de temperatura dos perfis CVS 500x250 e CVS 1500x599, que possuem massividades inferiores a 100 m^{-1} .

CAP. 5 – DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.4.1.1. PERFIL CVS 500x250

A Tabela 5.1 e as Figuras 5.4 a 5.7 mostram a elevação de temperatura no perfil CVS 500x250, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.1 – Elevação de temperatura no perfil CVS 500x250

Perfil CVS 500x250											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	94	90	77	71	67	61	60	55	54	51
12	705	198	237	158	184	136	154	120	136	108	123
18	766	307	368	246	292	212	246	188	218	170	197
24	809	412	479	334	389	290	332	259	297	235	268
30	842	506	570	417	475	365	411	328	370	300	336
36	869	589	646	494	550	437	482	395	437	363	399
42	892	660	708	564	615	503	545	459	498	423	458
48	912	721	759	626	672	564	602	518	554	480	512
54	930	773	802	682	721	620	653	572	605	533	562
60	945	816	837	732	764	671	699	623	651	583	608
66	960	853	868	775	801	717	739	669	693	629	650
72	973	884	893	814	833	758	776	712	731	671	688
78	985	910	916	847	862	795	808	751	765	711	724
84	996	933	935	877	887	829	837	786	796	747	756
90	1006	953	952	903	909	858	863	818	825	780	786
96	1016	970	967	926	929	885	887	847	850	811	814
102	1025	985	981	946	947	909	908	873	874	839	839
108	1033	998	993	965	963	930	927	897	895	864	862
114	1041	1010	1005	981	978	950	945	919	915	888	883
120	1049	1021	1015	995	991	967	961	938	933	909	903

Perfil CVS 500x250											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	49	47	46	45	43	43	40	41	38	40
12	705	98	112	90	105	83	98	77	92	72	87
18	766	155	180	142	167	132	156	123	146	115	138
24	809	215	246	199	229	185	214	172	200	161	189
30	842	276	309	256	288	239	270	224	253	210	239
36	869	336	368	313	345	292	324	274	304	258	288
42	892	393	424	367	399	344	375	324	353	306	334
48	912	448	477	420	449	395	424	372	400	352	379
54	930	499	525	469	496	443	470	419	444	397	422
60	945	548	570	517	541	488	513	463	486	440	463
66	960	593	612	561	582	532	553	505	526	481	502
72	973	635	651	603	621	573	592	545	563	520	539
78	985	675	687	642	657	612	627	584	598	557	573
84	996	712	720	679	690	648	661	620	632	593	607
90	1006	746	751	713	721	683	692	654	663	627	638
96	1016	777	779	745	750	715	722	686	693	659	667
102	1025	806	805	775	777	745	749	716	721	689	695
108	1033	833	830	802	803	773	775	745	747	718	722
114	1041	858	853	828	826	799	799	772	772	745	747
120	1049	881	874	852	848	824	822	797	795	770	770

Obs: TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF
E.A. = temperatura calculada pela equação analítica

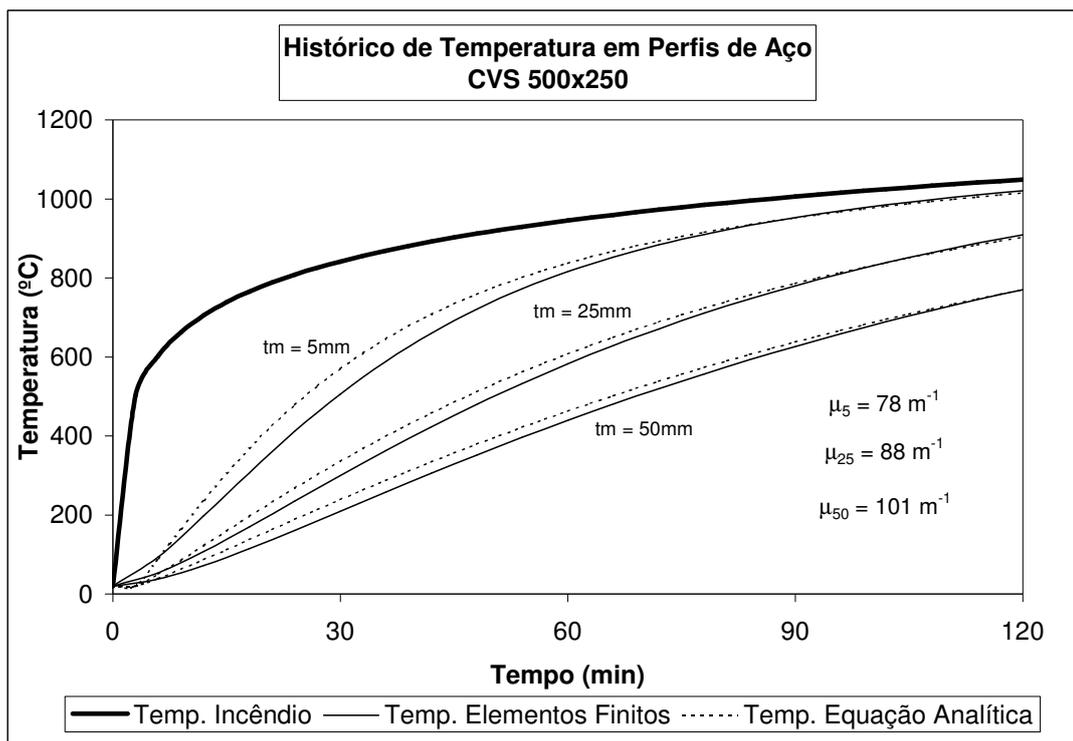


Figura 5.4 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

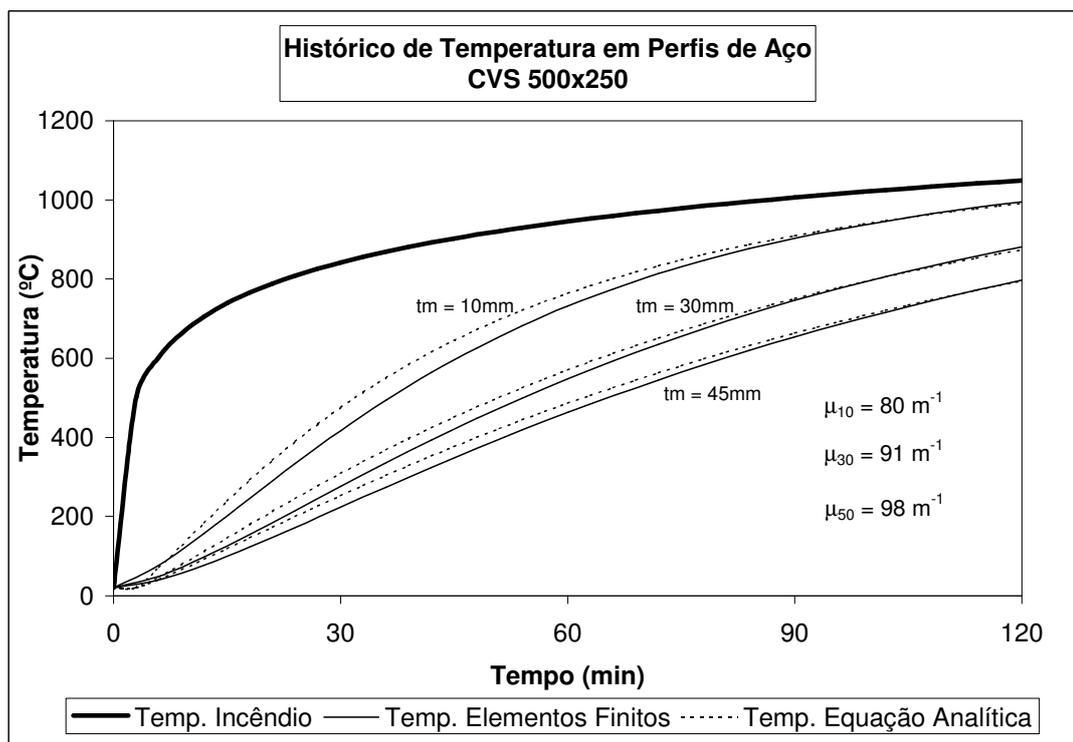


Figura 5.5 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

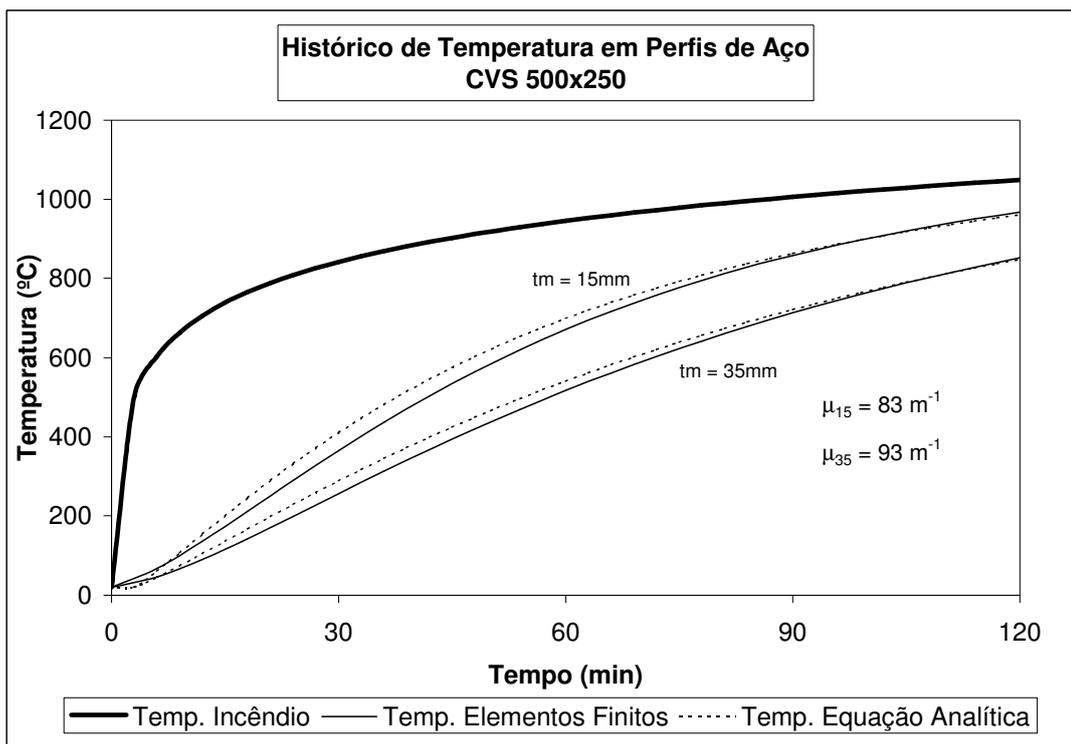


Figura 5.6 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$.

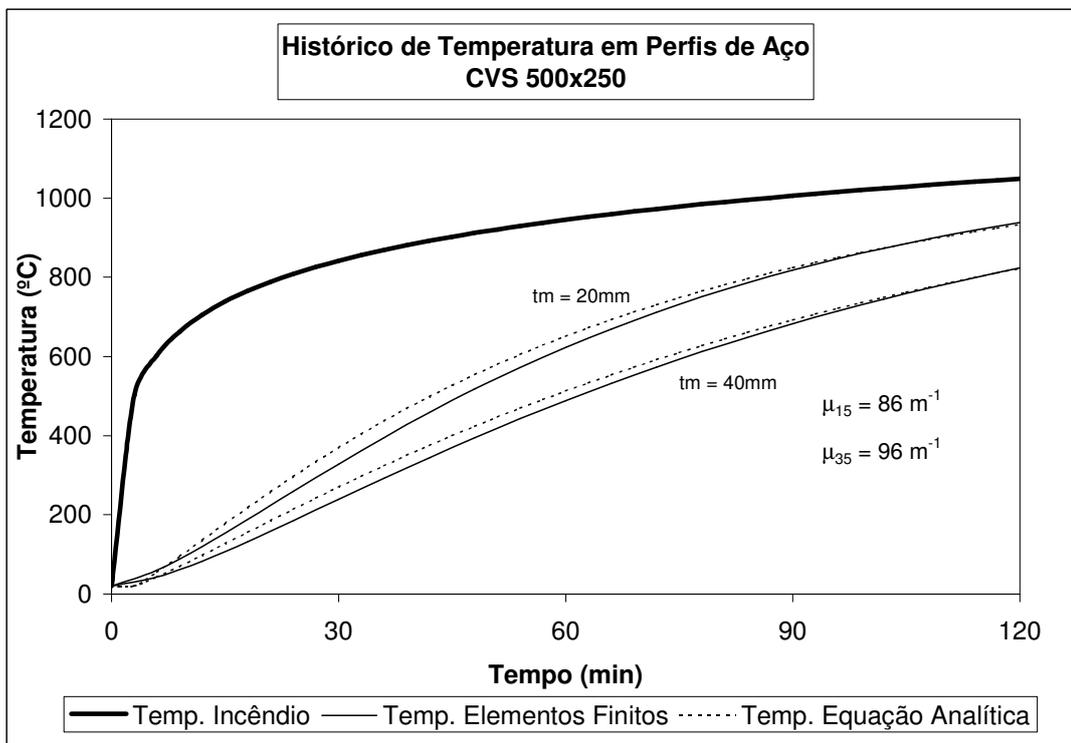


Figura 5.7 – Perfil CVS 500x250: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$.

5.4.1.2. PERFIL CVS 1500x599

A Tabela 5.2 e as Figuras 5.8 a 5.11 mostram a elevação de temperatura no perfil CVS 1500x599, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.2 – Elevação de temperatura no perfil CVS 1500x599

Perfil CVS 1500x599											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	72	78	54	62	45	53	39	47	36	44
12	705	164	204	121	156	99	129	84	112	75	101
18	766	266	322	200	250	165	207	142	179	126	161
24	809	367	425	283	337	236	282	205	244	183	220
30	842	460	514	362	416	307	353	268	307	241	278
36	869	543	590	437	488	375	418	330	367	298	333
42	892	617	655	507	552	439	478	390	422	354	385
48	912	681	710	570	609	499	533	446	474	407	435
54	930	736	757	628	660	555	584	499	523	458	481
60	945	784	797	680	705	607	630	550	568	506	525
66	960	825	832	727	745	655	672	596	610	551	566
72	973	859	861	769	781	698	710	640	649	594	604
78	985	889	887	806	813	738	745	680	684	634	640
84	996	915	910	840	842	775	777	718	718	671	673
90	1006	937	930	869	868	807	806	752	748	706	705
96	1016	956	948	895	891	837	833	784	777	739	734
102	1025	973	964	918	912	864	857	813	803	769	761
108	1033	987	978	939	931	889	879	840	828	797	787
114	1041	1001	991	958	948	911	900	865	851	823	811
120	1049	1012	1003	974	964	931	919	888	872	847	833

Perfil CVS 1500x599											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	33	41	31	39	29	37	28	35	27	34
12	705	67	91	61	84	56	78	52	73	49	68
18	766	112	144	102	132	93	123	86	113	80	105
24	809	163	198	148	181	135	168	124	154	115	143
30	842	215	250	197	229	180	213	166	196	154	182
36	869	268	300	246	276	225	257	208	237	193	220
42	892	319	349	294	321	269	300	249	276	232	257
48	912	369	395	340	365	313	341	290	315	271	293
54	930	416	439	386	407	355	381	330	353	308	329
60	945	462	481	429	447	396	419	369	389	345	363
66	960	505	520	471	485	436	456	407	424	381	396
72	973	547	558	510	521	474	491	444	457	416	429
78	985	586	593	548	555	511	524	479	490	450	460
84	996	623	626	585	588	546	556	513	521	483	490
90	1006	657	658	619	619	579	587	545	550	514	519
96	1016	690	687	651	649	611	616	576	579	545	547
102	1025	721	715	682	677	641	644	606	606	574	573
108	1033	750	742	711	703	670	670	635	633	602	599
114	1041	777	766	738	728	698	696	662	658	629	624
120	1049	802	790	764	752	724	720	688	682	655	648

Obs: TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF
E.A. = temperatura calculada pela equação analítica

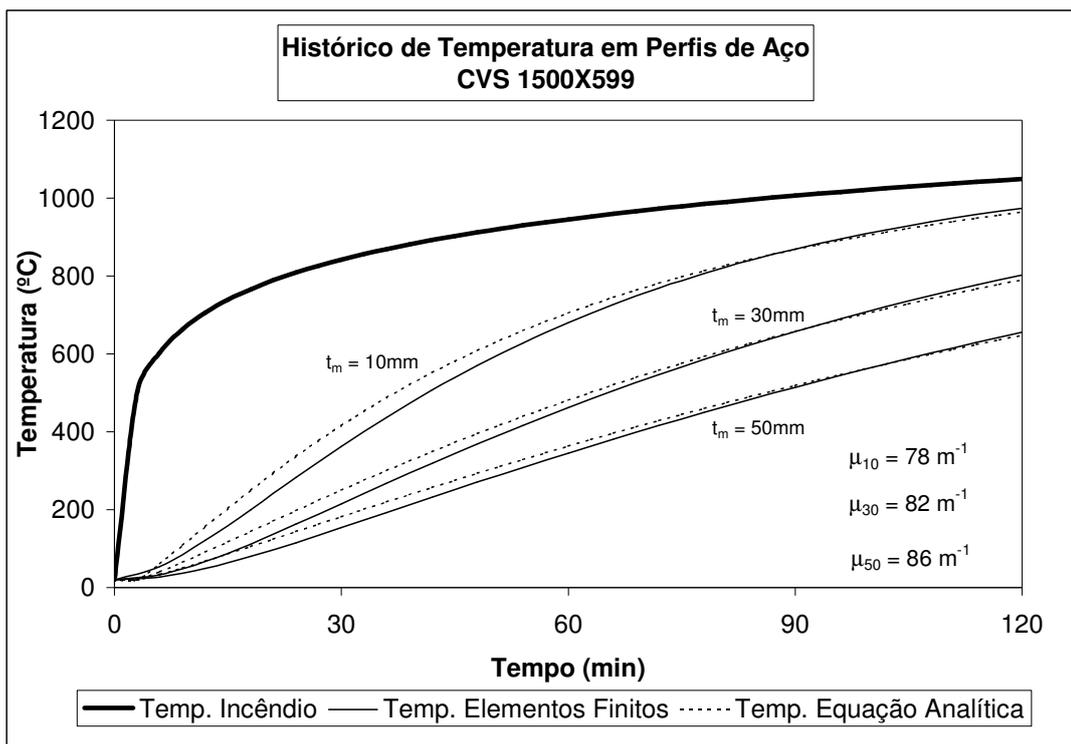


Figura 5.8 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

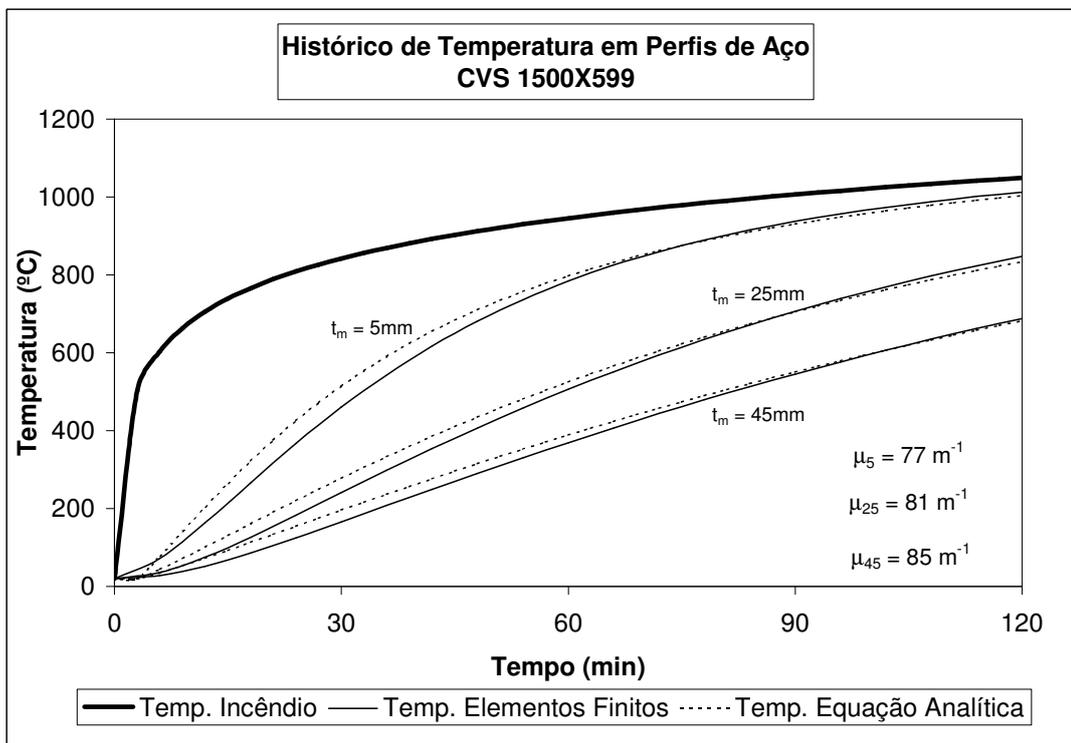


Figura 5.9 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

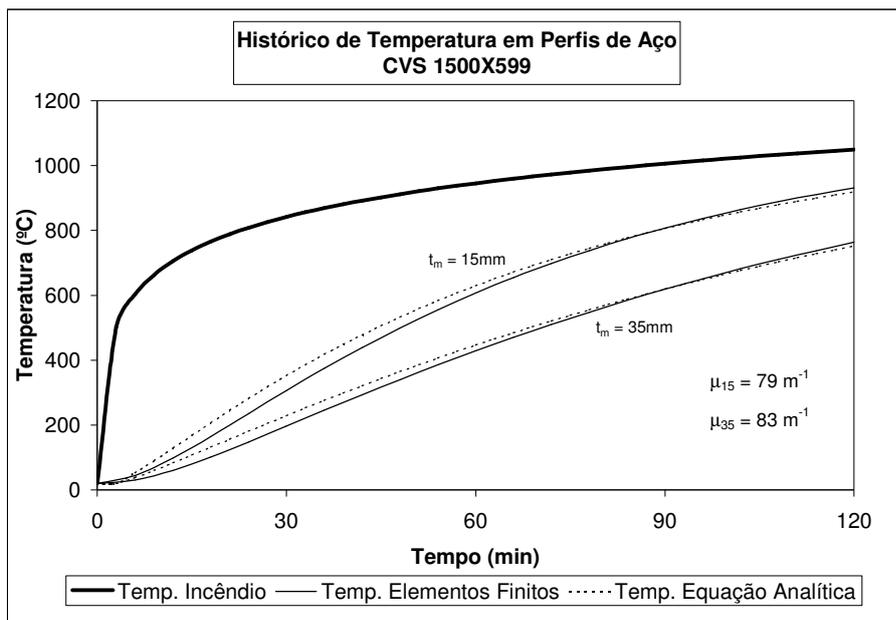


Figura 5.10 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$.

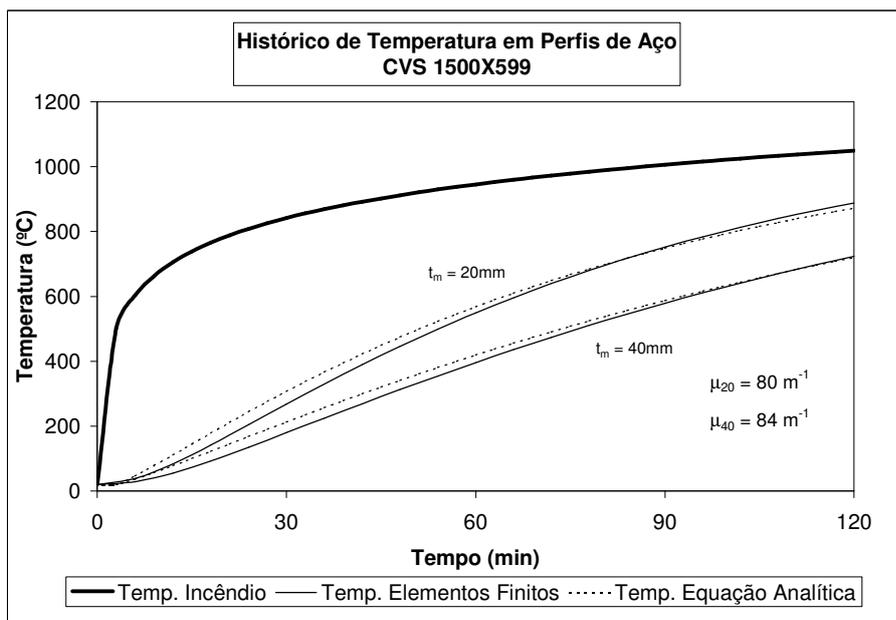


Figura 5.11 – Perfil CVS 1500x599: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 20\text{mm}$.

5.4.2. PERFIS COM $100 < \mu \leq 300$

A seguir será mostrado a elevação de temperatura dos perfis HP 310x125 e HP 250x52, que possuem massividades superiores a 100 e inferiores a 300 m^{-1} .

5.4.2.1. PERFIL HP 310x125

A Tabela 5.3 e as Figuras 5.12 a 5.15 mostram a elevação de temperatura no perfil HP 310x125, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.3 – Elevação de temperatura no perfil HP 310x125

Perfil HP 310x125											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.								
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	129	102	82	92	67	79	82	74	51	65
12	705	280	267	188	242	155	206	188	193	117	167
18	766	415	409	306	375	257	325	302	305	200	267
24	809	522	523	421	486	362	428	407	405	289	359
30	842	611	615	525	578	461	518	498	493	377	441
36	869	677	688	614	653	549	594	575	568	459	514
42	892	723	746	689	714	626	658	641	633	534	579
48	912	756	793	750	765	692	713	697	689	602	636
54	930	790	831	801	807	748	760	745	737	661	687
60	945	833	863	842	842	796	800	786	779	714	731
66	960	874	890	875	871	835	834	823	815	760	770
72	973	906	913	903	897	869	863	854	846	801	805
78	985	931	932	927	919	898	889	882	874	836	835
84	996	952	949	947	938	922	912	906	898	867	863
90	1006	969	965	964	954	943	932	928	919	894	887
96	1016	984	978	979	969	961	949	947	938	918	909
102	1025	997	991	992	983	977	965	964	955	939	928
108	1033	1009	1002	1004	995	991	979	979	970	957	946
114	1041	1019	1012	1015	1006	1003	992	993	984	974	962
120	1049	1029	1022	1025	1016	1015	1004	1006	997	988	977
Perfil CVS 500x250											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.								
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	46	60	42	58	39	54	36	51	34	49
12	705	105	152	95	144	87	133	80	124	74	116
18	766	181	243	165	230	151	214	139	199	129	186
24	809	263	329	241	312	222	291	206	271	191	255
30	842	346	407	319	388	296	363	275	339	256	320
36	869	424	477	394	457	367	429	343	403	321	381
42	892	497	541	465	520	435	490	408	462	383	438
48	912	564	598	530	576	498	546	469	517	443	491
54	930	624	649	589	627	557	597	527	567	499	540
60	945	677	694	643	673	610	643	580	612	551	586
66	960	725	735	691	714	659	685	628	655	599	628
72	973	767	772	735	752	703	723	673	693	643	666
78	985	805	804	774	785	743	757	713	728	684	702
84	996	838	833	809	815	779	789	751	761	722	735
90	1006	867	860	840	843	812	817	784	790	757	766
96	1016	893	884	868	868	842	844	815	818	788	794
102	1025	916	905	893	890	868	867	843	843	818	820
108	1033	937	925	915	911	893	889	869	866	844	844
114	1041	956	942	936	929	914	909	892	887	869	866
120	1049	972	958	954	946	934	928	913	907	891	886
Obs:	TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF E.A. = temperatura calculada pela equação analítica										

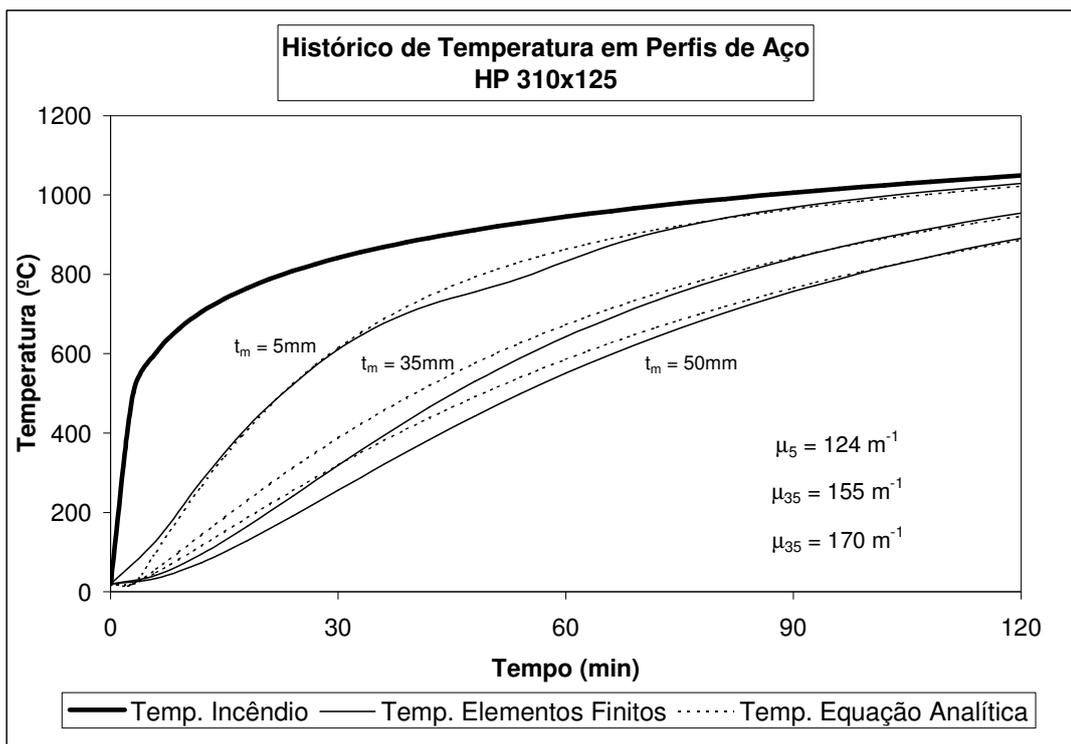


Figura 5.12 – Perfil HP 310x125: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

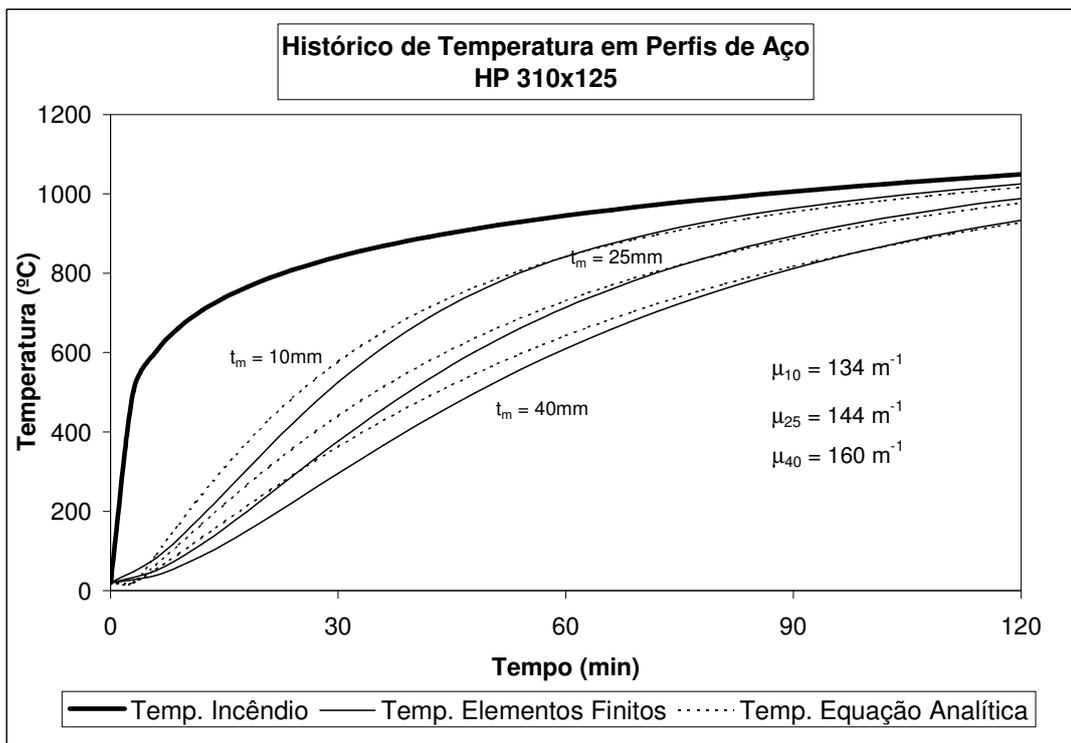


Figura 5.13 – Perfil HP 310x125: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$.

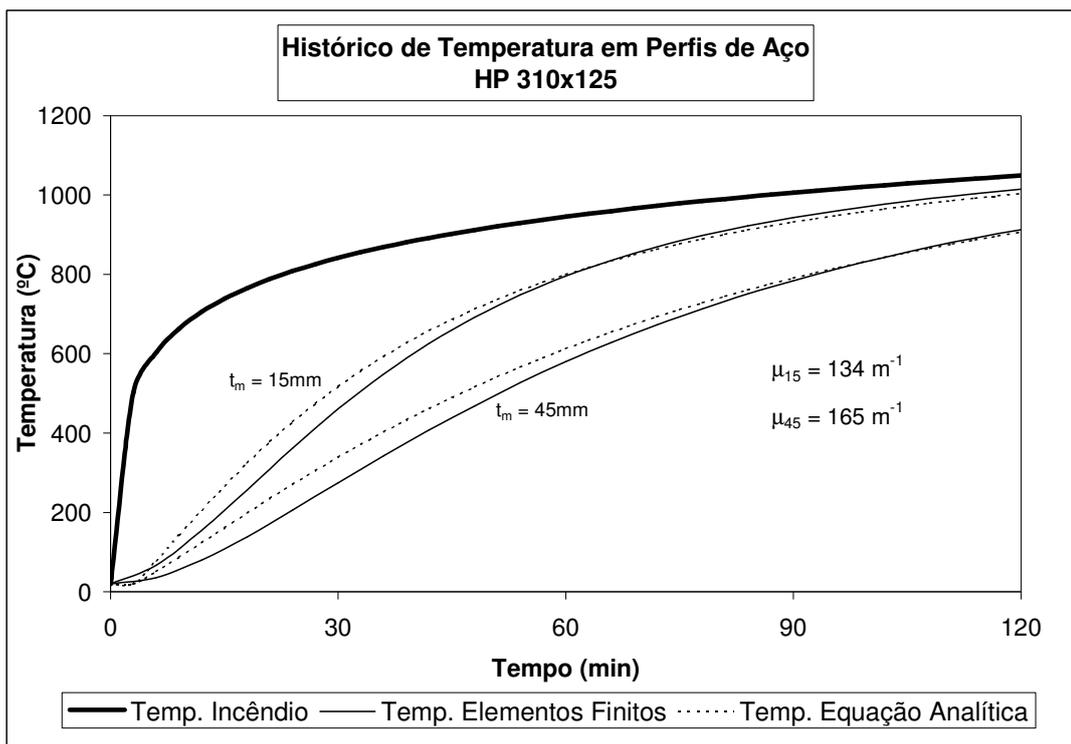


Figura 5.14 – Perfil HP 310x125: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

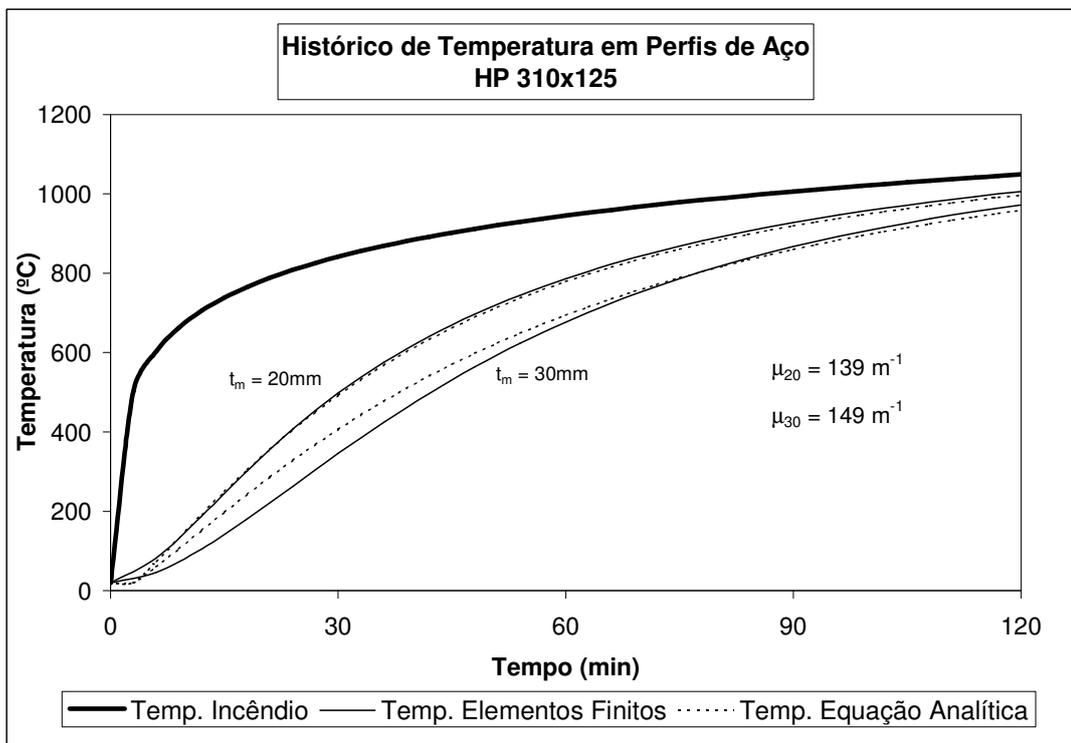


Figura 5.15 – Perfil HP 310x125: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$.

CAP. 5 – DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.4.2.2. PERFIL HP 250x62

A Tabela 5.4 e as Figuras 5.16 a 5.19 mostram a elevação de temperatura no perfil HP 250x62, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.4 – Elevação de temperatura no perfil HP 250x62

Perfil HP 250x52											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	165	169	122	134	98	110	82	94	71	85
12	705	365	414	283	345	235	288	201	248	176	223
18	766	535	576	438	503	376	435	330	383	293	348
24	809	659	682	567	618	501	551	449	495	405	456
30	842	745	753	668	702	605	641	552	587	505	547
36	869	804	804	744	764	689	712	638	662	592	623
42	892	846	842	801	811	755	767	709	722	665	686
48	912	877	871	844	847	806	811	767	772	726	739
54	930	902	895	877	876	847	847	813	813	778	784
60	945	922	916	904	901	880	876	852	848	820	821
66	960	940	933	925	921	906	901	883	876	856	854
72	973	955	949	944	939	928	922	909	901	886	881
78	985	969	963	959	954	947	940	931	922	911	905
84	996	982	976	973	968	963	956	950	941	933	926
90	1006	993	988	986	981	977	971	966	957	952	944
96	1016	1004	999	997	993	990	983	981	972	968	960
102	1025	1014	1009	1008	1003	1002	995	993	985	983	975
108	1033	1023	1019	1018	1013	1012	1006	1005	997	996	988
114	1041	1032	1027	1027	1023	1022	1016	1016	1008	1008	1000
120	1049	1040	1036	1036	1031	1031	1025	1025	1018	1018	1011

Perfil HP 250x52											
Tempo (min.)	Gases	Variação de Temperatura (°C)									
		t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	63	76	56	69	51	64	46	60	43	57
12	705	155	197	139	179	125	164	113	153	102	143
18	766	262	312	236	284	214	262	195	244	178	230
24	809	367	413	335	379	306	352	280	330	257	311
30	842	464	501	426	464	393	434	362	408	335	387
36	869	549	577	510	539	473	506	439	479	408	456
42	892	623	642	583	604	545	571	510	543	477	518
48	912	687	698	648	661	610	628	574	600	539	575
54	930	741	745	704	710	667	679	631	651	596	626
60	945	787	786	752	753	717	723	682	696	648	672
66	960	826	822	794	791	761	763	728	737	694	713
72	973	860	853	831	825	800	798	768	773	736	750
78	985	888	879	862	854	834	829	804	806	773	784
84	996	913	903	890	880	864	857	836	835	807	814
90	1006	934	924	914	903	890	882	865	861	837	842
96	1016	953	942	935	923	914	904	890	885	864	867
102	1025	969	959	953	942	934	924	913	906	889	889
108	1033	984	974	970	958	953	942	933	926	911	910
114	1041	997	987	985	973	969	958	951	943	931	928
120	1049	1009	999	998	987	984	973	968	959	949	946

Obs: TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF
E.A. = temperatura calculada pela equação analítica

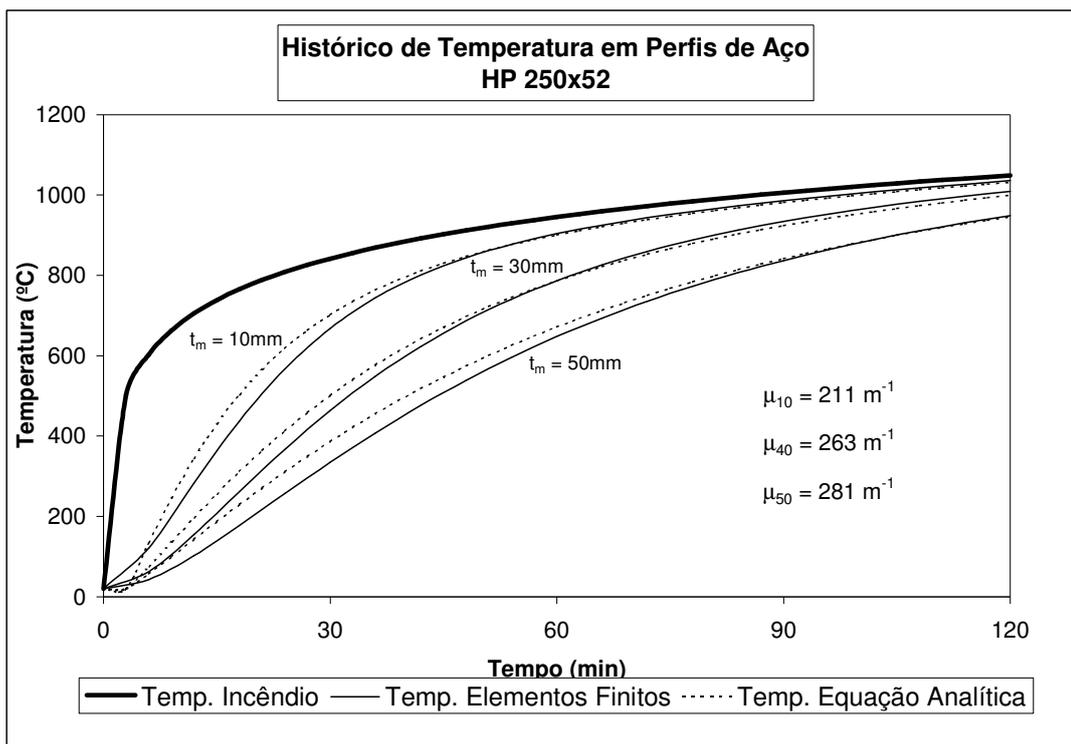


Figura 5.16 – Perfil HP 250x62: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

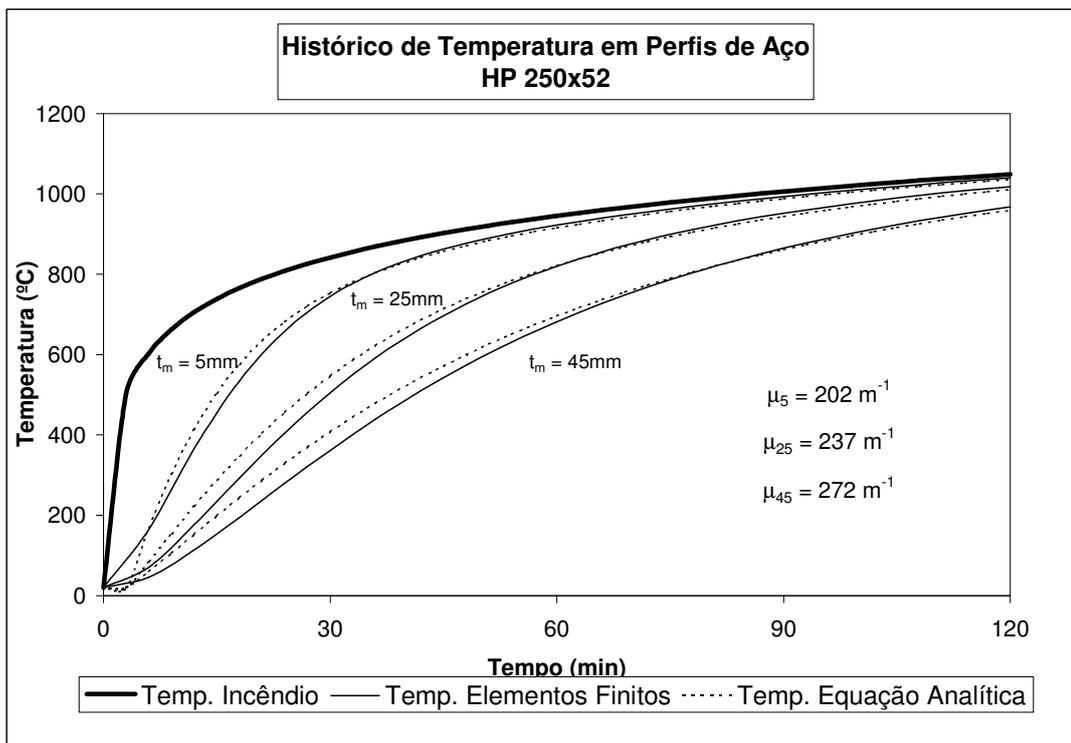


Figura 5.17 – Perfil HP 250x62: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

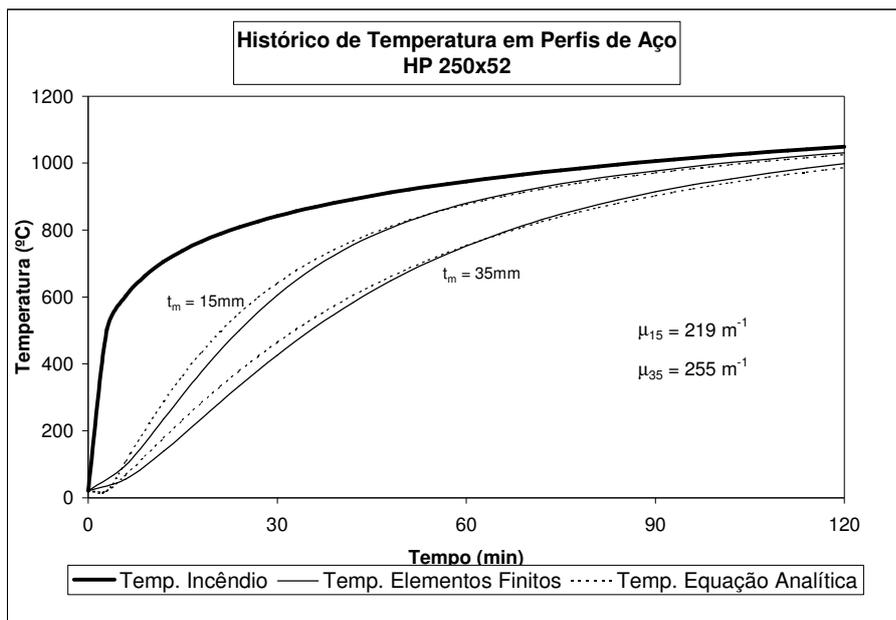


Figura 5.18 – Perfil HP 250x62: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$.

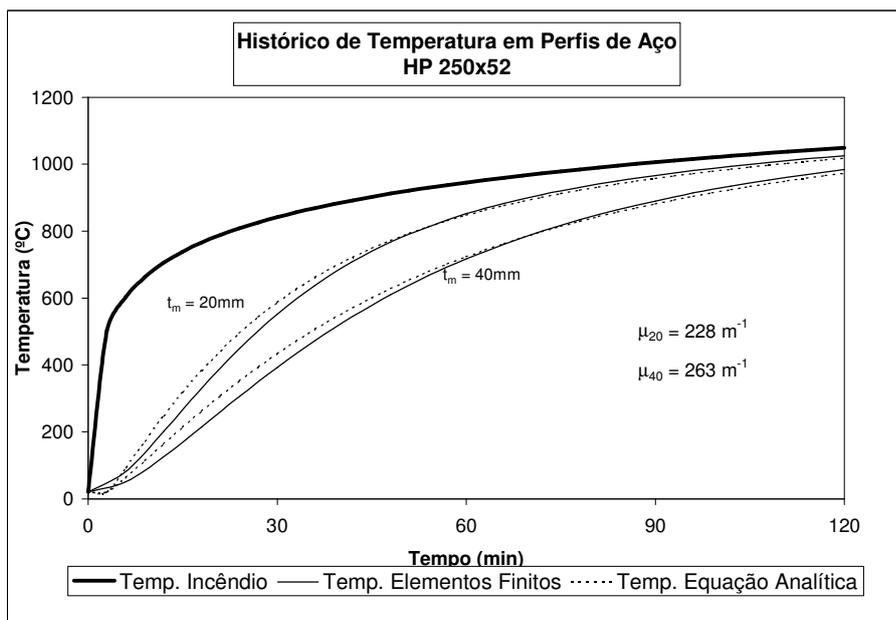


Figura 5.19 – Perfil HP 250x62: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$.

5.4.3. PERFIS COM $\mu > 300$

A seguir será mostrado a elevação de temperatura dos perfis VS 200x29 e W 150x22.5, que possuem massividades superiores a 300 m^{-1} .

CAP. 5 – DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.4.3.1. PERFIL CVS 200x29

A Tabela 5.5 e as Figuras 5.20 a 5.23 mostram a elevação de temperatura no perfil HP 200x29, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.5 – Elevação de temperatura no perfil VS 200x29

Perfil VS 200x29											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.	TASEF	E.A.
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	248	282	184	192	147	148	122	121	104	105
12	705	499	569	403	454	340	374	292	314	255	275
18	766	658	695	574	613	506	536	449	468	401	419
24	809	750	763	689	710	630	648	575	585	524	534
30	842	805	809	765	774	719	727	671	672	624	625
36	869	843	843	817	819	783	784	744	739	702	697
42	892	872	870	854	852	829	826	798	790	763	754
48	912	896	893	883	879	864	859	840	831	811	800
54	930	916	913	906	902	892	886	873	863	850	838
60	945	933	931	925	921	914	908	900	890	881	868
66	960	949	946	942	938	933	927	922	912	906	894
72	973	963	960	957	953	950	944	940	931	928	916
78	985	976	973	970	967	964	959	957	948	946	935
84	996	988	985	983	979	978	972	971	963	962	952
90	1006	999	996	994	991	989	984	984	976	976	967
96	1016	1009	1007	1005	1001	1000	996	995	988	989	980
102	1025	1018	1016	1015	1011	1011	1006	1006	1000	1000	992
108	1033	1027	1025	1024	1021	1020	1016	1016	1010	1011	1004
114	1041	1036	1034	1033	1030	1029	1025	1025	1020	1021	1014
120	1049	1044	1042	1041	1038	1038	1034	1034	1029	1030	1023

Perfil VS 200x29											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.								
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	90	94	79	86	71	80	64	76	59	72
12	705	224	247	199	226	177	210	159	197	149	187
18	766	359	381	324	353	292	330	264	311	250	296
24	809	479	494	437	461	399	435	365	413	347	394
30	842	578	585	535	552	495	524	457	501	436	480
36	869	660	660	617	628	577	600	538	576	516	556
42	892	725	721	686	691	647	665	608	641	587	621
48	912	779	771	743	744	707	719	670	697	648	677
54	930	822	812	791	788	757	765	723	745	702	726
60	945	857	846	830	825	800	805	768	786	749	768
66	960	887	876	863	857	837	838	807	821	790	805
72	973	911	900	891	884	868	868	841	852	825	837
78	985	932	922	915	907	895	893	871	879	856	866
84	996	950	940	936	928	918	915	897	903	883	890
90	1006	966	957	954	946	938	935	919	923	907	912
96	1016	980	971	969	962	956	952	939	942	928	932
102	1025	993	985	984	976	972	967	957	958	947	950
108	1033	1004	997	996	989	986	981	973	973	964	965
114	1041	1015	1008	1008	1001	998	994	987	987	979	980
120	1049	1025	1018	1018	1012	1010	1006	1000	999	993	993

Obs: TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF
E.A. = temperatura calculada pela equação analítica

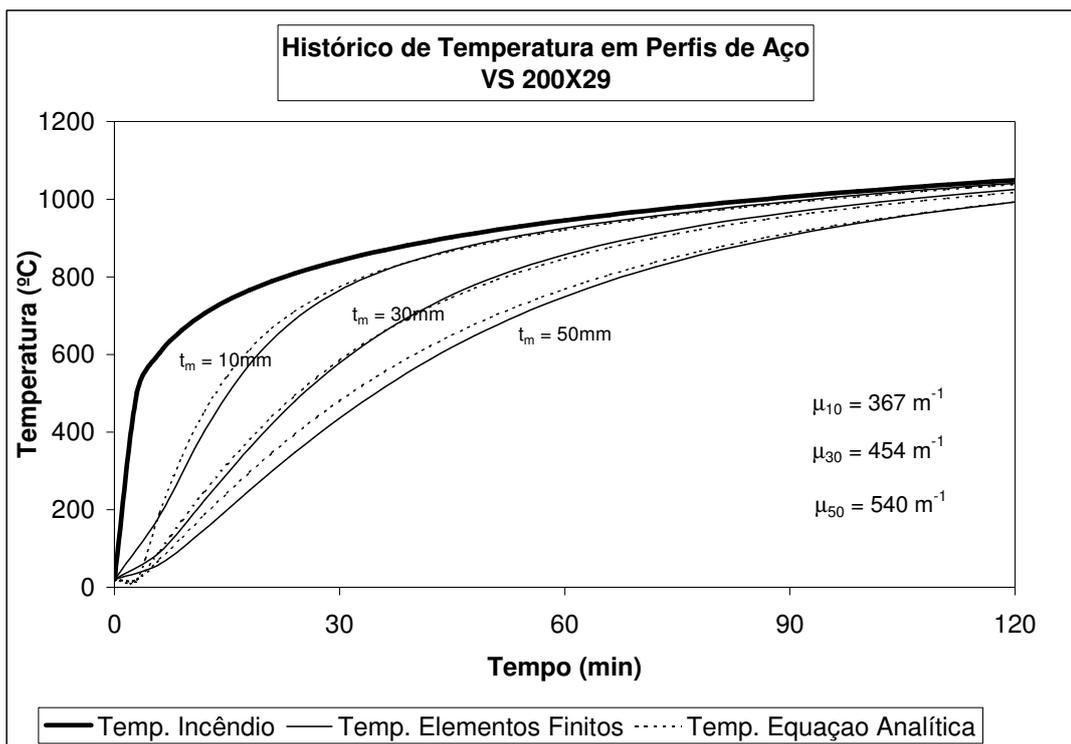


Figura 5.20 – Perfil VS 200x29: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

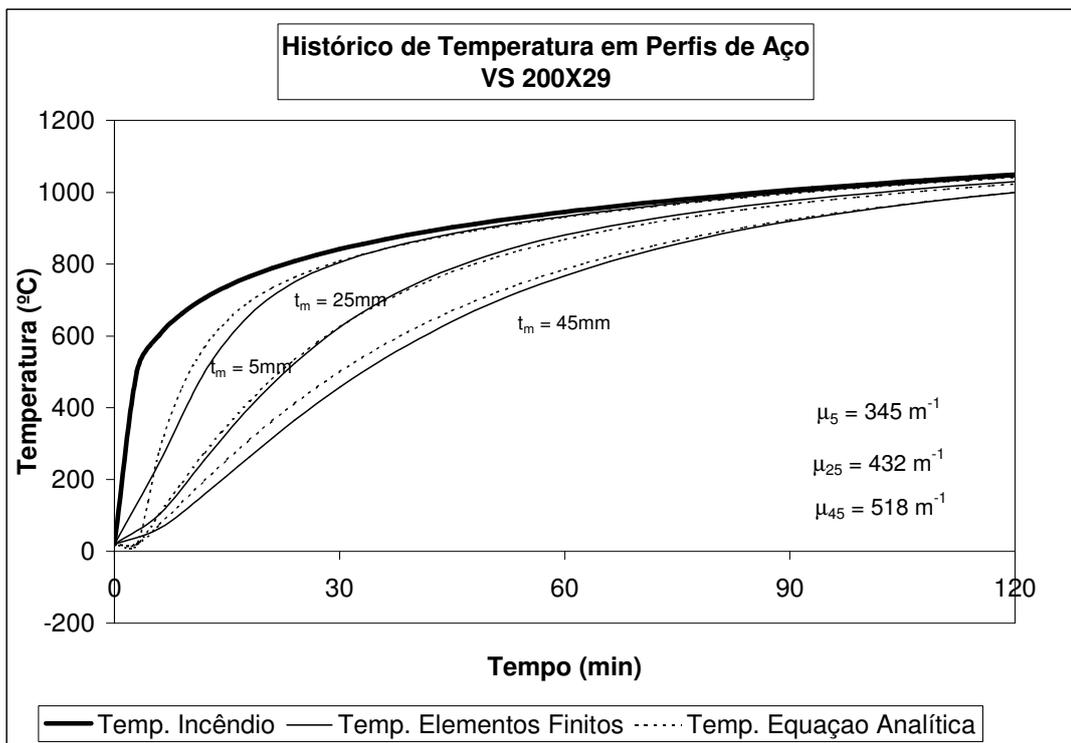


Figura 5.21 – Perfil VS 200x29: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

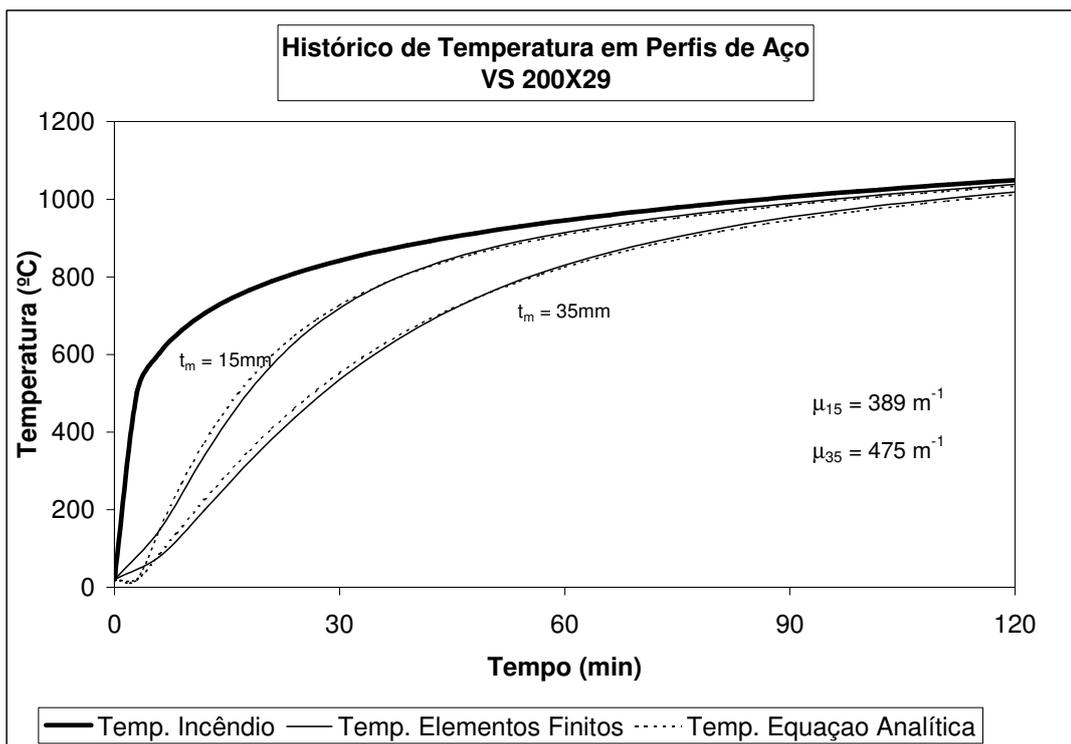


Figura 5.22 – Perfil VS 200x29: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$.

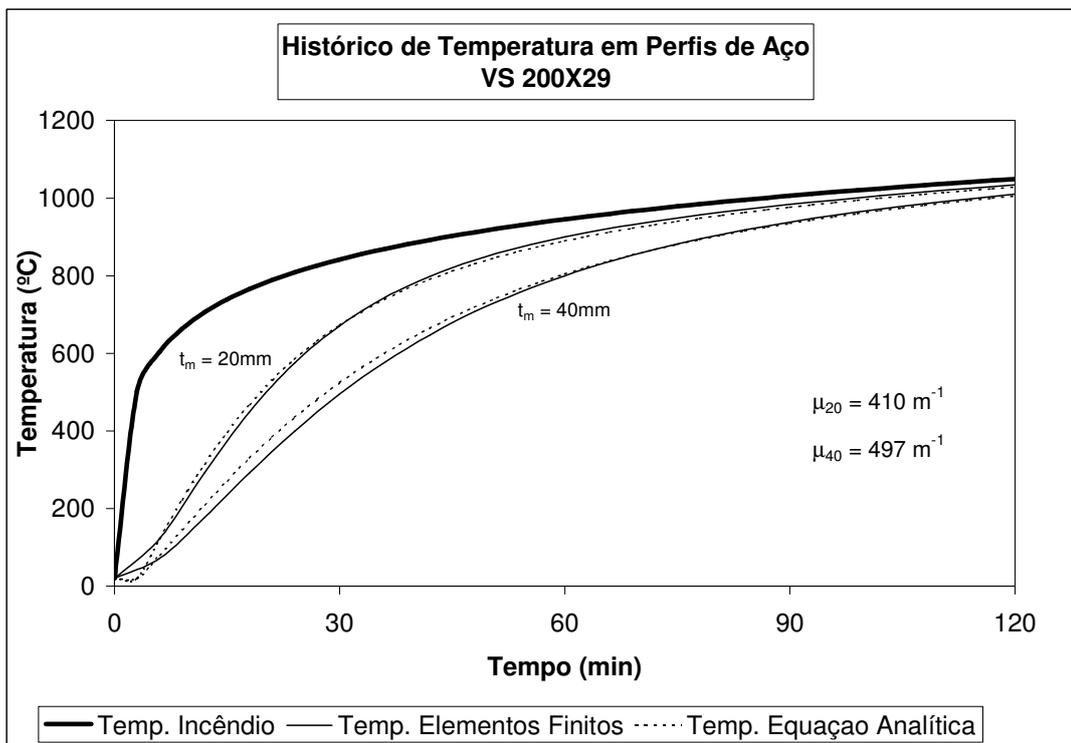


Figura 5.23 – Perfil VS 200x29: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$.

CAP. 5 – DETERMINAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA EM PERFIS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS: MÉTODO SIMPLIFICADO

5.4.3.2. PERFIL W 150x22,5

A Tabela 5.6 e as Figuras 5.24 a 5.28 mostram a elevação de temperatura no perfil W 150x22.5, com espessuras de proteção passiva parcial variando de 5 a 50mm.

Tabela 5.6 – Elevação de temperatura no perfil W 150x22.5

Perfil W 150x22.5											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 5mm		t _m = 10mm		t _m = 15mm		t _m = 20mm		t _m = 25mm	
		TASEF	E.A.								
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	243	276	181	177	146	147	121	126	103	113
12	705	497	563	405	429	342	371	295	327	257	295
18	766	659	691	578	591	512	532	456	483	407	444
24	809	750	761	694	694	638	645	584	599	534	560
30	842	805	807	769	762	727	724	681	685	635	650
36	869	843	842	820	810	789	782	753	750	713	719
42	892	872	869	856	846	834	825	807	799	774	774
48	912	895	892	884	875	868	858	847	838	821	817
54	930	915	912	907	898	895	885	879	869	858	852
60	945	933	930	926	918	917	908	904	895	887	880
66	960	949	946	942	935	935	927	925	916	912	904
72	973	963	960	957	951	951	943	943	935	932	925
78	985	976	973	971	965	965	958	959	951	950	943
84	996	988	985	983	977	978	972	973	965	965	958
90	1006	999	996	994	989	990	984	985	978	979	972
96	1016	1009	1006	1005	1000	1001	995	997	990	991	985
102	1025	1018	1016	1015	1010	1011	1006	1007	1001	1002	997
108	1033	1027	1025	1024	1019	1021	1016	1017	1011	1013	1007
114	1041	1036	1034	1033	1028	1030	1025	1026	1021	1022	1017
120	1049	1044	1042	1041	1037	1038	1033	1035	1030	1031	1026
Perfil W 150x22.5											
Tempo (min.)	Variação de Temperatura (°C)										
	Gases	t _m = 30mm		t _m = 35mm		t _m = 40mm		t _m = 45mm		t _m = 50mm	
		TASEF	E.A.								
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
6	603	98	106	79	97	76	91	71	86	68	81
12	705	246	278	200	256	193	239	183	225	176	214
18	766	393	423	328	394	318	370	305	351	295	335
24	809	519	538	445	507	433	481	419	459	407	441
30	842	621	629	546	599	534	572	519	550	507	531
36	869	701	701	631	673	619	648	604	626	592	607
42	892	764	758	700	732	689	710	675	689	664	671
48	912	812	803	757	781	747	761	735	742	725	725
54	930	851	840	804	821	795	803	784	786	775	771
60	945	882	871	843	854	835	839	825	824	817	810
66	960	908	896	875	882	868	869	860	856	853	843
72	973	929	918	901	906	896	894	888	883	882	872
78	985	947	937	924	927	919	916	913	906	908	897
84	996	963	953	944	945	940	936	934	927	930	918
90	1006	977	968	961	961	957	953	953	945	949	937
96	1016	989	981	975	975	973	968	969	961	965	954
102	1025	1001	993	989	988	986	982	983	976	980	970
108	1033	1011	1004	1001	999	999	994	996	989	993	983
114	1041	1021	1014	1012	1010	1010	1005	1007	1001	1005	996
120	1049	1030	1024	1022	1020	1020	1016	1018	1011	1016	1007
Obs:	TASEF = temperatura calculada pelo software TASEF E.A. = temperatura calculada pela equação analítica										

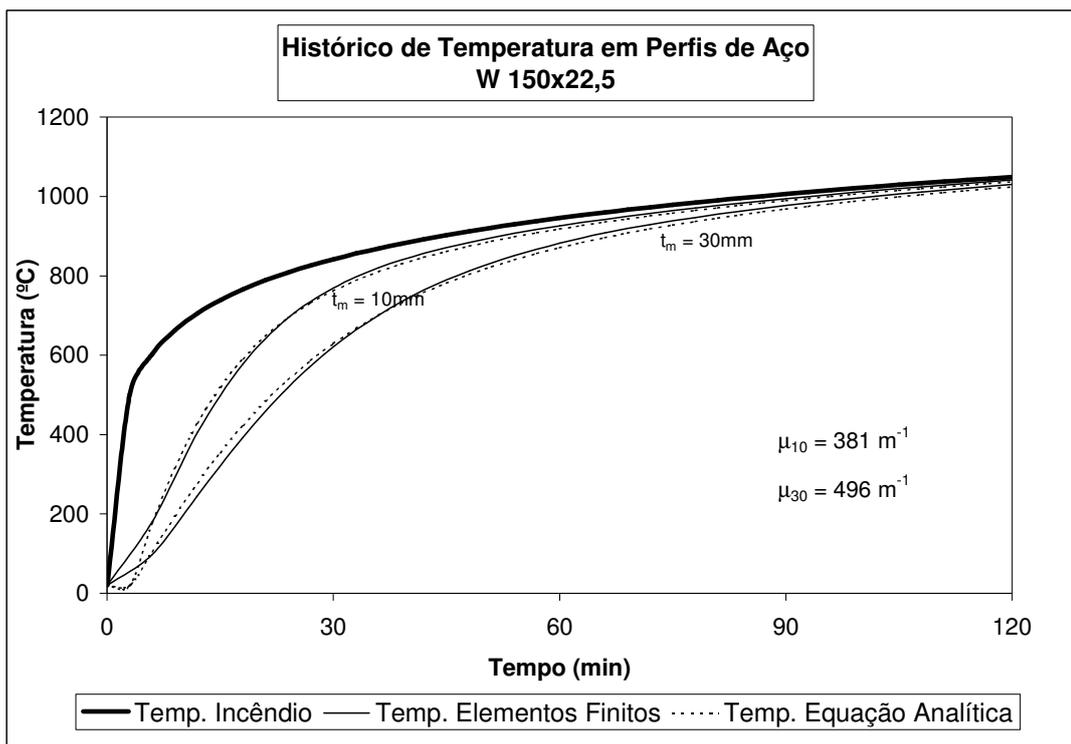


Figura 5.24 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 10\text{mm}$, $t_m = 30\text{mm}$.

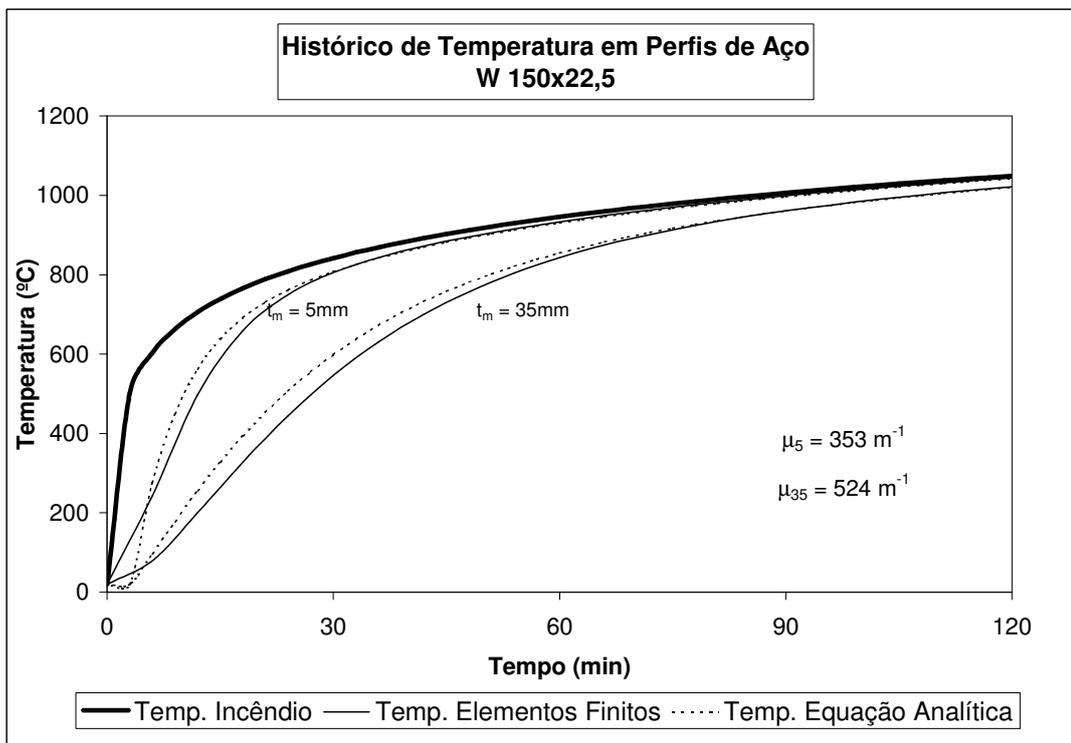


Figura 5.25 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 5\text{mm}$, $t_m = 35\text{mm}$.

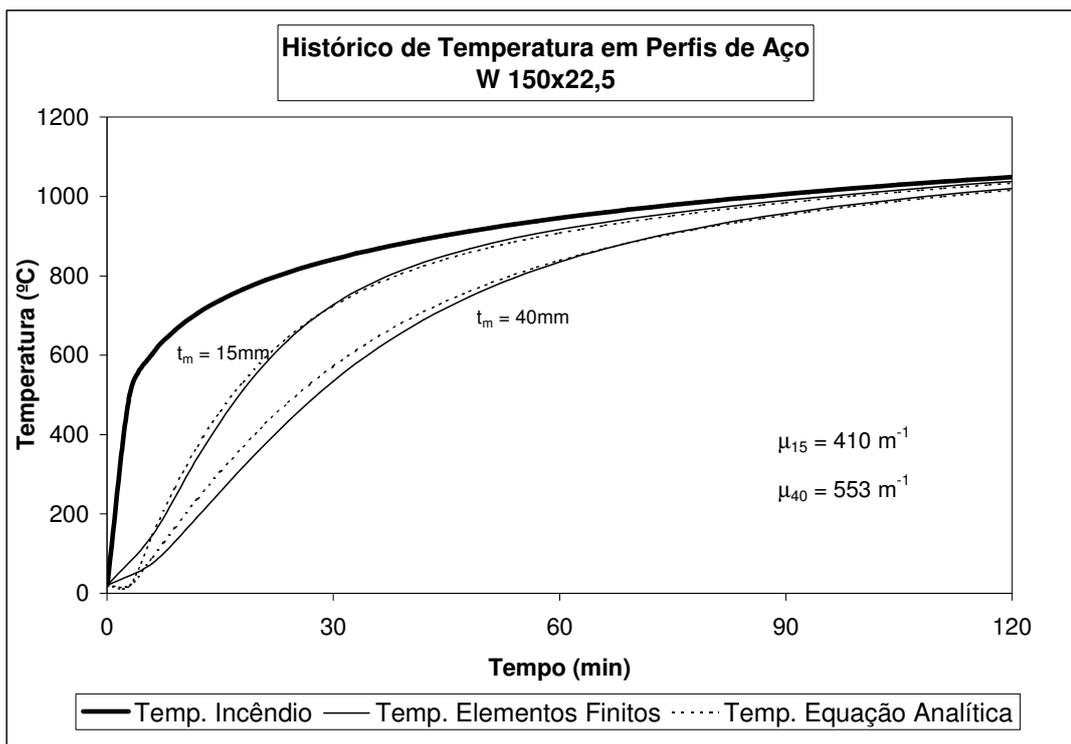


Figura 5.26 – Perfil W 150x22,5: $t_m = 15\text{mm}$, $t_m = 40\text{mm}$.

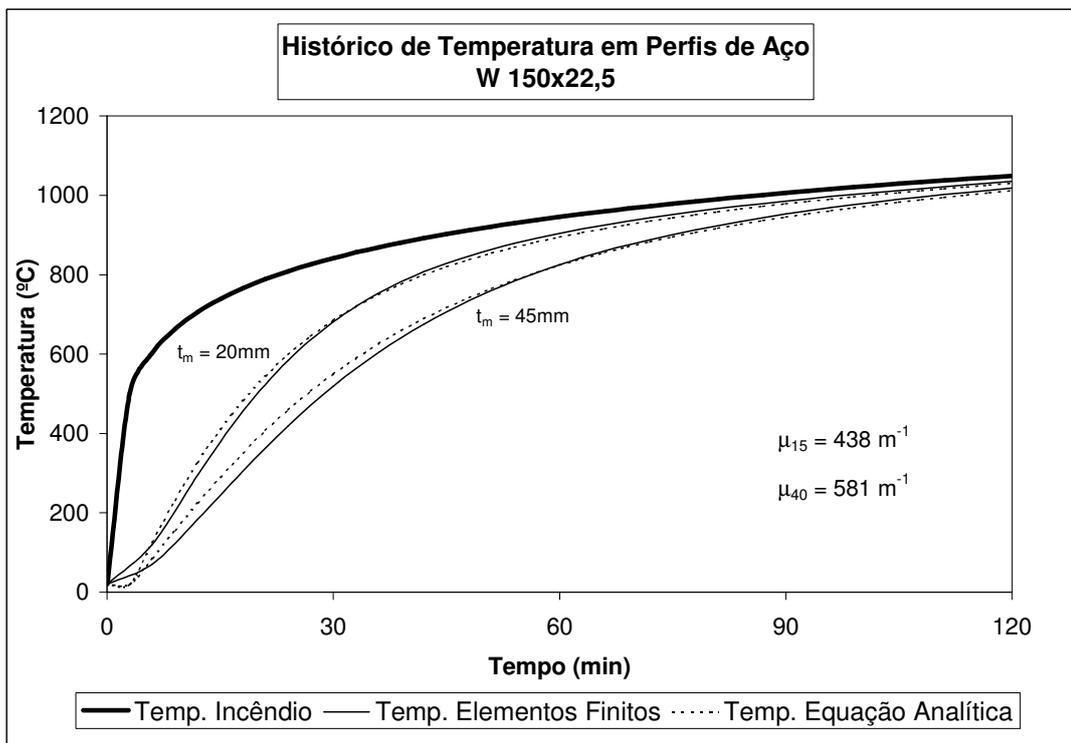


Figura 5.27 – Perfil W 150x22,5: $t_m = 20\text{mm}$, $t_m = 45\text{mm}$.

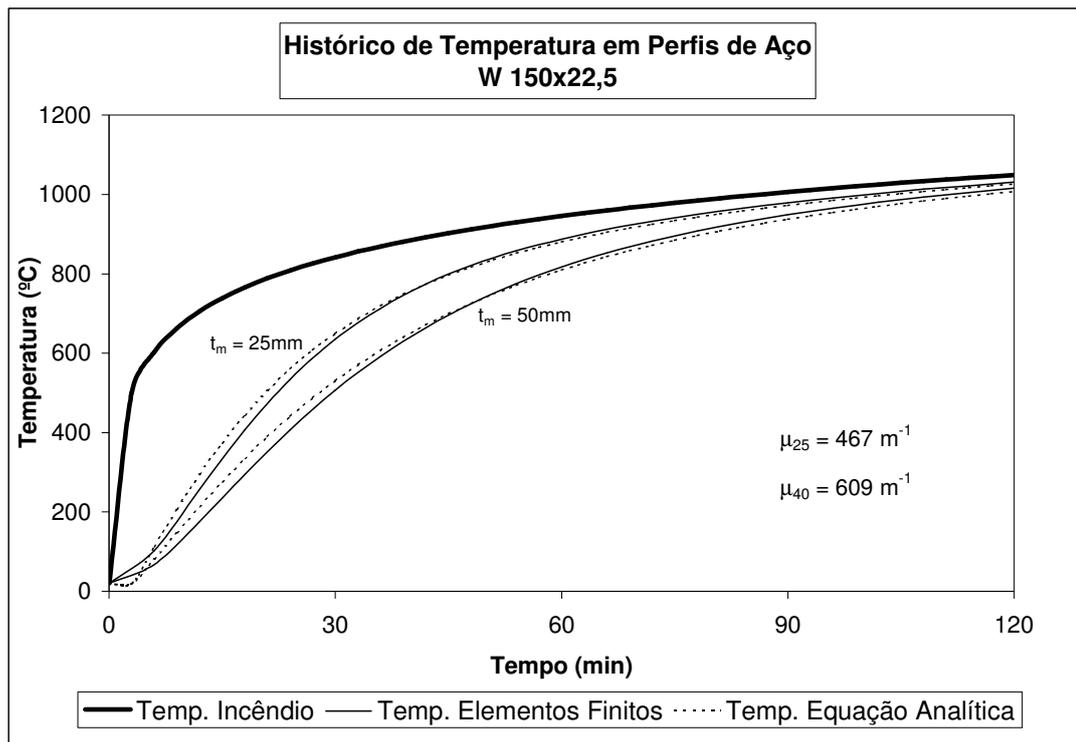


Figura 5.28 – Perfil W 150x22.5: $t_m = 25\text{mm}$, $t_m = 50\text{mm}$.

Observando os históricos de temperatura apresentados nas Figuras 5.4 a 5.28, nota-se uma concordância bastante razoável entre a formulação analítica proposta neste trabalho e a solução dada pelo TASEF (método dos elementos finitos). Assim sendo, considera-se que a formulação apresentada é suficientemente precisa para uso no âmbito dos métodos simplificados de dimensionamento em situação de incêndio.

DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

6.1. INTRODUÇÃO

Métodos de projeto descritos em normas técnicas, em geral, devem preencher os requisitos de simplicidade e precisão. A NBR 14323 (1999), na seção 8, descreve o que chama de Método Simplificado para verificação da resistência ao fogo de estruturas. Trata-se de um método que acompanha de perto o método de projeto à temperatura ambiente, conforme exposto na NBR 8800 (1986), mas que se destina, exclusivamente, a estruturas protegidas, como se conclui das hipótese básicas que o mesmo adota.

Os métodos simplificados resultam na determinação das temperaturas críticas para pilares de aço em torno de 550°C, dependendo da razão de carga. Isto se deve, entre outros fatores, ao fato de a distribuição de temperatura nos perfis ser considerada uniforme nas seções transversais e ao longo do comprimento. Esta simplificação leva a uma redução da resistência ao fogo, porque o escoamento das seções transversais ocorre simultaneamente em toda a sua extensão. Ao contrário, se a distribuição de temperatura é não uniforme, há transferência de carga das partes mais aquecidas para as partes mais frias, aumentando o tempo de resistência ao fogo da peça.

Até este ponto, neste trabalho, para calcular a resistência ao fogo das colunas metálicas parcialmente protegidas, usou-se o método dos elementos finitos através do programa VULCAN. Entretanto, é desejável desenvolver um método mais simples para calcular essa resistência, para permitir que a proteção parcial seja usada mais facilmente no projeto prático.

A NBR 14343 (1999), em seu item 8, descreve um método simplificado para a verificação da resistência de elementos metálicos sem proteção passiva e/ou com proteção total. Embora não explicitado na NBR 14323 (1999), o Método Simplificado pode ser entendido como um método de dimensionamento da proteção passiva estrutural. A rigor, quando se conclui que uma peça não necessita de proteção, ou seja, quando se verifica a condição $S_{d,\theta} < R_{d,\theta}$, a dispensa da proteção gera condições de carregamento que podem invalidar o cálculo de $R_{d,\theta}$. No entanto, a norma não faz nenhuma menção ao uso de proteção parcial. Assim sendo, faz-se necessário o desenvolvimento de um método simplificado, suficientemente preciso, para determinação da resistência ao fogo de elementos parcialmente protegidos.

A seguir serão apresentadas equações para o dimensionamento, em situação de incêndio, de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados, soldados não-híbridos e perfis formados a frio. Assim como na NBR 14343 (1999), considera-se perfis com seção transversal com um ou dois eixos de simetria.

6.2. BARRAS TRACIONADAS

As peças tracionadas são empregadas nas estruturas, geralmente, sob forma de:

- Contraventamentos.
- Chumbadores .
- Tirantes.

- Treliças.
- Estruturas estaiadas.

Os estados limites últimos a serem verificados para o dimensionamento de barras prismáticas solicitadas exclusivamente por força normal de tração axial são:

- (a) Ruptura da Seção Líquida Efetiva da Peça.
- (b) Escoamento da Seção Bruta da Peça

Segundo o item 8.4.2.2 da NBR 14343 (1999), em situação de incêndio, o estado limite de ruptura da seção líquida efetiva não precisa ser verificado, uma vez que a temperatura do aço será menor nas ligações, devido à presença de material adicional. Todavia, não está demonstrado que o acréscimo de massa nas ligações seja de tal ordem que justifique uma diminuição significativa de temperatura. Mesmo assim, este tipo de ruptura não será considerado neste trabalho.

6.2.1. ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

- (a) **Verificação à Temperatura Ambiente:**

$$R_{d,20} = \phi_t \cdot A_g \cdot f_y \quad (6.1)$$

- (b) **Verificação em Situação de Incêndio:**

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$R_{d,\theta} = \phi_{t,\theta} \cdot A_g \cdot f_{y,\theta} \quad (6.2)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$R_{d,\theta}^{PP} = \phi_{t,\theta} \cdot \sum A_g \cdot f_{y,\theta} \quad (6.3)$$

6.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO

A seguir será apresentado um exemplo prático de aplicação da formulação proposta para peças tracionadas.

Exemplo 1: Determinar a espessura de proteção parcial necessária nas mesas de uma barra de treliça para que esta resista a 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

Dados:

$$g = 600\text{kN}$$

$$q = 600\text{kN}$$

$$f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$$

$$L = 1,0\text{m}$$

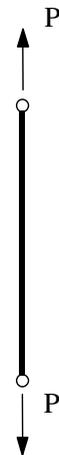
Local: escritório

Perfil HP 250x62

$$d = 246\text{mm} \quad b_f = 256\text{mm} \quad t_f = 10,7\text{mm} \quad t_w = 10,5\text{mm}$$

$$A_g = 79,6\text{cm}^2$$

$$\mu = 193\text{m}^{-1}$$



- Verificação a Temperatura Ambiente:

$$S_{d,20} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot 600 + 1,5 \cdot 600 = 1740\text{kN}$$

Estado Limite de Escoamento da Seção Bruta:

$$R_{d,20} = \phi_t \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 79,6 \cdot 34,5 = 2471,6\text{kN}$$

Como $R_{d,20} > S_{d,20} \rightarrow \text{ok!}$

Folga: 29,6%

- Verificação em Incêndio:

$$S_{d,\theta} = \gamma_{g,\theta} \cdot g + \gamma_{q,\theta} \cdot q = 1,1 \cdot 600 + 0,2 \cdot 600 = 780 \text{ kN}$$

- (a) Verificação com Proteção Total

Estado Limite de Escoamento da Seção Bruta:

$$R_{d,\theta} = \phi_{t,\theta} \cdot A_g \cdot f_{y,\theta}$$

fazendo $R_{d,\theta} = S_{d,\theta}$

$$780 = 1,0 \cdot 79,6 \cdot K_{y,\theta} \cdot 34,5$$

$$K_{y,\theta} = 0,284$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{\text{crit}} = 680^\circ\text{C}$ (em toda a peça).

Interpretação: 680°C é a temperatura que leva a peça ao colapso para essa combinação de carregamentos. Sem proteção passiva, o perfil HP 250x62 atinge 680° em aproximadamente 15 minutos. Devemos, então, evitar que a peça atinja essa temperatura durante o TRRF. Para isso, será necessário a aplicação de proteção passiva no perfil. De acordo com a equação (2.32) será necessário proteger todo o perfil com 10,0mm de argamassa projetada de cimento areia e vermiculita para evitar que o perfil atinja 680°C em 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

- (b) Verificação com Proteção Parcial

Supondo que o perfil terá apenas proteção das mesas, após 30 minutos de exposição ao incêndio padrão a alma atingirá 830°C (calculado pela equação (2.28)).

Portanto, pela Tabela 2.5: $K_{y,\theta}^A = 0,095$

Cálculo da Espessura de Proteção Passiva das Mesas:

$$R_{d,\theta}^{PP} = \phi_{t,\theta} \cdot \sum A_g \cdot f_{y,\theta}$$

$$R_{d,\theta}^{PP} = \phi_{t,\theta} \cdot \left[\underbrace{2 \cdot (b_f \cdot t_f)}_{\text{Área das mesas}} \cdot K_{y,\theta}^M \cdot f_y + t_w \cdot \underbrace{(d - 2 \cdot t_f)}_{\text{Área da alma}} \cdot K_{y,\theta}^A \cdot f_y \right]$$

$$780 = 1,0 \cdot [2 \cdot (25,6 \cdot 1,07) \cdot K_{y,\theta}^M \cdot 34,5 + 1,05 \cdot (24,6 - 2 \cdot 1,07) \cdot 0,095 \cdot 34,5]$$

$$K_{y,\theta}^M = 0,372$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{crit}^M = 640^\circ C$ (nas mesas do perfil).

Utilizando o método simplificado proposto no Capítulo 5 desta dissertação, acha-se a espessura de proteção passiva necessária para manter a temperatura das mesas inferior à $640^\circ C$ durante os 30 minutos de TRRF.

Da Figura 5.18 temos: $t_m = 15,0\text{mm}$

Interpretação: Será necessário proteger as mesas do perfil com 15,0mm de argamassa projetada para garantir a estabilidade da peça durante 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

- Comparação entre o uso de proteção total e proteção parcial:

Tabela 6.1 – C consumo de material e área de aplicação

Tipo de Proteção	Volume de Material (m ³ /m)	Área de Aplicação (m ² /m)
Total (10mm)	0,016	1,58
Parcial (15mm)	0,018	1,23
Situação (%)	16,7	-22,2

Da Tabela 6.1 nota-se que o consumo de material de proteção se eleva em 16,7% com o uso da proteção parcial. Em contrapartida, o custo de aplicação cai em 22,2%. Admitido-se que o custo do material e o custo de aplicação sejam similares, um aumento de 16,7% no custo de material e uma economia de 22,2% na aplicação desse material levaria a uma economia global de aproximadamente 10%.

6.3. BARRAS COMPRIMIDAS

As peças comprimidas são empregadas nas estruturas, geralmente, sob forma de:

- Colunas.
- Treliças.

O estudo do comportamento de peças submetidas à compressão simples se constitui em um dos subsídios básicos para a avaliação do comportamento de peças submetidas a efeitos combinados.

Ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças, reduzindo o efeito das curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar este efeito. A resistência de cálculo de uma peça comprimida é diretamente influenciada pelo tipo de material e pelas características geométricas das seções transversais, como área e raio de

giração, devido à influência do fenômeno de instabilidade no comportamento último da peça.

Os estados limites últimos a serem verificados para o dimensionamento de barras prismáticas solicitadas exclusivamente por força normal de compressão centrada são:

- (a) Instabilidade da barra como um todo (flambagem global).
- (b) Instabilidade de parte da seção (flambagem local)

A formulação a ser apresentada aplica-se às barras axialmente comprimidas, cujos elementos componentes da seção transversal não possuam relações b/t superiores aos valores dados na Tabela 1 da NBR 8800 (1986) para seções classe 3¹. Assim sendo, torna-se desnecessário verificar a flambagem local.

Comentário: seções classe 3 são seções que não podem sofrer flambagem no regime elástico, quando sujeitas às solicitações indicadas na Tabela 1 da NBR 8800 (1986).

Portanto: $Q = Q_a \cdot Q_s = 1,0$

6.3.1. ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM POR FLEXÃO (FLAMBAGEM GLOBAL)

(a) Verificação à Temperatura Ambiente:

$$R_{d,20} = \phi_c \cdot \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y \quad (6.4)$$

¹ Não há necessidade de verificar, em situação de incêndio, a classe da seção. Admite-se que o fator empírico 1,2 reduza o esforço resistente de forma que possibilite tal desconsideração (SILVA, 2001).

(b) Verificação em Situação de Incêndio:

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$R_{d,\theta} = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta} \cdot A_g \cdot f_{y,\theta}}{K_a} \quad (6.5)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$R_{d,\theta}^{PP} = \phi_{c,\theta} \cdot \sum \frac{\rho_{\theta} \cdot A_g \cdot f_{y,\theta}}{K_a} \quad (6.6)$$

onde: $K_a = 1,0 + \bar{\lambda}_{\theta}$ para $0 \leq \bar{\lambda}_{\theta} < 0,2$

$K_a = 1,2$ para $\bar{\lambda}_{\theta} \geq 0,2$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} \quad (6.7)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{l_{fl}}{r}}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} \quad (6.8)$$

$$\beta_{\theta} = \frac{1}{2 \cdot \bar{\lambda}_{\theta}^2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot \sqrt{\bar{\lambda}_{\theta}^2 - 0,04 + \bar{\lambda}_{\theta}^2} \right] \quad (6.9)$$

$$\rho_{\theta} = \beta_{\theta} - \sqrt{\beta_{\theta}^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (6.10)$$

6.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO

A seguir será apresentado um exemplo prático de aplicação da formulação proposta para peças comprimidas.

Exemplo 2: Determinar a espessura de proteção parcial necessária nas mesas para uma coluna submetida a compressão centrada resistir a 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

Dados:

$$g = 1500\text{kN}$$

$$q = 1200\text{kN}$$

$$f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$$

$$L = 3,0\text{m}$$

Local: escritório

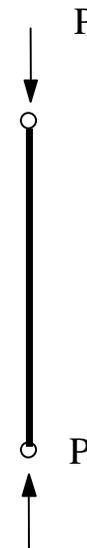
Perfil HP 310x125

$$d = 312\text{mm} \quad b_f = 312\text{mm} \quad t_f = 17,4\text{mm} \quad t_w = 17,4\text{mm}$$

$$A_g = 159\text{cm}^2$$

$$r_x = 13,05\text{cm}$$

$$\mu = 119\text{m}^{-1}$$



- Verificação à Temperatura Ambiente:

$$S_{d,20} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot 1500 + 1,5 \cdot 1200 = 3900\text{kN}$$

Estado Limite de Flambagem por Flexão:

$$\lambda = \frac{l_f}{r_x} = \frac{300}{13,05} = 23$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{23}{\sqrt{\frac{\pi^2 20500}{34,5}}} = 0,30$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho = 0,951$ (curva c)

$$R_{d,20} = \phi_c \cdot \rho \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 0,951 \cdot 159 \cdot 34,5 = 4695 \text{ kN}$$

Como $R_{d,20} > S_{d,20} \rightarrow \text{ok!}$

Folga: 17%

- Verificação em Situação de Incêndio:

$$S_{d,\theta} = \gamma_{g,\theta} \cdot g + \gamma_{q,\theta} \cdot q = 1,1 \cdot 1500 + 0,2 \cdot 1200 = 1890 \text{ kN}$$

(a) Verificação com Proteção Total

Estado Limite de Flambagem por Flexão:

$$R_{d,\theta} = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_\theta \cdot A_g \cdot f_{y,\theta}}{1,2}$$

fazendo $R_{d,\theta} = S_{d,\theta}$

1ª tentativa: Fazendo $\rho_\theta \approx \rho$

$$1890 = 1,0 \cdot \frac{0,951 \cdot 159 \cdot K_{y,\theta} \cdot 34,5}{1,2}$$

$$K_{y,\theta} = 0,43$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{\text{crit}} = 615^{\circ}\text{C}$ (em toda a peça).

$$K_{E,\theta} = 0,28 \quad \text{e} \quad \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,24$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,24 = 0,37$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta} = 0,915$ (curva c)

$$R_{d,\theta} = 1,0 \cdot \frac{0,915 \cdot 159 \cdot 0,43 \cdot 34,5}{1,2} = 1798\text{kN}$$

Como $R_{d,\theta} < S_{d,\theta} \rightarrow$ realizar nova tentativa!

2ª tentativa: Fazendo $\theta_{\text{crit}} = 600^{\circ}\text{C}$

Pela Tabela 2.5 temos que: $K_{y,\theta} = 0,47$ $K_{E,\theta} = 0,31$ e $\sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,23$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,23 = 0,37$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta} = 0,915$ (curva c)

$$R_{d,\theta} = 1,0 \cdot \frac{0,915 \cdot 159 \cdot 0,47 \cdot 34,5}{1,2} = 1966\text{kN} > S_{d,\theta}$$

Interpolando-se os dois valores: $\theta_{\text{crit}} = 610^{\circ}\text{C}$

Interpretação: 610°C é a temperatura que leva a peça ao colapso para essa combinação de carregamentos. Sem proteção passiva, o perfil HP 310x125 atinge 610°C em aproximadamente 17 minutos. Devemos, então, evitar que a peça atinja essa temperatura durante o TRRF. Para isso, será necessário a aplicação de proteção passiva no perfil. De acordo com a equação (2.32) será necessário proteger todo o perfil com 7,0mm de argamassa projetada para evitar que o perfil atinja 610°C em 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

(b) Verificação com Proteção Parcial

Estado Limite de Flambagem por Flexão:

Supondo que o perfil terá apenas proteção das mesas, após 30 minutos de exposição ao incêndio padrão a alma atingirá 812°C (calculado pela equação (2.28)).

Portanto, pela Tabela 2.5: $K_{y,\theta}^A = 0,0915$ $K_{E,\theta}^A = 0,0817$ e $\sqrt{\frac{K_{y,\theta}^A}{K_{E,\theta}^A}} = 1,06$

$$\bar{\lambda}_{\theta}^A = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}^A}{K_{E,\theta}^A}} = 0,30 \cdot 1,06 = 0,32$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta}^A = 0,941$ (curva c)

$$R_{d,\theta}^A = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta}^A \cdot A_g^A \cdot f_{y,\theta}^A}{1,2}$$

$$R_{d,\theta}^A = 1,0 \cdot \frac{0,941 \cdot (31,2 - 2 \cdot 1,74) \cdot 1,74 \cdot 0,0915 \cdot 34,5}{1,2}$$

$R_{d,\theta}^A = 119\text{kN}$ (parcela de contribuição da alma na resistência ao fogo da coluna).

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

Sendo: $R_{d,\theta} = R_{d,\theta}^M + R_{d,\theta}^A$

A resistência que as mesas deverão ter será: $R_{d,\theta}^M = S_{d,\theta}^M = 1771\text{kN}$

$$R_{d,\theta}^M = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta}^M \cdot A_g^M \cdot f_{y,\theta}^M}{1,2}$$

1ª tentativa: Fazendo $\rho_{\theta}^M \approx \rho$

$$1771 = 1,0 \cdot \frac{0,951 \cdot (2 \cdot 31,2 \cdot 1,74) \cdot K_{y,\theta}^M \cdot 34,5}{1,2}$$

$$K_{y,\theta}^M = 0,60$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{crit}^M = 560^{\circ}\text{C}$

$$K_{E,\theta}^M = 0,43 \quad \text{e} \quad \sqrt{\frac{K_{y,\theta}^M}{K_{E,\theta}^M}} = 1,18$$

$$\bar{\lambda}_{\theta}^M = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}^M}{K_{E,\theta}^M}} = 0,30 \cdot 1,18 = 0,35$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta}^M = 0,926$ (curva c)

$$R_{d,\theta}^M = 1,0 \cdot \frac{0,926 \cdot (2 \cdot 31,2 \cdot 1,74) \cdot 0,6 \cdot 34,5}{1,2} = 1734\text{kN}$$

Como $R_{d,\theta}^M < S_{d,\theta}^M \rightarrow$ realizar nova tentativa!

2ª tentativa: Fazendo $\theta_{crit} = 550^{\circ}\text{C}$

Pela Tabela 2.5 temos que: $K_{y,\theta}^M = 0,63$ $K_{E,\theta}^M = 0,46$ e $\sqrt{\frac{K_{y,\theta}^M}{K_{E,\theta}^M}} = 1,17$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,17 = 0,35$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_\theta^M = 0,926$ (curva c)

$$R_{d,\theta} = 1,0 \cdot \frac{0,926 \cdot (2 \cdot 31,2 \cdot 1,74) \cdot 0,63 \cdot 34,5}{1,2} = 1821 \text{kN} > S_{d,\theta}^M$$

Interpolando-se os dois valores: $\theta_{\text{crit}} = 555^\circ\text{C}$

Utilizando o método simplificado proposto no Capítulo 5 desta dissertação, acha-se a espessura de proteção passiva necessária para manter a temperatura das mesas inferior à 555°C durante os 30 minutos de TRRF.

Da Figura 5.13 temos: $t_m = 10\text{mm}$

Interpretação: Será necessário proteger as mesas do perfil com 10mm de argamassa projetada para garantir a estabilidade da peça durante 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

- Comparação entre o uso de proteção total e proteção parcial:

Tabela 6.2 – Consumo de material e área de aplicação

Tipo de Proteção	Volume de Material (m ³ /m)	Área de Aplicação (m ² /m)
Total (7mm)	0,013	1,89
Parcial (10mm)	0,014	1,40
Situação (%)	5,9	-25,9

Da Tabela 6.2 nota-se que o consumo de material de proteção se eleva em 5,9% com o uso da proteção parcial. Em contrapartida, o custo de aplicação cai em 25,9%. Admitido-se que o custo do material e o custo de aplicação sejam similares, um aumento de 5,9% no custo de material e uma economia de 25,9% na aplicação desse material levaria a uma economia global de aproximadamente 22%.

6.4. BARRAS FLETIDAS

Barras fletidas, ou simplesmente vigas, são destinadas a suportar cargas aplicadas em ângulo reto (transversais) ao eixo longitudinal. As vigas ocorrem com grande frequência nas estruturas metálicas e são geralmente usadas como elementos de transmissão de cargas para os pilares da edificação.

Os estados limites últimos a serem verificados para o dimensionamento de barras prismáticas solicitadas exclusivamente por esforço de flexão são:

- (a) Flambagem local de mesa (FLM).
- (b) Flambagem local da alma (FLA).
- (c) Flambagem lateral com torção (FLT).

A formulação a ser apresentada aplica-se às barras fletidas, cujos elementos componentes da seção transversal não possam sofrer flambagem local em regime elástico em decorrência da atuação do momento fletor.

O valor do parâmetro de esbeltez (λ) para os estados limites últimos de FLM, FLA e FLT, em situação de incêndio, deve ser determinado como no anexo D da NBR 8800 (1986).

**6.4.1. FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA E FLAMBAGEM LOCAL DA MESA
(FLA E FLM)**

(a) Verificação a Temperatura Ambiente:

$$\lambda \leq \lambda_p; \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl} \quad (6.11)$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (6.12)$$

$$\lambda > \lambda_r \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{cr} \quad (6.13)$$

onde:

$$M_{pl} = f_y \cdot Z \quad (6.14)$$

$$M_r = f_y \cdot W \quad (\text{FLA}) \quad (6.15)$$

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot W \quad (\text{FLM}) \quad (6.16)$$

$$M_{cr} = \frac{0,67 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W \quad (\text{Perfis laminados}) \quad (6.17)$$

$$M_{cr} = \frac{0,38 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W \quad (\text{Perfis soldados}) \quad (6.18)$$

(b) Verificação em Situação de Incêndio:

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$\lambda \leq \lambda_{p,\theta} \quad M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (6.19)$$

$$\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right] \quad (6.20)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$\lambda \leq \lambda_{p,\theta} \quad M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \sum K_{y,\theta} \cdot M_{pl} \quad (6.21)$$

$$\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \sum K_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right] \quad (6.22)$$

6.4.2. FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)

- (a) Verificação a Temperatura Ambiente:**

Idem às verificações de FLA e FLM.

- (b) Verificação em Situação de Incêndio:**

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$\lambda \leq \lambda_{p,\theta} \quad \text{idem FLA e FLM}$$

$$\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \frac{K_{y,\theta}}{1,2} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right] \quad (6.23)$$

$$\lambda > \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \frac{K_{y,\theta} \cdot M_{cr}}{1,2} \quad (6.24)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$\lambda \leq \lambda_{p,\theta} \quad \text{idem FLA e FLM}$$

$$\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \sum \frac{K_{y,\theta}}{1,2} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right] \quad (6.25)$$

$$\lambda > \lambda_{r,\theta} \quad M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \sum \frac{K_{y,\theta} \cdot M_{cr}}{1,2} \quad (6.26)$$

6.4.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO

A seguir será apresentado um exemplo prático de aplicação da formulação proposta para peças fletidas.

Exemplo 3: Determinar a espessura de proteção parcial das mesas necessária para uma viga resistir a 60 minutos de exposição ao incêndio padrão.

Dados:

$$g = 10\text{kN/m}$$

$$q = 15\text{kN/m}$$

$$f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$$

$$L = 18,0\text{m}$$

Local: biblioteca

Perfil CVS 500x250

$$d = 500\text{mm} \quad b_f = 350\text{mm} \quad t_f = 31,5\text{mm}$$

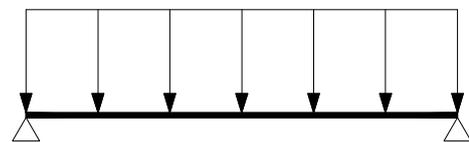
$$t_w = 22,4\text{mm}$$

$$A_g = 318,4\text{cm}^2 \quad Z_x = 6235\text{cm}^3$$

$$r_x = 20,7\text{cm}$$

$$\mu = 74\text{m}^{-1}$$

Viga travada lateralmente pela laje de concreto



- Verificação à Temperatura Ambiente:

$$S_{d,20} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot 10 + 1,5 \cdot 15 = 36,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{d,20} = \frac{S_{d,20} \cdot l^2}{8} = \frac{36,5 \cdot 18^2}{8} = 1478,25 \text{ kN} \cdot \text{m} = 147825 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Flambagem Lateral com Torção:

$$L_b = 0 \quad \therefore \quad \lambda = 0$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \rightarrow \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$$

Flambagem Local da Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(d - 2 \cdot t_f)}{t_w} = \frac{(50 - 2 \cdot 3,15)}{2,24} = 19,50$$

$$\lambda_p = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 85,32$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \rightarrow \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$$

Flambagem Local da Mesa:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{35}{2 \cdot 3,15} = 5,56$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

Como $\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$

$$M_{Rd,20} = 0,9 \cdot 34,5 \cdot 6235 = 193597 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como $M_{d,20} > M_{Rd,20} \rightarrow \text{ok!}$

Folga: 30,9%

- Verificação em Incêndio:

Como a viga é biapoiada e sobreposta por laje de concreto, não há necessidade de verificar a mudança de classe.

$$S_{d,\theta} = \gamma_{g,\theta} \cdot g + \gamma_{q,\theta} \cdot q = 1,1 \cdot 10 + 0,6 \cdot 15 = 20 \text{ kN/m}$$

$$M_{d,\theta} = \frac{S_{d,\theta} \cdot l^2}{8} = \frac{20 \cdot 18^2}{8} = 810 \text{ kN} \cdot \text{m} = 81000 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\eta = \frac{M_{d,\theta}}{M_{Rd,20}} = \frac{81000}{193597} = 0,42$$

Interpretação: em situação de incêndio a estrutura é solicitada com 42% de sua capacidade máxima à temperatura ambiente.

- (a) Verificação com Proteção Total:

$$M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

fazendo $M_{Rd,\theta} = M_{d,\theta}$

$$81000 = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot K_{y,\theta} \cdot 34,5 \cdot 6235$$

$$K_{y,\theta} = 0,27$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{crit} = 685^\circ\text{C}$ (em toda a peça).

Interpretação: 685°C é a temperatura que leva a peça ao colapso para essa combinação de carregamentos. Sem proteção passiva, o perfil CVS 500x250 atinge 685°C em aproximadamente 26 minutos. Devemos, então, evitar que a peça atinja essa temperatura durante o TRRF. Para isso, será necessário a aplicação de proteção passiva no perfil. De acordo com a equação (2.32) será necessário proteger todo o perfil com 10,0mm de argamassa projetada para evitar que o perfil atinja 685°C em 60 minutos de exposição ao incêndio padrão.

(b) Verificação com Proteção Parcial

Supondo que o perfil terá apenas proteção das mesas, após 60 minutos de exposição ao incêndio padrão a alma atingirá 930°C (calculado pela equação (2.28)).

Portanto, pela Tabela 2.5: $K_{y,\theta}^A = 0,054$

$$M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \sum K_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

$$M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot (K_{y,\theta}^A \cdot Z^A + K_{y,\theta}^M \cdot Z^M) \cdot f_y$$

$$Z^A = \frac{A}{2} \cdot (y_1 + y_2) = \frac{(d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w}{2} \cdot \left(\frac{(d - 2 \cdot t_f)}{4} + \frac{(d - 2 \cdot t_f)}{4} \right)$$

$$Z^A = \frac{A}{2} \cdot (y_1 + y_2) = \frac{(50 - 2 \cdot 3,15) \cdot 2,24}{2} \cdot \left(\frac{(50 - 2 \cdot 3,15)}{4} + \frac{(50 - 2 \cdot 3,15)}{4} \right) = 1069\text{cm}^3$$

$$Z^M = Z - Z^A = 6235 - 1069 = 5166\text{cm}^3$$

$$81000 = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot (0,054 \cdot 1069 + K_{y,\theta}^M \cdot 5166) \cdot 34,5$$

$$K_{y,\theta}^M = 0,31$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{crit}^M = 665^\circ C$

Utilizando o método simplificado proposto no Capítulo 5 desta dissertação, acha-se a espessura de proteção passiva necessária para manter a temperatura das mesas inferior à $665^\circ C$ durante os 60 minutos de TRRF.

Da Figura 5.6 temos: $t_m = 15\text{mm}$

Interpretação: Será necessário proteger as mesas do perfil com 15mm de argamassa projetada para garantir a estabilidade da peça durante 60 minutos de exposição ao incêndio padrão.

- Comparação entre o uso de proteção total e proteção parcial:

Tabela 6.3 – Consumo de material e área de aplicação

Tipo de Proteção	Volume de Material (m ³ /m)	Área de Aplicação (m ² /m)
Total (10mm)	0,024	2,44
Parcial (15mm)	0,025	1,66
Situação (%)	2,3	-31,8

Da Tabela 6.3 nota-se que o consumo de material de proteção se eleva em 2,3% com o uso da proteção parcial. Em contrapartida, o custo de aplicação cai em 31,8%. Admitido-se que o custo do material e o custo de aplicação sejam similares, um aumento de 2,3% no custo de material e uma economia de 31,8% na aplicação desse material levaria a uma economia global de aproximadamente 30%.

6.5. BARRAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS COMBINADOS

Elementos flexo-comprimidos, ou vigas-coluna, são elementos estruturais que combinam a função de vigas, que transmitem forças ou momentos transversais, com a função de colunas, que transmitem forças axiais. Estas solicitações podem atuar em torno de um dos eixos principais (flexão normal composta) ou podem ter componentes segundo os dois eixos principais (flexão oblíqua) das seções transversais.

Peças estruturais perfeitamente retilíneas com cargas perfeitamente centradas não existem na prática. Os pilares apresentam imperfeições construtivas, chamadas também de excentricidades acidentais (e_0) previstas em norma, cujo valor recomendado pela NBR 8800 (1986) deve ser tomado igual a $(L/1000)$, sendo L o comprimento do pilar. Por outro lado, as cargas são aplicadas com certa excentricidade, devido à continuidade entre os diversos elementos. Como quase todos os membros em uma estrutura estão sujeitos a cargas axiais e momentos fletores, todos os elementos estruturais podem ser considerados como sendo vigas-coluna pois, teoricamente, elementos sujeitos exclusivamente à tração, à compressão ou à flexão são casos particulares das vigas-coluna. Quando a magnitude de uma solicitação é muito pequena em relação a de outra seu efeito pode ser desprezado e o elemento poderá ser tratado como uma viga ou como uma coluna axialmente comprimida ou axialmente tracionada. Mas, para a maioria das situações, nenhum dos dois efeitos pode ser desprezado e o efeito combinado deve ser considerado no dimensionamento.

Existem casos em que as excentricidades construtivas (defeitos ou imperfeições) são pequenas e podem ser absorvidas pelos coeficientes de segurança, sendo a barra então dimensionada apenas para o esforço normal. Mas há casos em que a excentricidade é de grande importância, como é o caso de pilares com carga excêntrica. O dimensionamento é feito então, levando-se em consideração o momento fletor e a força normal, verificando-se a flambagem sob efeito das duas solicitações.

O comportamento de vigas-coluna, exceto para pilares curtos, constitui um problema de instabilidade, pois a interação da força axial com a flexão provoca deformações que crescem rapidamente com as aplicações das cargas, até um limite em que estas deformações caracterizem o colapso.

Uma viga-coluna pode estar sujeita a dois tipos de colapso: colapso por escoamento da seção e por instabilidade, segundo ARAÚJO (1993).

O colapso por escoamento da seção é crítico em peças curtas e de chapas grossas, onde pode haver a formação de rótulas plásticas, nas seções onde o momento tem maior intensidade.

O colapso por instabilidade pode ser caracterizado de forma local na alma e/ou na mesa do perfil, ou de forma global da peça como um todo.

A flambagem local é crítica quando as relações largura-espessura dos elementos constituintes do perfil estão acima de limites previstos nos estudos de flambagem de chapas.

O colapso por instabilidade global da peça pode aparecer como um colapso por instabilidade em um plano ou como um colapso por flambagem lateral, devido a flexo-torção. O comportamento de vigas-coluna isoladas pode ser discutido considerando-se três situações diferentes:

- (a) Instabilidade no plano de flexão.
- (b) Instabilidade por flexo-torção.
- (c) Instabilidade por flexão biaxial.

A formulação a ser apresentada aplica-se às barras sujeitas a esforços combinados, cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria.

6.5.1.EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA

Considera a interação da força normal com o momento fletor, levando em conta apenas o escoamento da seção transversal do pilar.

(a) Verificação à Temperatura Ambiente:

$$\frac{N_{d,20}}{R_{d,20}} + \frac{M_{dx,20}}{M_{Rdx,20}} + \frac{M_{dy,20}}{M_{Rdy,20}} \leq 1.0 \quad (6.27)$$

(b) Verificação em Situação de Incêndio:

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$\frac{N_{d,\theta}}{R_{d,\theta}} + \frac{M_{dx,\theta}}{M_{Rdx,\theta}} + \frac{M_{dy,\theta}}{M_{Rdy,\theta}} \leq 1.0 \quad (6.28)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$\frac{N_{d,\theta}^{PP}}{R_{d,\theta}^{PP}} + \frac{M_{dx,\theta}^{PP}}{M_{Rdx,\theta}^{PP}} + \frac{M_{dy,\theta}^{PP}}{M_{Rd,\theta}^{PP}} \leq 1.0 \quad (6.29)$$

6.5.2.EQUAÇÃO DA ESTABILIDADE

Considera a interação da força normal com o momento fletor levando-se em conta a possibilidade de instabilidade do pilar.

(a) Verificação à Temperatura Ambiente:

$$\frac{N_{d,20}}{R_{d,20}} + \frac{C_{m,x} \cdot M_{dx,20}}{\left(1 - \frac{N_{d,20}}{0,73 \cdot R_{ex,20}}\right) M_{Rdx,20}} + \frac{C_{m,y} \cdot M_{dy,20}}{\left(1 - \frac{N_{d,20}}{0,73 \cdot R_{ey,20}}\right) M_{Rdy,20}} \leq 1.0 \quad (6.30)$$

$$R_{e,20} = \frac{A_g \cdot f_y}{\lambda^2} \quad (6.31)$$

(b) Verificação em Situação de Incêndio:

- Estrutura Totalmente Protegida ou Desprotegida:

$$\frac{N_{d,\theta}}{R_{d,\theta}} + \frac{C_{m,x} \cdot M_{dx,\theta}}{\left(1 - \frac{N_{d,\theta}}{0,73 \cdot R_{ex,\theta}}\right) M_{Rdx,\theta}} + \frac{C_{m,y} \cdot M_{dy,\theta}}{\left(1 - \frac{N_{d,\theta}}{0,73 \cdot R_{ey,\theta}}\right) M_{Rdy,\theta}} \leq 1.0 \quad (6.32)$$

$$R_{e,\theta} = \frac{A_g \cdot f_{y,\theta}}{\lambda_\theta^2} \quad (6.33)$$

- Estrutura Parcialmente Protegida:

$$\frac{N_{d,\theta}^{PP}}{R_{d,\theta}^{PP}} + \frac{C_{m,x} \cdot M_{dx,\theta}^{PP}}{\left(1 - \frac{N_{d,\theta}^{PP}}{0,73 \cdot R_{ex,\theta}^{PP}}\right) M_{Rdx,\theta}^{PP}} + \frac{C_{m,y} \cdot M_{dy,\theta}^{PP}}{\left(1 - \frac{N_{d,\theta}^{PP}}{0,73 \cdot R_{ey,\theta}^{PP}}\right) M_{Rdy,\theta}^{PP}} \leq 1.0 \quad (6.34)$$

$$R_{e,\theta}^{PP} = \frac{1}{\lambda_\theta^2} \cdot \sum A_g \cdot f_{y,\theta} \quad (6.35)$$

6.5.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO

A seguir será apresentado um exemplo prático de aplicação da formulação proposta para peças submetidas a esforços combinados.

Exemplo 4: Determinar a espessura de proteção parcial necessária nas mesas para uma coluna resistir a 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

Dados:

$$g = 800\text{kN}$$

$$q = 1000\text{kN}$$

$$f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$$

$$L = 3,0\text{m}$$

$$e = 0,25d = 7,8\text{cm}$$

Local: escritório

Perfil HP 310x125

$$d = 312\text{mm} \quad b_f = 312\text{mm} \quad t_f = 17,4\text{mm} \quad t_w = 17,4\text{mm}$$

$$A_g = 159\text{cm}^2 \quad W_x = 1735\text{cm}^3 \quad Z_x = 1944\text{cm}^3$$

$$r_x = 13,05\text{cm}$$

$$\mu = 119\text{m}^{-1}$$



- Verificação a Temperatura Ambiente:

$$S_{d,20} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot 800 + 1,5 \cdot 1000 = 2620\text{kN}$$

$$M_{d,20} = S_{d,20} \cdot e = 2620 \cdot 7,8 = 20436\text{kN} \cdot \text{cm}$$

Determinação da Resistência a Compressão:

$$\lambda = \frac{l_f}{r_x} = \frac{300}{13,05} = 23$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{23}{\sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 20500}{34,5}}} = 0,30$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho = 0,951$ (curva c)

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

$$R_{d,20} = \phi_c \cdot \rho \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 0,951 \cdot 159 \cdot 34,5 = 4695 \text{ kN}$$

Determinação da Resistência à Flexão:

FLT:

$$L_b = 0 \quad \therefore \quad \lambda = 0$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \rightarrow \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$$

FLA:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(d - 2 \cdot t_f)}{t_w} = \frac{(31,2 - 2 \cdot 1,74)}{1,74} = 15,93$$

$$\lambda_p = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 85,32$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \rightarrow \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$$

FLM:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{31,2}{2 \cdot 1,74} = 8,96$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \rightarrow \quad M_{Rd,20} = \phi_b \cdot M_{pl}$$

$$M_{Rd,20} = 0,9 \cdot 34,5 \cdot 1944 = 60361 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Equação da Resistência:

$$\frac{N_{d,20}}{R_{d,20}} + \frac{M_{dx,20}}{M_{Rdx,20}} \leq 1.0$$

$$\frac{2620}{4695} + \frac{20436}{60361} = 0,56 + 0,33 = 0,89 \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{ok!}$$

Equação da Estabilidade:

$$\frac{N_{d,20}}{R_{d,20}} + \frac{C_{m,x} \cdot M_{dx,20}}{\left(1 - \frac{N_{d,20}}{0,73 \cdot R_{ex,20}}\right) M_{Rdx,20}} \leq 1.0$$

$$R_{ex,20} = \frac{A_g \cdot f_y}{\bar{\lambda}} = \frac{159 \cdot 34,5}{0,3^2} = 60950 \text{kN}$$

$$\frac{2620}{4695} + \frac{0,6 \cdot 20436}{\left(1 - \frac{2620}{0,73 \cdot 60950}\right) 60361} = 0,56 + 0,22 = 0,78 \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{ok!}$$

- Verificação em Situação de Incêndio:

$$S_{d,\theta} = \gamma_{g,\theta} \cdot g + \gamma_{q,\theta} \cdot q = 1,1 \cdot 800 + 0,4 \cdot 1000 = 1280 \text{kN}$$

$$M_{d,20} = S_{d,\theta} \cdot e = 1280 \cdot 7,8 = 9984 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\eta = \frac{S_{d,\theta}}{R_{d,20}} = \frac{1280}{4695} = 0,27$$

Interpretação: A estrutura, em situação de incêndio, está sendo solicitada em 27% da sua resistência última à temperatura ambiente.

(a) Verificação com Proteção Total

Determinação da Resistência a Compressão:

Obs: Não é necessário verificar a mudança de classe.

$$R_{d,\theta} = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta} \cdot A_g \cdot f_{y,\theta}}{1,2}$$

fazendo $R_{d,\theta} = S_{d,\theta}$ e supondo $\rho_{\theta} \approx \rho$:

$$1280 = 1,0 \cdot \frac{0,951 \cdot 159 \cdot K_{y,\theta} \cdot 34,5}{1,2}$$

$$K_{y,\theta} = 0,30$$

Pela Tabela 2.5 temos que: $\theta_{\text{crit}} = 670^{\circ}\text{C}$ (em toda a peça).

Interpretação: 670°C seria uma estimativa de temperatura que levaria a peça ao colapso devido a atuação somente da carga de compressão. Como a estrutura está sujeita também a esforços de flexão, como suposição inicial, deve-se supor uma temperatura crítica inferior a 670°C .

Comentário: Esse “chute” inicial depende muito da sensibilidade do calculista em verificar qual a influência de cada esforço (normal e momento fletor) na resistência final da peça.

$$\text{Supondo } \theta_{\text{crit}} = 600^{\circ}\text{C} \quad K_{y,\theta} = 0,47 \quad K_{E,\theta} = 0,31 \quad \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,23$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,23 = 0,37$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta} = 0,915$ (curva c)

$$R_{d,\theta} = 1,0 \cdot \frac{0,915 \cdot 159 \cdot 0,47 \cdot 34,5}{1,2} = 1966 \text{ kN}$$

Determinação da Resistência a Flexão:

Verificação de mudança de classe: Para barras fletidas, em situação de incêndio, faz-se necessário averiguar se houve mudança de classe na peça devido ao aumento de temperatura.

$$\text{FLM: } \lambda_{p,\theta} = \lambda_p \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 9,26 \cdot 0,81 = 7,5 < \lambda = 8,96$$

$$\lambda_r = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y - f_r}} = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5 - 11,5}} = 24,5$$

$$\lambda_{r,\theta} = \lambda_r \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 24,5 \cdot 0,81 = 19,84 > \lambda = 8,96$$

Como $\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta}$, então:

$$M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right]$$

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot W = (34,5 - 11,5) \cdot 1736 = 39928 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

$$M_{Rd,\theta} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,47 \cdot \left[67068 - (67068 - 39928) \cdot \frac{8,9 - 7,5}{19,8 - 7,5} \right]$$

$$M_{Rd,\theta} = 42098 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{FLA: } \lambda_{p,\theta} = \lambda_p \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 85,32 \cdot 0,81 = 69,1 > \lambda = 15,93$$

Como $\lambda < \lambda_{p,\theta}$, então:

$$M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

$$M_{Rd,\theta} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,47 \cdot 34,5 \cdot 1944 = 44131 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim sendo, $M_{Rd,\theta}$ é o menor dos valores encontrados:

$$M_{Rd,\theta} = 42098 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Equação da Resistência:

$$\frac{N_{d,\theta}}{R_{d,\theta}} + \frac{M_{dx,\theta}}{M_{Rdx,\theta}} \leq 1,0$$

$$\frac{1280}{1966} + \frac{9984}{42098} = 0,65 + 0,24 = 0,89 \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad (\text{Fazer nova tentativa})$$

Como visto no item de verificação à temperatura ambiente, essa coluna apresenta problemas de resistência antes de apresentar problemas de instabilidade. Logo, não será necessário verificar a equação da estabilidade.

$$\text{Supondo } \theta_{\text{crit}} = 650^{\circ}\text{C} \quad K_{y,\theta} = 0,35 \quad K_{E,\theta} = 0,22 \quad \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,26$$

Determinação da Resistência a Compressão:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,26 = 0,38$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta} = 0,910$ (curva c)

$$R_{d,\theta} = 1,0 \cdot \frac{0,910 \cdot 159 \cdot 0,35 \cdot 34,5}{1,2} = 1456 \text{kN}$$

Determinação da Resistência a Flexão:

$$\text{FLM: } \lambda_{p,\theta} = \lambda_p \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 9,26 \cdot 0,79 = 7,31 < \lambda = 8,96$$

$$\lambda_{r,\theta} = \lambda_r \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 24,5 \cdot 0,79 = 19,35 > \lambda = 8,96$$

Como $\lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta}$, então:

$$M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \right]$$

$$M_{Rd,\theta} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,35 \cdot \left[67068 - (67068 - 39928) \cdot \frac{8,9 - 7,31}{19,35 - 7,31} \right]$$

$$M_{Rd,\theta} = 31107 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{FLA: } \lambda_{p,\theta} = \lambda_p \cdot \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} = 85,32 \cdot 0,79 = 67,4 > \lambda = 15,93$$

Como $\lambda < \lambda_{p,\theta}$, então:

$$M_{Rd,\theta} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot K_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

$$M_{Rd,\theta} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,35 \cdot 34,5 \cdot 1944 = 32863 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim sendo, $M_{Rd,\theta}$ é o menor dos valores encontrados:

$$M_{Rd,\theta} = 31107 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Equação da Resistência:

$$\frac{N_{d,\theta}}{R_{d,\theta}} + \frac{M_{dx,\theta}}{M_{Rdx,\theta}} \leq 1,0$$

$$\frac{1280}{1456} + \frac{9984}{31107} = 0,88 + 0,32 = 1,20 > 1,0$$

Interpolando-se os dois valores: $\theta_{\text{crit}} = 630^\circ\text{C}$

Interpretação: 630°C é a temperatura que leva a peça ao colapso para essa combinação de carregamentos. Sem proteção passiva, o perfil HP 310x125 atinge 630°C em aproximadamente 18 minutos. Devemos, então, evitar que a peça atinja essa temperatura durante o TRRF. Para isso, será necessário a aplicação de proteção passiva no perfil. De acordo com a equação (2.32) será necessário proteger todo o perfil com 6,0mm de argamassa projetada para evitar que o perfil atinja 630°C em 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

(b) Verificação com Proteção Parcial

Supondo que o perfil terá apenas proteção das mesas, após 30 minutos de exposição ao incêndio padrão a alma atingirá 812°C (calculado pela equação (2.28)).

Portanto, pela Tabela 2.5: $K_{y,\theta}^A = 0,0915$ $K_{E,\theta}^A = 0,0817$ e $\sqrt{\frac{K_{y,\theta}^A}{K_{E,\theta}^A}} = 1,06$

Determinação da Resistência a Compressão:

$$\bar{\lambda}_{\theta}^A = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}^A}{K_{E,\theta}^A}} = 0,30 \cdot 1,06 = 0,32$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_{\theta}^A = 0,941$ (curva c)

$$R_{d,\theta}^A = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta}^A \cdot A_g^A \cdot f_{y,\theta}^A}{1,2}$$

$$R_{d,\theta}^A = 1,0 \cdot \frac{0,941 \cdot (31,2 - 2 \cdot 1,74) \cdot 1,74 \cdot 0,0915 \cdot 34,5}{1,2}$$

$$R_{d,\theta}^A = 119 \text{kN} \quad (\text{parcela de contribuição da alma na resistência ao fogo da coluna}).$$

Sendo: $R_{d,\theta} = R_{d,\theta}^M + R_{d,\theta}^A$

A resistência que as mesas deverão ter será: $R_{d,\theta}^M = S_{d,\theta}^M = 116 \text{kN}$

$$R_{d,\theta}^M = \phi_{c,\theta} \cdot \frac{\rho_{\theta}^M \cdot A_g^M \cdot f_{y,\theta}^M}{1,2}$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

Sabemos que 630°C, uniformemente distribuídos ao longo da seção transversal, é a temperatura que leva a peça ao colapso. Sabemos também que a temperatura na alma, desprotegida, após 30 minutos de exposição ao incêndio padrão é 812°C. Assim sendo, será necessário que as mesas atinjam temperaturas inferiores a 630°C para compensar o aquecimento da alma.

$$\text{Supondo } \theta_{\text{crit}} = 600^\circ\text{C} \quad K_{y,\theta} = 0,47 \quad K_{E,\theta} = 0,31 \quad \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,23$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,23 = 0,37$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_\theta = 0,915$ (curva c)

$$R_{d,\theta}^M = 1,0 \cdot \frac{0,915 \cdot (2 \cdot 31,2 \cdot 1,74) \cdot 0,47 \cdot 34,5}{1,2} = 1342 \text{ kN}$$

$$R_{d,\theta}^{PP} = R_{d,\theta}^M + R_{d,\theta}^A = 1342 + 119 = 1461 \text{ kN}$$

Determinação da Resistência a Flexão:

$$M_{Rd,\theta}^{PP} = \phi_{b,\theta} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot (K_{y,\theta}^A \cdot Z^A + K_{y,\theta}^M \cdot Z^M) \cdot f_y$$

$$Z^A = \frac{A}{2} \cdot (y_1 + y_2) = \frac{(d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w}{2} \cdot \left(\frac{(d - 2 \cdot t_f)}{4} + \frac{(d - 2 \cdot t_f)}{4} \right)$$

$$Z^A = \frac{A}{2} \cdot (y_1 + y_2) = \frac{(31,2 - 2 \cdot 1,74) \cdot 1,74}{2} \cdot \left(\frac{(31,2 - 2 \cdot 1,74)}{4} + \frac{(31,2 - 2 \cdot 1,74)}{4} \right) = 334 \text{ cm}^3$$

$$Z^M = Z - Z^A = 1944 - 334 = 1610 \text{ cm}^3$$

CAP. 6 – DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDAS EM INCÊNDIO: MÉTODO SIMPLIFICADO

$$M_{Rd,\theta}^{PP} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot (0,0915 \cdot 334 + 0,47 \cdot 1610) \cdot 34,5 = 38025 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Equação da Resistência:

$$\frac{1280}{1461} + \frac{9984}{38025} = 0,88 + 0,26 = 1,14 > 1,0$$

Supondo $\theta_{\text{crit}} = 550^\circ\text{C}$ $K_{y,\theta} = 0,63$ $K_{E,\theta} = 0,46$ $\sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 1,17$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} = 0,30 \cdot 1,17 = 0,35$$

Pela Tabela 4 da NBR 8800 (1986): $\rho_\theta = 0,926$ (curva c)

$$R_{d,\theta}^M = 1,0 \cdot \frac{0,926 \cdot (2 \cdot 31,2 \cdot 1,74) \cdot 0,63 \cdot 34,5}{1,2} = 1821$$

$$R_{d,\theta}^{PP} = R_{d,\theta}^M + R_{d,\theta}^A = 1821 + 119 = 1940 \text{ kN}$$

Determinação da Resistência a Flexão:

$$M_{Rd,\theta}^{PP} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot (0,0915 \cdot 334 + 0,63 \cdot 1610) \cdot 34,5 = 50467 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Equação da Resistência:

$$\frac{1280}{1940} + \frac{9984}{50467} = 0,66 + 0,20 = 0,86 < 1,0$$

Interpolando-se os dois valores: $\theta_{\text{crit}} = 575^\circ\text{C}$

Utilizando o método simplificado proposto no Capítulo 5 desta dissertação, acha-se a espessura de proteção passiva necessária para manter a temperatura das mesas inferior à 575°C durante os 30 minutos de TRRF.

Da Figura 5.13 temos: $t_m = 10\text{mm}$

Interpretação: Será necessário proteger as mesas do perfil com 10mm de argamassa projetada para garantir a estabilidade da peça durante 30 minutos de exposição ao incêndio padrão.

- Comparação entre o uso de proteção total e proteção parcial:

Tabela 6.4 – Consumo de material e área de aplicação

Tipo de Proteção	Volume de Material (m ³ /m)	Área de Aplicação (m ² /m)
Total (6mm)	0,014	2,40
Parcial (10mm)	0,016	1,60
Situação (%)	11,0	-33,4

Da Tabela 6.4 nota-se que o consumo de material de proteção se eleva em 11,0% com o uso da proteção parcial. Em contrapartida, o custo de aplicação cai em 33,4%. Admitido-se que o custo do material e o custo de aplicação sejam similares, um aumento de 11,0% no custo de material e uma economia de 33,4% na aplicação desse material levaria a uma economia global de aproximadamente 26%.

6.6. COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO SIMPLIFICADO E O MÉTODO NUMÉRICO

Nesse item pretende-se fazer uma comparação entre os resultados obtidos pela formulação analítica simplificada proposta no presente trabalho e os resultados numéricos fornecidos pelo programa VULCAN (Método dos Elementos Finitos).

A Tabela 6.5 mostra a resistência última da coluna mostrada no exemplo 4 apresentado neste capítulo calculada pelo método simplificado ora proposto e pelo método dos elementos finitos implementado no VULCAN.

Tabela 6.5 – Carga última: Método simplificado x Método dos Elementos Finitos

Carga Última (kN)	
Método Simplificado	VULCAN
1280	2540

Nota-se que a resistência última da coluna calculada pelo VULCAN é aproximadamente duas vezes superior à calculada pelo método simplificado. Essa diferença de resultados se dá devido a diversos fatores, dentre os quais:

- (a) Diferença no método de análise: O método simplificado de dimensionamento baseia-se no método dos estados limites onde solicitações e resistências são ponderadas por coeficientes de segurança. Por outro lado as análises no VULCAN são feitas com solicitações e resistências nominais.

- (b) Diferença de distribuição de temperaturas na seção transversal: A distribuição de temperatura na seção transversal do perfil analisado pelo VULCAN foi obtida via análise térmica feita pelo TASEF (método dos elementos finitos). Como pode ser visto na Figura 4.9, a distribuição de temperaturas ao longo da alma do perfil é não uniforme o que confere a esta mais participação na resistência da seção. Já o método simplificado considera que toda a extensão da alma se encontra sob mesma temperatura e esta seria equivalente à maior temperatura mostrada na Figura 4.9.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. INTRODUÇÃO

Estudou-se nesta pesquisa o comportamento de estruturas em situação de incêndio, mais precisamente o comportamento e dimensionamento de pilares de aço parcialmente protegidos, assunto este pouco abordado no meio acadêmico brasileiro, porém importante na prevenção de catástrofes.

Com o advento de novos materiais na construção civil, é notório que as edificações têm se tornado mais susceptíveis a incêndios e, ao mesmo tempo menos, resistentes ao fogo. Paredes de alvenaria estão sendo substituídas por painéis de gesso acartonado, pinturas por papéis e cerâmicas por pisos sintéticos. Estas práticas modernas têm contribuído para que as edificações fiquem cada vez menos resistentes ao fogo. Portanto, além de medidas de combate e prevenção ao incêndio, é muito importante ter-se um maior conhecimento do comportamento das estruturas em situação de incêndio a fim de se prevenir catástrofes que podem ocorrer em razão da inoperância dos métodos de combate empregados, da negligência humana ou da ignorância sobre o verdadeiro comportamento das estruturas em incêndio.

Serão apresentadas na seção 7.2 algumas conclusões a respeito dos resultados obtidos nas seções 4.5, 5.4 e 6.2 a 6.6 para as metodologias apresentadas nos Capítulos 4 a 6, referentes, respectivamente, à análise paramétrica da resistência ao fogo de colunas de aço parcialmente protegidas, à distribuição de temperatura em perfis de aço

parcialmente protegidos e ao dimensionamento de colunas de aço parcialmente protegidas em incêndio.

Visando a continuidade deste trabalho, serão fornecidas na seção 7.3 algumas sugestões para pesquisas futuras.

7.2. CONCLUSÕES

7.2.1. QUANTO A ANÁLISE PARAMÉTRICA

A metodologia proposta nesse trabalho é sintetizada nas curvas de evolução da resistência (carga x espessura de proteção e carga x comprimento) com a temperatura propostas no capítulo 4 . Essas curvas podem ser obtidas para um dado perfil, considerando diferentes carregamentos, distintas relações de excentricidade e espessuras de proteção passiva suficientes para os mesmos atingirem os TRRF exigidos em norma.

Considera-se que os resultados desse estudo paramétrico foram extremamente satisfatórios, dada a praticidade de aplicação das curvas por ele geradas no ambiente de projeto. Esta, certamente, será uma das suas utilidades após o aprofundamento desta pesquisa.

Observa-se que as curvas de carga máxima no pilar, em função da espessura de proteção e do TRRF, para valores fixos de comprimento de flambagem e excentricidade (vide Figuras 4.23 a 4.50), têm um aspecto que sugere uma variação linear. Esse comportamento só se modifica para a estrutura sem proteção e com proteção de 10mm e TRRF de 30 minutos. Esse fato deve-se ao ganho substancial de resistência que há entre a estrutura sem proteção e parcialmente protegida em 30 minutos de exposição ao fogo. Nota-se que, depois de protegida (a partir de 10mm), a variação entre a carga máxima no pilar e a espessura de proteção volta a ser linear.

As curvas de carga máxima no pilar, em função do comprimento de flambagem da coluna e da espessura de proteção, para valores fixos de TRRF e excentricidade (vide Figuras 4.51 a 4.71), têm um aspecto que sugere uma variação exponencial inversa. Esse fato mostra que o decréscimo da carga máxima admissível para comprimentos de flambagem menores é mais acentuado que para valores mais altos desse parâmetros, dado um valor fixo do TRRF e excentricidade. Isto parece decorrer da forma da curva de incêndio-padrão com o qual se está avaliando a resistência ao fogo.

É importante ressaltar que o número de perfis utilizados nas análises paramétricas não é suficiente para o estabelecimento de relações paramétrica para toda a família de perfis laminados. Para tal, faz-se necessário proceder a análises paramétricas de mais grupos de perfis.

Apesar de o VULCAN ser um programa amplamente validado com resultados experimentais obtidos nos ensaios de Cardington, (BURGESS, 2000), recomenda-se que seja feita a verificação experimental dos resultados obtidos para proteção das mesas antes do emprego das curvas de resistência em projetos reais.

7.2.2. QUANTO AOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS

7.2.2.1. DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA

No Capítulo 5 foi apresentada uma formulação analítica para a obtenção da elevação de temperatura em perfis parcialmente protegidos. Observando-se as Figuras 5.4 a 5.28, conclui-se que:

- A formulação apresentada é suficientemente precisa para uso no âmbito de métodos simplificados de dimensionamento em incêndio, dada a concordância entre os resultados da solução via Método dos Elementos Finitos e da equação (5.24) corrigida pelo coeficiente β_f , mostrado na equação (5.22).

- A técnica de proteção parcial, para qualquer TRRF, mostra-se extremamente viável para perfis com fator de massividade inferiores a 300m^{-1} visto que, com proteção parcial das mesas, consegue-se elevações de temperatura bem inferiores à dos gases quentes.
- Em perfis com fator de massividade superiores a 300m^{-1} a técnica de proteção parcial não se mostrou muito eficiente, para TRRF's superiores a 90 minutos, visto que para tempos superiores a este, a temperatura do perfil é praticamente igual à dos gases quentes.

7.2.2.2. DIMENSIONAMENTO

No Capítulo 6 foi apresentado um método simplificado de dimensionamento de estruturas de aço parcialmente protegidas em situação de incêndio. Observando-se os resultados de dimensionamentos feitos como o método simplificado, conclui-se que:

- Tanto o método ora proposto quanto o método simplificado de dimensionamento proposto no item 8 da NBR 14343 (1999) são bastante conservadores, se comparados a soluções avançadas como as implementadas no VULCAN.
- Considerar a distribuição de temperatura uniforme (como no método simplificado proposto neste trabalho), tanto na alma quanto nas mesas do perfil, é extremamente rigoroso e acarreta em resultados conservadores. Por outro lado, esse fato facilita, e muito, a aplicação prática do método simplificado de dimensionamento.
- Se a distribuição de temperatura no perfil é não uniforme, há transferência de carga das partes mais aquecidas para as partes mais frias, aumentando o tempo de resistência ao fogo da peça.
- Uma vez que os métodos simplificados se destinam ao dimensionamento da proteção, a sua economicidade pode estar aquém do nível necessário para dar ao aço estrutural a competitividade desejada.

7.2.3. VIABILIDADE DA TÉCNICA DE PROTEÇÃO PARCIAL

Analisando as Tabelas 4.7 a 4.12 e levando-se em conta a necessidade de resistência ao fogo da Tabela A1 da norma brasileira NBR 14432 (2000), conclui-se que:

- Sem proteção passiva é praticamente impossível atingir níveis de resistência aceitáveis (fatores de carga superiores a 0.3), sendo necessário proteger a estrutura para tal.
- A técnica de proteção parcial aplicando-se proteção nas mesas do perfil é perfeitamente viável para tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) de 30 e 60 minutos, por gerar níveis adequados de resistência nas colunas de aço (fatores de carga superiores a 0.3).
- Já para TRRF de 90 e 120 minutos, as análises via método dos elementos finitos conduziram, **para as espessuras de material de proteção analisadas**, a níveis de resistência inadequados (fatores de carga inferiores a 0.3).

Analisando-se os resultados obtidos em estruturas parcialmente protegida e os obtidos em estruturas totalmente protegidas, conclui-se que:

- Empregando-se proteção parcial, embora o custo com material seja similar ou até mesmo levemente superior ao uso de proteção total, devido à maior espessura requerida na parte protegida, o custo de aplicação do produto é extremamente reduzido devido à diminuição da superfície protegida, conduzindo a uma redução significativa no custo global da proteção.
- Admitido-se que o custo do material e o custo de aplicação sejam similares, com o emprego da técnica de proteção parcial foi possível atingir uma economia global de 10 a 30% do custo da proteção passiva.

Os resultados apresentados demonstram a viabilidade do emprego da técnica de proteção parcial. No entanto, considera-se que esses resultados devem ser testados experimentalmente para que aplicações futuras possam ser efetuadas e as curvas possam ser utilizadas para facilitar a elaboração de projetos reais.

7.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa dá origem a algumas indagações de importância que merecem um esforço continuado de pesquisa. Entre elas citam-se:

- Introdução de forma explícita de coeficientes de segurança nas curvas de resistência ao fogo.
- Curvas de resistência ao fogo para outros perfis submetidos a outras condições de carregamento externo e para materiais de proteção como a tinta intumescente.
- Consideração da parcela de calor retida no material de proteção e no próprio aço desprotegido na formulação simplificada de distribuição de temperatura em perfis parcialmente protegidos.
- Efeitos de outras curvas de incêndio.
- Análise de outros tipos de proteção passiva parcial.
- Resposta experimental de pilares parcialmente protegidos em incêndios.

O PROGRAMA COMPUTACIONAL TASEF

A.1. A TRANSMISSÃO DE CALOR E AS EQUAÇÕES DIFERENCIAIS DA FÍSICA MATEMÁTICA

Assim como ocorre com fenômenos estruturais, a maior parte dos fenômenos físicos encontrados na natureza pode ser explicada por meio de formulações envolvendo equações diferenciais. É interessante que seja feita uma rápida recapitulação destas equações e dos tipos de problemas aos quais elas podem se referir, uma vez que há a possibilidade de estender a resolução de problemas térmicos a quaisquer outros fenômenos físicos regidos por equações análogas. Nos fenômenos térmicos, a equação diferencial que permite calcular a distribuição de temperatura em um corpo é conhecida como equação de Fourier.

Segundo CESARI (1996), a equação diferencial que rege a transferência de calor e a maioria dos fenômenos físicos em regime estacionário é do tipo:

$$\lambda \nabla^2 \phi(x, y, z) + Q(x, y, z) = 0 \quad (\text{A.1})$$

A equação diferencial (A.1) é a equação harmônica de Poisson, que se transforma na equação de Laplace para Q igual a zero. Segundo KREYSZIG (1999), as análises de trocas térmicas em sólidos e vários outros problemas físicos são realizados por meio desta equação, conforme indicado na Tabela A.1, onde são explicitadas também as grandezas físicas correspondentes a λ , ϕ e Q em cada um dos fenômenos em questão.

Tabela A.1 – Problemas Físicos Relacionados a Equações Diferenciais Harmônicas.

Problema	ϕ	λ	Q
Condução Térmica	Temperatura	Condutividade Térmica	Geração de Calor
Escoamento de Fluidos Ideais	Potencial de Velocidade	Densidade	—
Filtração	Pressão	Permeabilidade	Fonte de Fluxo
Torção	Função de Airy	Inverso do Módulo de Cisalhamento	Momento Torsor
Deslocamento em Estruturas	Deslocamento	Rigidez à Flexão	Momento Fletor

A.1.1. O PROBLEMA TÉRMICO

Nos sólidos, a transferência de calor se dá por condução pura, e a equação diferencial que permite calcular a distribuição de temperatura em um corpo é a já mencionada equação de Fourier, que para meios isotópicos e em estado estacionário se origina da equação (A.1), sendo λ , ϕ e Q, respectivamente, a condutibilidade térmica, a temperatura e a potência térmica gerada por unidade de volume. Supondo que o meio seja isotrópico, a equação de Fourier será harmônica, e para um problema tridimensional assumirá a forma:

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) + Q(x, y, z) = 0 \quad (\text{A.2})$$

Onde λ é o coeficiente de condutividade igual em qualquer das direções x,y e z. Em problemas bidimensionais, chamando a condutividade de k e a temperatura de θ , a equação (A.2) se torna:

$$k \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right) + Q(x, y) = 0 \quad (\text{A.3})$$

As condições de contorno para este problema são expressas em (A.4) e (A.5) e são apresentadas na Figura A.1.

Sobre o contorno S_0 :

$$\theta = \theta_0 \tag{A.4}$$

Sobre o contorno $S_1 + S_2 + S_3$:

$$-k_n \frac{\partial \theta}{\partial n} = q_0 + H(\theta - \theta_\infty) + \sigma \epsilon_r [(\theta + 273)^4 - (\theta_\infty + 273)^4] \tag{A.5}$$

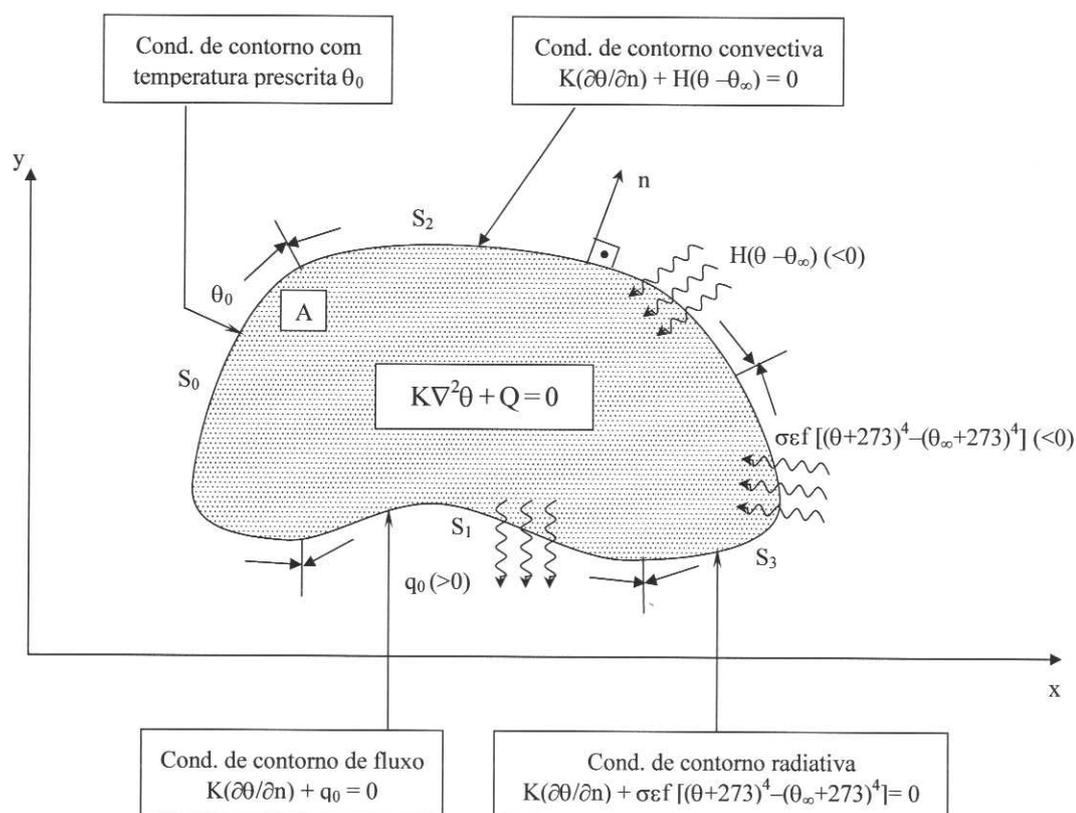


Figura A.1 – Equação de Fourier para a Transmissão de Calor em Sólidos.

A condição (A.4) é do tipo essencial, ou condições de contorno de Dirichlet, significa impor que os pontos do contorno S_0 possuem uma temperatura fixa igual a θ_0 , e a

condição (A.5) é do tipo natural, ou condição de contorno de Cauchy. Nestas equações, k_n é o coeficiente de condutividade térmica na direção n normal externa à superfície no ponto considerado, $\partial\theta/\partial n$ é o gradiente térmico sempre na direção normal, q_0 é a quantidade de calor por unidade de área que é absorvido ou emanado do corpo, H é o coeficiente de troca de calor por convecção entre o corpo e o ambiente e θ_∞ é a temperatura do ambiente. Em problemas térmicos, freqüentemente a condição (A.5) se divide em:

$$-k_n \frac{\partial\theta}{\partial n} = q_0 \quad (\text{A.6})$$

$$-k_n \frac{\partial\theta}{\partial n} = \beta(\theta - \theta_\infty) = q_c \quad (\text{A.7})$$

$$-k_n \frac{\partial\theta}{\partial n} = \sigma\epsilon_r [(\theta + 273)^4 - (\theta_\infty + 273)^4] = q_r \quad (\text{A.8})$$

Neste caso, a equação (A.6) é denominada condição de Newman ou condição de fluxo. A equação (A.7) exprime a condição de fluxo de calor em um ponto do contorno S_2 que é proporcional à diferença entre a temperatura θ do ponto e θ_∞ do ambiente. Esta condição é dita do tipo convectivo. A equação (A.8) exprime a condição de fluxo de calor por radiação, que é fortemente não-linear.

O fluxo térmico q é positivo quando tem o sentido da normal externa à superfície onde está atuando.

A maior parte dos fenômenos térmicos encontrados na natureza tem como característica a influência do tempo nas condições do sistema, bem como a modificação ao longo do tempo das propriedades dos materiais devido à ação térmica no sistema. Estes problemas, obviamente, não se encontram submetidos a um regime estacionário e sim a um regime térmico transiente.

As análises transientes são desenvolvidas de modo similar às análises estacionárias, sendo que a diferença marcante reside no fato de que, agora, as cargas térmicas e propriedades dos materiais envolvidos são funções da variável tempo.

A equação de Fourier para regimes térmicos transientes em sólidos pode ser escrita como:

$$k\nabla^2\theta + Q = \mu \frac{\partial\theta}{\partial t} \quad (\text{A.9})$$

Nesta equação t é o tempo e μ é a capacidade térmica, dada pelo produto da massa específica (ρ) pelo calor específico (c). Nestes casos de fenômenos transientes, outra condição de contorno que surge para definir a condição inicial:

$$\theta(x, y, z, 0) = \theta_0(x, y, z) \quad (\text{A.10})$$

A.2. O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA TRANSMISSÃO DE CALOR

O método dos elementos finitos (MEF) nasceu e desenvolveu-se inicialmente sobre uma base física para proceder análises de problemas da mecânica estrutural, mas rapidamente percebeu-se que este método poderia ser utilizado com igual eficiência na busca de soluções para diversos outros tipos de problemas físicos, de engenharia ou puramente matemáticos. Seu desenvolvimento ocorreu essencialmente ligado ao advento dos computadores digitais. Para se obter a solução numérica de problemas, em geral, é necessário estabelecer e resolver um conjunto de equações algébricas que governam o sistema em estudo. Por meio do método dos elementos finitos, torna-se viável estabelecer e resolver as equações governantes de problemas extremamente complexos de uma forma bastante eficaz. Além disso, muitas equações diferenciais não podem ser resolvidas analiticamente, sendo necessário para a obtenção de suas soluções o uso de métodos numéricos aproximados.

De acordo com BATHE (1982), as origens e o desenvolvimento do método dos elementos finitos remontam a meados do século XX, e podem ser atribuídos a três grupos distintos de pesquisadores: os matemáticos, os físicos e os engenheiros. Embora desenvolvido inicialmente pelos dois primeiros grupos, foi por meio dos engenheiros que o MEF apresentou os maiores avanços em suas aplicações e formulações. Contribuições originais de suma importância foram dadas por artigos e livro publicados a partir da década de 50, e são citados por BATHE (1982) como exemplo as publicações de ARGYRIS E KELSEY (1955), e TURNER *et. al* (1956). O surgimento da expressão “elementos finitos” deu-se no artigo “The Finite Element in Plane Stress Analysis” de CLOUGH (1960). Desde então, a quantidade de trabalhos em elementos finitos tem sido cada vez maior, fazendo com que o método fosse bastante difundido em todo o mundo e aplicado aos mais diversos tipos de problemas.

O método dos elementos finitos transforma a equação diferencial que governa o problema em equações integrais equivalentes que contêm as incógnitas a serem determinadas. Estas equações são aproximadas por discretização (malha) onde aparecem as incógnitas, que em seguida são calculadas através das respostas dos nós vizinhos e de fórmulas simples de interpolação. O MEF é um método já consagrado, utiliza integração de funções simples e é bastante aplicado em diversas áreas da ciência e da engenharia, dentre as quais podem ser destacadas as análises estruturais e térmicas. Segundo KANE (1994), o MEF gera uma boa modelagem do contorno e das condições de contorno e é aplicado através de uma grande variedade de tipos de elementos, porém, apresenta algumas deficiências, como não ser aplicado com muita eficiência em problemas definidos em meio infinito, pois, exige uma discretização do domínio e sua solução está diretamente ligada ao refinamento da malha.

A aplicação do método dos elementos finitos (MEF), que em casos transientes é auxiliado pelo método das diferenças finitas (MDF), a problemas térmicos faz com que as equações da física-matemática relativas a termocinética possam ser usadas de modo genérico, independentemente da forma do domínio matemático. Deste modo, podem ser investigados problemas térmicos além dos domínios matemáticos mais simples que limitam as soluções analíticas, uma vez que o uso de métodos numéricos proporciona

que o domínio matemático que descreve os objetos possa assumir formas diversas das formas clássicas (linha, plano, cilindro, esfera etc).

A.2.1. ANÁLISES TÉRMICAS VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O MEF é uma técnica numérica para resolução de equações da física-matemática. O método é bastante versátil e hoje se constitui numa ferramenta usada na prática e na pesquisa da engenharia. Dentro de um enfoque mais genérico, o método faz parte de um método mais geral conhecido como método dos resíduos ponderados. Deste método, dependendo das funções de peso, o método dos resíduos ponderados pode dar origem ao método das diferenças finitas, ao método dos elementos finitos ou ao método dos elementos de contorno. Maiores detalhes podem ser encontrados em ZIENKIEWICZ (1976).

A equação a que se chega via método dos resíduos ponderados ou pela formulação variacional do problema (que envolve a minimização de um funcional) é, pelo MEF, discretizada. Assim, a equação contínua passa a equação discreta e para isto usam-se elementos finitos onde o contínuo é expresso por funções de interpolação (funções de forma) para discretizar a geometria e os carregamentos que no caso da termocinética, é a temperatura.

No método dos elementos finitos (MEF), as funções que interpolam a temperatura em um determinado sistema são definidas não em todo o domínio ao qual o problema em questão se refere, mas em subdomínios. Estes subdomínios são elementos finitos obtidos por meio de uma discretização do domínio matemático inicial que define o objeto em estudo.

De modo genérico, a aplicação do MEF nos problemas térmicos segue alguns passos. Inicialmente, a temperatura a ser determinada é interpolada por uma função polinomial definida no elemento. Com auxílio do cálculo variacional a equação diferencial é transformada em uma equação integral definida no elemento finito. Introduce-se então no funcional a temperatura aproximada e são impostas as condições de estacionariedade: se

o problema é estacionário obtém-se um sistema de equações lineares ou não-lineares (se a equação diferencial for linear ou não-linear), enquanto os problemas não estacionários são tratados com uma separação das variáveis espaço-tempo, utilizando-se o MEF para a discretização espacial. Obtém-se assim um sistema de equações diferenciais ordinárias no termo de 1ª ordem, que é resolvido através do método das diferenças finitas (MDF), método de análise numérica já consagrado, bastante aplicado a problemas transientes em geral. No TASEF o MDF é usado para se caminhar no tempo de um problema térmico transiente. No MDF a variação diferencial do tempo é substituída por uma diferença finita no tempo e o método adotado é o método de integração direta de Crank-Nicholson.

A forma dos elementos finitos utilizados dependerá diretamente do problema a ser estudado. Assim, em problemas onde o fenômeno em estudo for significativo em uma, duas ou três direções ortogonais, os elementos serão, respectivamente, unidimensionais, bidimensionais (triangulares ou quadrangulares) ou tridimensionais (tetraédricos, prismáticos ou hexaédricos). O TASEF, como realiza análises bidimensionais, utiliza elementos triangulares e quadrangulares.

É comum que problemas cujos contornos reais sejam curvos não possam ser modelados de forma satisfatória utilizando-se elementos de lados retos, devido a uma possível aproximação grosseira decorrente desta discretização. Com o objetivo de resolver este problema, passaram a ser utilizados em problemas numéricos elementos cuja geometria fosse discretizada por lados com nós intermediários, gerando funções de forma de ordem superior a um. Em geral, o grau de precisão obtido nos resultados será maior de acordo com a ordem destas funções (linear, quadrática, cúbica etc).

A.2.2. ELEMENTOS ISOPARAMÉTRICOS APLICADOS A DOMÍNIOS BIDIMENSIONAIS

De acordo com REDDY (1993), o grau de aproximação usado para descrever a geometria do elemento finito frequentemente é diferente do grau de aproximação usado para representar a variável em estudo. Isso significa que dois elementos diferentes

podem ser usados em uma análise por elementos finitos, um para a geometria e outro para interpolar a variável.

Assim, se nas equações “x” representa a geometria (ξ representa as coordenadas locais) e “v” a incógnita em estudo no elemento finito, a transformação das coordenadas locais em globais é feita por meio das funções de forma ψ_i , e as funções de interpolação da variável v são representadas por ψ_j .

$$x = \sum_1^m x_i^e \cdot \psi_i^e(\xi) \quad v(x) = \sum_1^n v_j^e \cdot \psi_j^e(x) \quad (\text{A.11})$$

Assim, de acordo com a relação entre os graus de aproximação da transformação de coordenadas e o usado para a variável dependente, a formulação de elementos finitos pode ser subparamétrica, se $m < n$, isoparamétrica, se $m = n$, ou superparamétrica, se $m > n$. O TASEF utiliza a formulação isoparamétrica, onde se aplicam as mesmas funções de interpolação tanto para a geometria quanto para as variáveis estudadas.

Para que sejam derivadas as equações de um elemento isoparamétrico, define-se inicialmente um sistema de coordenadas locais (também chamadas de coordenadas naturais) para cada elemento, e as funções de interpolação (ou funções de forma) deverão ser expressas em termos destas coordenadas naturais. A representação da geometria de acordo com estas funções de forma pode ser vista como um meio de transformar uma forma regular como um triângulo ou quadrilátero de lados retos em um sistema de coordenadas locais em uma forma distorcida como um triângulo ou quadrilátero de lados curvos no sistema de coordenadas globais. Esta concepção pode ser usada para representar problemas de contornos curvos com a ajuda de elementos isoparamétricos de lados curvos.

O operador que realiza esta transformação de um sistema de coordenadas para outro é o Jacobiano, e no caso bidimensional é dado por:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (\text{A.12})$$

A.2.2.1. ELEMENTOS QUADRANGULARES

Os elementos quadrangulares isoparamétricos são utilizados para modelar diversos tipos de geometria. Em determinadas situações a modelagem com estes elementos demonstra ser mais interessante que o uso de elementos triangulares, como, por exemplo, em análises de domínios com contornos retangulares ou em situações onde é possível se obter razoável economia de tempo de processamento usando elementos quadrangulares sem ocasionar prejuízos consideráveis na precisão dos resultados finais.

Como estes elementos são bidimensionais, logicamente as coordenadas naturais apresentarão duas variáveis, ξ e η . O mais simples dos elementos quadrangulares, utilizado pelo TASEF, é o retângulo de quatro nós representado na Figura A.2, com lados $2a$ e $2b$ paralelos aos eixos x e y . Suas funções de forma, em coordenadas naturais, são as expressas em (A.13).

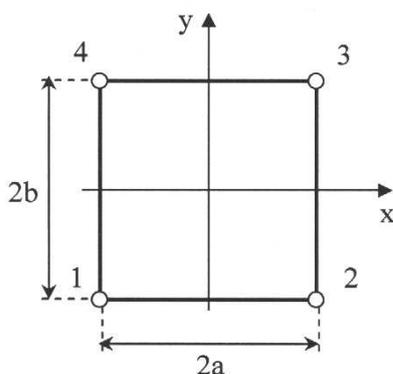


Figura A.2 – Elemento Retangular de Quatro Nós.

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)/4 \\
 N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)/4 \\
 N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)/4 \\
 N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)/4
 \end{aligned}
 \tag{A.13}$$

A.2.2.2. ELEMENTOS TRIANGULARES

Conforme já mencionado, a utilização de elementos triangulares em alguns problemas pode levar a resultados mais satisfatórios que o uso de elementos quadrangulares. Uma forma natural de geração de elementos triangulares é proceder a uma distorção de elementos quadrangulares básicos, promovendo a coincidência entre dois ou mais nós em um mesmo ponto, como podemos observar na Figura A.3.

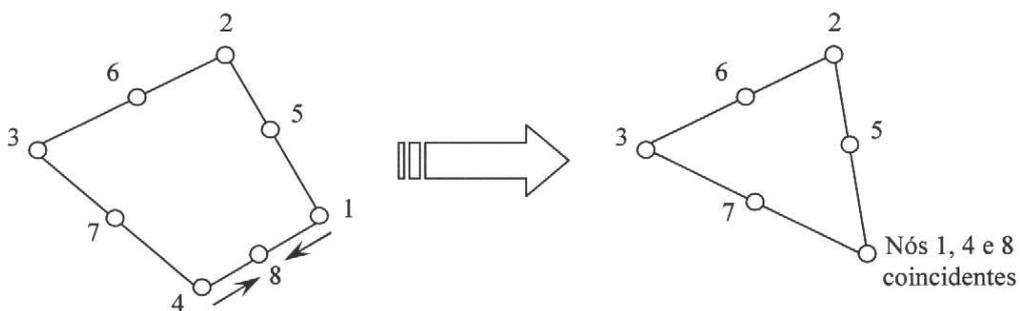


Figura A.3 – Elemento Retangular de Quatro Nós.

O elemento triangular mais simples existente, e utilizado pelo TASEF, é o de três nós, representado na Figura A.4 e acompanhado de suas funções de forma, em coordenadas naturais, na expressão (A.14):

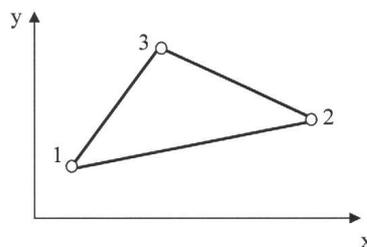


Figura A.4 – Elemento Triangular de Três Nós.

$$\begin{aligned}
N_1 &= 1 - \xi - \eta \\
N_2 &= \xi \\
N_3 &= \eta
\end{aligned}
\tag{A.14}$$

O programa TASEF, desenvolvido para o mapeamento das temperaturas em perfis metálicos, disponibiliza elementos triangulares de 3 nós ou quadrangulares de 4 nós. Como para os tipos de perfis investigados neste trabalho obtém-se bons resultados utilizando elementos quadrangulares, será apresentado na próxima seção o desenvolvimento deste elemento finito.

A.2.3. DETERMINAÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO TÉRMICO PARA ELEMENTOS QUADRANGULARES

Se os valores da temperatura nos n nós de um elemento são $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n$, a temperatura naquele elemento será dada pela equação (A.15) a seguir, onde as funções de interpolação N_i^e presentes no vetor \tilde{N}^e são funções de forma e $\tilde{\theta}^e$ representa o vetor das temperaturas nodais do elemento, conforme a expressão (A.16) subsequente:

$$\tilde{\theta}^e = \sum_1^n N_i^e \theta_i^e = \tilde{N}^{eT} \tilde{\theta}^e
\tag{A.15}$$

$$\tilde{N}^e = \begin{bmatrix} N_1 \\ \vdots \\ N_i \\ \vdots \\ N_n \end{bmatrix} \quad \tilde{\theta}^e = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \vdots \\ \theta_i \\ \vdots \\ \theta_n \end{bmatrix}
\tag{A.16}$$

Reescrevendo a equação diferencial (A.3) na forma matricial, temos:

$$\tilde{\tilde{k}} \nabla^2 \tilde{\theta} + \tilde{Q} = 0
\tag{A.17}$$

$$\nabla^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} + \tilde{Q} = 0 \quad (\text{A.18})$$

A equação (A.17) pode ser resolvida por vários métodos. O TASEF adota uma técnica de solução baseada em resíduos ponderados onde integra-se, na área em caso de problemas bidimensionais, a equação diferencial multiplicada por uma função de peso v , como na equação (A.19):

$$\int_A v \left(\nabla^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} + \tilde{Q} \right) dA = 0 \quad (\text{A.19})$$

Ao realizar uma integração por partes do primeiro termo da equação (A.19) surgirá a parcela de resíduo no contorno (introdução das condições de contorno naturais).

$$\int_A v \left(\nabla^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} \right) dA = \int_S v n^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} dS - \int_A \left(\nabla v \right)^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} dA \quad (\text{A.20})$$

A técnica de resíduos ponderados adotada pelo TASEF é o método de Galerkin, onde as funções de peso v_i são iguais às funções de forma N_i . Substituindo as equações (A.20) e (A.15) na equação (A.19), tem-se:

$$\int_A \left(\nabla^T N^T \tilde{k} \nabla N dA \right) \tilde{\theta} = \int_A N^T \tilde{Q} dA + \int_S N^T n^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} dS \quad (\text{A.21})$$

Da lei de Fourier, tem-se:

$$q_n = n^T \tilde{k} \nabla \tilde{\theta} \quad (\text{A.22})$$

Substituindo (A.22) em (A.21):

$$\int_A \left(\nabla^T N^T \tilde{k} \nabla N dA \right) \tilde{\theta} = \int_A N^T \tilde{Q} dA + \int_S N^T q_n dS \quad (\text{A.23})$$

Chamando $\tilde{B} = \nabla \tilde{N}$ e substituindo na equação (A.23):

$$\int_A \left(\tilde{B}^T \tilde{k} \tilde{B} dA \right) \tilde{\theta} = \int_A \tilde{N}^T \tilde{Q} dA + \int_S \tilde{N}^T \tilde{q}_n dS \quad (\text{A.24})$$

Compactando a equação (A.24), chega-se a seguinte expressão:

$$\tilde{K} \tilde{\theta} = \tilde{F} \quad (\text{A.25})$$

$$\text{Onde: } \tilde{F} = \tilde{F}_Q + \tilde{F}_q \quad (\text{A.26})$$

Nestas equações, \tilde{K} é a matriz de condutividade, \tilde{F}_Q é o vetor de calor interno gerado e

\tilde{F}_q é o vetor devido ao fluxo de calor no contorno q_n .

$$\tilde{K} = \int_A \tilde{B}^T \tilde{k} \tilde{B} dA \quad (\text{A.27})$$

$$\tilde{F}_Q = \int_A \tilde{N}^T \tilde{Q} dA \quad (\text{A.28})$$

$$\tilde{F}_q = \int_S \tilde{N}^T \tilde{q}_n dS \quad (\text{A.29})$$

A equação (A.25) representa a equação de equilíbrio térmico para um elemento finito levando-se em consideração as condições de contorno expressas anteriormente. Quando o elemento em questão for interno, o vetor de carregamentos térmicos \tilde{F} será dado apenas pelo primeiro termo da sua equação.

Para determinar a equação de equilíbrio relativa a um sistema onde ocorre transmissão de calor bidimensional, levam-se em conta duas dimensões espaciais, e a temperatura θ será interpolada com o seguinte polinômio:

$$\theta(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) \theta_i \quad (\text{A.30})$$

E as funções de forma deste elemento, já explicitadas anteriormente, são:

$$\begin{aligned} N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)/4 \\ N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)/4 \\ N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)/4 \\ N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)/4 \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

Como estas funções são bilineares, pode-se afirmar que:

$$\frac{\partial}{\partial x} = \frac{1}{a} \frac{\partial}{\partial \xi} \quad \text{e} \quad \frac{\partial}{\partial y} = \frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial \eta} \quad (\text{A.31})$$

A matriz B das derivadas primeiras das funções de forma para este problema é expressa por:

$$\tilde{B} = \begin{bmatrix} N_{1,x} & N_{2,x} & N_{3,x} & N_{4,x} \\ N_{1,y} & N_{2,y} & N_{3,y} & N_{4,y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\eta-1}{a} & \frac{-\eta+1}{a} & \frac{\eta+1}{a} & \frac{-\eta-1}{a} \\ \frac{\xi-1}{b} & \frac{-\xi-1}{b} & \frac{\xi+1}{b} & \frac{-\xi+1}{b} \end{bmatrix} \quad (\text{A.32})$$

Para calcular a matriz de condutividade e o vetor de cargas é necessário que as integrais (A.27), (A.28) e (A.29) sejam transmutadas do sistema global (x,y) para o sistema local (ξ, η). Como é possível observar:

$$dxdy = abd\xi d\eta \quad (\text{A.33})$$

Logo, a matriz de condução térmica será dada por:

$$\tilde{K} = k \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \tilde{B}^T \tilde{B} ab d\xi d\eta \quad (\text{A.34})$$

Desenvolvendo-se esta integral, chega-se à seguinte expressão para a matriz de condução térmica, onde r é o fator de forma a/b :

$$\tilde{K} = \frac{k}{6} \begin{bmatrix} 2r+2/r & r-2/r & -r-1/r & -2r+1/r \\ & 2r+2/r & -2r+1/r & -r-1/r \\ & & 2r+2/r & r-2/r \\ \text{sim.} & & & 2r+2/r \end{bmatrix} \quad (\text{A.35})$$

Quando há uma geração de calor Q constante, a quantidade de calor total gerada (QA) é dividida igualmente entre os nós do elemento. Da equação A.28, a F_Q é dado por:

$$\tilde{F}_Q = \int_A \tilde{N}^T Q dA = 2QA \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \begin{bmatrix} (1-\xi)(1-\eta)/4 \\ (1+\xi)(1-\eta)/4 \\ (1+\xi)(1+\eta)/4 \\ (1-\xi)(1+\eta)/4 \end{bmatrix} d\xi d\eta = \frac{QA}{4} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.36})$$

Resta ainda analisar a possibilidade de ocorrência de condições de contorno naturais. Se um dos lados do elemento estiver sujeito a condições de fluxo, deverá ser incluído na formulação o termo referente a esta condição. Da equação (A.29), a parcela correspondente à condição de fluxo sobre uma determinada superfície é:

$$\tilde{F}_q = \int_S \tilde{N}^T q_n ds \quad (\text{A.37})$$

Para, por exemplo, fluxo constante no lado delimitado pelos nós 1 e 2, de comprimento ℓ , pode-se afirmar que $ds = \ell d\xi$, e então:

$$\tilde{F}_q = -q_n \ell \int_{-1}^{+1} \begin{bmatrix} (1-\xi)/4 \\ (1+\xi)/4 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} d\xi = -\frac{q_n \ell}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.38})$$

Onde q_n é a soma das parcelas de convecção, equação (4.2), e de radiação, equação (4.6).

$$q_n = \beta(\theta - \theta_\infty) + \sigma\varepsilon(\theta - \theta_\infty)^4 \quad (\text{A.39})$$

E, levando-se em conta uma possível carga térmica concentrada em um nó (F_0), o vetor de carregamentos térmicos $\left(\tilde{F} = \tilde{F}_0 + \tilde{F}_Q + \tilde{F}_q \right)$ será:

$$\tilde{F} = \tilde{F}_0 + \frac{QA}{4} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} - \frac{q_n \ell}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.40})$$

Finalmente, a equação de equilíbrio térmico do elemento quadrangular será dada por:

$$\tilde{K} \tilde{\theta} = \tilde{F} \quad \Rightarrow \quad \tilde{K} \tilde{\theta} = \tilde{F}_0 + \tilde{F}_Q + \tilde{F}_q \quad (\text{A.41})$$

$$\frac{k}{6} \begin{bmatrix} 2r+2/r & r-2/r & -r-1/r & -2r+1/r \\ & 2r+2/r & -2r+1/r & -r-1/r \\ & & 2r+2/r & r-2/r \\ sim. & & & 2r+2/r \end{bmatrix} \tilde{\theta} = \tilde{F}_0 + \frac{QA}{4} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} - \frac{q_n \ell}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.42})$$

A.2.4. A TRANSMISSÃO DE CALOR TRANSIENTE EM SÓLIDOS E O MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

A equação (A.9) que rege a transmissão de calor em regime transiente pode ser resolvida a partir da separação das variáveis espaço-temporais, já que com o método dos elementos finitos se realiza a discretização espacial do contínuo, de forma que a temperatura em um elemento com n nós será dada pela equação (A.44) subseqüente:

$$k\nabla^2\theta + Q = \mu \frac{\partial\theta}{\partial t} \quad (\text{A.9})$$

$$k\nabla^2\theta + Q - \mu\dot{\theta} = 0 \quad (\text{A.43})$$

$$\theta^e(x, y, t) = \sum_{i=1}^n N(x, y)_i^e \theta_i^e = \tilde{N}(x, y)^{eT} \tilde{\theta}^e \quad (\text{A.44})$$

O vetor da equação (A.44) define o vetor incógnito das temperaturas nodais, que agora são função do tempo.

$$\tilde{\theta}^e(t) = \begin{bmatrix} \theta_1(t) \\ \vdots \\ \theta_i(t) \\ \vdots \\ \theta_n(t) \end{bmatrix} \quad (\text{A.44})$$

Aplicando o Método de Galerkin no termo da equação (A.43) que difere da equação (A.17):

$$\int_A \nu \left(\mu \dot{\theta} \right) dA = \int_A \left(\tilde{N}^T \mu \tilde{N} dA \right) \dot{\tilde{\theta}} = \tilde{C} \dot{\tilde{\theta}} \quad (\text{A.45})$$

Acoplando a equação (A.45) à equação (A.25), temos:

$$\dot{\tilde{C}} \tilde{\theta} + \tilde{K} \tilde{\theta} = \tilde{F}(t) \quad (\text{A.46})$$

Onde \tilde{C} é a matriz de capacidade térmica. Para o caso de elemento plano de espessura s unitária, \tilde{C} torna-se a matriz de capacidade térmica distribuída, C_d .

$$\tilde{C} = \int_A \tilde{N}^T \mu s \tilde{N} dA = \tilde{C}_d \quad (\text{A.47})$$

A.2.4.1. MATRIZ DE CAPACIDADE TÉRMICA PARA ELEMENTOS QUADRANGULARES

Complementando esta teoria, é apresentada a matriz de capacidade térmica presente na equação (A.46) para os elementos quadrangulares estudados anteriormente.

Para o elemento quadrangular de quatro nós apresentado na Figura A.2, a matriz de capacidade térmica distribuída assume a forma indicada na equação (A.48).

$$\tilde{C}_d = \mu ab \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \tilde{N}^T \tilde{N} d\xi d\eta = \frac{\mu A}{36} \begin{bmatrix} 4 & 2 & 1 & 2 \\ 2 & 4 & 2 & 1 \\ 1 & 2 & 4 & 2 \\ 2 & 1 & 2 & 4 \end{bmatrix} \quad (\text{A.48})$$

A.2.4.2. DISCRETIZAÇÃO NO TEMPO VIA MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

A partir da equação (A.46), que exprime as equações de equilíbrio dos elementos finitos, obtém-se um sistema de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem. Este sistema, de modo geral, pode ser resolvido por dois métodos: o método da superposição modal ou o método da integração direta. O método da superposição modal consiste em extrair autovalores e autovetores das equações lineares de equilíbrio, desacoplar o sistema e resolver a equação correspondente por qualquer método convencional. O método da integração direta, por sua vez, consiste em uma

discretização temporal, obtida aproximando-se as derivadas temporais (de primeira ordem, neste caso) por meio de diferenças finitas. No TASEF o método adotado é o da integração direta, devido ao fato de sua natureza ser de mais fácil implementação que o método da superposição modal.

A operação mais custosa computacionalmente no método da integração direta é a solução do sistema de equações lineares (BATHE (1982)). Nos fenômenos térmicos aqui estudados, o problema consiste em aproximar a primeira derivada da temperatura em relação ao tempo. Um dos métodos mais freqüentemente aplicados para solucionar sistemas de equações diferenciais de primeira ordem em análises numéricas é o método dos trapézios generalizado, que parte da consideração de que a derivada temporal da temperatura no tempo $t + \Delta t$ é aproximada pela relação expressa em (A.49):

$$\dot{\theta}(t + \alpha\Delta t) = \alpha\dot{\theta}(t + \Delta t) + (1 - \alpha)\dot{\theta}(t) = \frac{\theta(t + \Delta t) - \theta(t)}{\Delta t} \quad (\text{A.49})$$

E a temperatura é dada pela expressão (A.50), onde o parâmetro α varia de zero a um, e define o tipo de aproximação utilizado.

$$\theta(t + \alpha\Delta t) = \alpha\theta(t + \Delta t) + (1 - \alpha)\theta(t) \quad (\text{A.50})$$

Utilizando as equações (A.49) e (A.50) o sistema de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem pode ser transformado em um sistema de equações lineares. Assim, para os tempos t e $t + \Delta t$, a equação (A.46) torna-se:

$$\underset{\sim}{C} \dot{\underset{\sim}{\theta}}(t) + \underset{\sim}{K} \underset{\sim}{\theta}(t) = \underset{\sim}{F}(t) \quad (\text{A.51})$$

e

$$\underset{\sim}{C} \dot{\underset{\sim}{\theta}}(t + \Delta t) + \underset{\sim}{K} \underset{\sim}{\theta}(t + \Delta t) = \underset{\sim}{F}(t + \Delta t) \quad (\text{A.52})$$

Tornando-se estas duas equações, multiplicando a primeira por $1 - \alpha$ e a segunda por α , e somando-as chega-se a:

$$\frac{C}{\Delta t} \frac{\theta(t + \Delta t) - \theta(t)}{\sim} + K \left[\alpha \theta(t + \Delta t) + (1 - \alpha) \theta(t) \right] = F(t + \alpha \Delta t) \quad (\text{A.53})$$

Ou ainda:

$$\left(\frac{C}{\Delta t} + \alpha K \right) \theta(t + \Delta t) = \left(\frac{C}{\Delta t} - (1 - \alpha) K \right) \theta(t) + F(t + \alpha \Delta t) \quad (\text{A.54})$$

Fazendo, nesta expressão, as seguintes considerações:

$$\hat{K} = \left(\frac{C}{\Delta t} + \alpha K \right) \quad (\text{A.55})$$

e

$$\hat{F} = \left(\frac{C}{\Delta t} - (1 - \alpha) K \right) \theta(t) + F(t + \alpha \Delta t) \quad (\text{A.56})$$

A equação (A.54) recai em uma expressão do tipo:

$$\hat{K} \theta(t + \alpha \Delta t) = \hat{F} \quad (\text{A.57})$$

Desta forma, o transiente inicial foi conduzido a um problema estacionário equivalente. Assim, determinada a temperatura inicial, utiliza-se a equação (A.57) para, a cada passo de tempo, determinar as temperaturas do problema, por meio de um mecanismo incremental.

No programa TASEF, o método de integração direta sugerido é o Método de Crank-Nicholson, que adota o parâmetro α igual a 0,5.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, A. F. T. (2003). Uma Contribuição ao Estudo da Resistência ao Fogo de Pilares de Aço Parcialmente Protegidos, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

ANDRADE, A. C. T. (2005). Investigação Numérica do Comportamento Estrutural de um Pórtico 3D Parcialmente Protegido em Incêndio, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

ARAÚJO, E. C. (1993). Elementos Flexo-Comprimidos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, Brasil.

ARGYRIS, J. H.; KELSEY, S. (1955). Energy Theorems and Structural Analysis, Aircraft Engineering, vols. 26 e 27.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 5628, (1980). Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8800, (1986). Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14343, (1999). Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14432, (2000). Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil.

BABA, S. NAGURA, H. (1985). Effect of Material Properties the Deformation of Steel Frames in Fire, Proc. of JSCE Structural Eng./ Earthquake Eng., Vol. 2, No. 1, pp. 47 – 57, 1985.

BAILEY, C. G. (1995). Simulation of the Structural Behaviour of Steel Framed Buildings in Fire, Ph.D. Thesis, University of Sheffield.

BATHE, K. J. (1982). Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey, USA.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS476: Part 20, (1987): “Fire Tests on Buildings Materials and Structures – Method of Determination of Fire Resistance of Elements of Construction (general principles)”.

BROCKENBROUGH, R. (1970). Theoretical Stresses and Strains From Heating Curve, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST7, pp. 1421-1444, 1970.

BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. (2000). Steel Frame Analysis in Fire, Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso da Construção Civil”, Belo Horizonte, MG, Brasil.

BURGESS, I. W.; EL-RIMAWI, J.; PLANK, R.J.. (1988). A Secant Stiffness Approach to the Fire Analysis of Steel Beams, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 11, pp. 105 – 120.

CARVALHO, E. F. T. (2001). Contribuição ao Estudo da Resistência Residual do Concreto Submetido ao Programa Térmico Padrão para Situações de Incêndio, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CARVALHO, W. M. (2002). Uma Investigação da Resistência ao Fogo de Barras de Aço de Seção “I” Sujeitas a Flexão Composta, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CESARI, F. (1996). Analisi de Problemi Termici col Metodo degli Elementi Finiti, Pitagora Editrice Bologna, Bologna, Itália.

CHENG, W.; MAK, K. (1970). Computer Analysis of Steel Frames in Fire, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST4, pp. 855-867

CLARET, A. M.; BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. (1999). Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire. Research Report DSCE/99/F/5. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

CLARET, A. M. (2000a). Resistência ao Fogo de Estruturas: Alternativas Técnicas para Redução do Custo da Proteção Passiva. Relatório Interno L01/2000. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLARET, A. M. (2000b). Introdução a Engenharia de Incêndio. Apostila. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLOUGH, R.W. (1960). The Finite Element in Plane Stress Analysis, Proceedings, 2nd. ASCE Conference on Electronic Computation, Pittsburgh, USA.

COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993). Practical Design Tools for Unprotected Steel Columns Submitted to ISO-Fire – Refao III, Draft Final Report, CEC Agreement 7210-AS/505.

CORRÊA, F. V. (2004). Um Estudo da Interação Estrutural Tridimensional em Incêndio, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais. Brasil.

COSTA, I. A. (2001). Estudo Paramétrico da Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CULVER, C.G. (1972). Steel Column Buckling Under Thermal Gradients, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST8, pp. 1853 – 1865.

CULVER, C. G.; AGGARWAL, V.; OSSEMBRUGGEN, P. J. (1973). Buckling of Steel Columns at Elevated Temperature, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST4, pp. 715 – 726.

DOTREPPE, J. C. (1996). Fire Resistance of Steel Structures, 5th. International Colloquium on Structural Stability, Structural Stability Research Council, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J.; SCHLEICH, J. (1985). Numerical Simulation of Fire Resistance tests on Steel and Composite Structural Elements or Frames, Fire Safety Science – Proceedings of the First International Symposium.

EL-RIMAWI, J. (1989). The Behaviour of the Flexural Members Under Fire Conditions, Ph. D. Thesis, University of Sheffield.

EL-ZANATY, M. H.; MURRAY, D. W. (1983). Non-linear Finite Element Analysis of Steel Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST2, pp. 353-368.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Basis of design and actions on structures exposed to fire (Part 2.2)”. Eurocode 1, Brussels, 1995.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures (Part 1.2)”. Eurocode 3, Brussels, 1993.

FERREIRA, F. A.; LOPES, B. C. F. L.; SANTOS, E. A. G.; CLARET, A. M. Análise da Resistência de Pilares de Aço em Incêndios Modelados pelo Ensaio-Padrão e em

Duas Camadas. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Guarapari, Espírito Santo, Brasil, 2005.

FURUMURA, F.; SHINOHARA, Y. (1978). Inelastic Behaviour of Protected Steel Beams and Frames in Fire, Report of the Research Laboratory of Engineering Materials, No. 3, pp. 1-14.

IDING, R.; BRESLER, B. (1981). Effect of Fire Exposure on Steel Frame Building, Final Report, WJE, No. 78124, Janney Elstner and Associates.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 834 (1975). Fire Resistance Tests – Elements of Buildings Construction. Geneva, Swiss.

JAIN, P.; RAO, R. (1983). Analysis of Steel Frames under Fire Environment, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 19, pp. 1467 – 1478.

JEYARUPALINGAM, N.; VIRDI, K. S. (1992). Steel Beams and Columns Exposed to Fire Hazard, Structural Design For Hazardous Loads, Edited by J.L. Clark, F.K.Garas e G. S. T. Armer, E&FN Spon, 1992.

KANE, J. H. (1994). Boundary Element Analysis, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

KNIGHT, D. (1972). The Behaviour of Steel Structures in Fire, Broken Hill Property Technical Bulletin, Vol. 13, No. 2.

KREYSZIG, E. (1999). Advanced Engineering Mathematics, John Wiley & Sons, 2nd. Edition, USA.

KRUPPA, J. (1979). Collapse Temperature of Steel Structures, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST9, pp. 1769 – 1787.

LIU, T. C. H. (1996). Finite Element Modeling of Behaviour of Steel Beams and Connections in Fire, *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 181 – 199.

MARCHANT, E. A. (1972). *Complete Guide to Fire and Buildings*, Medical and Technical Publishing Co., London, 1972.

NAJJAR, S. R. (1994). *Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire*, Ph.D. thesis, University of Sheffield.

NUNES, J. M. B. (2005). *Uma Abordagem Numérica e Analítica para Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas de Aço em Situação de Incêndio*, tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

OLAWALE, A. O.; PLANK, R. J. (1988). The Collapse Analysis of Steel Columns in Fire Using Finite Strip Method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 26, pp. 2755 – 2764.

OSSEMBRUGEN, P. J.; AGGARWAL, V.; CULVER, C. G. (1973). Steel Column Failure Under Thermal Gradients, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 99, No. ST4, pp. 727 – 739.

PLANK, R. J. (1996). *Fire Engineering of Steel Structures*. *Cadernos Técnicos de Construção Metálica CTCM –01/96*. Núcleo de Construção Metálica – UFOP, Ouro Preto. Minas Gerais, Brasil.

REDDY, J. N. (1993). *Introduction to the Finite Element Method*, 2nd. Edition, McGraw-Hill, USA.

SAAB, H. A.; NETHERCOT, D. A. (1991). Modelling Steel Frame Behaviour Under Fire Conditions, *Engineering Structures*, Vol. 13, No. 4, pp. 371 – 382.

SHARPLES, J. R. (1987). The Strength of Partially Exposed Steel Columns in Fire, M. Phil. Thesis, University of Sheffield.

STERNER, E.; WINCKSTRÖM, U. (1990). Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire. Users Manual. Swedish National testing Institute, Fire Technology, SP Report.

SILVA, V. P. (2001). Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. Zigurate Editora, São Paulo, Brasil.

TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. (1956). Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, Journal of Aeronautical Science, Vol. 23, pp. 805 – 823.

VIRDI, K. S.; DOWLING, P. J. (1973). The Ultimate Strength of Composite Columns in Biaxial Bending, Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Part 2.

WANG, Y. C. (1997). Composite Beams with Partial Fire Protection. Fire Safety Journal, Vol. 30, pp. 315 – 332.

WANG, Y. C.; LENNON. T. (1992). A Computer Program for Structural Analysis at Elevated Temperatures, Building Establishment Client Report, CR77/92.

WITTEVEEN, J. (1967). Some Aspects with Regard to the Behaviour of the Calculation of the Steel Structures in Fire, Symposium No. 2 – Behaviour of Structural Steel in Fire, Fire Research Station, Borehamwooh Herts. 24th.

ZIENKIEWICZ, O. C. (1976). The Finite Element Method, McGraw-Hill Book Company, UK.