



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL



UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE PILARES DE AÇO PARCIALMENTE PROTEGIDOS

ADRIANA FÁTIMA TONIDANDEL ANDRADE

ORIENTADORES: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia
Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro

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: Construção Metálica.

Ouro Preto, julho de 2003.

- “1. Todos os homens são diferentes. E devem fazer o possível para continuar sendo.*
- 2. A todo ser humano foram concedidas duas maneiras de agir: a ação e a contemplação. Ambos levam ao mesmo lugar.*
 - 3. A todo ser humano foram concedidas duas qualidades: o poder e o dom. O poder dirige o homem ao encontro com o seu destino, o dom o obriga a dividir com os outros o que há de melhor em si mesmo*
 - 4. A todo ser humano foi dada uma virtude: a capacidade de escolher. O que não utiliza esta virtude, a transforma em uma maldição - e outros escolherão por ele.*
 - 5. Todo ser humano tem direito a duas bênçãos, a saber: a bênção de acertar, e a bênção de errar. No segundo caso, sempre existe um aprendizado que o conduzirá ao caminho certo.*
 - 6. Todo ser humano tem um perfil sexual próprio, e deve exercê-lo sem culpa - desde que não obrigue os outros a exercê-lo com ele.*
 - 7. Todo ser humano tem uma Lenda Pessoal a ser cumprida, e esta é a sua razão de estar neste mundo. A Lenda Pessoal manifesta-se através do entusiasmo com sua tarefa. Parágrafo único: pode-se abandonar por certo tempo a Lenda Pessoal, desde que não se esqueça dela, e volte assim que for possível.*
 - 8. Todo homem tem o seu lado feminino, e toda mulher tem o seu lado masculino. É necessário usar a disciplina com intuição, e usar a intuição com objetividade.*
 - 9. Todo ser humano precisa conhecer duas linguagens: a linguagem da sociedade e a linguagem dos sinais. Uma serve para a comunicação com os outros. A outra serve para entender as mensagens de Deus.*
 - 10. Todo ser humano tem direito à busca da alegria, e entende-se por alegria algo que o deixa contente - não necessariamente aquilo que deixa os outros contentes.*
 - 11. Todo ser humano deve manter viva dentro de si a sagrada chama da loucura. E deve comportar-se como uma pessoa normal.*
 - 12. São considerados faltas graves apenas os seguintes itens: não respeitar o direito do próximo, deixar-se paralisar pelo medo, sentir-se culpado, achar que não merece o bom e o mal que lhe acontece na vida, e ser covarde:
Parágrafo 1 - amaremos nossos adversários, mas não faremos alianças com eles. foram colocados no nosso caminho para testar nossa espada, e merecem o respeito de nossa luta.
Parágrafo 2 - escolheremos nossos adversários*
 - 13. Todas as religiões levam ao mesmo Deus, e todas merecem o mesmo respeito. Parágrafo único - Um homem que escolhe uma religião, também está escolhendo uma maneira coletiva de adorar e compartilhar os mistérios. Entretanto, ele é o único responsável por suas ações no Caminho, e não tem o direito de transferir para a religião a responsabilidade de suas decisões.*
 - 14. Fica decretado o fim do muro que separa o sagrado do profano: a partir de agora, tudo é sagrado.*
 - 15. Tudo que é feito no presente afeta o futuro por consequência, e o passado por redenção. Revogam-se as disposições em contrário.”*

**- Estatuto para o momento presente -
Paulo Coelho**

À minha família, base de tudo
Ao Daniel “Grizay”, meu amor
Ao Prof. Claret, orientador e amigo

“Pelo que ensinamos e pelo que aprendemos juntos, dedico a vocês esta conquista!”

AGRADECIMENTOS

À Deus, fonte de amor, paz e serenidade, que se faz presente em todos os momentos;

Ao meu pai, Antônio José, e à minha mãe, Maria, por me apoiarem e me darem a tranquilidade necessária para a realização desta conquista;

Aos meus irmãos, Andréa, Carol e Júnior, por serem também grandes amigos;

Aos professores Antônio Maria Claret e Luiz Fernando Loureiro pela orientação, amizade, credibilidade e confiança;

Ao meu noivo Daniel, pelo amor, atenção, compreensão, força e por acreditar em mim.

(“Voe por todo o mar e volte aqui, Voe por todo o mar e volte aqui

Pro meu peito...

Se você foi, vou te esperar

Com pensamento que só fica em você...”);

À Sissi, amiga e companheira, pelo incentivo nos momentos difíceis;

À Tatianna e Fabíola, amigas inseparáveis, pelos momentos de alegria e de festa;

A toda galera do mestrado (Metálicas e Geotecnia), meus novos e grandes amigos. Em especial, Cassius, Lucas, Tumate, Germano e Dendê, pelos melhores momentos dessa caminhada. Espero que sejamos *amigos para sempre*;

Aos professores do programa de pós graduação por terem sido mais que professores;

Aos queridos, Edson Leonel (UFMG) e Gustavo Tristão (USP/SC), pela disponibilidade e boa vontade com alguém desconhecido;

À querida Róvia, pela paciência e por estar sempre disposta a ajudar;

Ao Sr. Walter Dornelas, pela disponibilidade;

À Usiminas, pelo apoio financeiro.

RESUMO

Neste trabalho, é apresentada uma metodologia para análise do comportamento estrutural em incêndio de pilares de aço parcialmente protegidos. Os pilares são analisados para quatro comprimentos de flambagem diferentes, os quais são submetidos a cargas excêntricas de acordo com cinco valores de relação de excentricidade, que geram flexões oblíqua, em torno do eixo de maior inércia e em torno do eixo de menor inércia. São considerados pilares isolados, de extremidades bi-rotuladas e constituídos de perfis laminados. São estudadas duas situações de carregamento (momento linear e momento constante, ou retangular). As respostas em termos de temperaturas críticas são dadas pelo programa computacional VULCAN, baseado no método dos elementos finitos, para os pilares com proteção passiva aplicada somente nas mesas do perfil. Cargas em situação de incêndio são pré-estabelecidas à razão de 0,9 a 0,1 das cargas críticas do dimensionamento à temperatura ambiente. Distribuições de temperatura diferentes na seção transversal, simulando espessuras de proteção passiva diferentes, são adotadas. Tempos de resistência ao fogo são calculados. Curvas de resistência ao fogo de uso prático são apresentadas e mostram a viabilidade do uso da técnica de proteção parcial.

ABSTRACT

In this work a method for analysis of the behaviour of partially protected simply supported steel columns in fire is presented. Columns of buckling lengths of 2, 4, 6 and 8 meters are submitted to compression and bending by eccentric loads. Load ratios are ranging from 0.9 to 0.1 of the column critical load at ambient temperature. Five set of eccentricities ratios are taken into consideration, each set generating bending about major inertia axis, minor inertia axis and about an axis $\pi/4$ radians rotated counter clockwise of horizontal reference axis. Moment distribution diagrams are triangular and rectangular. VULCAN analyses provide critical temperatures for columns with flanges protected against fire. Different temperature distributions are used to represent distinct fire protection thickness. Fire resistance are calculated and fire resistance curves are given for each profile showing the feasibility of this partial protection technique.

SUMÁRIO

RESUMO.....	VI
ABSTRACT.....	VII
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE TABELAS.....	XVIII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XX

CAPÍTULO 01 – INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 METODOLOGIA.....	5
1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5

CAPÍTULO 02 – DIMENSIONAMENTO DE PILARES À TEMPERATURA AMBIENTE

2.1 INTRODUÇÃO.....	9
2.2 EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO.....	13
2.2.1 Equação da Resistência.....	13
2.2.2 Equação da Estabilidade.....	14
2.3 DIMENSIONAMENTO.....	15
2.3.1 Flexão Biaxial ou Flexão Composta Oblíqua.....	19
2.3.2 Flexão em Torno do Eixo de Maior Inércia.....	19
2.3.3 Flexão em Torno do Eixo de Menor Inércia.....	20
2.4 PROGRAMA COMPUTACIONAL.....	21
2.5 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA.....	24

CAPÍTULO 03 – O MÉTODO SIMPLIFICADO DA NBR 14323 (ABNT, 1999)

3.1 HIPÓTESES BÁSICAS.....	28
3.2 FORMULAÇÃO.....	30

CAPÍTULO 04 – ANÁLISE ESTRUTURAL AVANÇADA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL VULCAN.....	36
4.2 ESTUDOS PARAMÉTRICOS.....	41
4.3 RAZÕES DE CARGA E DE EXCENRICIDADES E SITUAÇÕES DE PROJETO.....	42
4.4 DISTRUBUIÇÃO DE TEMPERATURA.....	46
4.5 CURVAS DESLOCAMENTO–TEMPERATURA.....	47

CAPÍTULO 05 – A TÉCNICA DE PROTEÇÃO PARCIAL

5.1 ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DE PERFIS.....	52
5.2 DEFINIÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA DE UM PERFIL PARCIALMENTE PROTEGIDO.....	58

CAPÍTULO 06 – RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310X125 SOB FLEXÃO OBLÍQUA.....

61

CAPÍTULO 07 – RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310X110 SOB FLEXÃO EM TORNO DO EIXO DE MAIOR INÉRCIA.....

89

CAPÍTULO 08 – RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 250X85 SOB FLEXÃO EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA.....

116

CAPÍTULO 09 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

9.1 CONCLUSÕES.....	143
9.1.1 Quanto à Metodologia Apresentada.....	143
9.1.2 Viabilidade da Proteção Parcial.....	144
9.1.3 Curvas de Resistência ao Fogo.....	145
9.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	147

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....

148

BIBIOGRAFIA.....

150

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 01:

Figura 1.1 - Relação Tensão-Deformação de Ramberg-Osgood, (BAILEY, 1995).....2

CAPÍTULO 02:

Figura 2.1 – Instabilidade em um plano: (a) para o eixo de menor inércia, (b) para o eixo de maior inércia, ARAÚJO (1993).....12

Figura 2.2 – Instabilidade por flexo-torção: (a) uniaxial, (b) biaxial, ARAÚJO (1993).....12

Figura 2.3 - Situações de projeto: (a) Situação de projeto momento linear (ML), (b) Diagrama de momento fletor triangular para a situação (ML).....17

Figura 2.4 - Situações de projeto: (a) Situação de projeto momento constante (MC), (b) Diagrama de momento fletor retangular para a situação (MC).....17

Figura 2.5 – Flexão composta oblíqua: (a) carga excêntrica em relação a “x” e a “y”, (b) momentos fletores provocados pela carga excêntrica.....19

Figura 2.6 – Flexão em torno do eixo de maior inércia: (a) carga excêntrica em relação a “y”, (b) momento fletor provocado pela carga excêntrica.....20

Figura 2.7 – Flexão em torno do eixo de menor inércia: (a) carga excêntrica em relação a “x”, (b) momento fletor provocado pela carga excêntrica.....21

Figura 2.8: Fluxograma para dimensionamento de pilares de aço à temperatura ambiente.....24

CAPÍTULO 04:

Figura 4.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).....38

Figura 4.2 – Elemento de placa do VULCAN.....38

Figura 4.3 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).....38

Figura 4.4 – Processo de Newton-Raphson, BAILEY (1995).....39

Figura 4.5 - Malha da seção transversal com os pontos nodais nos quais deslocamentos, deformações e tensões serão definidos.....	40
Figura 4.6: (a) Seção transversal; (b) Proteção passiva parcial das mesas.....	42
Figura 4.7 – Redução da espessura da seção em função da redução do módulo de elasticidade com a temperatura.....	46
Figura 4.8 – Distribuição de temperatura escolhida, na seção transversal e ao longo do pilar.....	47
Figura 4.9 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 310x125 sob flexão oblíqua (L = 4m; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$	49
Figura 4.10 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 310x110 submetido a uma flexão em torno do eixo de maior inércia (L = 4m; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$	50
Figura 4.11 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 250x85 submetido a uma flexão em torno do eixo de menor inércia (L = 4m; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$	51

CAPÍTULO 05:

Figura 5.1 – Curva temperatura–tempo para perfis sem proteção contra incêndio.....	55
Figura 5.2 – Curva temperatura–tempo para perfis com proteção contra incêndio.....	56
Figura 5.3 – Variação da condutividade térmica do material de proteção utilizado com a temperatura.....	57
Figura 5.4 – Variação do calor específico do material de proteção utilizado com a temperatura.....	57

CAPÍTULO 06:

Figura 6.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	67 e 68
Figura 6.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o	

perfil com $t_m=30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m=15\text{mm}$	69 e 70
Figura 6.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	71
Figura 6.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m=30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m=15\text{mm}$	72 e 73
Figura 6.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	74
Figura 6.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	75
Figura 6.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	76
Figura 6.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m=30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m=15\text{mm}$	77 e 78
Figura 6.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	79
Figura 6.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	80

Figura 6.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	81
Figura 6.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	82
Figura 6.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	83
Figura 6.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	84
Figura 6.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML, tendo $t_m = 30\text{mm}$	85
Figura 6.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	86
Figura 6.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$	87
Figura 6.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	88

CAPÍTULO 07:

Figura 7.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	94 e 95
--	---------

Figura 7.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	96 e 97
Figura 7.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	98
Figura 7.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	99 e 100
Figura 7.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	101
Figura 7.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	102
Figura 7.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	103
Figura 7.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	104 e 105
Figura 7.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	106

Figura 7.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	107
Figura 7.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	108
Figura 7.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	109
Figuras 7.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	110
Figuras 7.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$	111
Figura 7.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	112
Figura 7.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	113
Figura 7.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	114
Figura 7.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$	115

CAPÍTULO 08:

Figura 8.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	121 e 122
---	-----------

Figura 8.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com $e = e_0$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	123 e 124
Figura 8.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	125
Figura 8.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	126 e 127
Figura 8.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	128
Figura 8.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	129
Figura 8.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	130
Figura 8.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$; (c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$; (d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$	131 e 132
Figura 8.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	133
Figura 8.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	134
Figuras 8.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	135

Figura 8.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	136
Figura 8.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	137
Figura 8.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	138
Figura 8.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	139
Figura 8.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	140
Figura 8.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	141
Figura 8.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC: (a) $t_m = 30\text{mm}$; (b) $t_m = 15\text{mm}$	142

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 02:

Tabela 2.1 – Perfis laminados e suas propriedades.....	15
Tabela 2.2 – Valores de k para determinação dos comprimentos de flambagem, NBR 8800 (ABNT, 1986).....	16
Tabela 2.3 – Parâmetros envolvidos no dimensionamento a frio do pilar.....	18
Tabela 2.4 – Comparação dos valores de carga crítica obtidos pelos programas Carga Máxima e Desmet 2.05.....	25

CAPÍTULO 03:

Tabela 3.1 – Fatores de redução para o aço, NBR 14323 (ABNT, 1999).....	32
---	----

CAPÍTULO 04:

Tabela 4.1: Cargas máximas para análise em incêndio ($N_{d,crit} = 4317,19\text{kN}$).....	45
Tabela 4.2: Parâmetros considerados para análise em incêndio.....	46

CAPÍTULO 06:

Tabela 6.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada.....	64
Tabela 6.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m.....	65
Tabela 6.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m.....	65
Tabela 6.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m.....	66
Tabela 6.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m.....	66

CAPÍTULO 07:

Tabela 7.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada.....	91
Tabela 7.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m.....	92
Tabela 7.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m.....	92
Tabela 7.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m.....	93
Tabela 7.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m.....	93

CAPÍTULO 08:

Tabela 8.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada.....	118
Tabela 8.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m.....	119
Tabela 8.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m.....	119
Tabela 8.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m.....	120
Tabela 8.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m.....	120

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A_g = área bruta

A_m = área da mesa

A_a = área da alma

C_{mx} , C_{my} = coeficientes C_m relativos aos eixos “x” e “y”, respectivamente

E = módulo de elasticidade longitudinal

F_G = valor nominal da ação permanente

$F_{Q,exc}$ = valor nominal da ação transitória excepcional

F_Q = valor nominal das cargas acidentais

F_W = valor nominal das ações devidas ao vento

G = módulo de elasticidade transversal

I_t = momento de inércia à torção

I_x , I_y = momentos de inércia em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

$[K]$ = matriz de rigidez tangente

$K_{E,\theta}$ = fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada, relativo ao valor a 20°C

$K_{y,\theta}$ = fator de redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente em temperatura elevada, relativo ao valor a 20°C

L = comprimento do pilar, comprimento de flambagem

L_b = comprimento destravado

MC = momento constante, ou seja, momentos iguais aplicado nas duas extremidades da peça

M_{cr} = momento fletor de flambagem elástica, ou momento crítico

M_{dx} , M_{dy} = momentos fletores de cálculo segundo os eixos “x” e “y”, respectivamente

ML = momento linear, ou seja, momento aplicado somente em uma extremidade da peça

M_{nx} , M_{ny} = resistência nominal aos momentos fletores segundo os eixos “x” e “y”, respectivamente

M_{pl} = momento de plastificação

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento incluindo ou não o efeito da tensão residual

$M_{x,fi,Sd}$, $M_{y,fi,Sd}$ = momentos fletores em situação de incêndio em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente

$M_{x,fi,Rd}$, $M_{y,fi,Rd}$ = resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente

N_d = força normal de cálculo

$N_{d,crit}$ = carga crítica determinada a temperatura ambiente

$N_{d,max}$ = carga máxima

N_{ex} , N_{ey} = cargas de flambagem elástica, segundo os eixos “x” e “y”, respectivamente

$N_{fi,ex}$, $N_{fi,ey}$ = carga de flambagem elástica por flexão em situação de incêndio, em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

$N_{fi,Sd}$ = força normal de cálculo em situação de incêndio

$N_{fi,Rd}$ = resistência de cálculo de uma barra axialmente comprimida em situação de incêndio

N_n = resistência nominal à força normal

N_y = força normal de escoamento da seção

Q = coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local

$R_{fi,d}$ = resistência de cálculo em situação de incêndio

$R_{t,total}$ = resistência à tração total do perfil

$SE = S1$ = resultado da equação de estabilidade

$S_{fi,d}$ = solicitação de cálculo em situação de incêndio;

$SR = S2$ = resultado da equação de resistência

TRF = tempo de resistência ao fogo

$TRRF$ = tempo requerido de resistência ao fogo

W_x, W_y = módulos de resistência elásticos em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

Z_x, Z_y = módulos de resistência plásticos referentes aos eixos “x” e “y”, respectivamente

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

d_l = altura livre da alma

e/d = relação de excentricidade

e_0 = excentricidade acidental

e_x, e_y = excentricidades da carga em relação ao eixo “x” e “y”, respectivamente

f_r = tensão residual do aço

f_y = tensão de escoamento do aço

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

k = coeficiente de flambagem

k_a = fator de correção empírico da resistência de barras comprimidas em temperaturas elevadas

k_1 = fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal

k_2 = fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento de um elemento estrutural

r_x, r_y = raios de giração em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

t = tempo

t_f = espessura da mesa

t_m = espessura do material de proteção contra incêndio

t_w = espessura da alma

u = perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio; deslocamento

u_m = perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

Σ = somatório

Δ = elevação

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

Δt = intervalo de tempo

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

$\Delta \theta_{pp}$ = elevação de temperatura na parte protegida da seção

$\Delta \theta_{sp}$ = elevação de temperatura na parte sem proteção da seção

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

α = fluxo de calor

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção

α_r = coeficiente de transferência de calor por radiação

β = fator que define a contribuição da alma na resistência total do perfil em situação de incêndio

γ_g = coeficiente de ponderação para ação permanente;

ε_r = emissividade resultante

λ = parâmetro de esbeltez

λ_{lim} = parâmetro de esbeltez limite

λ_m = condutividade térmica do material de proteção contra incêndio

λ_p = parâmetro de esbeltez relativo à plastificação

λ_r = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, com ou sem tensão residual

$\bar{\lambda}$ = parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura ambiente

$\lambda_{p,fi}$ = parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação em temperatura elevada

$\lambda_{r,fi}$ = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em temperatura elevada

$\bar{\lambda}_\theta$ = parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperaturas elevadas

ϕ = coeficiente de resistência, em geral

ϕ_b = coeficiente de resistência ao momento fletor

ϕ_c = coeficiente de resistência na compressão

$\phi_{fi,a}$ = coeficiente de resistência do aço

θ = temperatura

θ_a = temperatura do aço

$\theta_{a,t}$ = temperatura do aço no tempo t

$\theta_{c,pp}$ = temperatura crítica na parte protegida da seção

$\theta_{c,sp}$ = temperatura crítica na parte sem proteção da seção

θ_g = temperatura dos gases

ρ_a = massa específica do aço

ρ_{fi} = fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas em situação de incêndio

ρ_m = massa específica do material de proteção contra incêndio

INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

A preocupação com a resistência ao fogo de estruturas de aço vem ganhando espaço no Brasil desde que o uso deste material na construção civil começou a crescer intensamente. Normas técnicas para o projeto da segurança contra incêndio de edificações começaram a ser estabelecidas a partir de 1666, com grande desenvolvimento no século XIX. No Brasil, várias iniciativas para o estabelecimento de normas técnicas estruturais foram tomadas a partir da década de setenta, quando três incêndios muito severos ocorreram em São Paulo e no Rio de Janeiro, CLARET (2000). A norma NBR 14323, “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento” foi publicada em 1999 e em 2000 foi publicada a NBR 14432, “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”.

A resistência ao fogo compreende a resistência mecânica (ou estabilidade), a estanqueidade e o isolamento, sendo os dois últimos requisitos verificados pelas normas NBR 5628 – “Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo – método de ensaio” (ABNT, 1980) e NBR 10636 – “Resistência ao fogo de divisórias sem função estrutural” (ABNT, 1989), CLARET (2000). As normas técnicas estabelecem tempos mínimos de resistência ao fogo para os elementos estruturais diversos, bem como para todos os elementos construtivos. Estes tempos, chamados de **TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)**, são

estabelecidos subjetivamente de acordo com o tipo de ocupação e a altura da edificação pela NBR 14432 que adota o ensaio padrão da norma NBR 5628 (ABNT, 1980).

O incêndio afeta todos os elementos estruturais que compõem um edifício. A elevação da temperatura degrada as propriedades mecânicas do aço, ocasionando perda de rigidez e de resistência. A perda da resistência do aço com a elevação da temperatura pode ser facilmente visualizada pelos dados de tensão– deformação mostrados na Figura 1.1, que são do British Steel para o aço grade 43 e são representados pela equação de Ramberg-Osgood, BAILEY (1995).

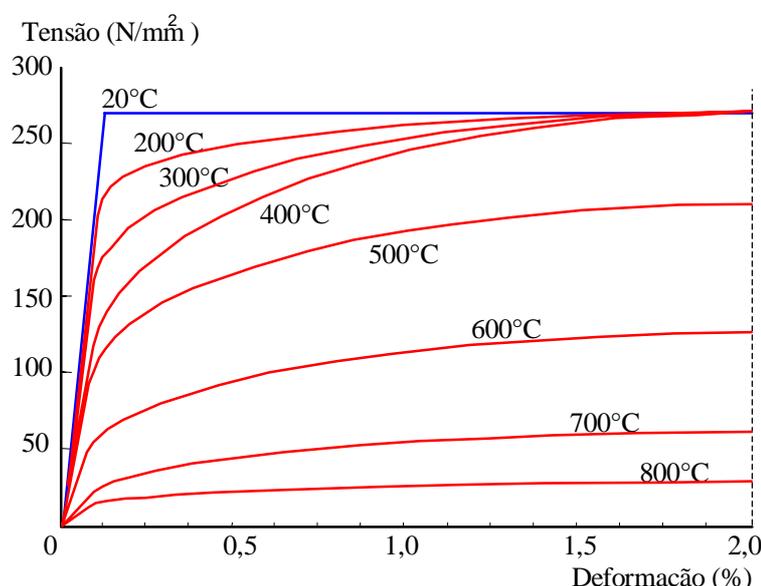


Figura 1.1 - Relação Tensão-Deformação de Ramberg-Osgood, (BAILEY, 1995).

Embora a preocupação principal de todas as regulamentações seja a preservação da vida humana, elas estabelecem que, em uma situação de incêndio, a edificação precisa ter sua estabilidade estrutural garantida por um tempo mínimo requerido. Uma vez perdida a estabilidade global, grande perda patrimonial pode ocorrer com o comprometimento de edifícios vizinhos e do meio ambiente, quando o edifício contém materiais agressivos.

Para que a estabilidade estrutural seja garantida, a temperatura que os elementos construtivos atingem em um incêndio não pode comprometer, além de certo nível, a resistência mecânica da estrutura. A norma NBR 14323 emprega o método dos estados

limites para estabelecer um valor de temperatura, chamado de temperatura crítica, no qual propriedades mecânicas do aço se deterioram a um nível tal que a resistência de cálculo seja igual à solicitação de cálculo, caracterizando uma situação limite, entre a estabilidade e o colapso da estrutura, para o carregamento de projeto. Esse método, que é simplificado, estabelece uma rotina de dimensionamento em situação de incêndio em perfeita analogia com o procedimento de dimensionamento em temperatura ambiente da NBR 8800– “Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios” (ABNT, 1986).

A forma mais simples de assegurar a estabilidade de elementos estruturais é o uso da proteção passiva e o seu dimensionamento tem o objetivo de evitar que os elementos estruturais não atinjam temperaturas superiores à sua temperatura crítica. O custo da proteção passiva é uma parte significativa no custo total da construção, cerca de 15% a 30%, sendo aceitável o custo na faixa de 5 a 8%, dependendo de diversos fatores da conjuntura econômica. Na Europa, o principal componente do custo da proteção é o custo da mão de obra para aplicação, enquanto, no Brasil, o custo do próprio material de proteção é alto, o que constitui uma séria restrição ao uso do aço na construção civil. O desenvolvimento de alternativas técnicas para a redução do custo da proteção estrutural passa, então, a ser necessário.

O modelamento de incêndio proposto nas normas técnicas é baseado no incêndio-padrão. Este modelo considera que a curva tempo-temperatura seja independente do compartimento, isto é, não leva em consideração o local onde o incêndio ocorre, seu tamanho, sua forma, seu pé direito ou o tipo de acabamento utilizado no ambiente. Outra desvantagem desta curva é que ela é monotonicamente crescente o que significa uma carga de incêndio inesgotável. A consideração de uma distribuição espacial de temperatura uniforme também faz com que este modelo seja mais severo que os incêndios reais. Um modelo de incêndio-natural pode superar essas deficiências do incêndio-padrão, pelo menos no que diz respeito às curvas tempo-temperatura, pois no incêndio-natural a temperatura é dependente da carga de incêndio e do fator de ventilação. Já o fato de se adotar uma distribuição espacial uniforme da temperatura ainda é um problema sem métodos suficientemente gerais e práticos de solução.

O modelamento simplificado do comportamento estrutural em incêndio é também um fator de elevação do custo da proteção passiva. Assim, o emprego do método dos elementos finitos que permite a introdução da continuidade estrutural em incêndios compartimentados é um meio de ganho de resistência ao fogo de estruturas reais.

Apesar de a aplicação rotineira de métodos avançados de análise estrutural em escritórios de projeto ser impraticável em face de sua complexidade, o desenvolvimento de estudos paramétricos já se mostrou, CLARET *et al.* (1999), CEC (1991) e COSTA (2001), potencialmente capaz de resultar em fórmulas e diagramas de grande interesse prático.

O uso de métodos estruturais avançados permite o desenvolvimento da técnica de proteção parcial proposta independentemente por WANG (1997) e por CLARET *et al.* (1999). Essa técnica consiste em buscar o nível adequado de resistência ao fogo em um elemento estrutural, analisado isoladamente ou como parte de uma subestrutura, através da proteção das regiões que desenvolvam tensões mais elevadas em situação de incêndio.

A aplicação da técnica de proteção parcial é potencialmente econômica nas situações em que a composição do custo da proteção passiva tem no custo do material uma parcela significativa.

Nesse trabalho, investiga-se a resistência ao fogo de pilares de aço constituídos de perfis laminados, adotando-se o modelamento do comportamento estrutural pelo método dos elementos finitos (MEF) e a técnica de proteção parcial.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem os seguintes objetivos:

- (1) estabelecer a metodologia para investigações da resistência ao fogo de pilares de aço parcialmente protegidos;

- (2) verificar, através de análise avançada da resposta estrutural em incêndio, 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;
- (3) obter curvas de resistência ao fogo de projeto para perfis de aço usuais.

1.3 METODOLOGIA

Emprega-se o método dos elementos finitos para analisar a resposta estrutural em incêndio de pilares de aço, considerando variáveis os seguintes parâmetros:

- (a) as dimensões da seção transversal;
- (b) o comprimento do pilar;
- (c) as condições de vínculo;
- (d) magnitude da carga axial;
- (e) a excentricidade da carga axial;
- (f) as condições de contorno;
- (g) a distribuição de temperaturas na seção transversal.

São determinadas as cargas críticas à temperatura ambiente, de pilares constituídos por perfis laminados comercialmente disponíveis no Brasil, considerando-se comprimentos e excentricidades usuais em projetos de edifícios de andares múltiplos. Em relação à carga crítica, cargas em incêndio são definidas pelas razões de carga de 0,9 a 0,1. Em função desses parâmetros, é determinada a temperatura crítica dos pilares, considerando-se, ainda, as condições de contorno e a distribuição de temperatura nas seções transversais.

1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica se reporta a trabalhos publicados a partir de 1995; para trabalhos anteriores, BAILEY (1995) contém uma ampla resenha sobre trabalhos realizados em todo o mundo até 1994. Os trabalhos científicos com foco no

comportamento de estruturas sob condições de incêndio tomaram grande impulso a partir de 1995, devido aos ensaios realizados em Cardington durante os anos de 1995 e 1996.

A Comissão da Comunidade Européia (C.E.C) financiou uma ampla pesquisa sobre uma ferramenta de projeto para colunas de aço não-protegidas submetidas a incêndio, C.E.C. (1991). No âmbito desta pesquisa, um programa computacional, baseado no Método dos Elementos Finitos, chamado CEFICOSS (**C**omputer **E**ngineering **F**ire **D**esign **C**omposite and **S**teel **S**tructures), foi desenvolvido. Neste programa, a estrutura é submetida a sucessivos aumentos de carga ou temperatura. O problema térmico é resolvido pelo método das diferenças finitas. Vários ensaios demonstraram a validade deste programa, tanto para colunas protegidas quanto para desprotegidas. A pesquisa apresentada no relatório C.E.C. (1991) foi baseada em seis ensaios realizados nas Universidades de Gent (Bélgica) e Braunschweig (Alemanha) e no uso intensivo deste programa para avaliar a resposta de perfis médios e pesados por meio de equações paramétricas. As diferenças de temperaturas existentes no interior do perfil são consideradas, o que não pode ser feito em métodos de cálculo simplificados, nos quais se consideram temperaturas uniformes; constata-se uma grande economia no custo final da estrutura devido ao aumento do tempo de resistência ao fogo.

O INSTAF (**I**nstability **A**nalyses **I**n **F**ire), Najjar (1994), é um programa computacional, originalmente elaborado para analisar o comportamento bidimensional de pórticos de aço. A partir dele, várias implementações foram feitas, por diversos autores, na tentativa de abranger grande parte dos tipos estruturais existentes. Na década de 90, este programa sofreu uma completa reformulação para permitir a modelagem da estrutura em situação de incêndio em 3 dimensões. BAILEY (1995), trabalhando na Universidade de Sheffield, introduziu nesse programa análise com ligações semi-rígidas, efeitos de flambagem lateral por torção a temperaturas elevadas e elementos de casca para representar a laje, além de incluir o tratamento da reversão das deformações no resfriamento, dando origem ao programa VULCAN, uma homenagem ao Deus romano do fogo. 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 incêndio. Sua validação foi feita amplamente através dos resultados obtidos nos ensaios realizados em Cardington, BURGESS e PLANK (1999).

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 viga-coluna isoparamétrico 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. O modelamento do material foi o elastoplástico perfeito. 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 a um quarto da altura da alma. Um programa, via MEF, avaliou a distribuição de temperatura na seção transversal composta, dividindo-a em um número determinado de elementos retangulares e integrando a equação da transferência de calor. A malha utilizada para análise da transferência de calor pôde ser utilizada também para cálculo da capacidade plástica 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 temperatura da parte protegida. Com os resultados apresentados nestas análises, pôde-se concluir 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 com interação total em situação de incêndio foi feita através do software VULCAN, baseado no método dos elementos finitos, levando a boas concordâncias 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 condições de extremidades bi-rotuladas. 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.

DIMENSIONAMENTO DE PILARES À TEMPERATURA AMBIENTE

2.1 INTRODUÇÃO

Os pilares estudados neste trabalho são pilares laminados, isolados, de extremidades bi-rotuladas e carregados excentricamente, ou seja, estão sujeitos a uma força axial de compressão e a um momento fletor e serão tratados, portanto, como vigas-coluna.

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 uniaxial) ou podem ter componentes segundo os dois eixos principais (flexão biaxial) das seções transversais.

As vigas-coluna podem atuar como se fossem peças isoladas como no caso de barras comprimidas bi-rotuladas e carregadas excentricamente; ou podem fazer parte de um pórtico sendo, neste caso, sujeitas a forças axiais e momentos fletores originados nas vigas do pórtico. E ainda, encontra-se vigas-coluna carregadas transversalmente.

Peças estruturais perfeitamente retilíneas com cargas perfeitamente centradas quase 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 (ABNT, 1986) deve ser tomado igual a $(L/1000)$, sendo L o comprimento do pilar. As cargas são aplicadas com certa excentricidade, devido à continuidade entre os diversos membros. 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 da 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, 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, ou seja, 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 e 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.

Quando uma viga-coluna flete em torno de seu eixo de menor inércia ou quando a flexão ocorre no seu eixo de maior inércia, mas ela é impedida de se deslocar lateralmente (Figura 2.1a e b), sua estabilidade é analisada somente no plano de flexão. Se esta restrição é retirada, ela pode flambar fora do plano de flexão por deslocamento lateral e torção (fenômeno denominado de flambagem lateral com torção – Figura 2.2a). O colapso por flambagem lateral devido a flexo-torção é crítico em elementos de seção “T” ou de seção aberta, por se flexionarem em torno de seus eixos de maior inércia ou por estarem desprovidos de contraventamentos. Em elementos de seção aberta e fraca torcionalmente, também poderá ocorrer este tipo de flambagem se estiverem sujeitos a força axial de compressão e flexão biaxial, simultaneamente, e este é o caso mais geral, onde uma viga-coluna pode fletir e torcer em torno dos eixos principais de inércia (Figura 2.2 (b)).

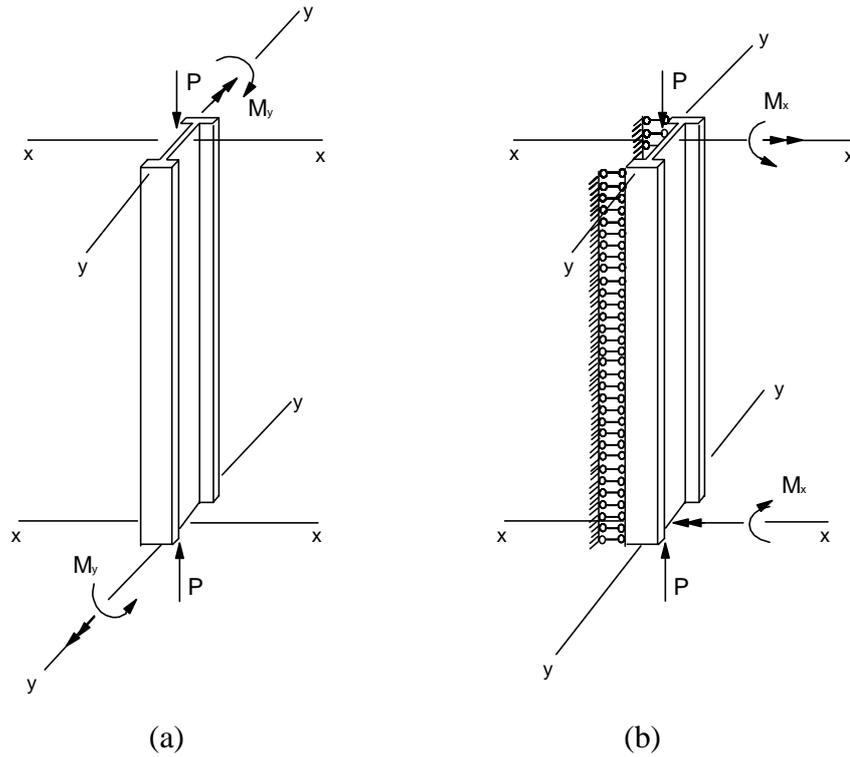


Figura 2.1 – Instabilidade em um plano: (a) para o eixo de menor inércia, (b) para o eixo de maior inércia; ARAÚJO (1993).

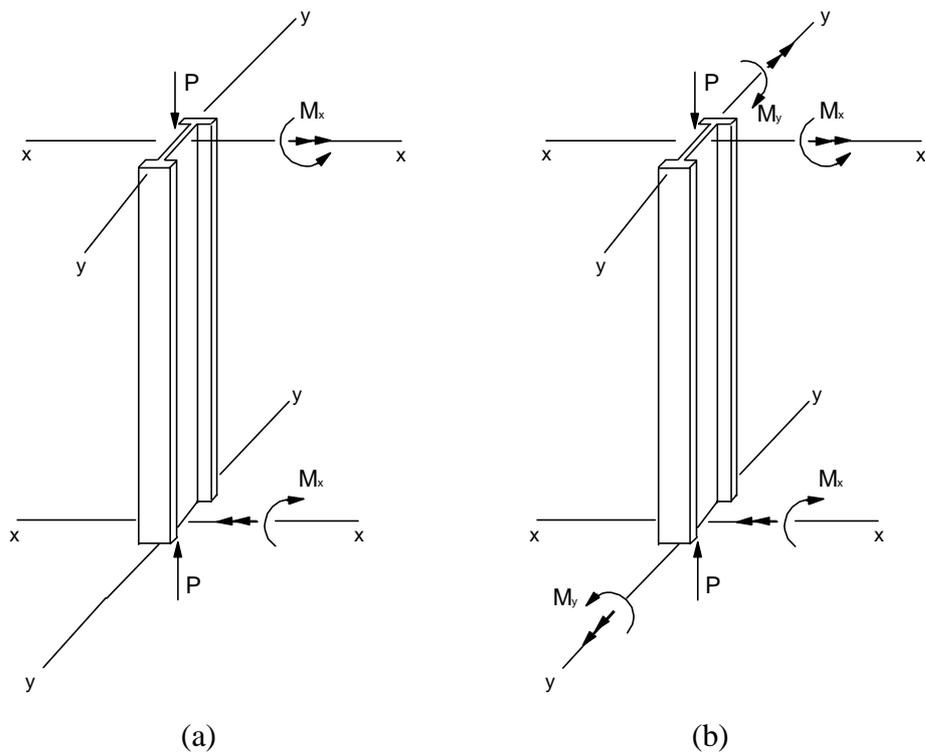


Figura 2.2 – Instabilidade por flexo-torção: (a) uniaxial, (b) biaxial; ARAÚJO (1993).

É difícil saber qual fenômeno de instabilidade ocorrerá primeiro, mas certamente a elevação de temperatura acelera esta ocorrência, seja qual for ele, pois a alta temperatura reduz o módulo de elasticidade e, conseqüentemente, aumenta a esbeltez reduzida da peça, promovendo nela uma deformação axial excessiva.

2.2 EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO:

No método dos estados limites os mecanismos de ruptura são diferentes para cada tipo de sollicitação e desta maneira a adição de tensões, do método elástico de análise de tensões, é substituída por fórmulas empíricas de interação. Estas equações de interação podem descrever o comportamento verdadeiro dos elementos desde que considerem as situações de estabilidade mais facilmente encontradas, SALMON e JOHNSON (1980).

Para o dimensionamento dos pilares a serem utilizados neste trabalho, há a necessidade de se escolher dentre os vários perfis encontrados nas tabelas dos fabricantes aqueles que sejam mais representativos e a partir de sua seção transversal associada a diversos parâmetros como comprimento de flambagem do pilar, excentricidade da carga, condições de extremidade, situações de projeto e tipo de flexão, deve-se determinar a sua carga crítica, através das equações de interação. Logo, o processo é inverso ao processo de dimensionamento tradicional (em que se tem o carregamento e verifica-se se o perfil suporta tal carregamento).

As equações de interação empregadas neste trabalho são as equações encontradas na NBR 8800 (ABNT, 1986), considerando-se as diferentes situações relativas aos casos de flexão em questão.

2.2.1 EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA:

Considera a interação da força normal com o momento fletor levando-se em conta apenas o escoamento da seção transversal do pilar. Para que não ocorra o escoamento a desigualdade abaixo deve ser obedecida:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.1)$$

onde:

N_d é a força normal de cálculo considerada constante ao longo da barra;

M_{dx} e M_{dy} são iguais a $N_d e_y$ e $N_d e_x$, respectivamente e são momentos fletores de cálculo (solicitantes), na seção considerada, em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente;

$$\phi N_n = 0,9 Q A_g f_y \quad (2.2)$$

Q = coeficiente que leva em consideração a flambagem local. De acordo com o índice de esbeltez dos elementos da seção, poderá valer 1,0 ou menos.

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente. Para o caso de se ter flexão em torno do eixo de maior inércia em perfis H e N_d de compressão, o λ_p para o estado limite de flambagem local da alma valerá:

$$\lambda_p = 3.5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2.8 \frac{N_d}{0.9 N_y} \right) \quad \text{para } \frac{N_d}{0.9 N_y} \leq 0.207 \quad (2.3)$$

$$\lambda_p = 1.47 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{para } \frac{N_d}{0.9 N_y} > 0.207 \quad (2.4)$$

$\phi_b = 0.9$, coeficiente de segurança.

2.2.1 EQUAÇÃO DA ESTABILIDADE:

Considera a interação da força normal com o momento fletor levando-se em conta a possibilidade de instabilidade do pilar. Para que não ocorra tal fenômeno a desigualdade abaixo deve ser obedecida:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

onde:

$N_d, M_{dx}, M_{dy}, \phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ já foram definidos;

C_{mx} e C_{my} = coeficientes, correspondentes à flexões em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente, determinados de acordo com a classificação da estrutura em deslocável ou indeslocável, segundo a NBR 8800;

$\phi_c N_n$ = resistência de cálculo à compressão;

$\phi_c = 0.9$, coeficiente de segurança;

N_{ex} e N_{ey} = cargas de flambagem elástica por flexão, em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente, calculadas segundo a norma NBR8800 (ABNT, 1986).

2.3 DIMENSIONAMENTO:

Os pilares que foram dimensionados são constituídos por perfis escolhidos dentre os mais representativos na tabela de um fabricante de perfis laminados e suas descrições estão apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Perfis laminados e suas propriedades

Perfil	d (mm)	h (mm)	dl (mm)	tw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wx (cm ³)	Wy (cm ³)	Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	rx (cm)	ry (cm)	It (cm ⁴)
HP 310x125	312,0	277,0	245,0	17,4	312,0	17,4	159,0	27076,0	8823,0	1735,6	565,6	1963,3	870,6	13,05	7,45	177,98
HP 310x110	308,0	277,0	245,0	15,4	310,0	15,5	141,0	23703,0	7707,0	1539,1	497,3	1730,6	763,7	12,97	7,39	125,66
HP 250x85	254,0	225,0	201,0	14,4	260,0	14,4	108,5	12280,0	4225,0	966,9	325,0	1093,2	499,6	10,64	6,24	82,07

Os pilares foram considerados isolados e com extremidades bi-rotuladas, o que resulta em um comprimento de flambagem igual ao comprimento real do pilar ($k = 1,0$), como indicado na Tabela 2.2. O aço utilizado foi o ASTM A572, cuja tensão de escoamento é

de 345MPa, considerando-se as variações das propriedades mecânicas e térmicas do aço estrutural de acordo com a NBR 14323 (ABNT, 1999).

Tabela 2.2 – Valores de k para determinação dos comprimentos de flambagem, NBR 8800 (ABNT, 1986)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A Linha Tracejada Indica o Eixo da Barra Original A Linha Contínua Indica a Linha Elástica de Flambagem						
Valores Teóricos de k	0.50	0.70	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores Recomendados p/ Dimensionamento	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Código para a Condição de Apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre e translação impedida				
		Rotação e uma translação livres e uma translação impedida				
		Rotação impedida e translação livre				
		Rotação e translação livre				

Os três perfis escolhidos foram analisados como pilares em quatro diferentes casos de comprimentos de flambagem e para cada comprimento de flambagem foram consideradas cinco relações de excentricidade (e/d) de carga distintas. Além disso, o dimensionamento foi feito para duas situações de projeto, as quais estão esboçadas nas Figuras 2.3 e 2.4. Por sua vez, cada um dos três perfis ainda foram dimensionados para um determinado tipo de flexão. Este conjunto de parâmetros, chamado neste trabalho de *condição de dimensionamento*, pode ser mais facilmente entendido observando-se a Tabela 2.3. Para cada *condição de dimensionamento* uma carga crítica foi encontrada.

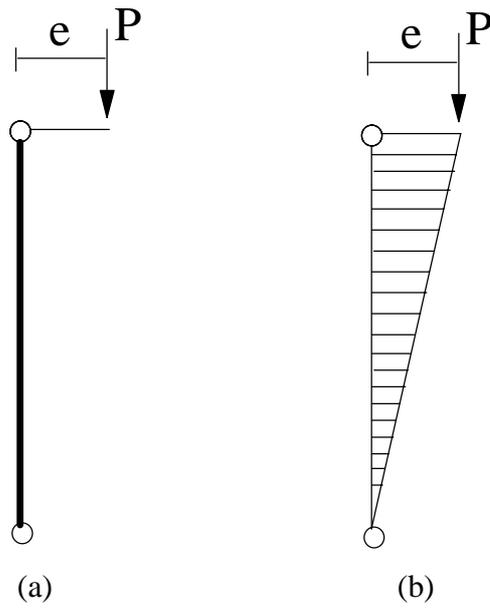


Figura 2.3 – Situações de projeto: (a) Situação de projeto momento linear (ML), (b) Diagrama de momento fletor da situação (ML).

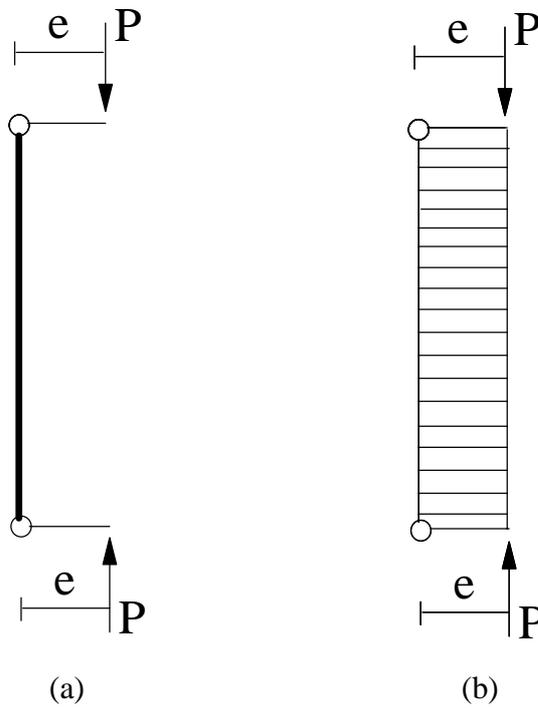


Figura 2.4 – Situações de projeto: (a) Situação de projeto momento constante (MC), (b) Diagrama de momento fletor da situação (MC).

Tabela 2.3 – Parâmetros envolvidos no dimensionamento a frio do pilar

Perfil / Tipo de Flexão	Situações de Projeto	Comprimento da barra	Relação de Excentricidade
Perfil HP 310x125 Flexão Oblíqua ou Perfil HP 310x110 Maior Inércia ou Perfil HP 250x85 Menor Inércia	Situação de Projeto M L	L = 2 m	e = e ₀
			e/d = 0,25
			e/d = 0,50
			e/d = 0,75
			e/d = 1,00
		L = 4 m	e = e ₀
			e/d = 0,25
			e/d = 0,50
			e/d = 0,75
			e/d = 1,00
	Situação de Projeto M C	L = 6 m	e = e ₀
			e/d = 0,25
			e/d = 0,50
			e/d = 0,75
			e/d = 1,00
		L = 8 m	e = e ₀
			e/d = 0,25
			e/d = 0,50
			e/d = 0,75
			e/d = 1,00

Não foram consideradas a força do vento e nenhum carregamento transversal de qualquer origem, portanto os esforços horizontais foram desprezados e o efeito do esforço cortante não foi analisado neste trabalho.

O dimensionamento dos pilares à temperatura ambiente foi feito baseado nas prescrições da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 1986) para perfis laminados.

Os tipos de flexão considerados neste trabalho foram a flexão composta oblíqua, a flexão composta em torno do eixo de maior inércia e a flexão composta em torno do eixo de menor inércia, como apresentado a seguir.

2.3.1 FLEXÃO BIAXIAL ou FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA:

A flexão composta oblíqua ocorre devido à excentricidade do carregamento em relação aos dois eixos de simetria da seção do pilar, situação muito comum na prática. As equações de interação, que são utilizadas para o dimensionamento do pilar sob este tipo de flexão, são as mesmas descritas anteriormente, uma vez que haverá flexão em torno dos dois eixos principais de inércia, Figura 2.5.

Os valores das excentricidades em relação aos eixos “x” e “y” foram sempre considerados iguais ($e_x = e_y$).

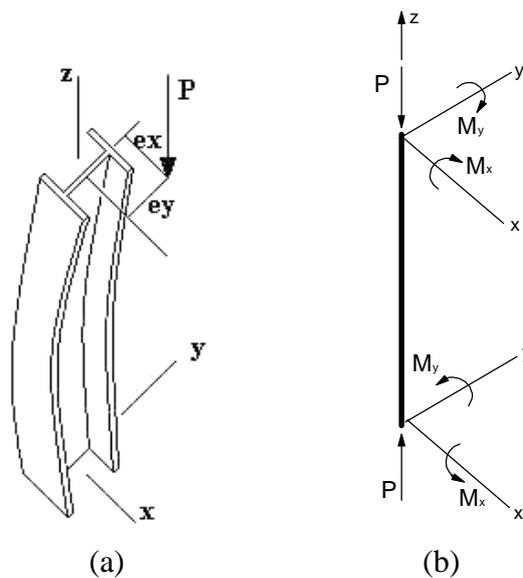


Figura 2.5 – Flexão composta oblíqua: (a) carga excêntrica em relação a “x” e a “y”, (b) momentos fletores provocados pela carga excêntrica.

2.3.2 FLEXÃO COMPOSTA EM TORNO DO EIXO DE MAIOR INÉRCIA

Quando a carga axial apresenta excentricidade em relação a somente um dos eixos principais da seção um momento fletor é gerado em torno deste eixo. O segundo tipo de

flexão considerado é a flexão composta em torno do eixo de maior inércia, Figura 2.6, desconsiderando-se a parcela referente à flexão em torno do eixo de menor inércia nas equações de interação. Assim:

Equação da Resistência:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0 \quad (2.6)$$

Equação da Estabilidade:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} \leq 1.0 \quad (2.7)$$

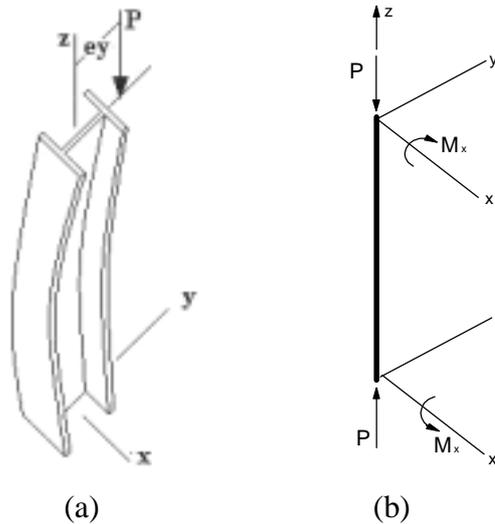


Figura 2.6 – Flexão em torno do eixo de maior inércia: (a) carga excêntrica em relação a “y”, (b) momento fletor provocado pela carga excêntrica.

2.3.3 FLEXÃO COMPOSTA EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA

O último tipo de flexão considerado é a flexão em torno do eixo de menor inércia, devido à excentricidade de aplicação da carga em relação a este eixo, Figura 2.7. As equações de interação, portanto, não contém as parcelas referentes à flexão em torno do eixo de maior inércia.

Equação da Resistência:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.8)$$

Equação da Estabilidade:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.9)$$

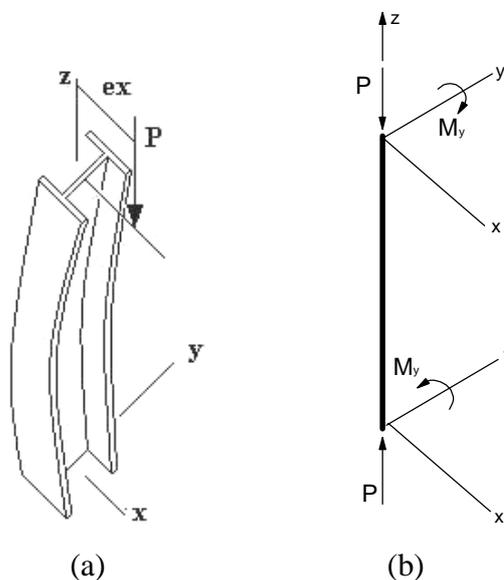


Figura 2.7 – Flexão em torno do eixo de menor inércia: (a) carga excêntrica em relação a “x”, (b) momento fletor provocado pela carga excêntrica.

2.4 PROGRAMA COMPUTACIONAL CARGA MÁXIMA

Devido à diversidade dos parâmetros a serem considerados no cálculo, tornou-se necessária a elaboração de um programa computacional que apresentasse, de forma rápida e precisa, o valor da carga crítica para cada *condição de dimensionamento* apresentada na Tabela 2.3 (L, e/d, situação de projeto, tipo de flexão) envolvida no dimensionamento de cada pilar.

O programa é subdividido em corpo principal e duas subrotinas. Como, no dimensionamento de vigas-coluna, faz-se necessário verificar os efeitos isoladamente, as subrotinas são destinadas a isto.

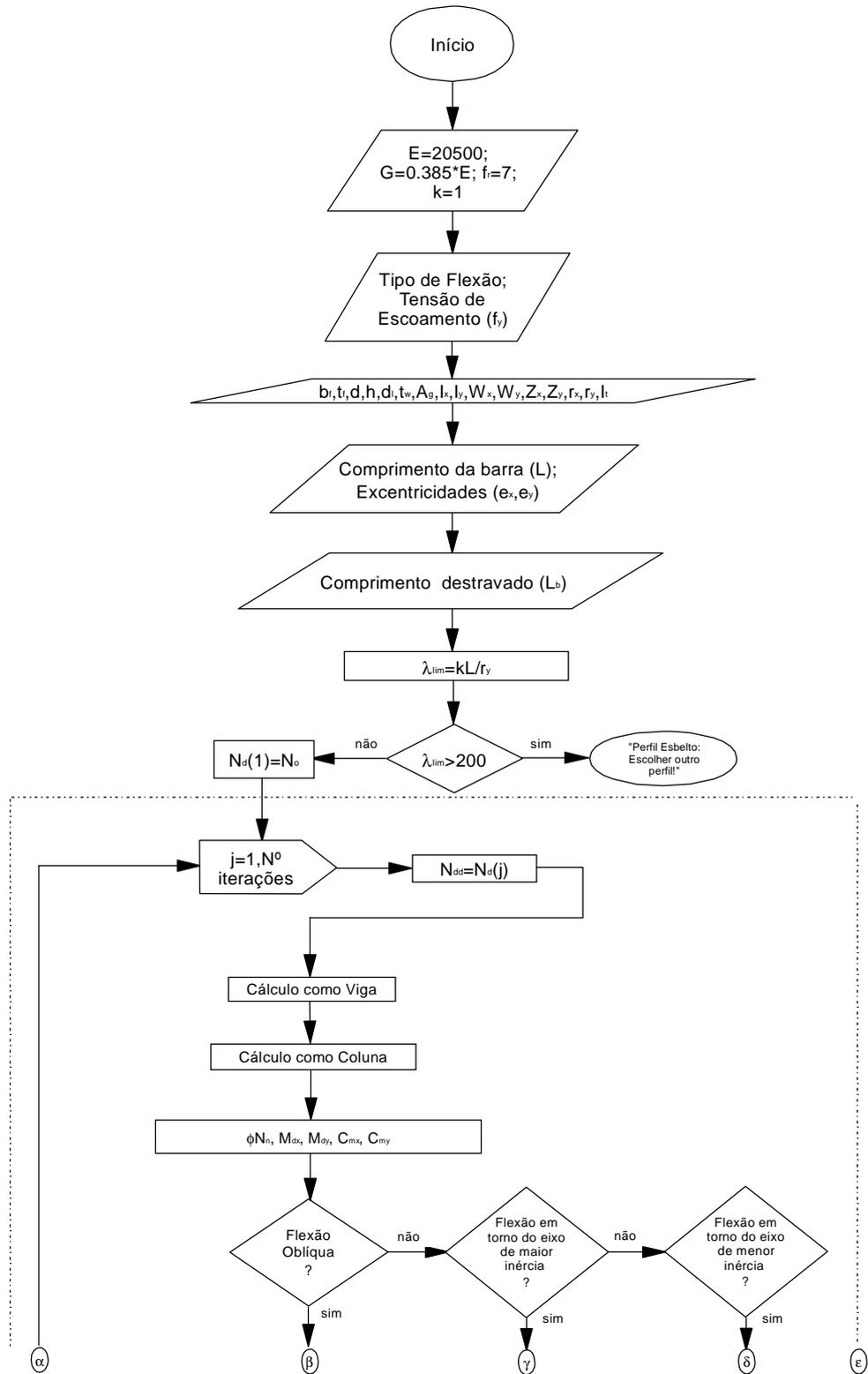
A primeira subrotina calcula a resistência máxima de cálculo ao momento fletor de uma viga-coluna trabalhando como se fosse somente uma viga (carga axial nula). Para isto, são efetuadas as verificações de três estados limites: Flambagem Local da Mesa (FLM), Flambagem Local da Alma (FLA) e Flambagem Lateral com Torção (FLT). O cálculo da resistência é feito em concordância com o anexo D da norma NBR8800 (ABNT, 1986).

A outra subrotina calcula a resistência máxima à compressão de uma viga-coluna trabalhando como se fosse somente uma coluna (momento fletor nulo). São considerados, nos cálculos, as possibilidades de flambagem local e global da barra, ou seja, a determinação dos fatores Q e ρ , também de acordo com prescrições da norma citada. Os efeitos da flambagem por flexo-torção não foram considerados neste trabalho.

Determinadas as resistências de cálculo, a superposição dos efeitos é feita através das equações de interação que estão no corpo principal do programa, além da determinação da carga crítica de Euler. Conforme a situação de projeto especificada, a relação entre os momentos de extremidade mudam e, assim, o coeficiente C_m da equação de interação de estabilidade.

Quanto à carga, um valor inicial é dado no arquivo de entrada, bem como um valor de incremento. O programa vai incrementando o valor inicial da carga até que as equações de interação sejam satisfeitas, ou seja, sejam iguais a um. Deste modo, obtêm-se o valor da carga máxima ou carga crítica do perfil para cada condição especificada na Tabela 2.3, ou seja, para cada *condição de dimensionamento*.

A linguagem utilizada para elaboração do programa foi Visual Fortran 6 e a Figura 2.8 representa o fluxograma implementado.



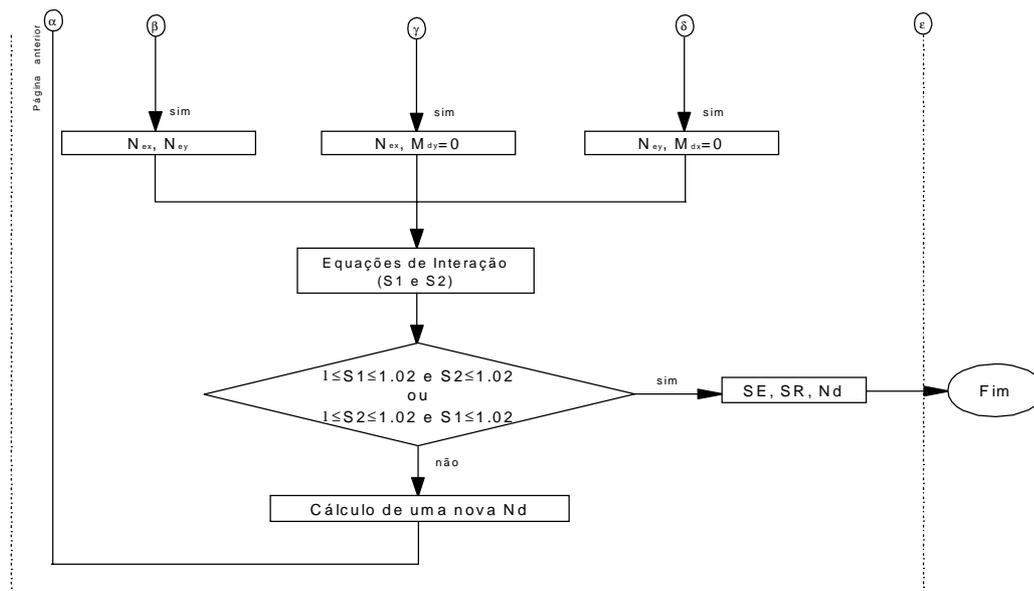


Figura 2.8: Fluxograma de dimensionamento de pilares de aço à temperatura ambiente.

2.5 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

Como uma forma de validação do programa Carga Máxima, elaborado neste trabalho, os resultados foram comparados com os fornecidos pelo programa DESMET (Dimensionamento de Elementos Estruturais Metálicos), versão 2.05, desenvolvido na Universidade Federal de Viçosa, apresentando-se, na Tabela 2.4, os resultados e as diferenças obtidas.

A diferença entre os valores das cargas obtidas nos dois programas se explica por três razões: uma é a consideração, no programa Carga Máxima, de um erro de 2% no valor das equações de interação, ou seja, admite-se que uma carga que produza coeficientes 1,02 nas equações de interação seja uma carga crítica aceitável. Já o programa DESMET não considera erro algum, ou seja, os coeficientes das equações de interação devem ser exatamente iguais a 1,00. Uma segunda razão para a diferença é que o programa Auto Perfil, programa este que o DESMET utiliza para buscar os perfis e suas propriedades, calcula as propriedades geométricas dos seus perfis automaticamente, necessitando somente, obviamente, das dimensões da seção transversal, enquanto no programa Carga Máxima as propriedades são aquelas fornecidas nas tabelas dos fabricantes. E para terminar, a tensão residual utilizada pelo programa DESMET é a

tensão considerada pela norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 1986) para qualquer tipo de perfil que vale 115MPa. A tensão residual utilizada neste trabalho foi de 70MPa como encontra-se prescrito no AISC-LRFD:1999 para perfis laminados. Esta tensão foi considerada devido ao fato de que a norma brasileira está sendo revisada e deverá incorporar esta modificação. Como pode ser observado as diferenças são da ordem de 2% o que valida o programa Carga Máxima.

Tabela 2.4 – Comparação dos valores de carga crítica obtidos pelos programas Carga Máxima e Desmet 2.05

Perfil / Tipo de Flexão	Situação de Projeto	Comprimento da barra (m)	Relação de Excentricidade	Carga Crítica		Diferença (%)
				Carga Máxima (kN)	Desmet 2.05 (kN)	
Perfil HP 310x125 Flexão Oblíqua	Situação de Projeto ML	L = 2	e = e ₀	4317,2	4245,0	1,672
			e/d = 0,25	1485,9	1460,0	1,746
			e/d = 0,50	871,9	856,0	1,821
			e/d = 0,75	616,4	605,0	1,850
			e/d = 1,00	477,0	468,0	1,877
		L = 4	e = e ₀	3328,1	3273,0	1,656
			e/d = 0,25	1481,3	1455,0	1,772
			e/d = 0,50	867,2	853,0	1,636
			e/d = 0,75	614,1	603,0	1,801
		L = 6	e = e ₀	2296,9	2262,0	1,519
			e/d = 0,25	1258,6	1240,0	1,477
			e/d = 0,50	859,0	844,0	1,744
			e/d = 1,00	607,0	597,0	1,652
		L = 8	e = e ₀	1530,5	1510,0	1,337
			e/d = 0,25	953,9	941,0	1,353
			e/d = 0,50	718,4	708,0	1,442
	e/d = 0,75		583,0	575,0	1,374	
	Situação de Projeto MC	L = 2	e = e ₀	4218,8	4148,0	1,677
			e/d = 0,25	1399,2	1373,0	1,874
			e/d = 0,50	839,1	823,0	1,914
			e/d = 0,75	600,0	589,0	1,833
			e/d = 1,00	466,4	458,0	1,802
		L = 4	e = e ₀	3178,1	3125,0	1,671
			e/d = 0,25	1214,1	1193,0	1,735
			e/d = 0,50	761,7	747,0	1,932
			e/d = 0,75	556,6	546,0	1,912
		L = 6	e = e ₀	2158,6	2125,0	1,556
			e/d = 0,25	984,4	968,0	1,663
			e/d = 0,50	652,7	641,0	1,798
			e/d = 0,75	492,2	482,0	2,070
		L = 8	e = e ₀	395,5	387,0	2,151
			e = e ₀	1434,4	1415,0	1,351
e/d = 0,25			774,6	761,0	1,757	
e/d = 0,50	543,8		533,0	1,977		
		e/d = 0,75	423,0	414,0	2,139	
		e/d = 1,00	347,5	340,0	2,147	

Continuação da Tabela 2.4

Perfil / Tipo de Flexão	Situação de Projeto	Comprimento da barra (m)	Relação de Excentricidade	Carga Crítica		Diferença (%)
				Carga Máxima (kN)	Desmet 2.05 (kN)	
Perfil HP 310x110 Flexão em torno do eixo de maior inércia	Situação de Projeto ML	L = 2	e = e ₀	4387,5	4297,0	2,063
			e/d = 0,25	2723,4	2665,0	2,146
			e/d = 0,50	1959,4	1918,0	2,112
			e/d = 0,75	1532,8	1497,0	2,336
			e/d = 1,00	1256,3	1228,0	2,249
		L = 4	e = e ₀	3918,8	3838,0	2,061
			e/d = 0,25	2718,8	2660,0	2,161
			e/d = 0,50	1954,7	1917,0	1,928
			e/d = 0,75	1528,1	1497,0	2,037
			e/d = 1,00	1251,6	1228,0	1,882
		L = 6	e = e ₀	3492,2	3425,0	1,924
			e/d = 0,25	2517,2	2470,0	1,875
			e/d = 0,50	1898,4	1863,0	1,867
			e/d = 0,75	1476,6	1447,0	2,002
			e/d = 1,00	1207,0	1183,0	1,991
		L = 8	e = e ₀	2967,2	2910,0	1,927
			e/d = 0,25	2118,8	2085,0	1,593
			e/d = 0,50	1687,5	1662,0	1,511
			e/d = 0,75	1422,7	1397,0	1,804
			e/d = 1,00	1160,2	1138,0	1,910
	Situação de Projeto MC	L = 2	e = e ₀	4356,3	4267,0	2,049
			e/d = 0,25	2681,3	2623,0	2,172
			e/d = 0,50	1931,3	1888,0	2,239
			e/d = 0,75	1509,4	1477,0	2,145
			e/d = 1,00	1240,6	1213,0	2,227
		L = 4	e = e ₀	3862,5	3780,0	2,136
			e/d = 0,25	2415,6	2368,0	1,972
			e/d = 0,50	1762,5	1727,0	2,014
			e/d = 0,75	1393,8	1366,0	1,991
			e/d = 1,00	1153,1	1130,0	2,006
		L = 6	e = e ₀	3393,8	3328,0	1,937
			e/d = 0,25	2084,4	2045,0	1,889
			e/d = 0,50	1525,0	1494,0	2,033
			e/d = 0,75	1212,5	1187,0	2,103
			e/d = 1,00	1009,4	987,0	2,217
		L = 8	e = e ₀	2828,1	2773,0	1,949
			e/d = 0,25	1734,4	1700,0	1,982
			e/d = 0,50	1281,3	1253,0	2,205
			e/d = 0,75	1028,1	1005,0	2,250
			e/d = 1,00	860,9	842,0	2,200

Continuação da Tabela 2.4

Perfil / Tipo de Flexão	Situação de Projeto	Comprimento da barra (m)	Relação de Excentricidade	Carga Crítica		Diferença (%)
				Carga Máxima (kN)	Desmet 2.05 (kN)	
Perfil HP 250x85 Flexão em torno do eixo de menor inércia	Situação de Projeto ML	L = 2	e = e ₀	2850,0	2808,0	1,474
			e/d = 0,25	1272,7	1252,0	1,623
			e/d = 0,50	781,6	768,0	1,745
			e/d = 0,75	563,7	553,0	1,893
			e/d = 1,00	440,6	433,0	1,730
		L = 4	e = e ₀	2020,3	1992,0	1,401
			e/d = 0,25	1142,6	1126,0	1,451
			e/d = 0,50	781,6	768,0	1,745
			e/d = 0,75	563,7	553,0	1,893
		L = 6	e = e ₀	1252,7	1236,0	1,335
			e/d = 0,25	801,6	790,0	1,442
			e/d = 0,50	617,6	609,0	1,389
			e/d = 0,75	510,9	503,0	1,554
		L = 8	e/d = 1,00	437,7	431,0	1,530
			e/d = e ₀	788,7	780,0	1,100
			e/d = 0,25	563,7	557,0	1,184
	e/d = 0,50		457,0	451,0	1,320	
	e/d = 0,75		391,4	386,0	1,381	
	Situação de Projeto MC	L = 2	e/d = 1,00	344,5	339,0	1,605
			e = e ₀	2789,1	2749,0	1,436
			e/d = 0,25	1146,1	1127,0	1,666
			e/d = 0,50	726,6	714,0	1,729
			e/d = 0,75	533,2	523,0	1,914
		L = 4	e/d = 1,00	421,9	413,0	2,104
			e = e ₀	1931,3	1905,0	1,359
			e/d = 0,25	909,4	895,0	1,581
			e/d = 0,50	614,1	604,0	1,639
		L = 6	e/d = 0,75	467,6	459,0	1,835
			e/d = 1,00	378,5	371,0	1,986
			e = e ₀	1183,6	1169,0	1,233
			e/d = 0,25	666,8	657,0	1,469
		L = 8	e/d = 0,50	484,0	476,0	1,650
e/d = 0,75			384,4	378,0	1,659	
e/d = 1,00			320,5	315,0	1,719	
e = e ₀	747,7		739,0	1,158		
e/d = 0,25	486,3		480,0	1,301		
L = 8	e/d = 0,50	373,8	368,0	1,559		
	e/d = 0,75	308,8	304,0	1,551		
	e/d = 1,00	264,3	260,0	1,611		

O MÉTODO SIMPLIFICADO DA NBR 14323 (ABNT, 1999)

3.1 HIPÓTESES BÁSICAS

Métodos de projeto descritos em normas técnicas, em geral, devem preencher os requisitos de simplicidade e suficiente precisão. A NBR 14323 (ABNT, 1999), na seção 8, descreve o que chama 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 (ABNT, 1986), mas que se destina, exclusivamente, a estruturas protegidas como se conclui das hipótese básicas que adota.

O Método Simplificado é definido como um método de estado limite quando estabelece que a função $\Phi (S_{fi,d}, R_{fi,d}) = 0$ representa a linha de estado limite, sendo $S_{fi,d}$ a solicitação de cálculo em situação de incêndio e $R_{fi,d}$, a resistência de cálculo, ambas para o elemento estrutural em foco. Considerando-se cada um dos esforços atuantes no elemento isoladamente, a condição de segurança pode ser expressa pela condição $S_{fi,d} \leq R_{fi,d}$.

Na determinação das solicitações de cálculo consideram-se, obviamente, os efeitos da degradação das propriedades mecânicas dos materiais estruturais, desprezando-se, conforme a seção 8.2.2 da referida norma, os efeitos das deformações térmicas, se se admite a elevação de temperatura do ensaio padrão da norma NBR 5628 (ABNT, 1980).

Essa simplificação corresponde à admissão de uma rigorosa uniformidade na distribuição espacial de temperaturas no compartimento incendiado, o que só é provável de ocorrer no reduzido volume de um forno próprio para ensaios. Mas, admitida a uniformidade de distribuição de temperatura, ela independe da curva tempo-temperatura no compartimento.

A hipótese que despreza os esforços axiais gerados pela elevação de temperatura, ainda que suposta uniforme, somente é aplicável no contexto de um método de verificação da resistência ao fogo de estruturas de aço protegidas. Nestas estruturas, a temperatura atingida pelos perfis deve ser suficientemente baixa para que se desprezem os esforços axiais decorrentes da expansão axial restringida. Logo, o Método Simplificado supõe a adoção de uma proteção passiva conservadora, embora esta opção seja compatível com a filosofia de um método simples, expedito, e de fácil aplicação.

A uniformidade da distribuição de temperaturas leva à desconsideração dos momentos introduzidos nas barras por eventuais gradientes de temperatura na seção transversal das peças.

Por outro lado, observa-se que o emprego do Método Simplificado combinado às temperaturas críticas obtidas através de ensaios que consideram a indeslocabilidade horizontal, leva a um conflito de hipóteses básicas. De fato, se indeslocáveis horizontalmente, as estruturas deveriam ser capazes de absorver os grandes esforços decorrentes do impedimento da expansão axial das vigas, a menos que as temperaturas atingidas pelos elementos envolvidos fosse suficientemente baixa, o que novamente supõe o emprego de proteção passiva.

No caso de vigas mistas é um fato verificado experimentalmente que haverá um gradiente de temperatura entre a mesa superior e a mesa inferior. Nesse caso, o Método Simplificado abre exceção à hipótese de uniformidade da distribuição de temperaturas para admitir que mesa superior, alma e mesa inferior tenham aquecimentos distintos, de acordo com seus respectivos fatores de massividade. Trata-se do reconhecimento de que, em um compartimento em que a radiação é o fenômeno de transferência de calor

dominante, a hipótese de uniformidade da distribuição espacial de temperaturas pode ser uma aproximação necessária mas grosseira.

O Método Simplificado supõe ligações protegidas com, no mínimo, a espessura de proteção do elemento de maior fator de massividade que concorre na ligação. Somente assim se explica a diretriz de projeto 8.2.7 da NBR 14323 (ABNT,1999). De fato, não está demonstrado que o acréscimo de massa em ligações seja de ordem tal que justifique uma diminuição significativa de temperatura. Aliás, isto se confirma com o disposto no item 8.2.8 da norma.

Embora não explicitado na NBR 14323 (ABNT, 1999), o Método Simplificado deve ser entendido como um método de dimensionamento da proteção passiva estrutural. Por essa razão, muitas de suas hipóteses básicas explicam-se com a consideração de estruturas protegidas. A rigor, quando se conclui que uma peça não necessita de proteção, ou seja, quando se verifica a condição $S_{fi,d} < R_{fi,d}$ para o elemento estrutural considerado, a dispensa da proteção gera condições de carregamento e de solicitação que podem invalidar o cálculo de $R_{fi,d}$ e de $S_{fi,d}$. Seja, para ilustrar, um tirante, situado próximo a uma parede, com seção transversal quadrada de 100mm^2 em aço de $f_y=250\text{MPa}$. Suponha-se uma solicitação de cálculo de 1 kN. O tirante deve ter um tempo de resistência ao fogo de 60minutos que causaria na peça uma temperatura de $943,20^\circ\text{C}$. Nesse caso, $R_{fi,d}$ é 1,275 kN que é superior a $S_{fi,d}$, dispensando a proteção. Mas, ao dispensar-se a proteção, não se pode admitir a distribuição uniforme de temperatura no tirante o que invalida o cálculo de $S_{fi,d}$ e de $R_{fi,d}$.

3.2 FORMULAÇÃO

A NBR 14323 (ABNT, 1999) trata do dimensionamento em incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos e perfis formados a frio, de elementos estruturais mistos aço-concreto e de ligações executadas com parafusos ou soldas. A norma considera perfis com seção transversal com um ou dois eixos de simetria. As barras sujeitas a efeitos combinados de

compressão e flexão devem atender às seguintes equações de interação para uma situação de incêndio:

(a) Equação da Resistência:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.1)$$

onde

$N_{fi,Sd}$ é a força normal de cálculo na barra, considerada constante ao longo da barra, para a situação de incêndio;

$N_{fi,Rd}$ é a resistência de cálculo à força normal em situação de incêndio, determinada considerando-se que a viga-coluna trabalhe somente como pilar, dada por

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} K_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} \quad (3.2)$$

onde

$\phi_{fi,a}$ é um coeficiente de resistência adotado igual a 1,0;

ρ_{fi} é o fator de redução da resistência à compressão, em situação de incêndio, determinado como na NBR 8800, mas usando-se sempre a curva de flambagem “c” e o

parâmetro $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}}$ para a temperatura θ_a ;

$\bar{\lambda}$ é o parâmetro de esbelteza reduzida das barras comprimidas, determinado de acordo com a NBR 8800;

$K_{y,\theta}$ é o fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura θ_a , conforme Tabela 3.1.

$K_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a , conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Fatores de redução para o aço, NBR 14323 (ABNT, 1999)

Temperatura do aço, θ_a (°C)	Fator de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente	Fator de Redução para o módulo de elasticidade de todos os tipos de aço
20	1.00	1.0000
100	1.00	1.0000
200	1.00	0.9000
300	1.00	0.8000
400	1.00	0.7000
500	0.78	0.6000
600	0.47	0.3100
700	0.23	0.1300
800	0.11	0.0900
900	0.06	0.0675
1000	0.04	0.0450
1100	0.02	0.0225
1200	0.00	0.0000

* Para valores intermediários, deve-se interpolar linearmente, conforme NBR 14323.

k_a é um fator de correção empírico da resistência da barra em temperatura elevada, cujo valor é dado por;

- para $0 \leq \bar{\lambda}_\theta \leq 0.2$: $k_a = 1.0 + \bar{\lambda}_\theta$

- para $\bar{\lambda}_\theta > 0.2$: $k_a = 1.2$

A_g é a área bruta da seção transversal;

$M_{x,fi,Sd}$ e $M_{y,fi,Sd}$ são momentos fletores de cálculo, para a situação de incêndio, na seção considerada, em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente;

$M_{x,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$ são resistências de cálculo ao momento fletor, em torno do eixo “x” e “y”, respectivamente, determinadas considerando-se a viga-coluna trabalhando somente como viga, tomando-se $C_b = 1.0$. Deste modo:

- para Flambagem Local da Mesa (FLM) e Flambagem Local da Alma (FLA):

- se $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 K_{y,\theta} M_{pl} \quad (3.3)$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 K_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (3.4)$$

- para Flambagem Lateral por Torção (FLT):

- se $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 K_{y,\theta} M_{pl} \quad (3.5)$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{K_{y,\theta}}{1.2} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (3.6)$$

- se $\lambda > \lambda_{r,fi}$:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{K_{E,\theta} M_{cr}}{1.2} \quad (3.7)$$

onde

$K_{y,\theta}$ e $K_{E,\theta}$ são fatores de redução já descritos anteriormente, respectivamente para limite de escoamento e módulo de elasticidade do aço;;

λ , $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ são determinados conforme no Anexo D da NBR 8800;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica, em temperatura ambiente, obtido de acordo com o Anexo D da NBR 8800;

M_{pl} é o momento de plastificação da seção transversal para o projeto em temperatura ambiente;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal, para o projeto em temperatura ambiente, obtido de acordo com o Anexo D da NBR 8800;

k_1 é um fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor será:

- 1,0 para uma viga com todos os quatro lados expostos;
- 1,4 para uma viga com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporada no quarto lado.

k_2 é um fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra fletida, cujo valor será:

- 1,15 nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada;
- 1,0 em todos os outros casos.

Em perfis “I” e “H” fletidos em torno do eixo de maior inércia e que tenham $N_{fi, Sd}$ de compressão, o $\lambda_{p,fi}$ para o estado limite de flambagem local da alma será alterado para:

$$\lambda_{p,fi} = 3.5 \sqrt{\frac{K_{E,\theta} E}{K_{y,\theta} f_y}} \left(1 - 2.8 \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} \right), \quad \text{para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} \leq 0.207 \quad (3.8)$$

$$\lambda_{p,fi} = 1.47 \sqrt{\frac{K_{E,\theta} E}{K_{y,\theta} f_y}}, \quad \text{para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g K_{y,\theta} f_y} > 0.207 \quad (3.9)$$

(b) Equação da Estabilidade:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ex}} \right) M_{x,fi,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ey}} \right) M_{y,fi,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.10)$$

onde

$N_{fi,Sd}$, $N_{fi,Rd}$, $M_{x,fi,Sd}$, $M_{y,fi,Sd}$, $M_{x,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$ já foram definidos;

C_{mx} e C_{my} devem ser determinados conforme o Anexo D da norma NBR 8800;

$N_{fi,ex}$ e $N_{fi,ey}$ são as cargas de flambagem elástica por flexão, em situação de incêndio, respectivamente em torno dos eixos “x” e “y”. Para cada um destes eixos, tem-se:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g K_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} \quad (3.11)$$

ANÁLISE ESTRUTURAL AVANÇADA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL 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 o dos computadores digitais, a 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 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 de modelamento avançados, ensaios 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 mas abrangente, 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 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, desenvolvido na Universidade de Alberta, Canadá. 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.

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.

As vigas-coluna são representadas por elementos de barra unidimensionais de 2 nós, tendo cada nó 8 graus de liberdade em coordenadas locais e 11 graus de liberdade em coordenadas globais, permitindo a simulação de flexão composta oblíqua, de flambagem lateral por torção e, ainda, de torção e empenamento, como ilustra a Figura 4.1.

A laje é representada por um elemento de placa de 4 nós, com 5 graus de liberdade por nó (Figura 4.2). 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 4.3). 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.

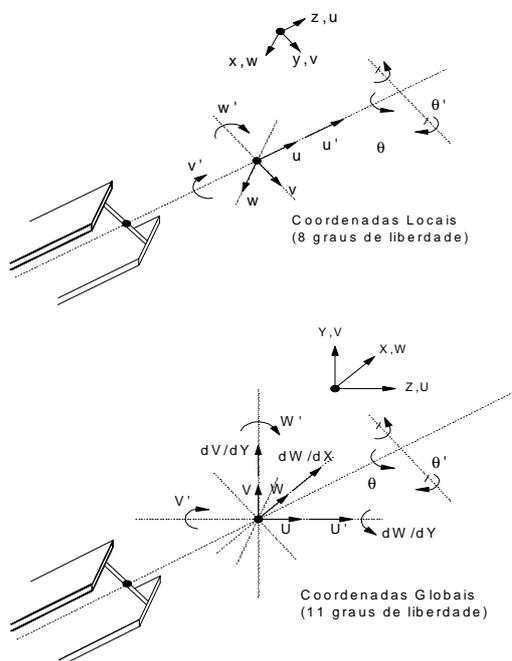


Figura 4.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).

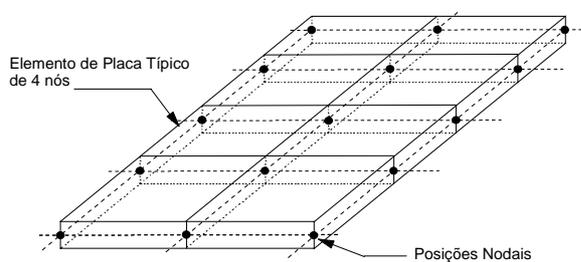


Figura 4.2 – Elemento de placa do VULCAN.

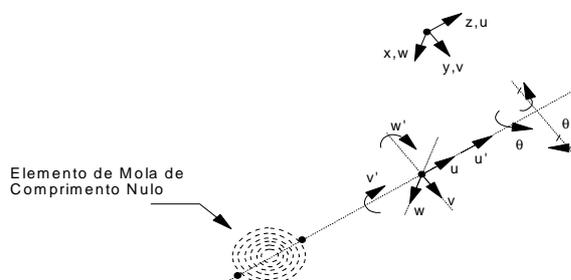


Figura 4.3 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).

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 que é 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:

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (4.1)$$

onde

$[K]$ 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. Conforme ilustra a Figura 4.4, a uma dada temperatura θ_1 , o processo iterativo, usando sucessivas matrizes de rigidez tangente, conduz à solução u_1 . Em seguida, o incremento de temperatura de θ_1 para θ_2 rompe o equilíbrio atingido e, através de nova seqüência de iterações, obtêm-se as respostas u_2 , u_3 e seguintes.

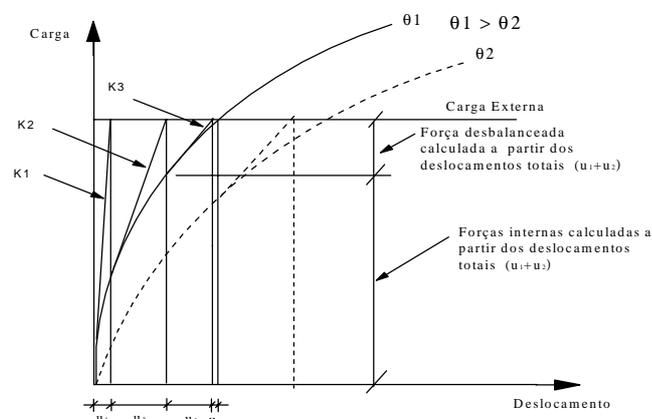


Figura 4.4 – Processo de Newton-Raphson, BAILEY (1995).

Na Figura 4.4, $K1$ é a matriz de rigidez elástica, $K2$ é a matriz de rigidez calculada dos deslocamentos totais (u_1) e $K3$ é a matriz de rigidez calculada a partir dos deslocamentos totais ($u_1 + u_2$).

O vetor de cargas incrementais é composto de cargas externas e cargas internas e, ainda, de esforços ocasionados pelas tensões térmicas. O processo iterativo é encerrado quando elementos negativos aparecem na diagonal principal da matriz de rigidez durante o processo de eliminação de Gauss, caracterizando, assim, o colapso da estrutura.

Para permitir uma considerável variação de tensão, de deformação e de temperatura na seção transversal representada, esta é definida por 13 pontos nodais, o que a divide em 12 segmentos, conforme a Figura 4.5.

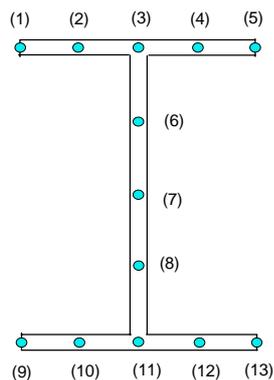


Figura 4.5 - Malha da seção transversal com os pontos nodais nos quais deslocamentos, deformações e tensões serão definidos.

Atualmente, o programa VULCAN está sendo reformulado, PLANK *et al.* (2002), para que seu elemento de viga tenha apenas 6 graus de liberdade, resultando em tempos de processamento menores e melhor interface com o usuário. Em paralelo, está em desenvolvimento a interface que permite a representação gráfica de todos os resultados, tais como, deformações tridimensionais, padrões de fissuração e gráficos convencionais.

4.2 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

O emprego de programas que utilizam o método de elementos finitos em escritórios de projeto apresenta uma dificuldade que decorre de sua complexidade e de sua morosidade. Em que pese o desenvolvimento de processadores cada vez mais rápidos, a complexidade do comportamento estrutural em incêndio exigirá o concurso de profissionais especializados.

Uma vez que os métodos simplificados se destinam ao dimensionamento da proteção, a sua economicidade está aquém do nível necessário para dar ao aço estrutural a competitividade desejada.

Uma alternativa ao uso direto do método avançado (via MEF) que preserva a precisão adequada sem se fazer acompanhar da sua 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 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, conforme Büchanann (1998), fornece equações paramétricas para determinar a temperatura crítica de vigas.

Em geral, a rotina para investigação paramétrica consiste dos seguintes passos:

- (a) determinação de um conjunto de estruturas, representativas dos casos mais usuais na prática de projetos através de relações paramétricas adimensionais;

- (b) determinação da faixa de sollicitação externa, para o conjunto de estruturas, através de relações paramétricas adimensionais;
- (c) análise do conjunto de estruturas visando determinar as grandezas que definem o comportamento estrutural;
- (d) estabelecimento, através de procedimento estatístico, da curva que melhor se ajusta à relação entre cada grandeza definidora do comportamento estrutural em incêndio e cada um dos parâmetros adimensionais ou seu produto.

Nessa pesquisa foram realizadas análises de vigas-coluna pelo método dos elementos finitos, implementado no VULCAN, de três perfis laminados com proteção parcial. Cada análise em separado serve para o estabelecimento de conclusões indicativas da resistência ao fogo do respectivo perfil, embora o número de perfis não seja suficiente para o estabelecimento de relações paramétricas para perfis laminados.

Os perfis utilizados nessa pesquisa estão indicados na Tabela 2.1 e Figura 4.6 (a). Foi considerada proteção parcial das mesas, conforme ilustra a Figura 4.6 (b).

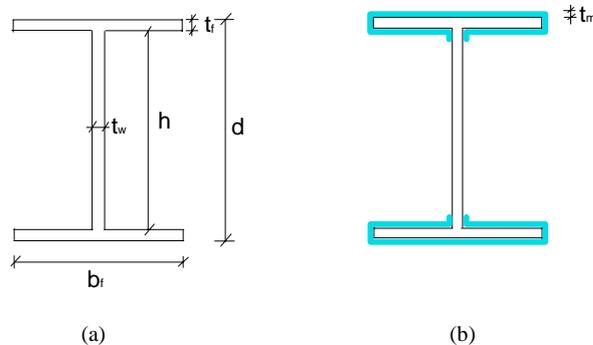


Figura 4.6: (a) Seção transversal; (b) Proteção passiva parcial das mesas.

4.3 RAZÕES DE CARGA E EXCENRICIDADES E SITUAÇÕES DE PROJETO

O incêndio modifica a situação de sollicitação de uma estrutura. A norma brasileira NBR 14323 (ABNT, 1999) estabelece que a redução da carga em situação de incêndio é restrita à parcela das sobrecargas. Assim, as combinações de ações são expressas por:

- em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0.2F_Q \quad (4.2)$$

- em locais em há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0.4F_Q \quad (4.3)$$

- em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0.6F_Q \quad (4.4)$$

onde

F_G é o valor nominal da ação permanente;

$F_{Q,exc}$ é o valor nominal das ações térmicas;

F_Q é o valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes, igual a:

- 1,1 para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;
- 1,2 para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;
- 1,0 para ação permanente favorável de pequena variabilidade;
- 0,9 para ação permanente favorável de grande variabilidade.

Para as barras de um contraventamento, a NBR 14323 (ABNT, 1999) estabelece que elas deverão ser dimensionadas para a combinação de ações expressa por:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0.5F_W \quad (4.5)$$

onde

F_G , $F_{Q,exc}$ e γ_g já foram definidos;

F_W é o valor nominal das ações devidas ao vento, determinadas conforme NBR 6123.

No âmbito deste trabalho, serão adotadas as seguintes definições:

- i) carga crítica ($N_{d,crit}$): capacidade máxima resistente à compressão excêntrica, determinada à temperatura ambiente, de acordo com as especificações da NBR 8800 (ABNT, 1986);
- ii) carga máxima ($N_{d,max}$): porcentagem da carga crítica à qual o perfil estará submetido em situação de incêndio;
- iii) razão de carga: relação entre a carga máxima e a carga crítica, ou seja, $(N_{d,max} / N_{d,crit})$.

Os pilares são dimensionados à temperatura ambiente e, assim, a cada *condição de dimensionamento*, uma carga crítica é determinada. Assim que a temperatura começar a se elevar, a resistência mecânica do pilar diminuirá e, conseqüentemente, a sua carga crítica. Por isso, razões de cargas são pré-estabelecidas, tendo como referência a carga crítica à temperatura ambiente.

As razões de carga variam de 10% a 90% da carga crítica do pilar, dimensionado a frio, para cada *condição de dimensionamento*. Desta maneira, as temperaturas críticas elevam-se à medida que a razão de carga diminui e, em conseqüência disto, os tempos de resistência ao fogo são maiores.

Para exemplificar, a Tabela 4.1 mostra $N_{d,max}$ para o perfil HP 310x125, de comprimento igual a 2m e excentricidade acidental da carga nas direções “x” e “y” gerando uma flexão oblíqua. A temperatura crítica é determinada no nó 3 (vide Figura 4.5) da mesa protegida para cada uma das razões de carga.

Tabela 4.1: Cargas máximas para análise em incêndio ($N_{d,crit} = 4317,19\text{kN}$)

Razões de Carga	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Carga Máxima ($N_{d,max}$) (kN)	3885,47	3453,75	3022,03	2590,31	2158,60	1726,88	1295,16	863,44	431,72

A excentricidade da carga é um parâmetro muito importante e deve ter sua influência avaliada, pois está presente em todas as estruturas reais e deve ser considerada em todos os projetos. A carga excêntrica gera momentos fletores muito significativos e pode provocar outros tipos de colapso que não aqueles provocados por cargas axiais centradas. Os valores de excentricidades, neste trabalho, também são parâmetros pré-fixados e variam em função da altura total da seção do perfil. Quando a relação e/d é igual a zero a excentricidade, devida à imperfeição inicial é considerada, uma vez que ela existe nos casos reais. Logo, se $e/d = 0,0$ então $e = e_0$.

As situações de projeto adotadas são as mesmas do dimensionamento a frio e constituem dois tipos de condições de contorno muito encontradas na prática: pilar bi-rotulado, com uma carga excêntrica de compressão somente em sua extremidade superior e pilar com as duas extremidades submetidas a cargas excêntricas de compressão, sendo estas de igual magnitude e excentricidade, gerando, portanto, momentos iguais. Mesmo no caso de flexão biaxial, em que se têm excentricidades de carga em relação aos dois eixos, estas excentricidades são consideradas iguais, gerando momentos iguais em relação a “x” e a “y”.

A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos valores adotados para os parâmetros considerados neste trabalho e utilizados para o dimensionamento, com destaque, ainda

na Tabela 4.2, para a definição do que é chamado de “*condição de dimensionamento*”, região em amarelo.

Tabela 4.2: Parâmetros considerados para análise em incêndio

Perfil / Tipo de Flexão	Situações de Projeto	Comprimento da barra (L, em m)	Relação de Excentricidade (e/d)	Razão de Carga	Espessura de Proteção Passiva (tm, em mm)
Perfil HP 310x125 Flexão Oblíqua ou	Situação de Projeto ML*			0,9 0,8 0,7 0,6 0,5	30,0
Perfil HP 310x110 Maior Inércia ou	ou	2,0 4,0 6,0 8,0	e_0 0,25 0,50 0,75 1,00		
Perfil HP 250x85 Menor Inércia	Situação de Projeto MC*			0,4 0,3 0,2 0,1	15,0

* A situação de projeto pode gerar ML (momento linear) e MC (momento constante)

4.4 DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA

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

O comprimento do pilar é dividido em elementos de barra, conforme a malha especificada pelo usuário e cada um destes elementos poderá estar sujeito a uma diferente distribuição de temperatura, sendo a seção transversal dividida em segmentos, conforme a Figura 4.5, considerando-se uma dada distribuição de temperatura ao longo da seção. A cada elevação de temperatura, durante a análise, a espessura do segmento é recalculada em função da redução do módulo de elasticidade do material, Figura 4.7

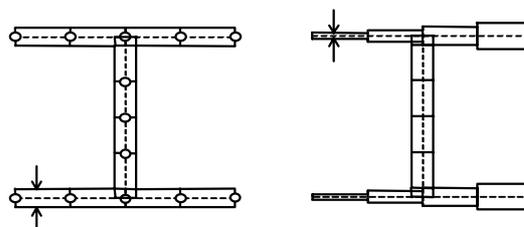


Figura 4.7 – Redução da espessura da seção em função da redução do módulo de elasticidade com a temperatura.

A distribuição de temperatura é invariável em cada elemento longitudinal. Na seção transversal a distribuição de temperatura foi estabelecida de modo a refletir a diferença de aquecimento entre as mesas protegidas e a alma desprotegida. Assim, para razões de carga no intervalo [0,9; 0,5], admitiu-se um aquecimento das mesas à razão de 50% do aquecimento da alma, isto é, enquanto a temperatura da alma se eleva θ_a em um passo da análise pelo VULCAN a temperatura da mesa se eleva $\theta_m = \theta_a / 2$, Figura 4.8(a). Para razões de carga no intervalo [0,4; 0,1], adotou-se $\theta_m = 0,75\theta_a$, Figura 4.8(b). Acrescenta-se que tais acréscimos de temperatura foram escolhidos distintamente conforme a faixa de razão de carga, porque para razões de carga baixas, proteções passivas menos espessas são, em geral, suficientes para atender os TRRF especificados em norma.

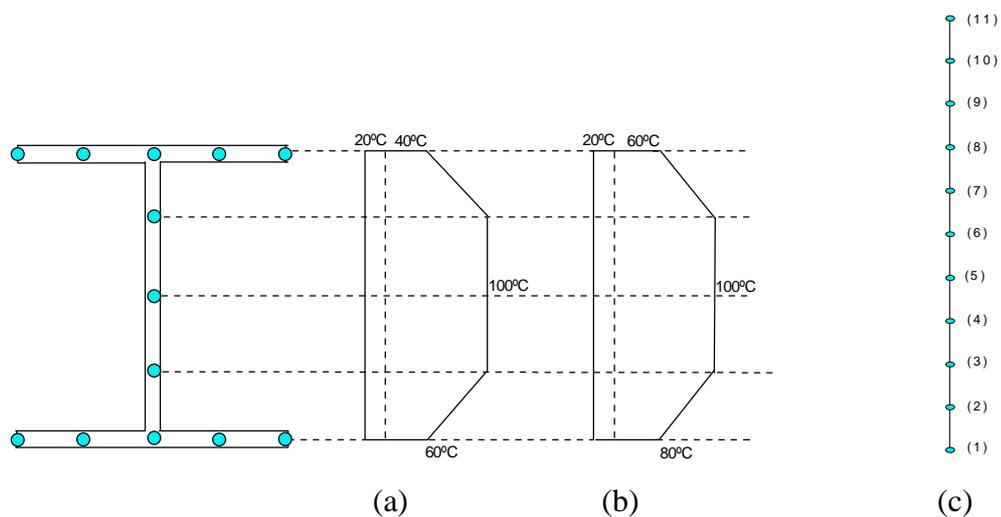


Figura 4.8 – Distribuição de temperatura escolhida, na da seção transversal e ao longo do pilar.

4.5 CURVAS DESLOCAMENTO–TEMPERATURA

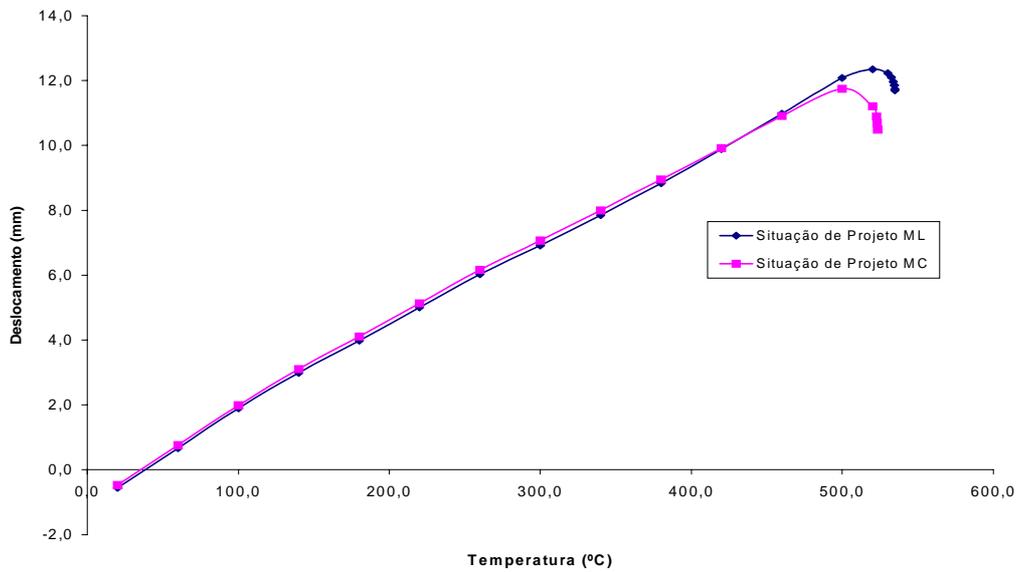
As análises foram feitas utilizando o programa VULCAN, que forneceu as temperaturas críticas para cada *condição de dimensionamento* apresentada na Tabela 4.2. As temperaturas críticas foram determinadas no nó 3, para regiões protegidas, e no nó 7 para regiões não-protegidas, Figura 4.5.

A Figura 4.9(a) mostra a relação deslocamento axial do nó 6, Figura 4.8 (c), em função da temperatura para o pilar, constituído pelo perfil HP 310x125, com comprimento de flambagem igual a 4 metros e excentricidade $e/d = 0,25$ nas duas direções do plano e carga igual a $0,7 N_{d,crit}$. Do mesmo modo, a Figura 4.9(b) mostra a relação deslocamento axial em função da temperatura para o mesmo pilar para excentricidade $e/d = 0,50$ nas duas direções do plano. Por convenção, a temperatura crítica é aquela que corresponde à recuperação do comprimento original da barra após a expansão causada pela elevação da temperatura. Em ambos os casos, a temperatura crítica situa-se na faixa entre 500°C e 550°C. Comparando as Figuras 4.9 (a) e (b) observa-se que quanto maior o valor da excentricidade da carga, ou seja, quanto maior o momento fletor, mais rápida as curvas se afastam e o pilar da situação de projeto MC tende a recuperar o seu comprimento original.

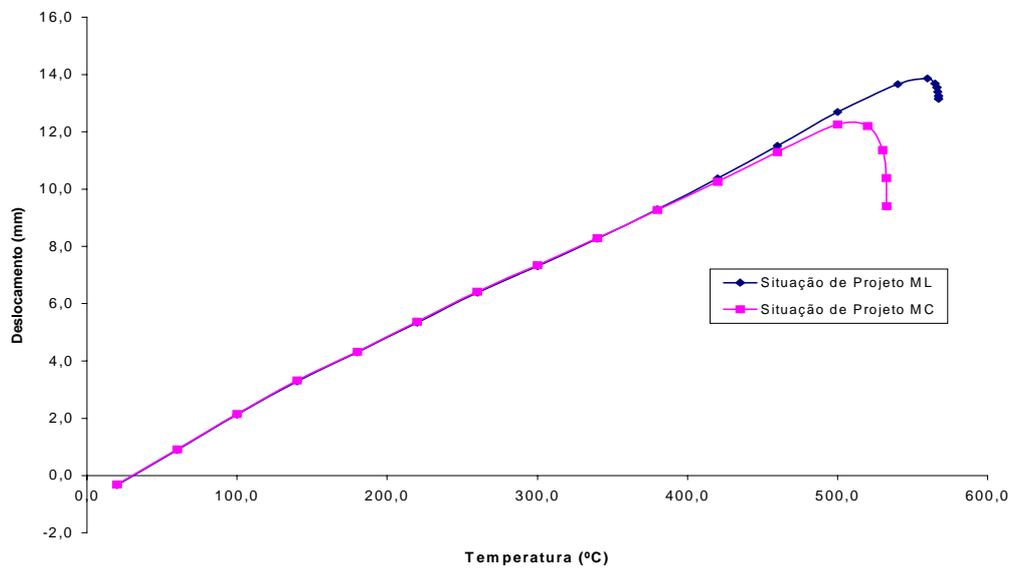
A Figura 4.10 mostra o comportamento sob temperaturas elevadas do pilar constituído pelo perfil HP 310x110, de comprimento de flambagem igual a 4m, sujeito a uma carga que corresponde à razão de carga de 0,7, aplicada com relações de excentricidade de 0,25 e 0,50 em relação ao eixo “x”. Nesse caso, apesar de o comportamento, no seu aspecto geral, ser inteiramente análogo ao caso anterior, observa-se uma pronunciada diferença entre o deslocamento máximo da situação de projeto MC e da situação de projeto ML. Isto se deve ao desenvolvimento de grandes deformações na situação de projeto MC, com grande curvatura do eixo do pilar. Como resultado, verifica-se uma diferença de temperatura crítica mais pronunciada (cerca de 50°C) entre as duas situações, Figura 4.10(b), com o aumento da relação de excentricidade de 0,25 para 0,50.

A Figura 4.11 apresenta a curva temperatura–deslocamento para o pilar constituído pelo perfil HP 250x85, de comprimento de flambagem igual a 4 metros, sujeito a uma carga axial correspondente a 70% da carga crítica do dimensionamento a frio, aplicada com relações de excentricidades 0,25 e 0,50 em relação ao eixo de menor inércia. Evidentemente, para o caso da Figura 4.11(a), as duas relações deslocamento–temperatura são quase idênticas já que, não havendo excentricidade na aplicação da

carga, ou melhor, para excentricidades menores, as duas situações de projeto são praticamente iguais. Entretanto, quando uma excentricidade maior é considerada, Figura 4.11(b), as duas curvas se afastam indicando que, quanto maior o momento fletor, mais rápido a situação de projeto MC atinge sua temperatura crítica.

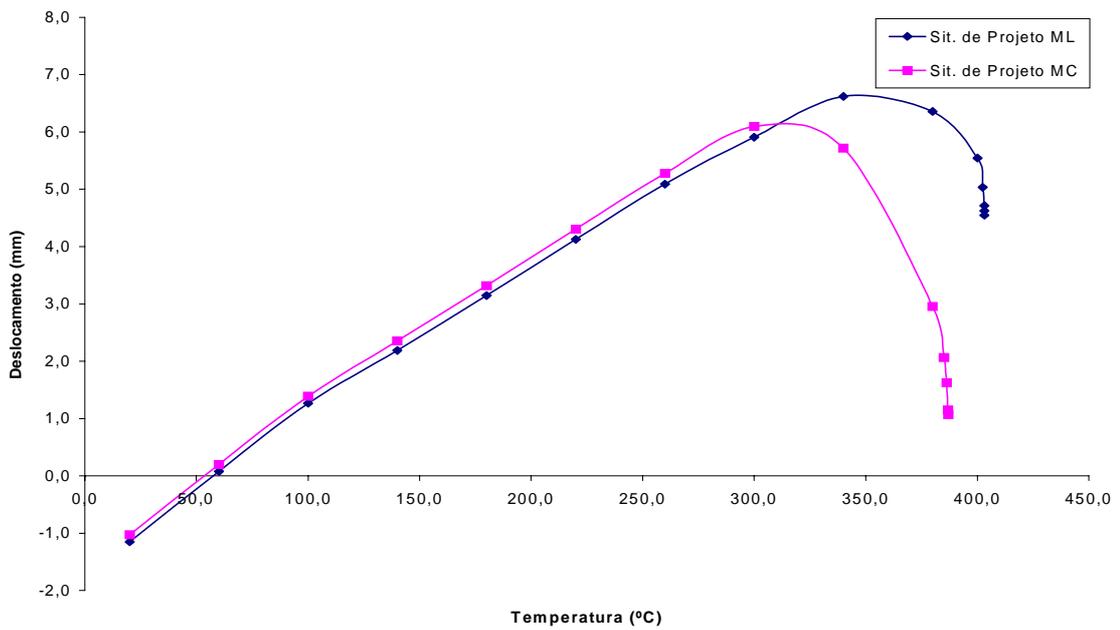


(a)

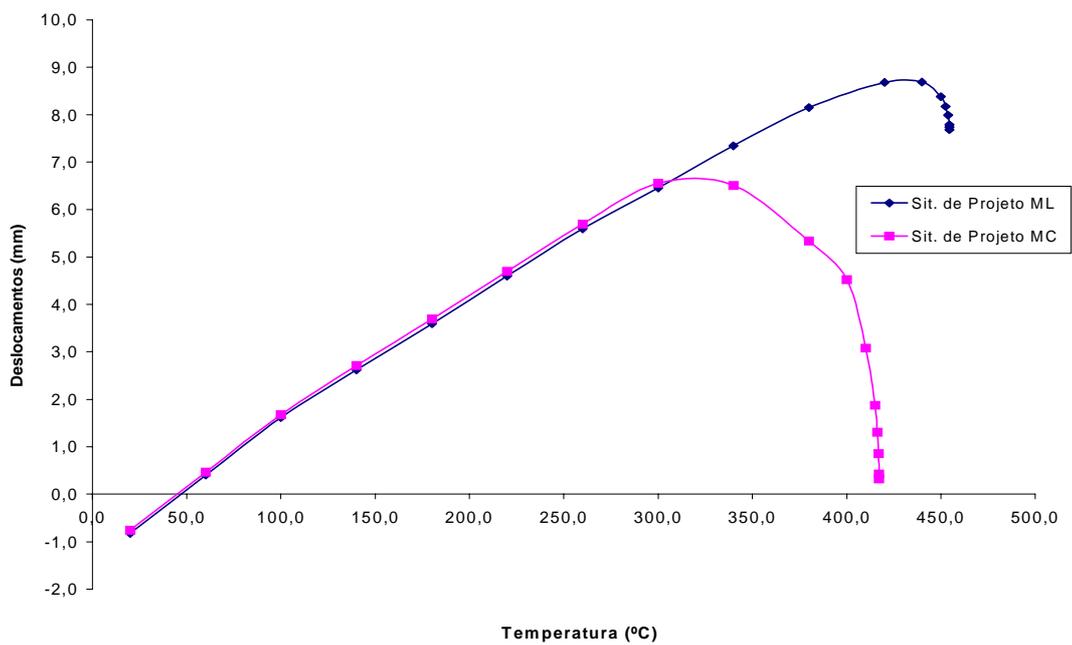


(b)

Figura 4.9 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 310x125 sob flexão oblíqua ($L = 4\text{m}$; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$.

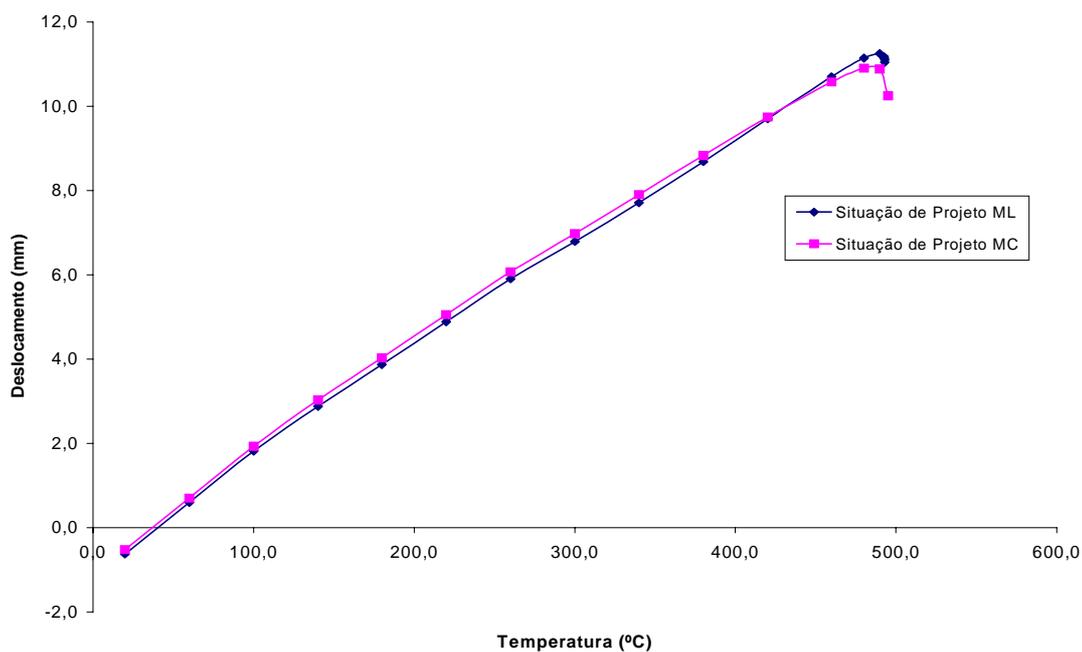


(a)

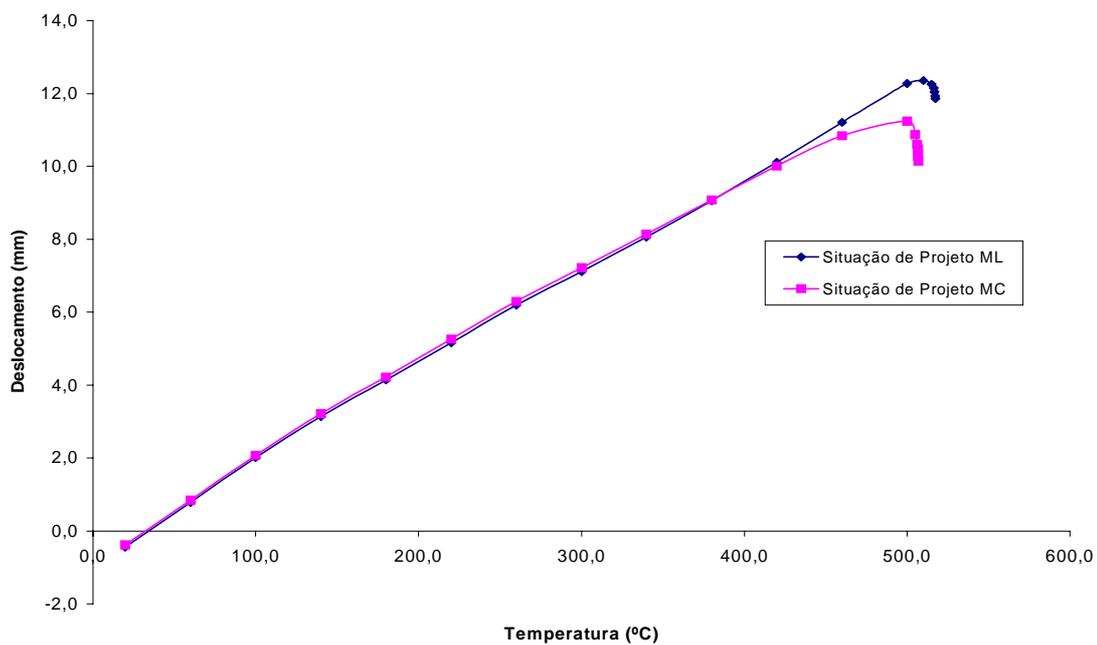


(b)

Figura 4.10 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 310x110 submetido a uma flexão em torno do eixo de maior inércia ($L = 4\text{m}$; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$.



(a)



(b)

Figura 4.11 – Curva deslocamento–temperatura para o perfil HP 250x85 submetido a uma flexão em torno do eixo de menor inércia ($L = 4\text{m}$; razão de carga = 0,7): (a) $e/d = 0,25$; (b) $e/d = 0,50$

A TÉCNICA DE PROTEÇÃO PARCIAL

5.1 ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DE PERFIS

Em incêndio, o dimensionamento dos elementos estruturais de aço e das ligações consiste em verificar sua capacidade resistente aos esforços solicitantes a temperaturas elevadas e em dimensionar a proteção passiva de que eles possam vir a precisar.

Uma curva padronizada foi adotada para servir de modelo para a análise experimental de estruturas ou materiais isolantes térmicos nas instituições de pesquisa e pode ser considerada no dimensionamento estrutural. Este modelo é conhecido como incêndio padrão e é previsto pela NBR 5628 (ABNT, 1980). A expressão que descreve a curva padrão é:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (5.1)$$

onde:

θ_g é a temperatura dos gases, em °C;

t é o tempo, em minutos.

A curva temperatura-tempo do elemento de aço, com ou sem proteção passiva, é dependente da curva temperatura-tempo do incêndio, do fator de massividade do elemento e de propriedades térmicas dos materiais.

Em um incêndio, a elevação de temperatura no perfil é provocada pela quantidade de calor que é transferida a ele. A transferência de calor entre dois corpos quaisquer se dá através de três processos: condução, convecção ou radiação. A condução acontece entre dois materiais de natureza sólida; nele a transmissão de energia é feita partícula a partícula. A convecção é o processo de transmissão de calor provocado por um fluido que circula nas imediações dos corpos. Em incêndio, a convecção é importante, porque correntes de gases se formam no ambiente. Quando um corpo aquecido (no caso dos incêndios, os gases) emite ondas eletromagnéticas que são absorvidas por um corpo receptor (o aço, por exemplo), transformando-se nele em energia térmica, tem-se o processo de transmissão de calor por radiação.

A elevação de temperatura de um elemento estrutural de aço desprovido de proteção isolante, situado no interior de um edifício, durante um intervalo de tempo Δt , é dada pela expressão

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{u/A}{c_a\rho_a}\alpha\Delta t, \quad (5.2a)$$

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 $(25000/(u/A))$.

α é o coeficiente de transferência de calor que é dado pela soma de duas parcelas, α_c e α_r , respectivamente devidas à convecção e à radiação. α_c é tomado com o valor fixo $25\text{W/m}^2\text{°C}$ e α_r é dado por

$$\alpha_r = \frac{5.77\varepsilon_r}{(\theta_g - \theta_a)} \left[\left(\frac{\theta_g + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{\theta_a + 273}{100} \right)^4 \right] \quad (5.2b)$$

onde

ε_r é a emissividade resultante das chamas para o perfil = 0.5;

θ_g é a temperatura do gás e dada pela expressão 5.1;

θ_a é a temperatura do aço.

A elevação de temperatura em um perfil protegido que compõe um elemento estrutural situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt , é determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m / A) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{t_m c_a \rho_a (1 + \xi / 3)} - (e^{\xi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \geq 0 \quad (5.3)$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A) \quad (5.4)$$

onde

u_m / A é o fator de massividade para os elementos de aço protegidos, em metro^{-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 metros;

$\theta_{a,t}$ 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, dado por $(2500/(u_m / A))$ ou 30 segundos, o que for menor.

O fator de massividade de um elemento estrutural em aço é proporcional à elevação de temperatura experimentada por ele e é dado pela relação entre o perímetro da seção transversal do elemento estrutural exposto ao incêndio (u) e a área da seção transversal deste elemento (A). No caso de o perfil estar protegido, ou parcialmente protegido, o perímetro de interesse é o perímetro efetivo do material de proteção (u_m). As Figuras 5.1 e 5.2 mostram curvas típicas de elevação da temperatura em perfis não protegidos e protegidos, respectivamente, em função do fator de massividade. Estas curvas mostram a influência da massividade, além de destacar o tempo necessário para se atingir a temperatura de 550°C, que é considerada, tradicionalmente, como a temperatura de colapso dos elementos estruturais sem proteção.

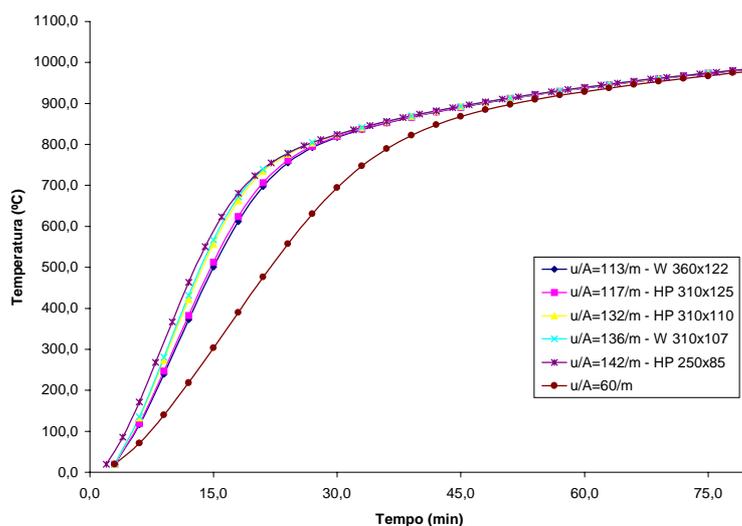


Figura 5.1 – Curva temperatura–tempo para perfis sem proteção contra incêndio.

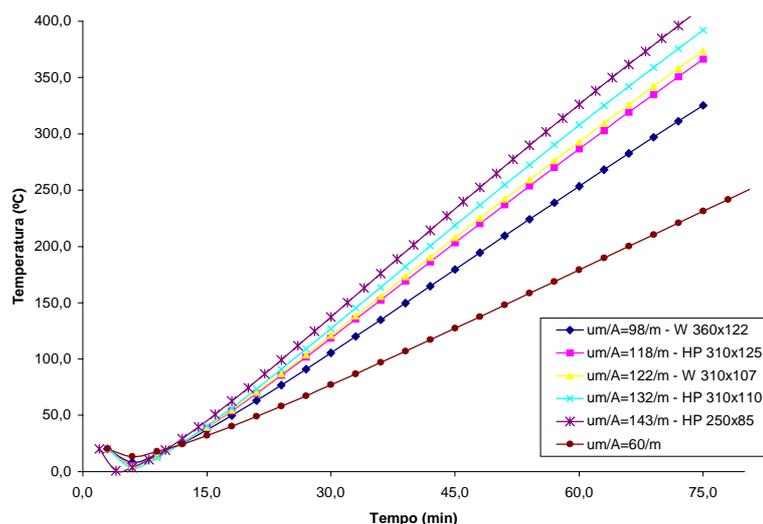


Figura 5.2 – Curva temperatura–tempo para perfis com proteção contra incêndio.

Os cinco primeiros perfis que compõem as curvas das Figuras 5.1 e 5.2 são aqueles utilizados neste trabalho bem como outros retirados da mesma tabela do fabricante. No caso dos perfis sem proteção, Figura 5.1, o aumento do tempo necessário para atingir 550°C foi muito pequeno de um perfil para outro, devido ao fato de que os fatores de massividade são muito próximos. Portanto um sexto perfil com fator de massividade bem menor (60/m) foi utilizado para que fosse possível observar a sua verdadeira influência na elevação da temperatura de um perfil. Nota-se que, quanto maior o fator de massividade, mais rápido é o seu aquecimento.

Em um elemento estrutural sem proteção a transmissão de calor se faz preponderantemente por radiação e por convecção. Já em um elemento protegido, a transmissão de calor se dá através da condução que se processa do material de proteção para o aço. Por isso, são importantes a condutividade térmica (λ_m), o calor específico (c_m) e a massa específica do material isolante (ρ_m) utilizado como proteção passiva.

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 e areia e sua condutividade térmica varia segundo a curva apresentada na Figura 5.3.

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, assim como, o valor de sua massa específica. Para o material de proteção utilizado neste trabalho, o calor específico varia conforme a curva apresentada na Figura 5.4. Os dados foram fornecidos pelo fabricante do material isolante utilizado.

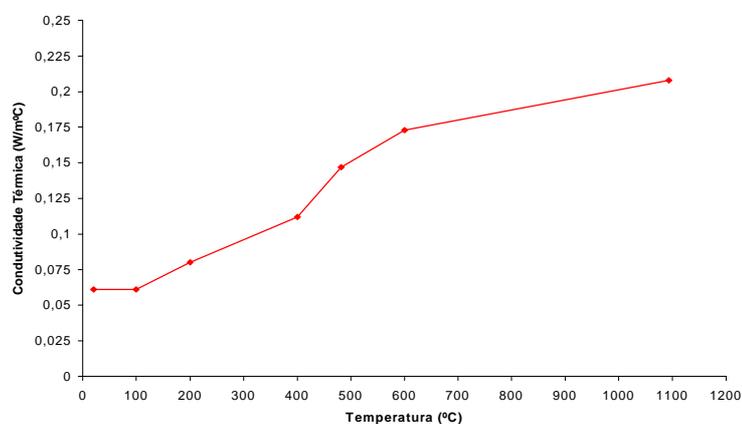


Figura 5.3 – Variação da condutividade térmica do material de proteção utilizado com a temperatura.

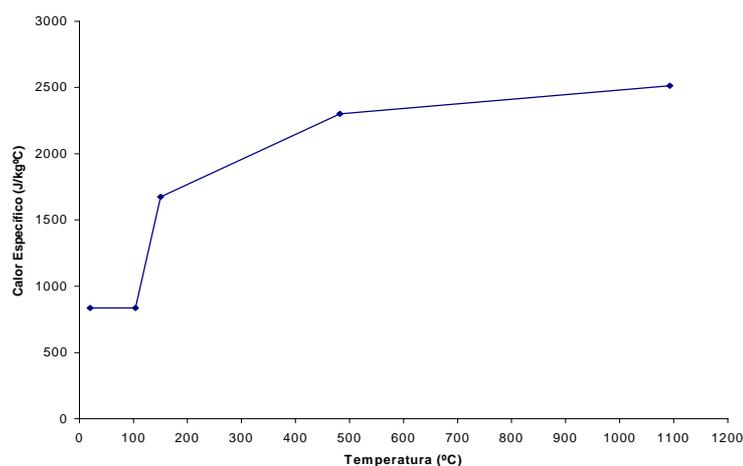


Figura 5.4 – Variação do calor específico do material de proteção utilizado com a temperatura.

5.2 DEFINIÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA DE UM PERFIL PARCIALMENTE PROTEGIDO

O uso da técnica de proteção parcial põe o problema de determinação da temperatura de colapso de um perfil, também chamada de temperatura crítica. Em seguida descreve-se a metodologia utilizada neste trabalho para resolver esse problema.

De início, é necessário definir uma razão (σ) de incremento de temperatura entre a o incremento de temperatura na parte protegida, $\Delta\theta_{pp}$, e incremento de temperatura na parte sem proteção, $\Delta\theta_{sp}$, isto é,

$$\sigma = \frac{\Delta\theta_{pp}}{\Delta\theta_{sp}} < 1.0 \quad (5.5)$$

Por outro lado, seja $\theta_{c,pp}$ a temperatura de colapso na parte protegida e $\theta_{c,sp}$ a temperatura correspondente na parte sem proteção: quando a alma é protegida, tem-se $\theta_{c,pp,alma}$; quando a mesa é protegida, tem-se $\theta_{c,pp,mesa}$.

Realizando um grande número de análises preliminares, considerando perfis com alma protegida, verificou-se que os valores de $\theta_{c,pp}$ eram muito baixos em relação aos valores correspondentes quando as mesas eram protegidas. Concluiu-se que a investigação deveria prosseguir considerando apenas mesas protegidas, porque na ausência das mesas, as almas tendiam ao colapso prematuro, em geral por flambagem. Para confirmar esse fato foram feitas análises de perfis fictícios cujas almas, consideradas isoladamente, tinham índices de esbeltez cada vez menores: observaram-se valores crescentes de $\theta_{c,pp,alma}$.

Protegendo as mesas com a suposição de um σ dado, capaz de determinar a espessura do material de proteção, com o emprego do programa VULCAN, obtêm-se as duas

temperaturas $\theta_{c,pp,mesa}$ e $\theta_{c,sp,alma}$. Resta determinar o tempo de resistência ao fogo do perfil para a situação de projeto considerada.

Se o tempo de resistência ao fogo, TRF, é tomado como aquele necessário para que as mesas protegidas atinjam a temperatura crítica $\theta_{c,pp,mesa}$, nesse mesmo tempo a alma sem proteção atingiria uma temperatura muito superior a $\theta_{c,sp,alma}$. Por outro lado, se o TRF é tomado como aquele necessário para que a alma sem proteção atinja a temperatura $\theta_{c,sp,alma}$, nesse mesmo intervalo de tempo a mesa protegida atingiria uma temperatura muito inferior à temperatura de colapso nas mesas.

Novas análises exploratórias, realizadas nesta pesquisa, demonstraram que a redução da razão de carga causava a elevação de $\theta_{c,pp,mesa}$ em uma proporção muito reduzida, por essa razão, decidiu-se adotar a seguinte metodologia para cálculo do TRF:

- (1) arbitrando uma espessura de proteção, t_m , calcula-se o TRF necessário para que ela atinja a temperatura $\theta_{c,pp,mesa}$.
- (2) Reduz-se TRF na proporção da contribuição estimada da alma desprotegida para a resistência global da peça.

Para tanto, seja R_t a resistência do perfil considerado a um esforço axial. Então, pode-se escrever

$$R_{t,total} = 2K_{y,\theta,mesa}A_m f_y + K_{y,\theta,alma}A_a f_y \quad (5.6)$$

onde

$R_{t,total}$ é a resistência à tração total do perfil;

$K_{y,\theta,mesa}$ é o fator de redução do limite de escoamento para temperatura crítica na mesa, em °C, conforme definido na seção 3.1 do capítulo 03;

$K_{y,\theta,alma}$ é o fator de redução do limite de escoamento para temperatura crítica na alma, em °C, conforme definido na seção 3.1 do capítulo 03;

A_m é área da seção transversal da mesa do perfil, em m²;

A_a é área da seção transversal da alma do perfil, em m²;

f_y é a tensão de escoamento do aço.

Seja β um fator que define a contribuição relativa da alma, dado por

$$\beta = \frac{K_{y,\theta,alma} A_a f_y}{R_{t,total}} \quad (5.7)$$

Portanto, a redução de TRF pelo fator $(1 - \beta)$ considera de forma aproximada, mas a favor da segurança, a contribuição da alma.

RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310X125 SOB FLEXÃO OBLÍQUA

A resistência ao fogo do perfil HP 310x125 foi investigada nas duas situações de projeto consideradas sob flexão oblíqua. De início, verifica-se que o comportamento dos pilares de comprimento L iguais a 2, 4, 6 e 8m sob compressão centrada¹, isto é, considerando apenas a excentricidade acidental ($e_0 = L/1000$), é distinto daquele em que se consideram excentricidades de maior grandeza. Por essa razão, a compressão centrada é investigada em separado.

Os pilares têm uma proteção passiva de argamassa projetada cujas propriedades foram dadas na seção 5.1 do capítulo 05. Para as razões de carga entre 0,9 e 0,5, incluindo esses valores limites, a espessura da proteção passiva uniformemente aplicada nas mesas é $t_m = 30\text{mm}$, enquanto para as demais razões de carga, a espessura adotada é igual a 15mm. Essa diferenciação foi necessária para evitar que, a cargas baixas, a resistência ao fogo excedesse em muito os tempos de resistência ao fogo geralmente exigidos pela regulamentação técnica.

As Tabelas 6.1 a 6.5 apresentam os tempos de resistência ao fogo (TRF) dos pilares sob as diferentes *condições de dimensionamento* examinadas neste trabalho. A Tabela 6.1 apresenta os TRF para as diversas razões de carga em função dos comprimentos de

¹ Nesse trabalho, apesar de preservar a denominação de compressão centrada, a excentricidade acidental $e_0 = L/1000$ é sempre considerada.

flambagem para o caso $e = e_0$, e as Tabelas 6.2 a 6.5 estabelecem esses tempos para as diferentes razões de carga em função das diferentes relações de excentricidade.

As Figuras 6.1 (a) e (b) mostram as curvas da carga máxima admissível no pilar para a situação de projeto ML. A aplicabilidade dessas duas curvas em projetos é evidente: dado o tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, determina-se diretamente a carga máxima admissível no pilar. De modo inteiramente análogo, as Figuras 6.2 (a) e (b) mostram as curvas de carga máxima admissível no pilar em função do tempo de resistência ao fogo, mas para a situação de projeto MC. As Figuras 6.3 a 6.10, todas (a) e (b), estabelecem tempos de resistência ao fogo ou cargas máximas admissíveis, conforme a necessidade, para os pilares sujeitos às diferentes excentricidades de carga e comprimentos de flambagem entre 2 e 8m.

Estabelecendo conclusões gerais para o uso em projeto, verifica-se que independentemente do comprimento do pilar, desde que situado entre 2 e 8m, o perfil HP 310x125 tem uma resistência ao fogo mínima de 60 minutos para razões de carga entre 0,9 e 0,5 e de 64,5 minutos para razões de carga entre 0,4 e 0,1. Uma exceção pode ser observada para o caso de compressão centrada, onde o perfil possui um tempo de resistência ao fogo mínimo de 43,5 minutos para razões de carga entre 0,9 e 0,5 e 57,1 minutos para razões de carga entre 0,4 e 0,1.

O valor da carga crítica admissível para cada pilar sob uma condição de dimensionamento específica pode ser encontrada na Tabela 2.4, seção 2.5, capítulo 02.

O exame das Figuras 6.1 (a) e (b) sugere a elaboração de diagramas de resistência ao fogo (doravante denominados de diagrama de três pontos) para um perfil dado, de mesas protegidas, constituído por dois trechos retilíneos definidos pelos pontos $(t_1; N_{d,t_1})$, $(t_2; N_{d,t_2})$ e $(t_3; N_{d,t_3})$ para razões de carga dadas, sendo N_{d,t_i} a carga máxima, de relação de excentricidade e/d , admissível no pilar de comprimento de flambagem L, protegido nas mesas com t_m milímetros de argamassa. Esses diagramas são conceituados como a envoltória dos TRF do perfil nas condições dadas de modo

que possam ser aplicados em projeto. Eles são construídos tomando tempos de resistência ao fogo mínimos podendo incluir extrapolação de dados para diferenças de TRF da ordem de 15 minutos. As Figuras 6.1 (c) e (d) ilustram esses diagramas para o perfil HP 310x125 sujeito a uma compressão centrada.

Para o caso de excentricidades da carga maiores que a acidental, tomou-se como base as Figuras 6.4 e 6.8 (a) e (b), para um pilar de comprimento de flambagem igual a 4m, para elaboração dos diagramas de três pontos apresentados nas Figuras 6.4 e 6.8 (c) e (d). Em termos práticos, estas figuras definem a resistência ao fogo dos pilares parcialmente protegidos. Tais diagramas, destinados a projeto, são mais facilmente utilizáveis por serem constituídos por curvas com trechos retilíneos.

A interpolação linear da resistência ao fogo para comprimentos de flambagem entre 2 e 8m é admitida de modo análogo ao que se faz no trabalho C.E.C. (1991). Desse modo, para os TRF de 60 e 90 minutos foram traçadas as curvas da carga máxima admissível no perfil HP 310x125 em função do comprimento de flambagem, consideradas fixas as relações de excentricidade e as espessuras do material de proteção. Assim, as Figuras 6.11 a 6.14 também podem ser utilizadas para perfis com comprimentos de flambagem diferentes daqueles utilizados nesse trabalho. O mesmo pode ser feito para o caso de se ter essas curvas em função das relações de excentricidade variando de e_0 a 1,0, Figuras 6.15 a 6.18, tendo fixos os comprimentos de flambagem e a espessura do material de proteção.

Para um tempo de resistência ao fogo fixo e um comprimento de flambagem dado, o pilar formado com o perfil HP 310x125 apresenta cargas admissíveis decrescentes para relações de excentricidade (e/d) crescentes. As Figuras de 6.16 a 6.18 mostram as curvas obtidas nesse caso. Observa-se que estas curvas tendem assintoticamente para um eixo horizontal correspondente à razão de carga $LR= 0,1$ independentemente do comprimento de flambagem.

Observando as Figuras 6.11 a 6.18, todas (a) e (b), verifica-se que algumas não possuem todas as curvas ou as curvas não possuem todos os pontos e isso se deve ao fato de que

sob determinadas *condições de dimensionamento* os pilares apresentaram TRF superiores a 60 minutos. Por exemplo, no caso das Figuras 6.11(b) e 6.13(b) as curvas paramétricas somente são apresentadas para a relação de excentricidade igual a excentricidade acidental (e_0), devido a serem os tempos de resistência ao fogo para este perfil, com relações de excentricidade de maior grandeza e nas condições consideradas, superiores a 60 minutos. Pela mesma razão, também, as Figuras 6.15 e 6.17 só apresentam resultados para razões de carga de 0,9 a 0,5.

Conclusões como as estabelecidas acima podem ter significativo impacto na competitividade desses perfis. Para ilustrar, edifícios horizontais, de uso industrial, com carga de incêndio inferior a 1200MJ/m^2 (Classe I1), segundo a Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2000), devem ter tempo de resistência ao fogo mínimo de 30 min. Logo, independentemente da área de piso considerada, os pilares da estrutura podem ser feitos com perfis HP 310x125 protegendo-se as mesas conforme indicado. Nesse caso, a economia no custo da proteção passiva, considerado proporcional ao volume de material consumido, será de 31%.

Tabela 6.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada

	Razão de Carga	L (m)	2,0	4,0	6,0	8,0
	Situação de Projeto ML, $e = e_0$	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
0,9		43,5		50,4	66,8	88,2
0,8		56,4		59,2	75,7	100,2
0,7		77,1		71,5	89,5	106,1
0,6		90,4		86,3	102,1	112,4
0,5		103,2		101,4	110,0	119,0
0,4		58,7		57,1	60,7	65,4
0,3		66,1		64,0	67,3	71,5
0,2		75,0		73,1	75,4	77,6
0,1		91,4		90,3	95,9	113,8
	Razão de Carga	L (m)	2,0	4,0	6,0	8,0
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	45,0		51,6	67,5	85,5	
0,8	58,4		61,1	77,2	99,3	
0,7	78,3		74,5	91,5	105,2	
0,6	91,6		89,3	102,9	111,7	
0,5	104,0		103,0	110,8	118,4	
0,4	59,0		57,8	60,9	65,0	
0,3	66,4		64,7	67,7	71,1	
0,2	75,2		73,6	75,5	77,1	
0,1	91,8		91,0	96,7	90,5	

Tabela 6.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m

Situação de Projeto ML, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
		1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
	0,9	108,1		111,9	112,0	112,4
	0,8	113,8		117,4	117,8	117,9
	0,7	119,3		119,3	119,3	119,3
	0,6	119,3		119,3	119,3	119,3
	0,5	119,3		119,3	119,3	119,3
	0,4	74,3		75,5	75,7	75,7
	0,3	80,3		82,0	82,0	82,0
	0,2	90,7		92,0	92,1	92,0
	0,1	113,8		113,8	113,7	113,8
Situação de Projeto MC, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	99,7		102,7	104,3	105,2	
0,8	106,1		108,8	110,4	111,3	
0,7	112,7		115,5	116,9	117,8	
0,6	119,3		119,3	119,3	119,3	
0,5	119,3		119,3	119,3	119,3	
0,4	70,4		71,7	72,3	71,3	
0,3	75,9		76,7	77,1	77,5	
0,2	86,1		87,7	88,2	88,7	
0,1	112,7		113,8	113,8	113,8	

Tabela 6.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m

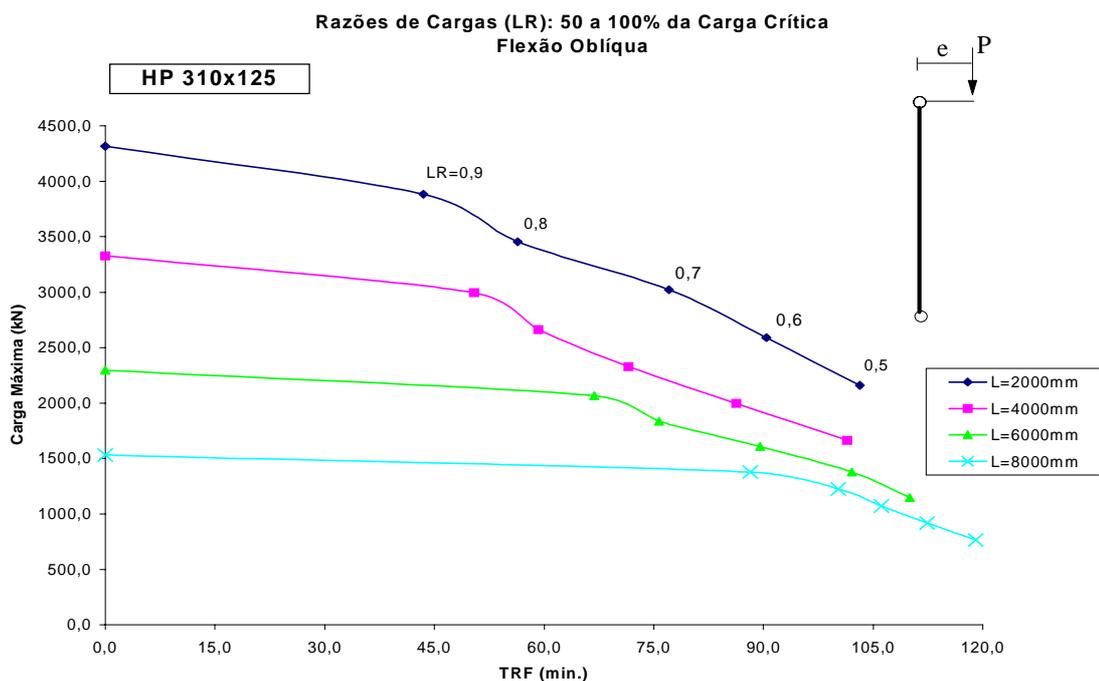
Situação de Projeto ML, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
		1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
	0,9	91,0		103,5	107,7	110,0
	0,8	100,6		109,5	113,5	115,7
	0,7	107,2		115,7	119,3	119,3
	0,6	114,4		119,3	119,3	119,3
	0,5	119,3		119,3	119,3	119,3
	0,4	67,3		71,4	73,3	74,3
	0,3	73,5		76,4	78,2	79,8
	0,2	82,2		87,5	89,6	90,8
	0,1	109,1		113,8	113,8	113,7
Situação de Projeto MC, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	84,8		89,7	93,3	95,9	
0,8	96,6		99,8	101,9	103,5	
0,7	104,6		106,8	108,8	110,3	
0,6	111,9		114,2	116,0	117,5	
0,5	119,3		119,3	119,3	119,3	
0,4	69,3		67,0	68,2	68,9	
0,3	72,2		73,3	74,3	75,0	
0,2	79,8		82,0	83,3	84,2	
0,1	104,8		106,6	108,2	109,4	

Tabela 6.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m

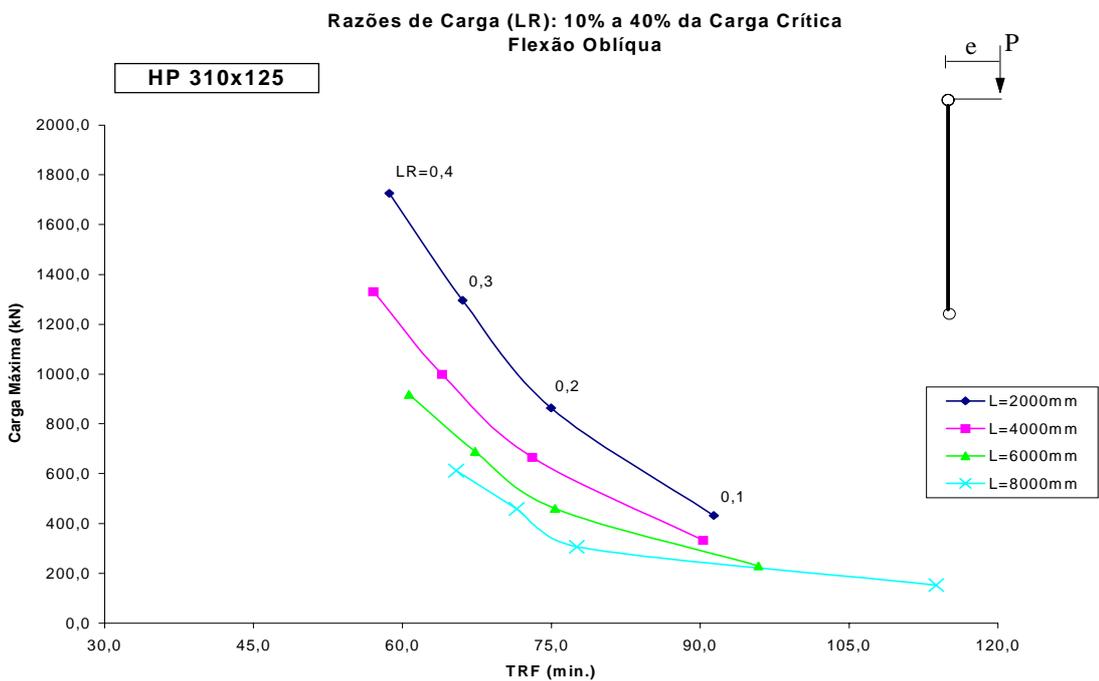
	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	Situação de Projeto ML, L= 6m	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
0,9		82,4		88,4	98,2	101,9
0,8		95,1		99,7	104,6	107,9
0,7		103,5		106,3	110,9	114,2
0,6		110,6		113,3	117,8	119,3
0,5		118,2		119,3	119,3	119,3
0,4		65,0		66,1	68,7	70,4
0,3		71,2		72,3	74,5	75,7
0,2		78,0		80,2	84,0	86,1
0,1		106,1		107,8	113,2	113,8
	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	82,2		83,5	85,4	87,8	
0,8	95,1		96,1	97,3	99,1	
0,7	103,7		104,3	104,9	106,0	
0,6	110,8		111,4	112,2	113,3	
0,5	118,2		119,1	119,3	119,3	
0,4	64,5		65,0	65,6	66,3	
0,3	70,9		71,4	72,1	72,6	
0,2	77,3		78,5	79,7	80,7	
0,1	105,7		104,5	104,7	105,3	

Tabela 6.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m

	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	Situação de Projeto ML, L= 8m	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
0,9		90,0		88,2	85,2	90,6
0,8		100,9		100,0	98,0	100,8
0,7		107,0		106,3	105,0	107,4
0,6		113,5		113,1	112,0	114,2
0,5		119,3		119,3	119,3	119,3
0,4		65,9		65,4	65,0	66,4
0,3		72,1		71,7	71,4	72,5
0,2		78,9		78,4	78,0	80,5
0,1		113,8		109,9	106,3	108,8
	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	86,3		83,9	83,3	84,3	
0,8	99,3		97,2	96,2	96,7	
0,7	105,5		104,8	104,4	104,6	
0,6	112,2		111,7	111,4	111,7	
0,5	119,3		119,0	119,0	119,5	
0,4	65,0		64,5	64,7	65,0	
0,3	71,2		70,9	71,1	71,5	
0,2	77,2		77,2	77,7	78,5	
0,1	110,3		106,1	104,5	104,2	

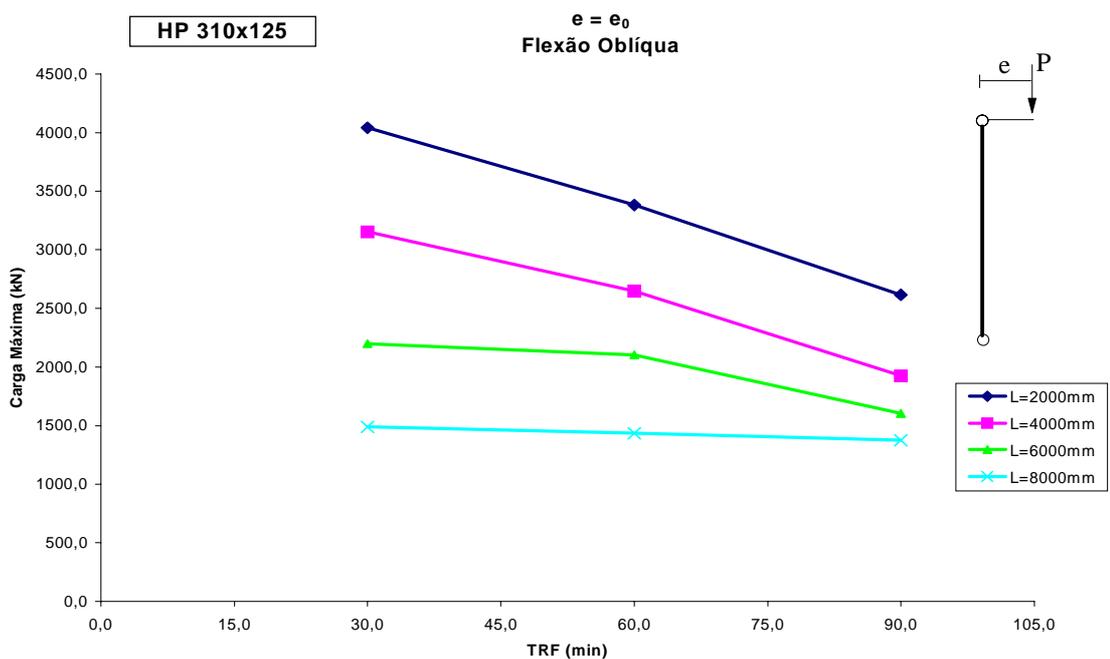


(a) $t_m = 30\text{mm}$

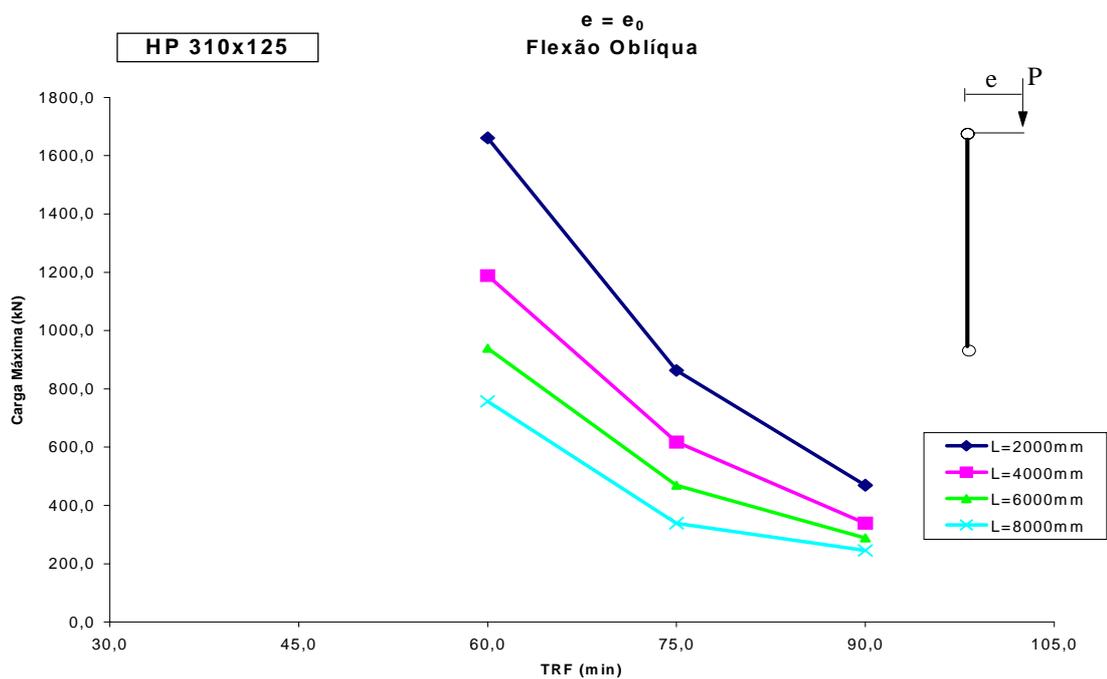


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com $e = e_0$.

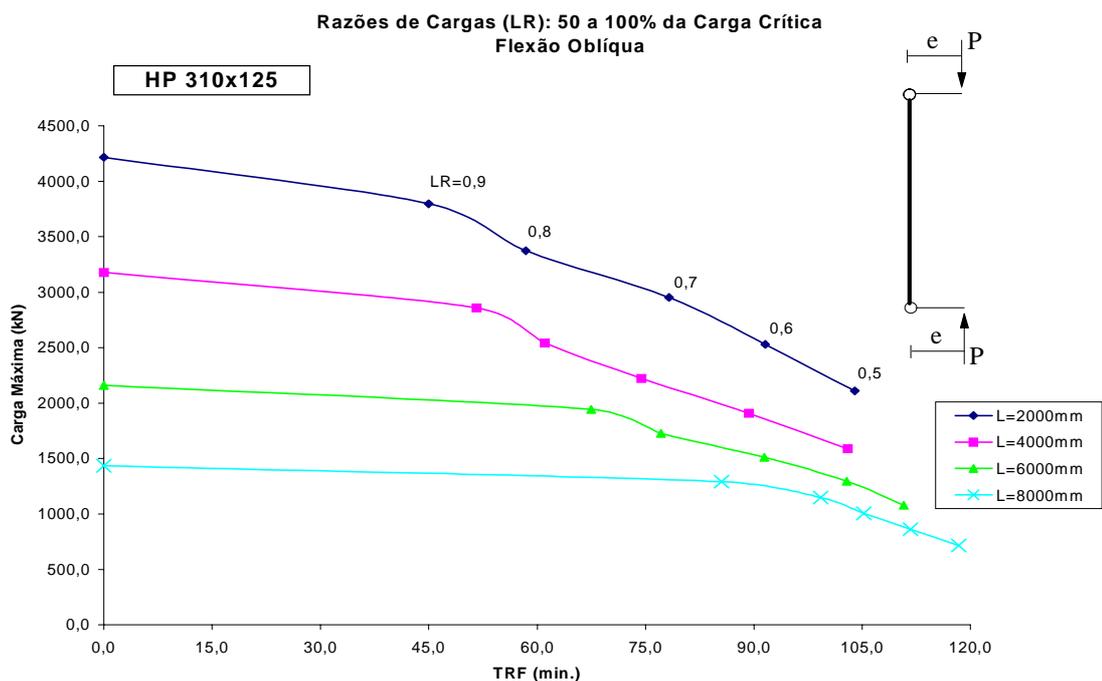


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

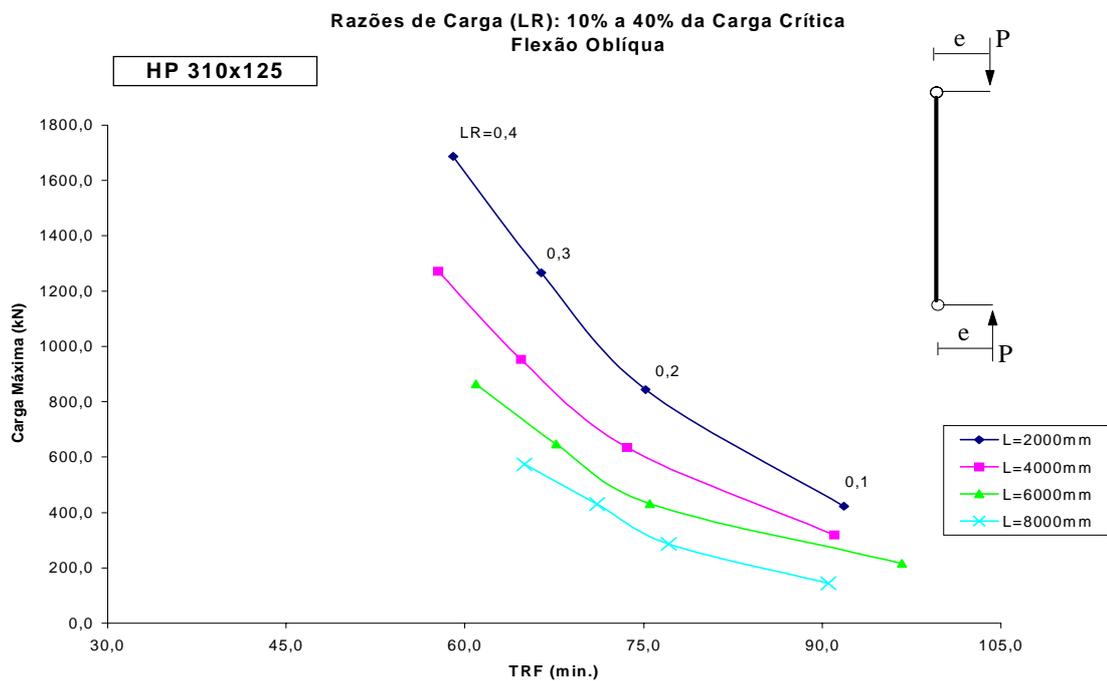


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

6.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com $e = e_0$.

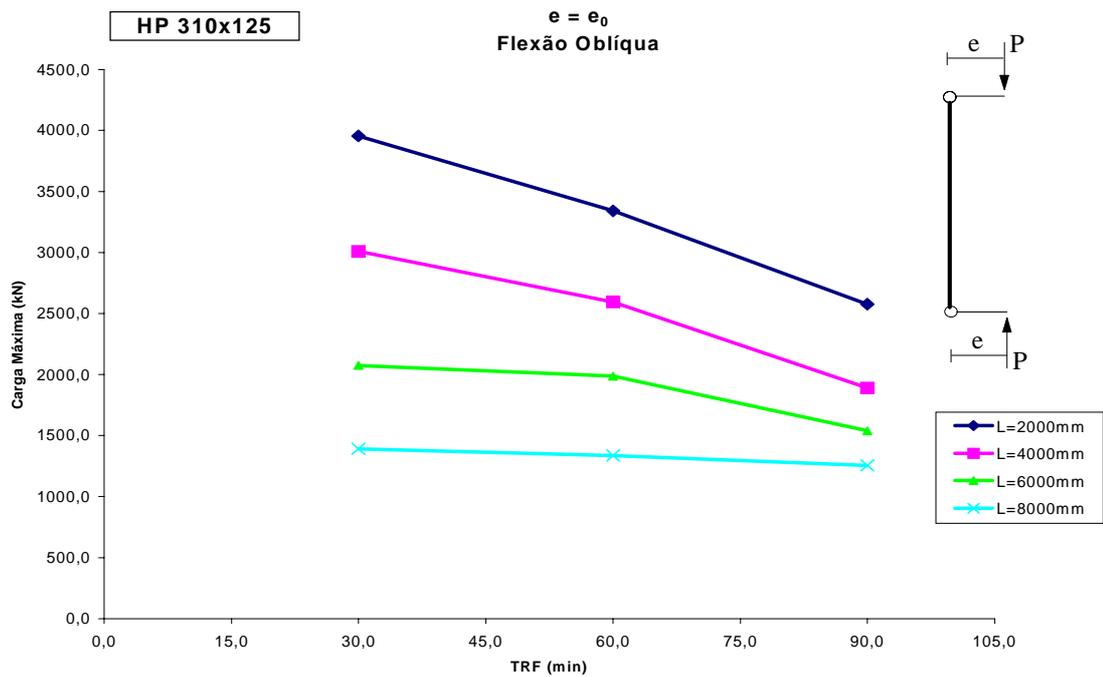


(a) $t_m = 30\text{mm}$

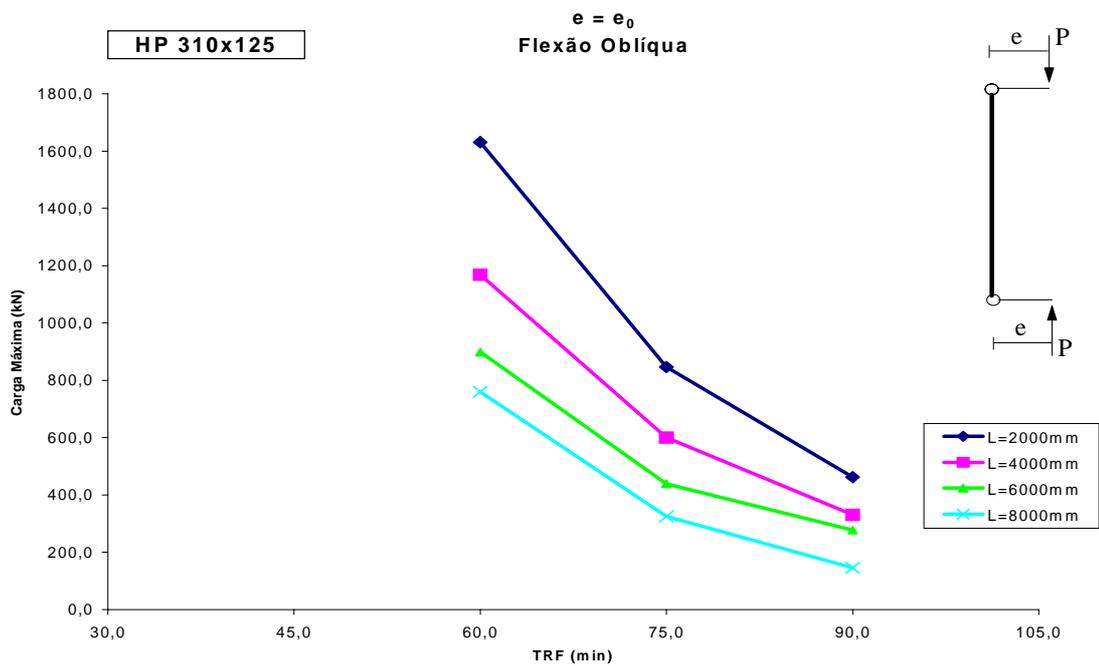


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com $e = e_0$.



(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$



(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com $e = e_0$.

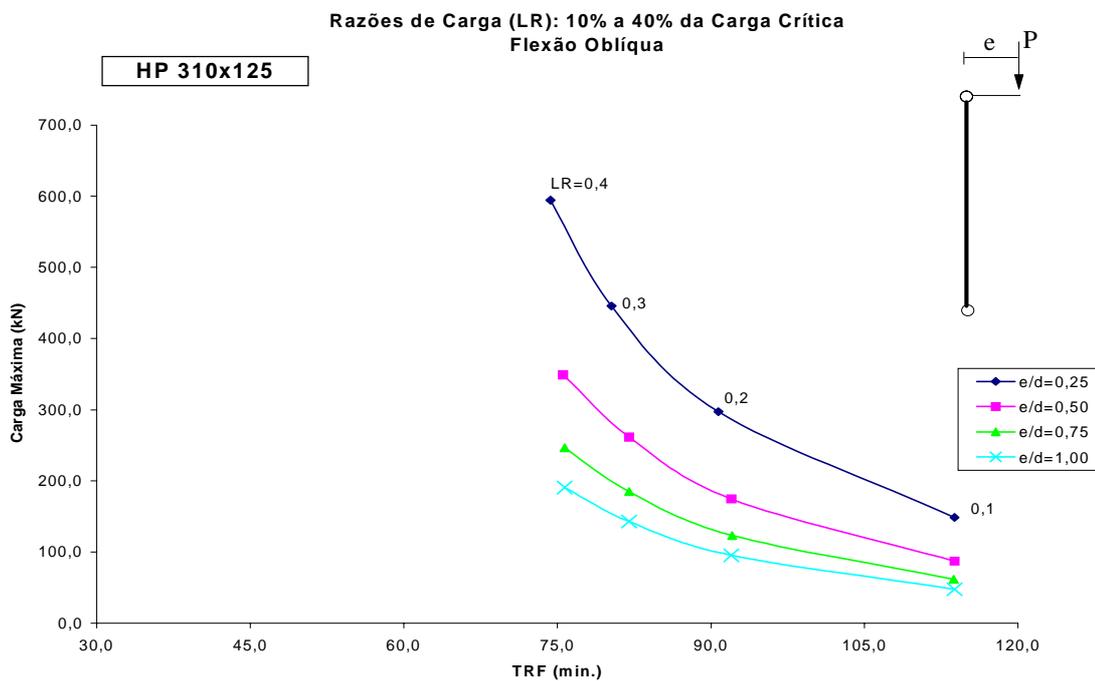
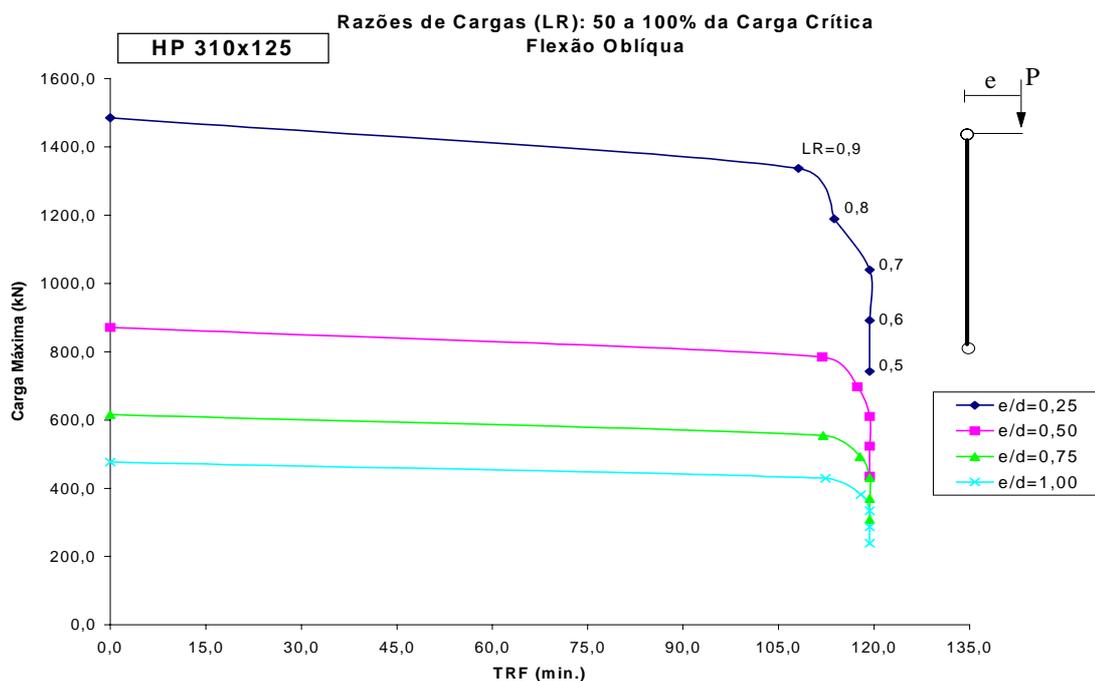
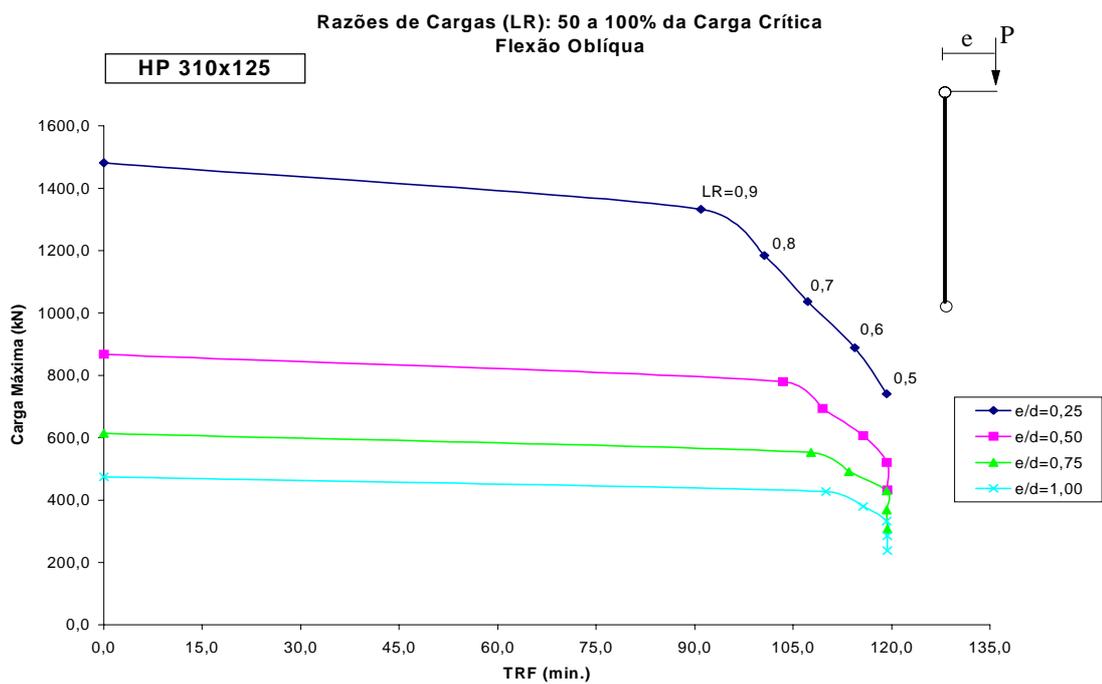
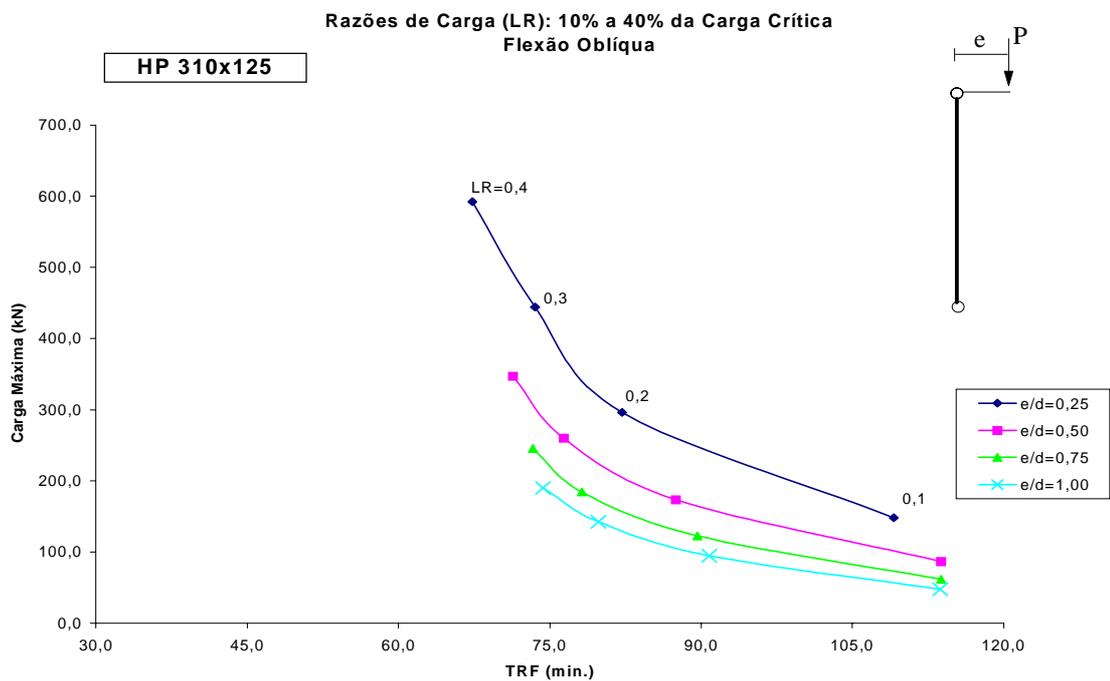


Figura 6.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

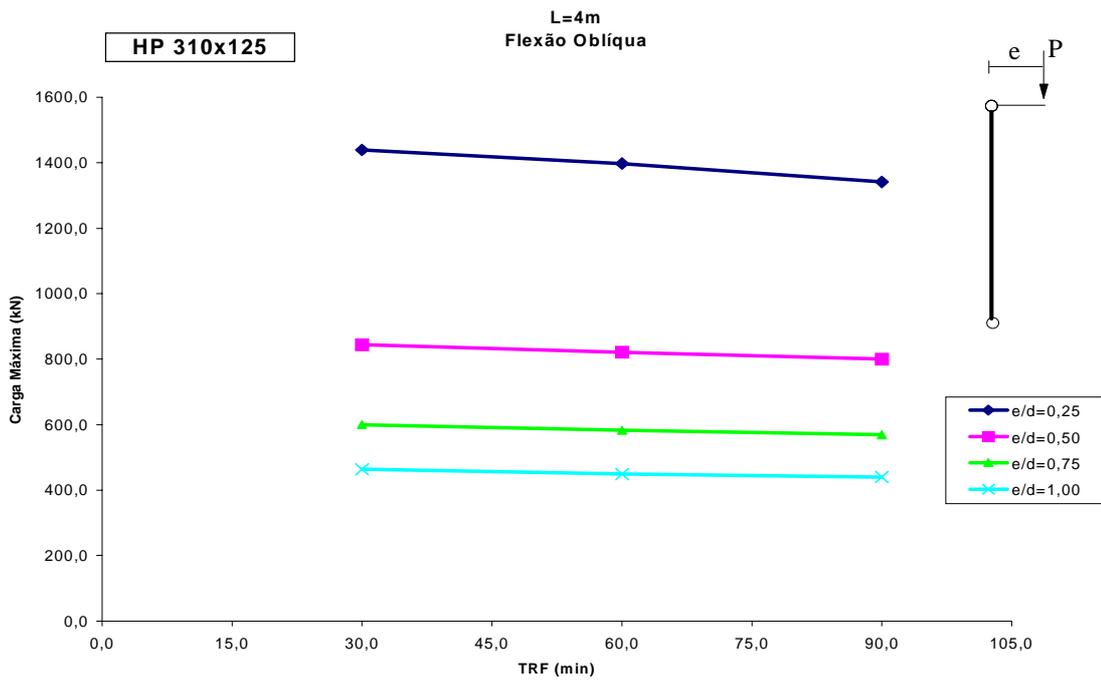


(a) $t_m = 30\text{mm}$

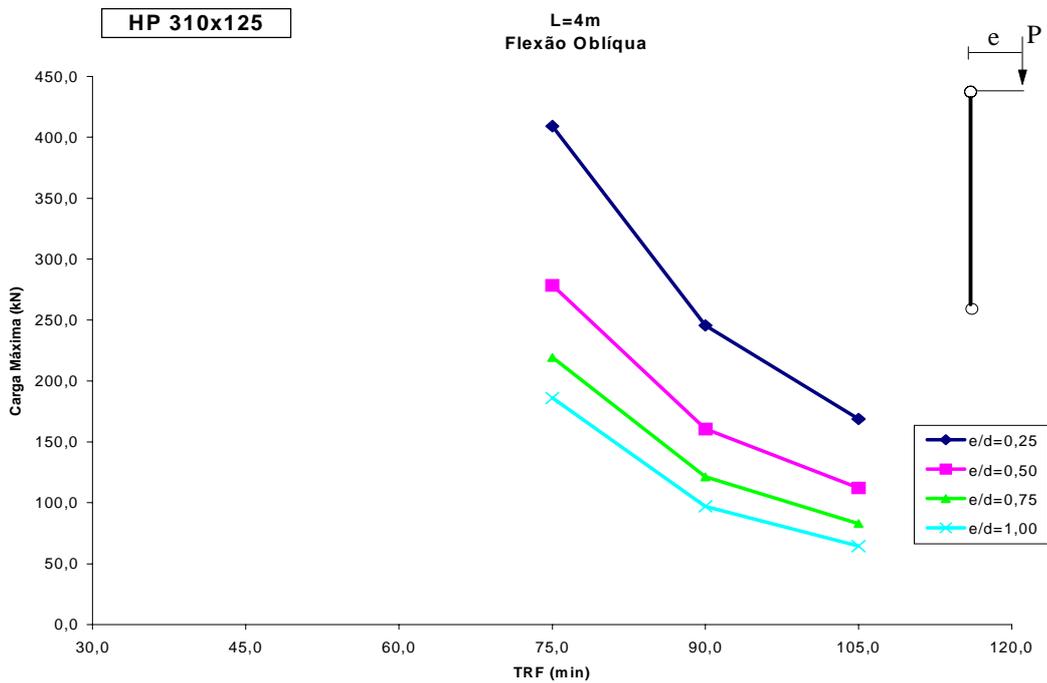


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

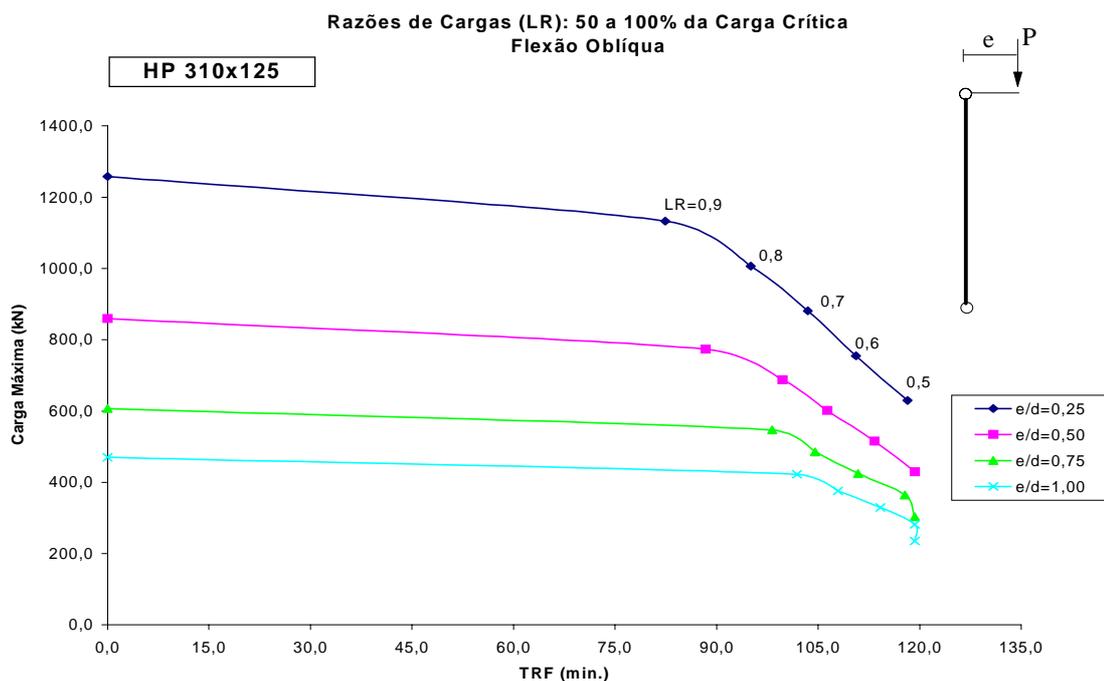


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

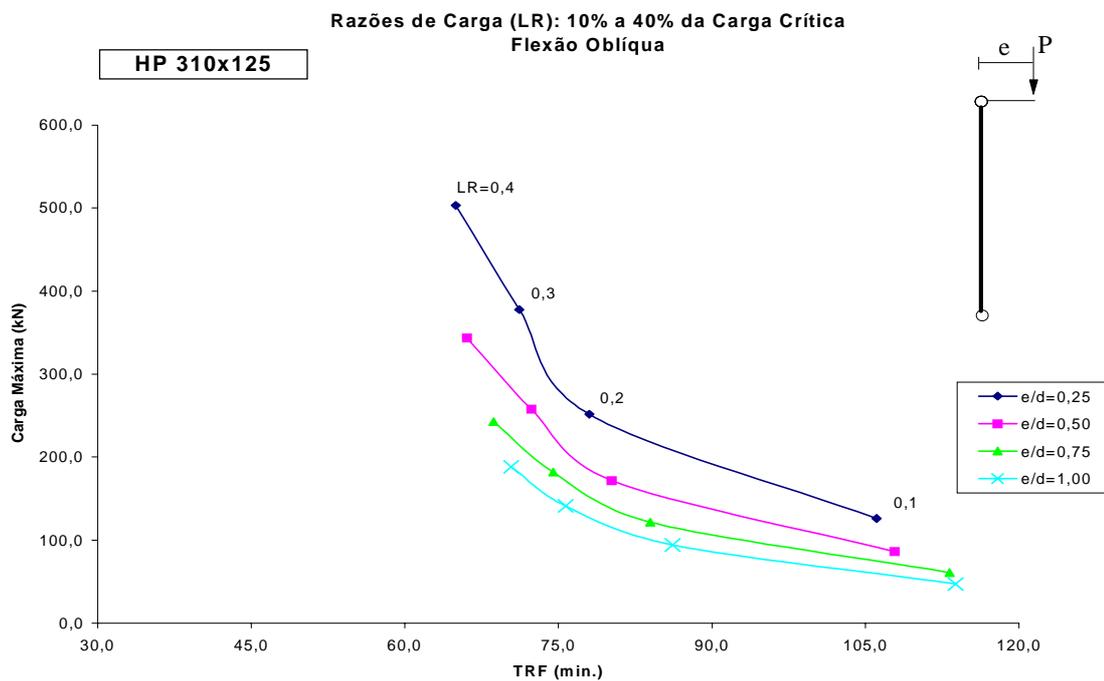


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

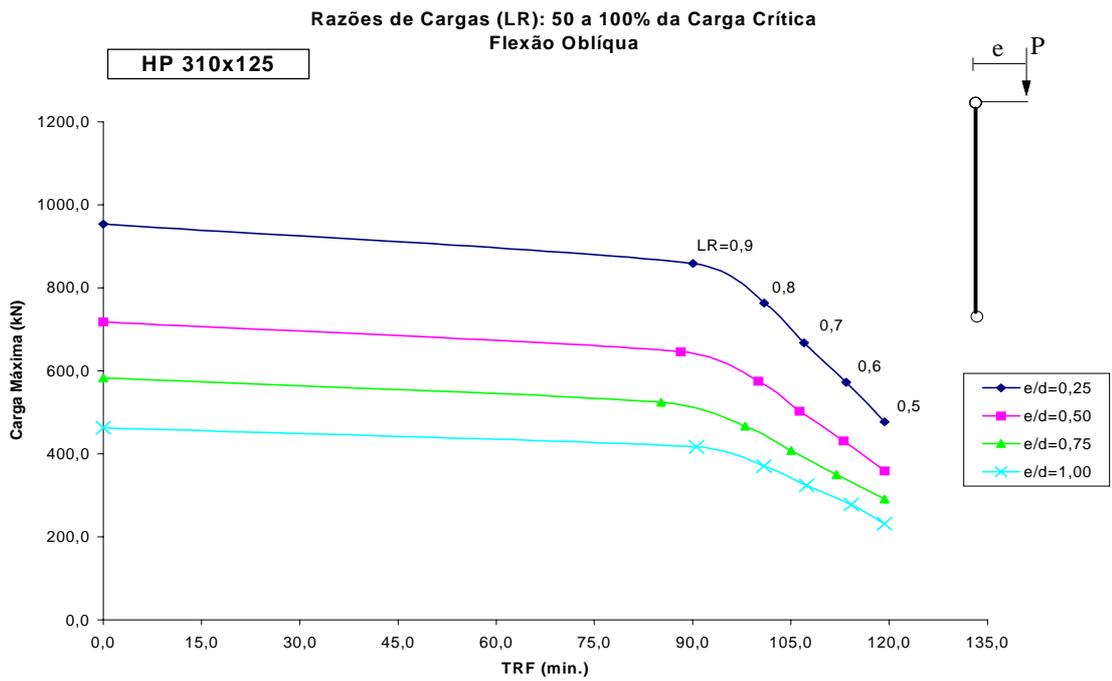


(a) $t_m = 30\text{mm}$

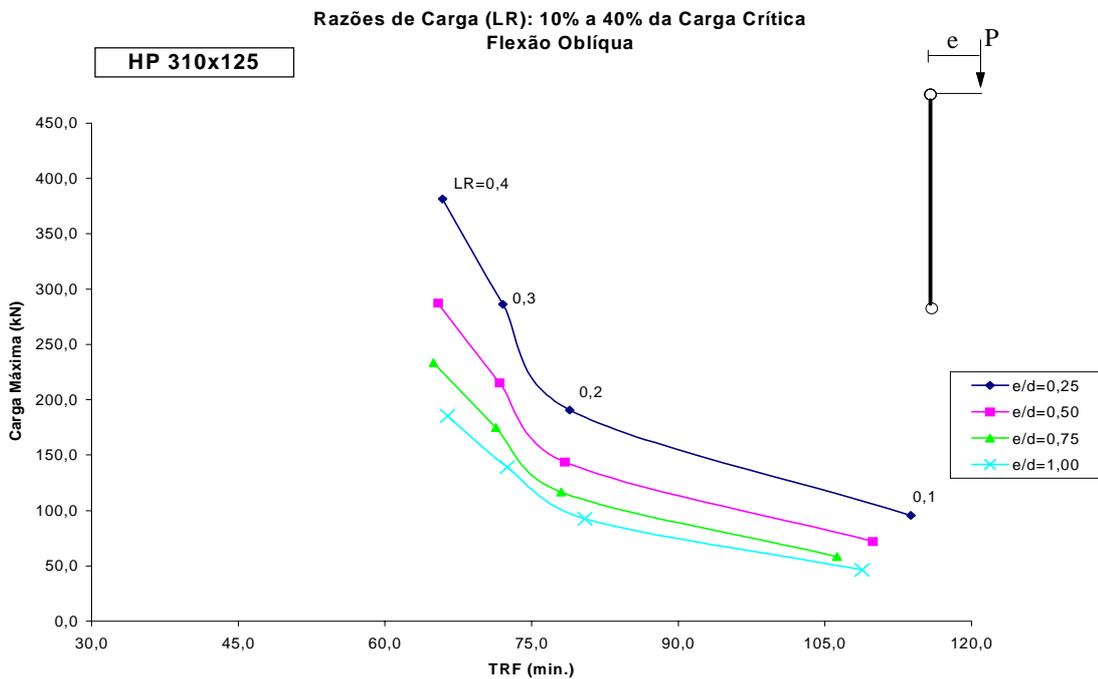


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

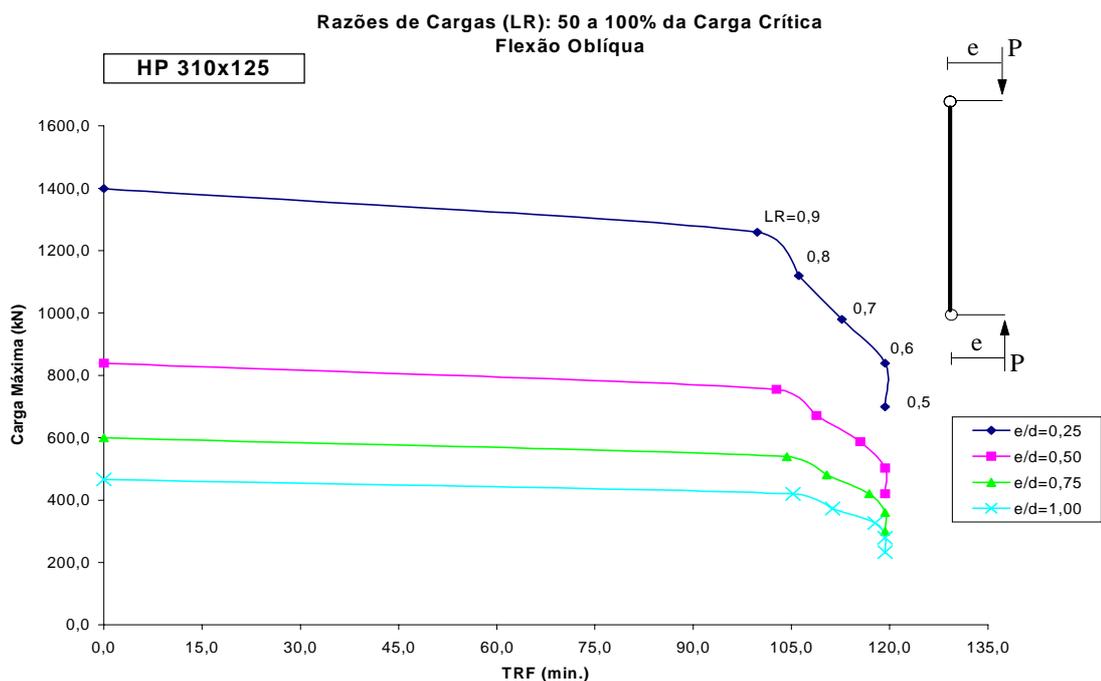


(a) $t_m = 30\text{mm}$

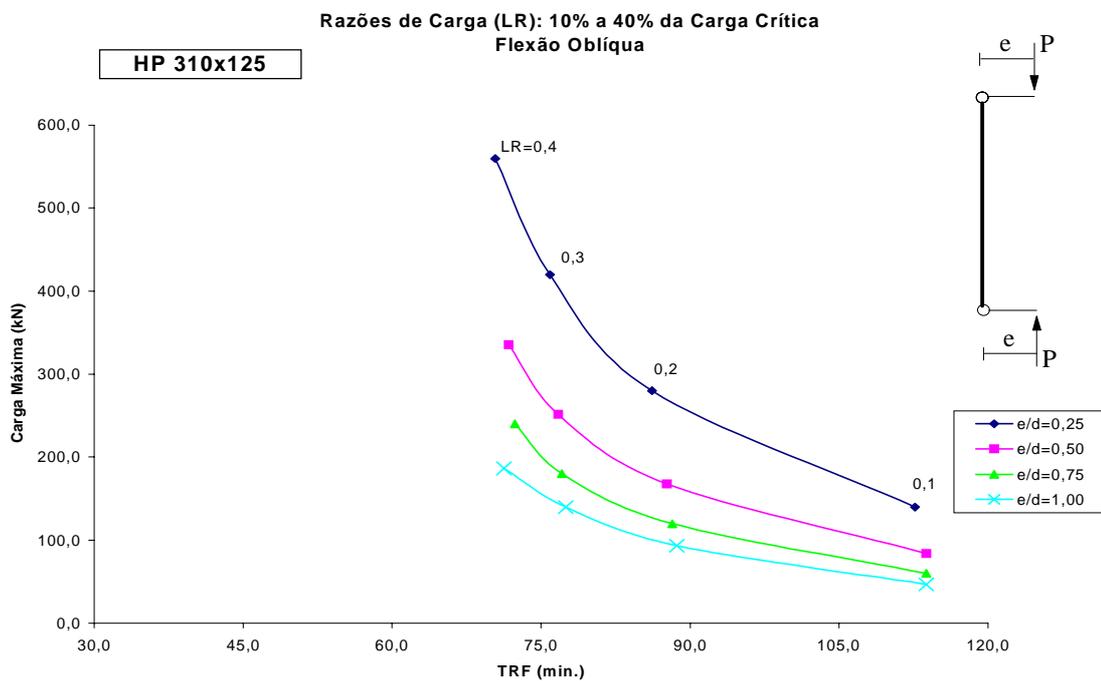


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

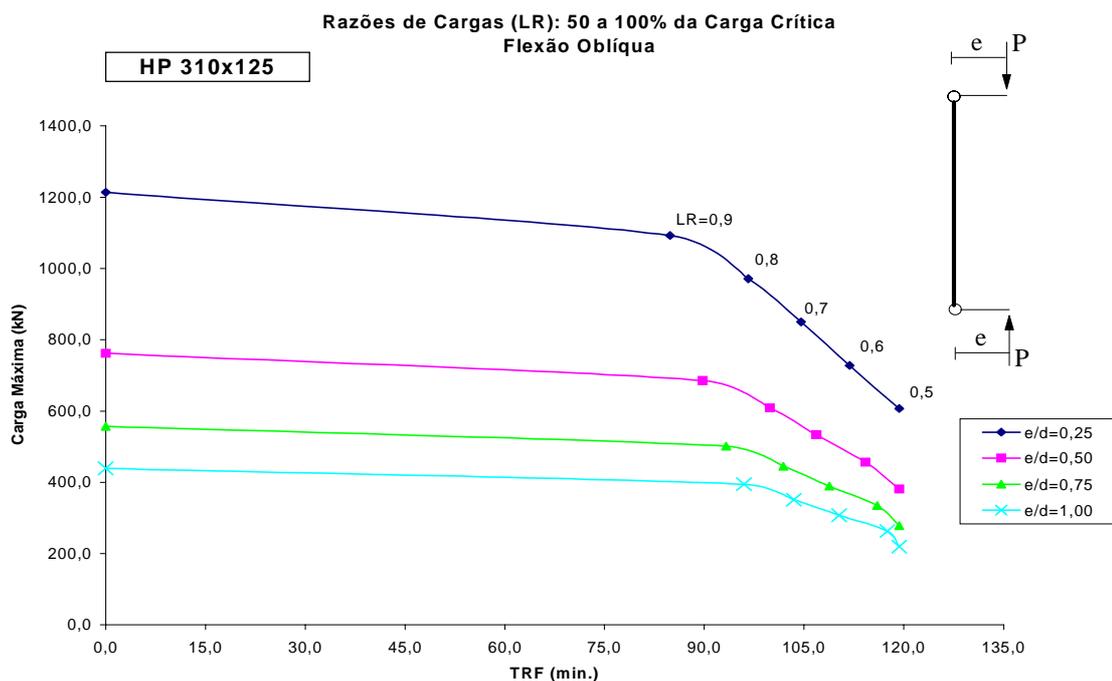


(a) $t_m = 30\text{mm}$

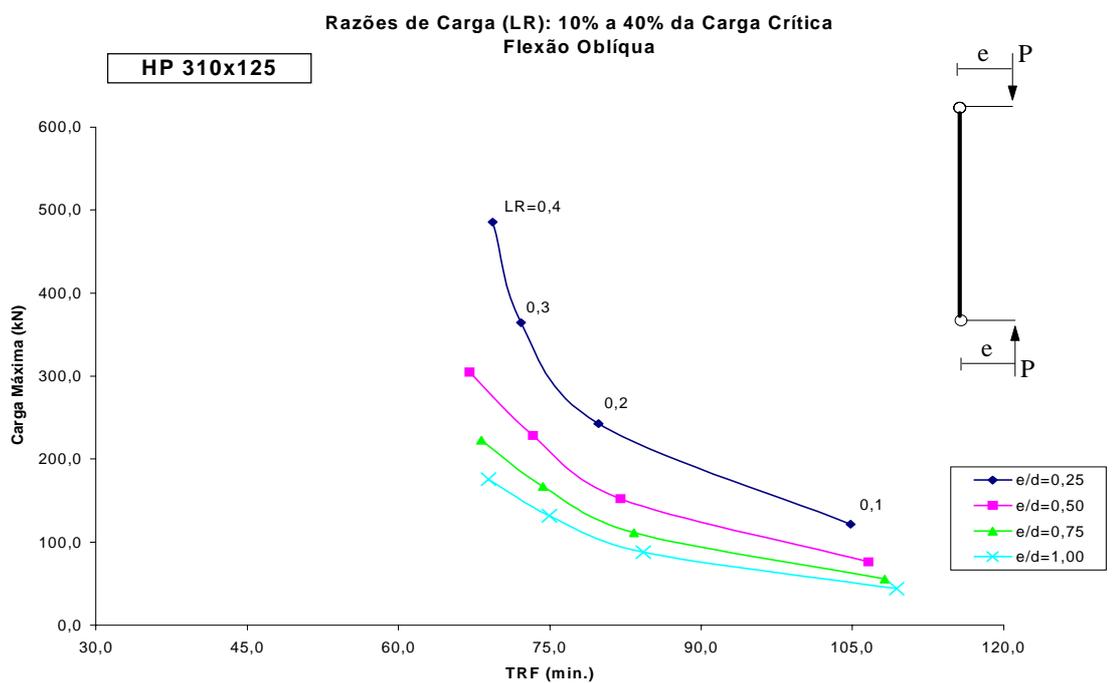


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

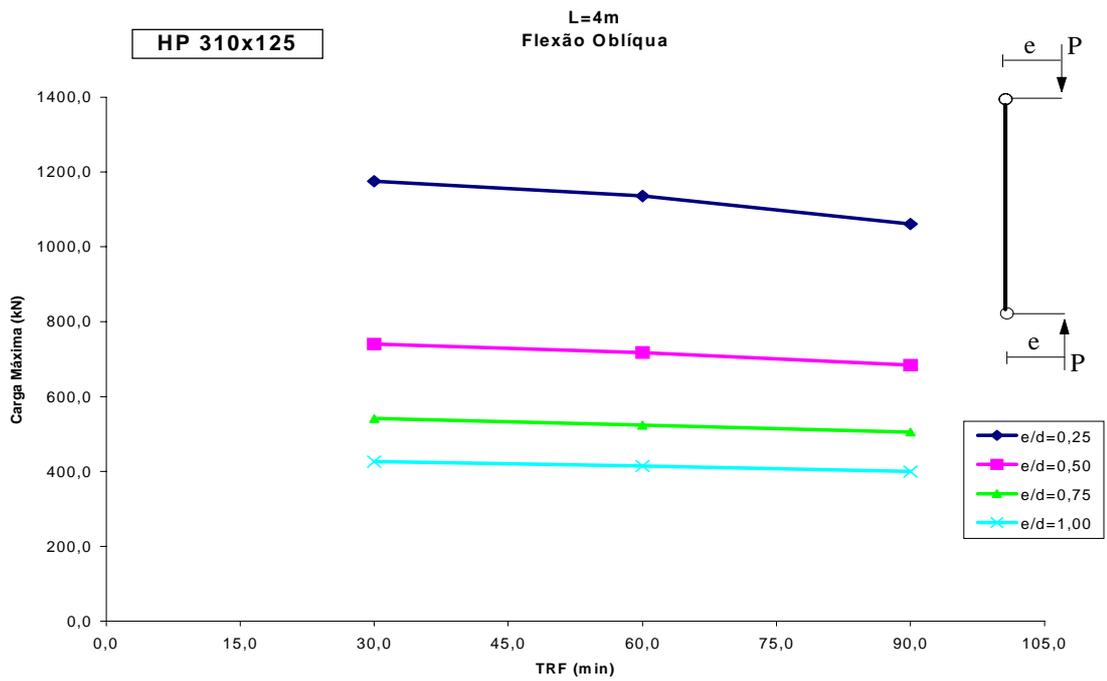


(a) $t_m = 30\text{mm}$

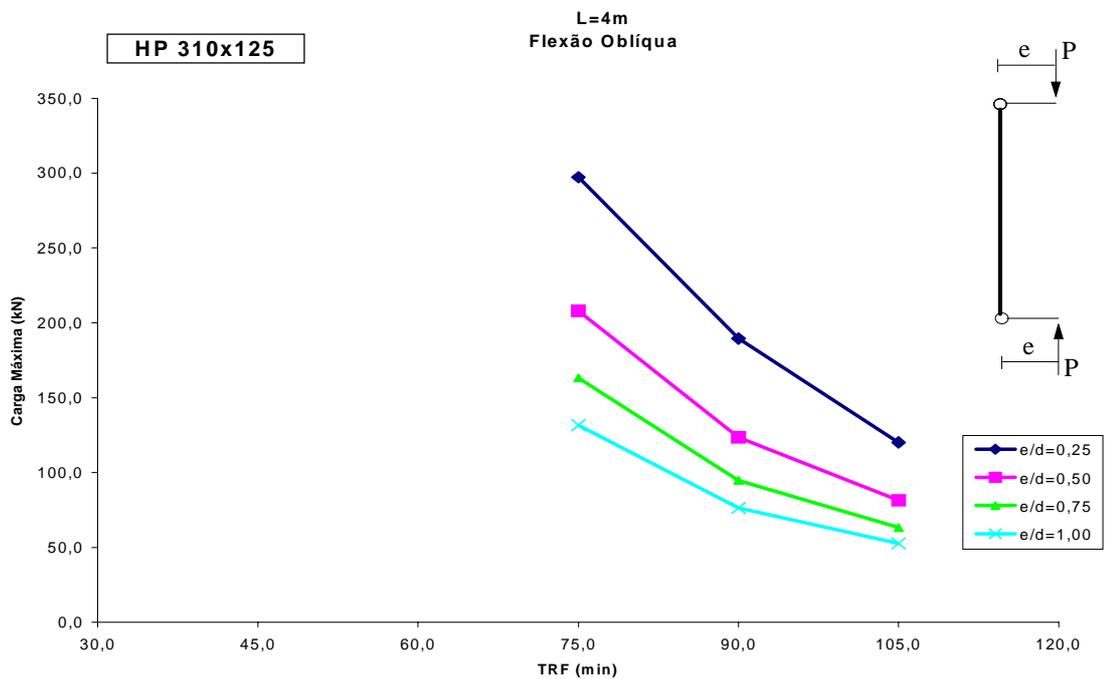


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

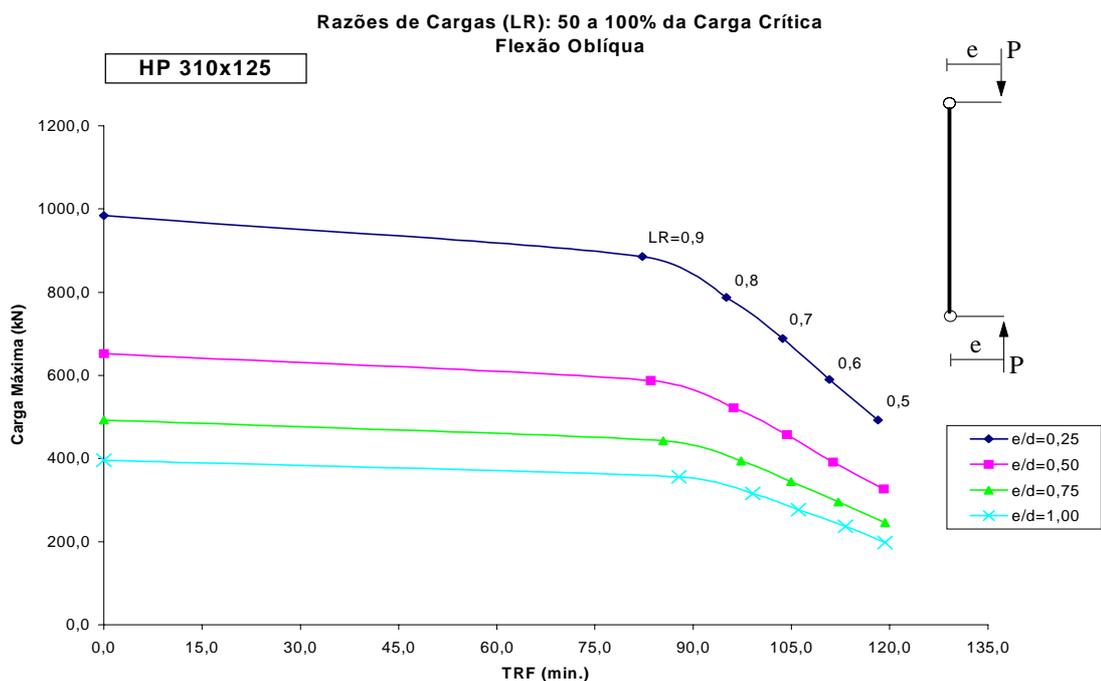


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

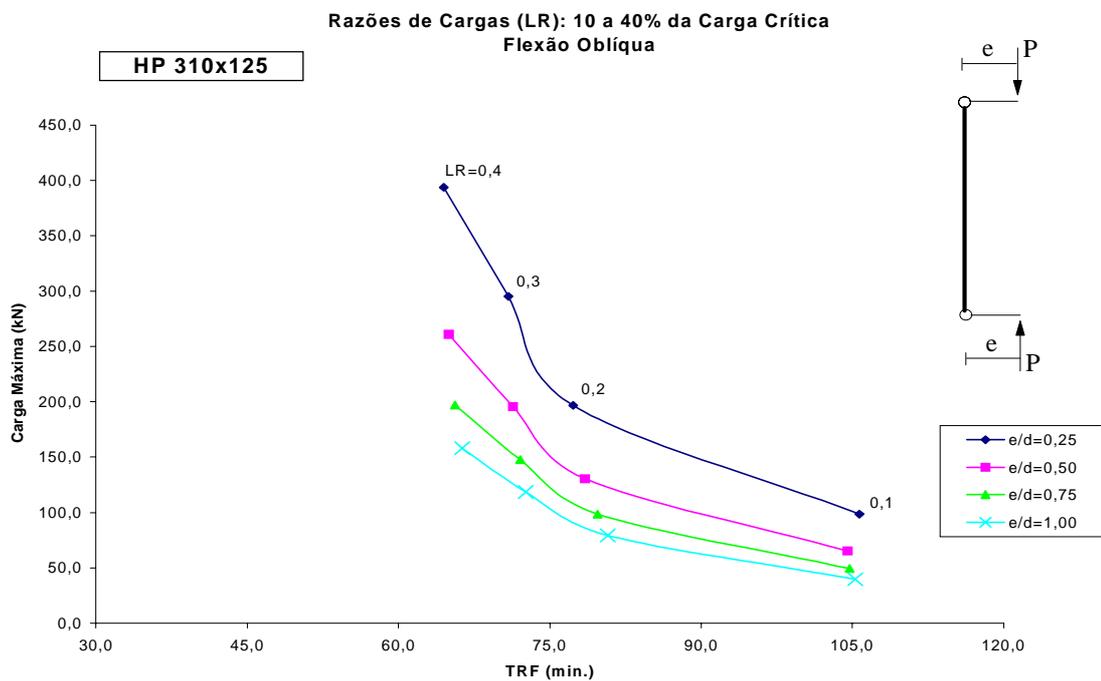


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

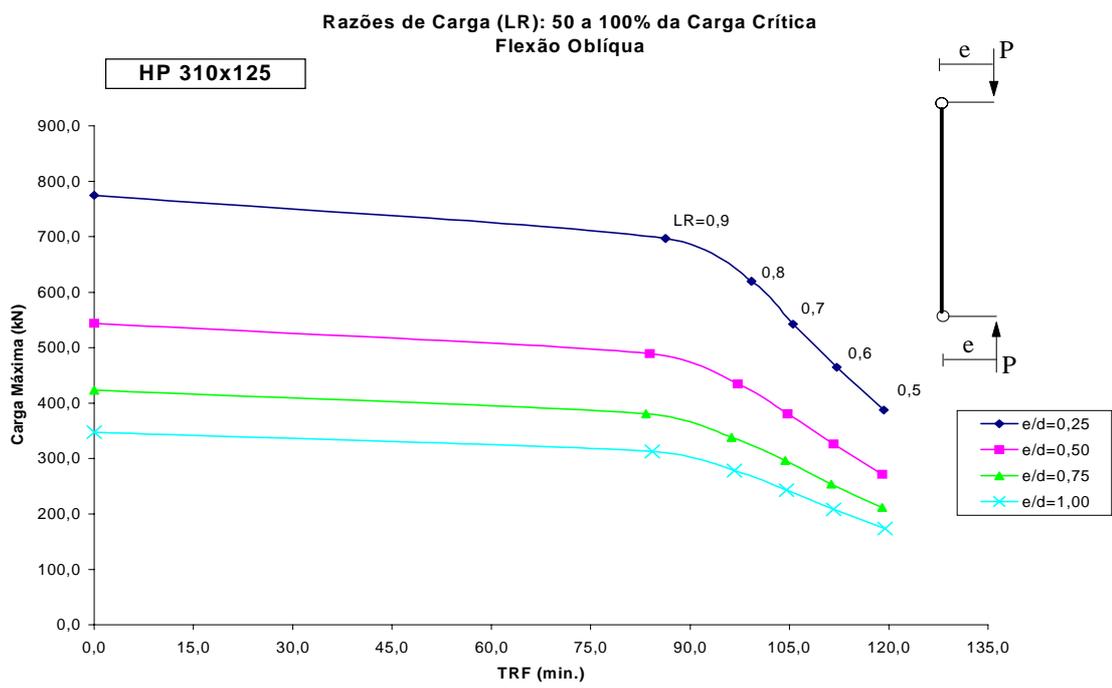


(a) $t_m = 30\text{mm}$

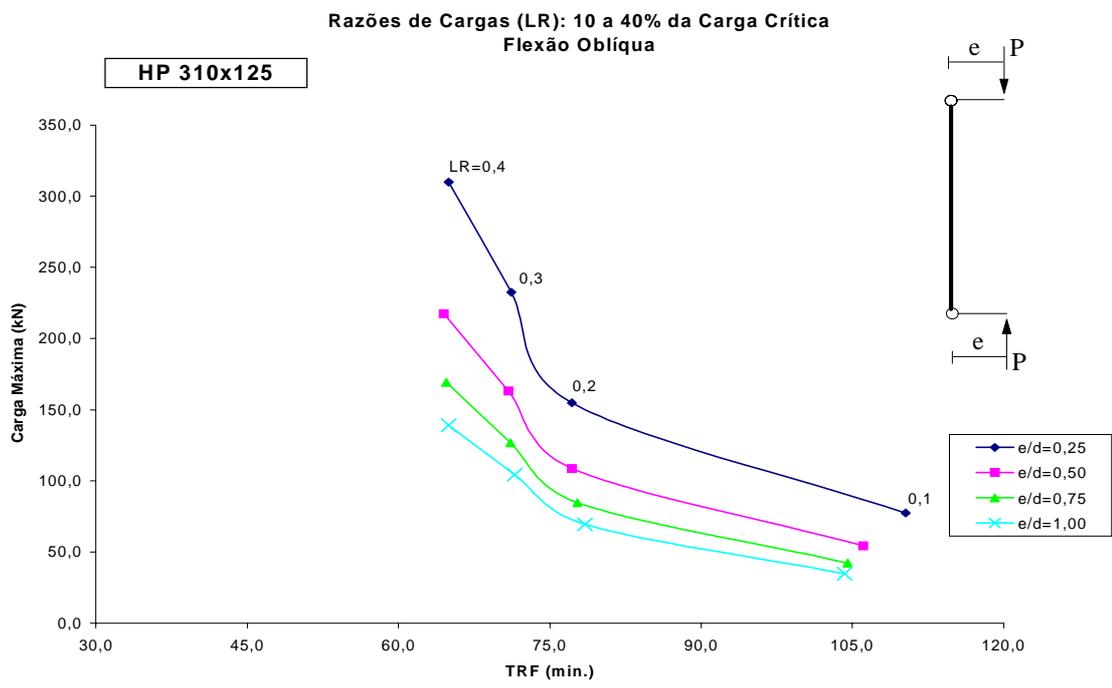


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

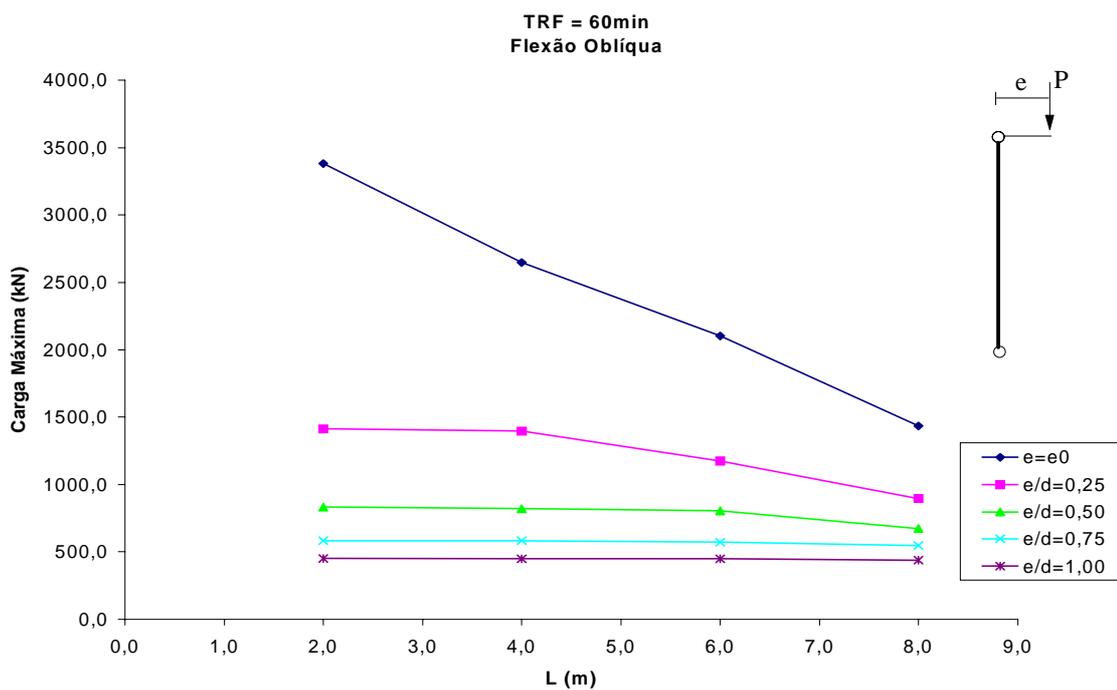


(a) $t_m = 30\text{mm}$

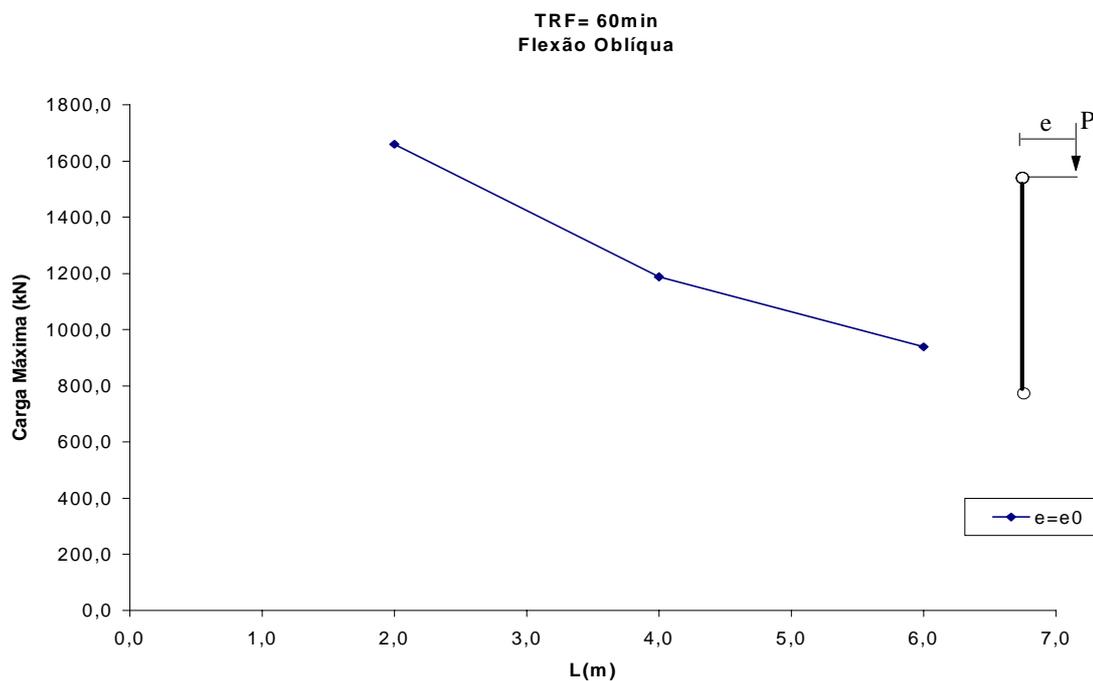


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x125 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

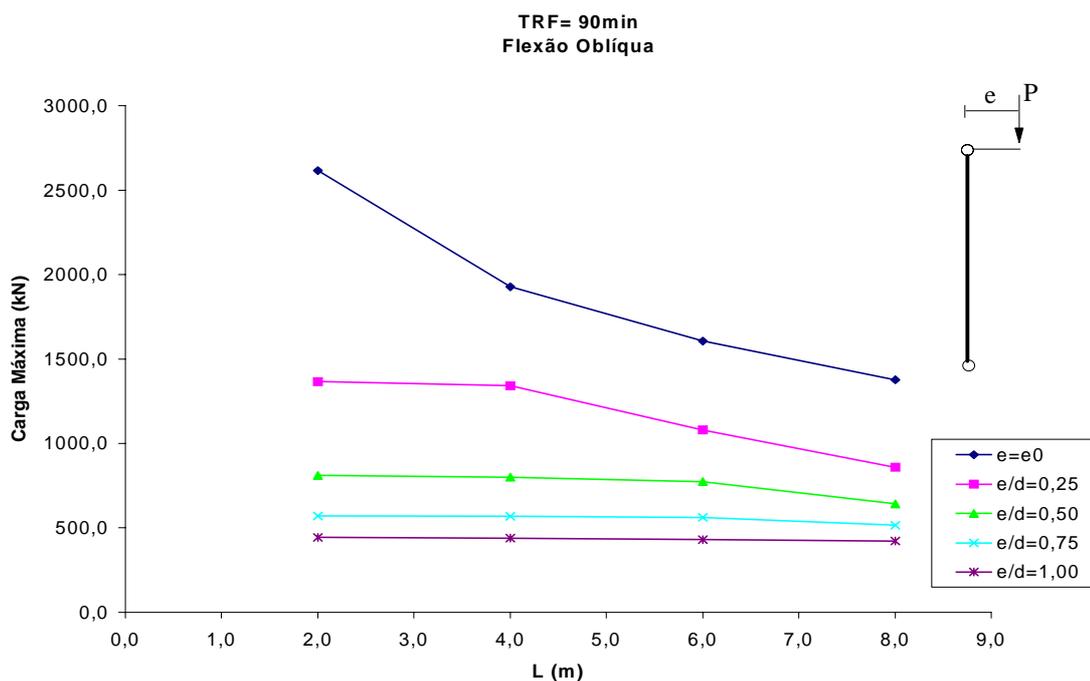


(a) $t_m = 30\text{mm}$

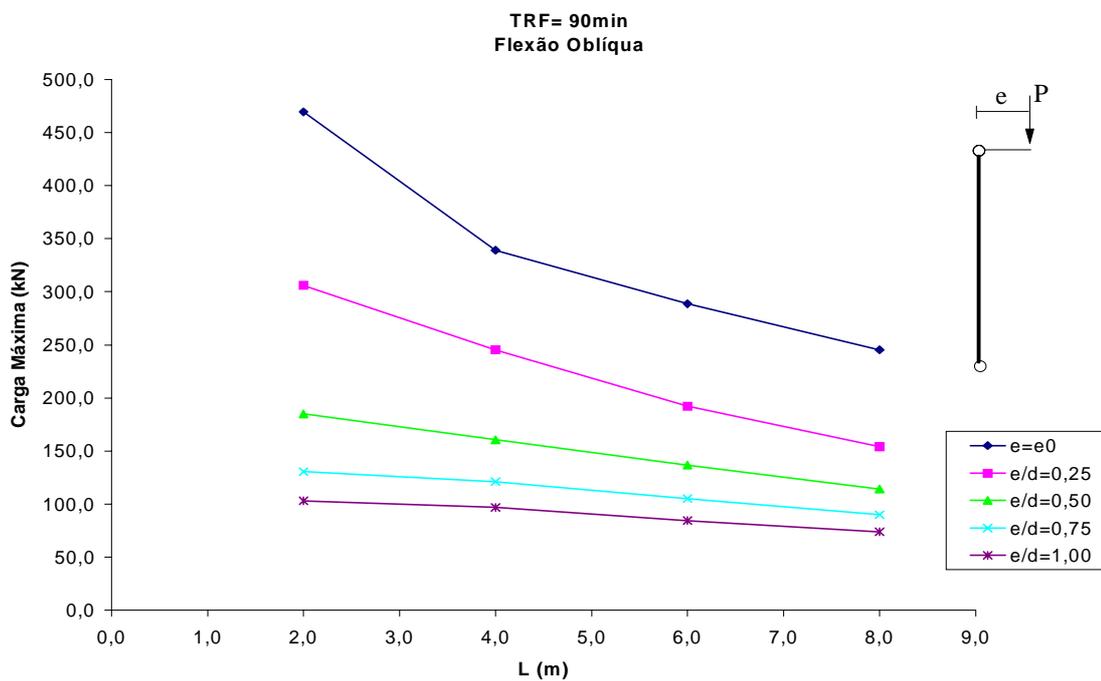


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML.

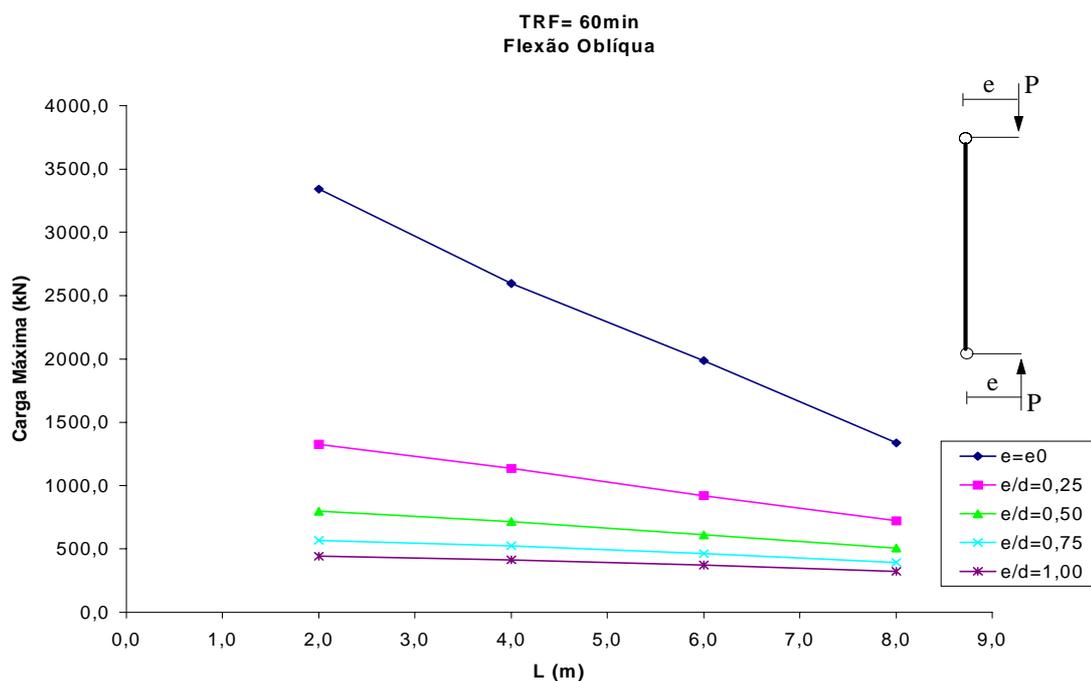


(a) $t_m = 30\text{mm}$

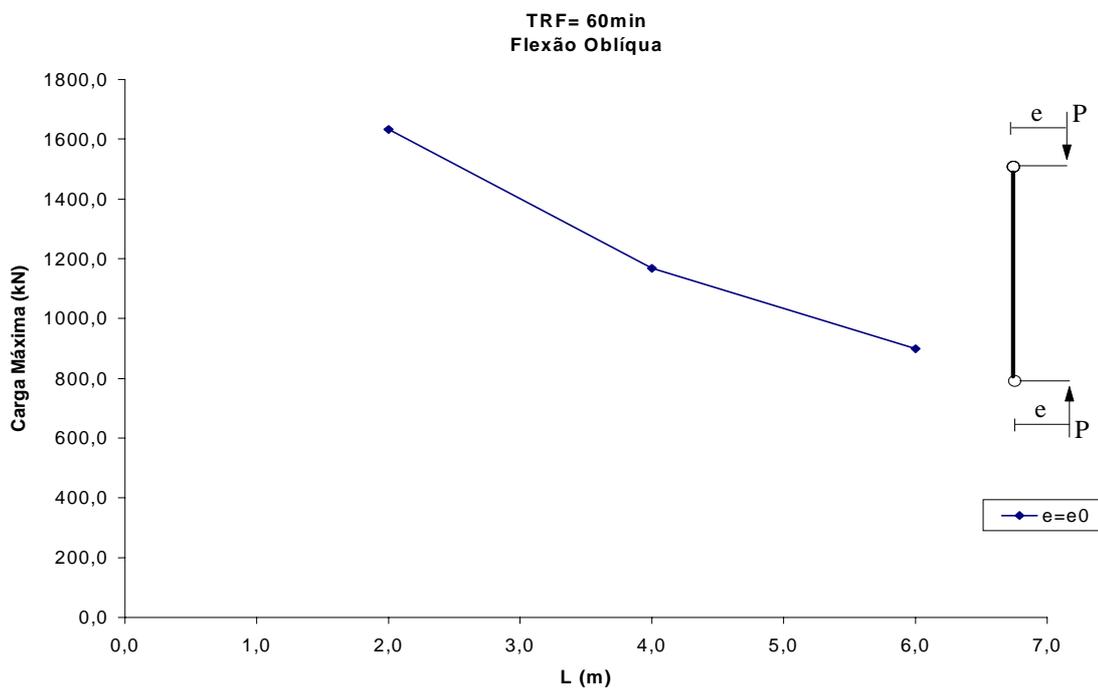


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML.

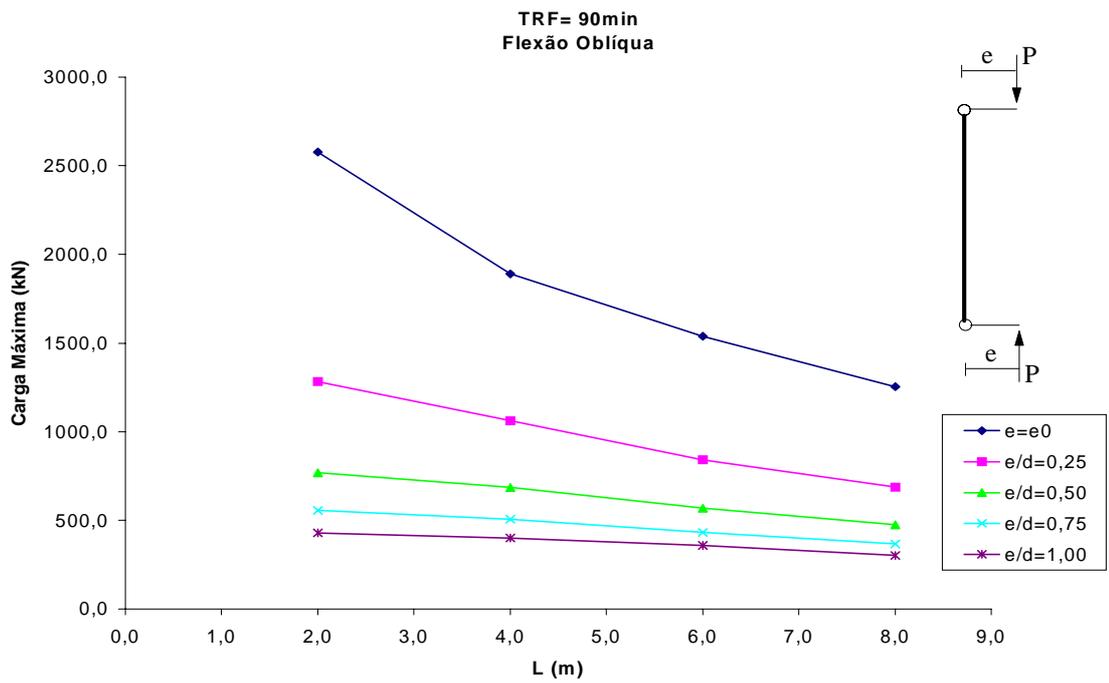


(a) $t_m = 30\text{mm}$

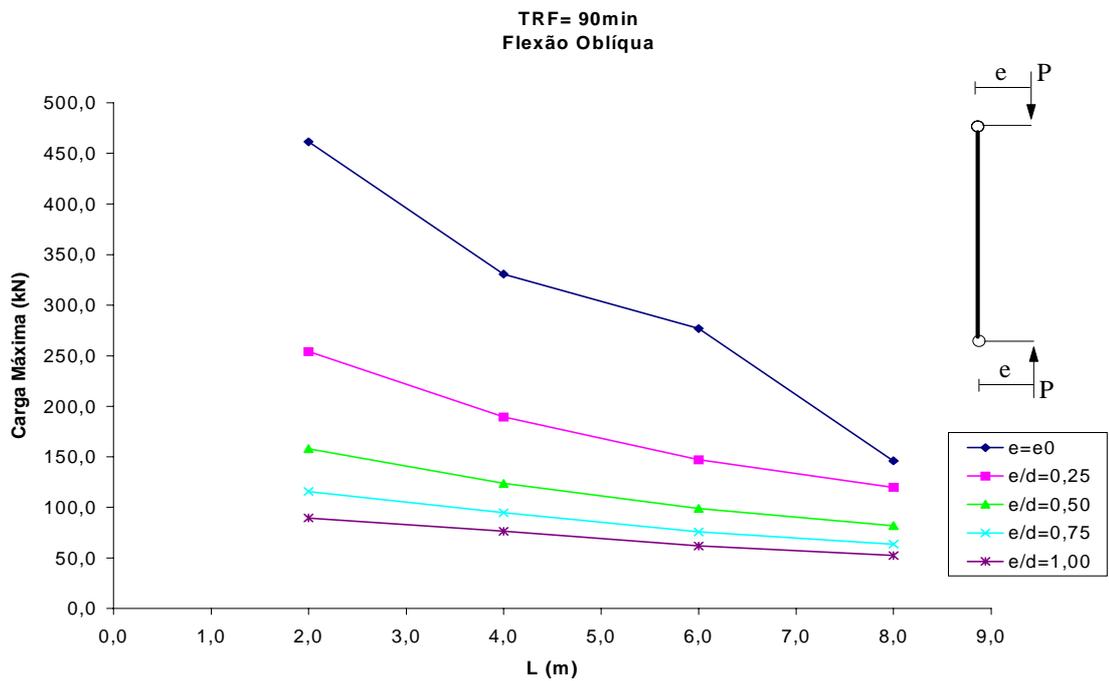


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC.

TRF= 60min
Flexão Oblíqua

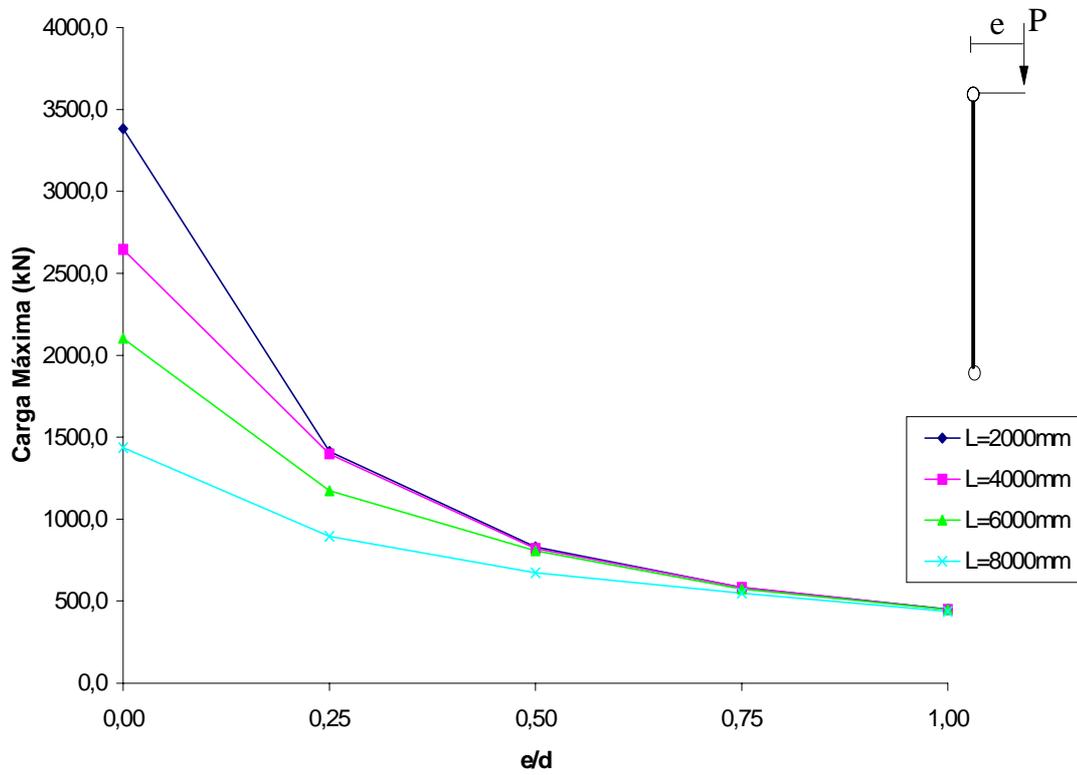
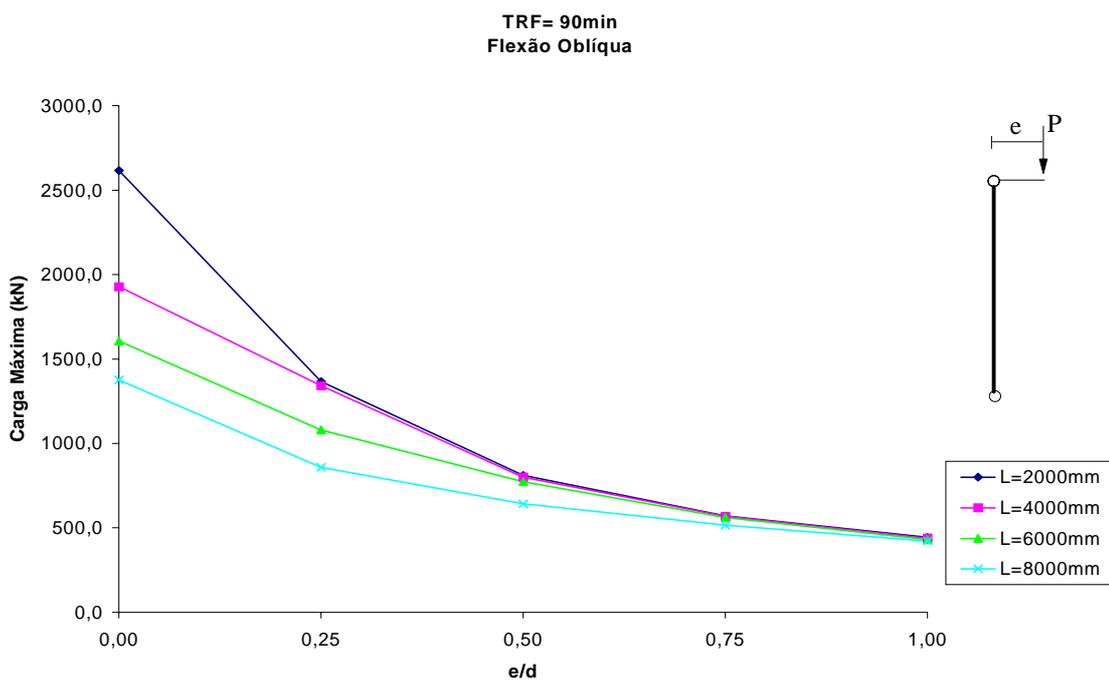
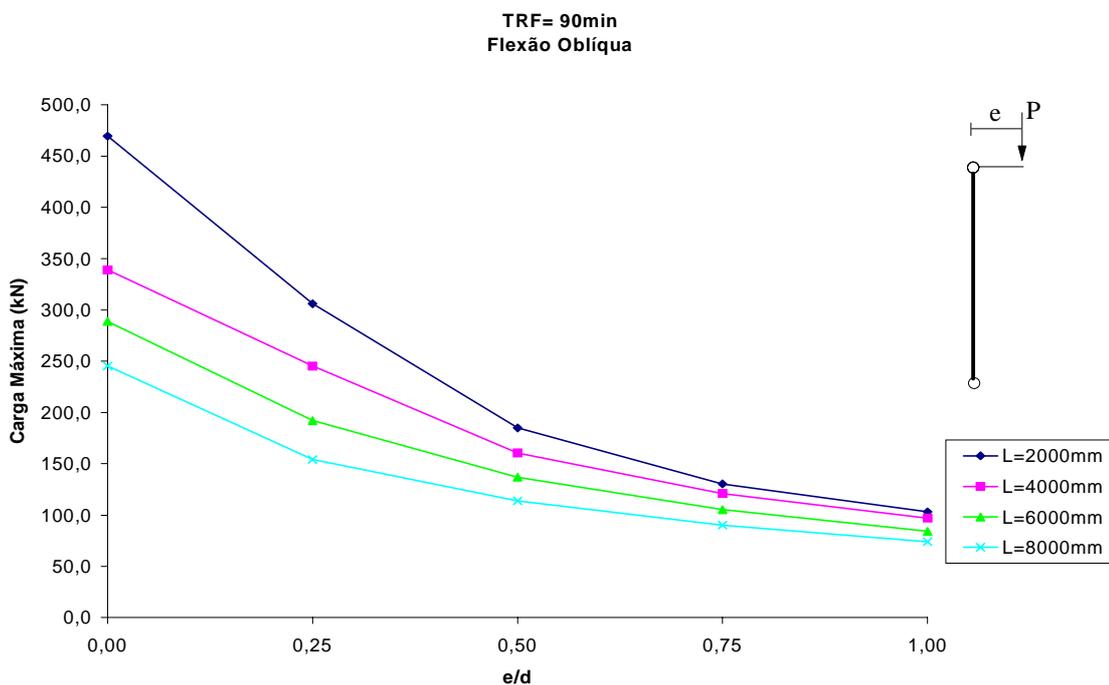


Figura 6.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML, tendo $t_m = 30\text{mm}$.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto ML.

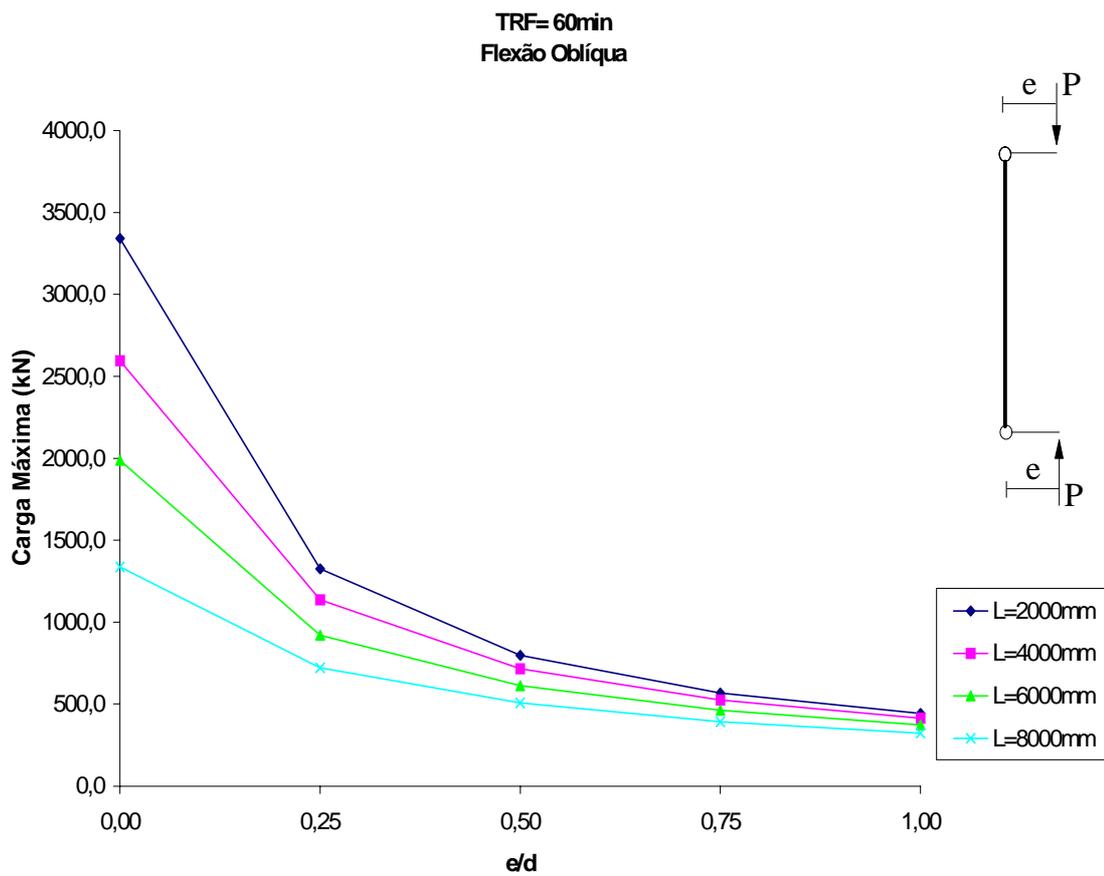
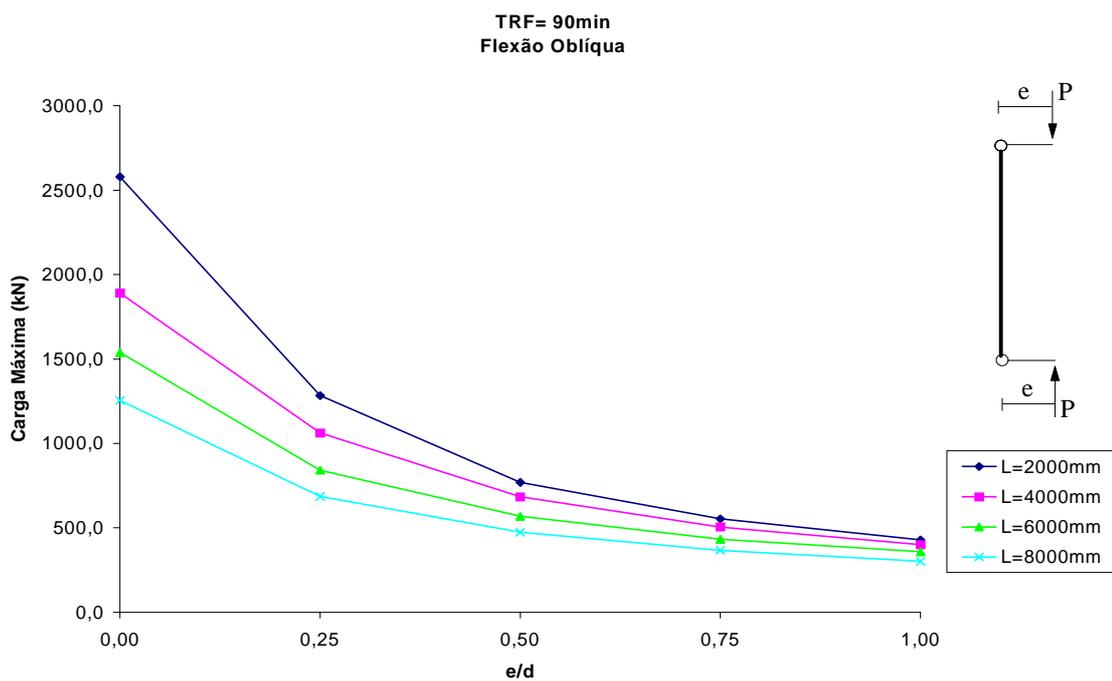
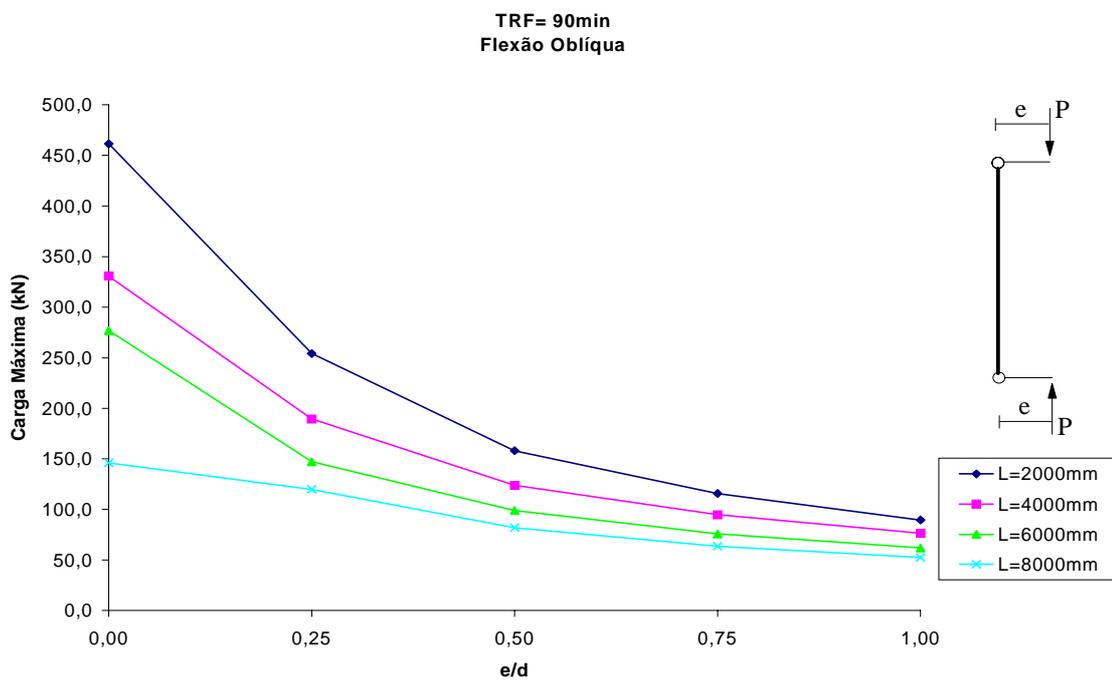


Figura 6.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 6.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x125 na situação de projeto MC.

RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 310x110 SOB FLEXÃO EM TORNO DO EIXO DE MAIOR INÉRCIA

Como no capítulo 06, a análise da resistência ao fogo para o perfil HP 310x110 foi feita nas duas situações de projeto consideradas sob flexão em torno do eixo de maior inércia, observando, primeiramente, a diferença entre o comportamento dos pilares de comprimento L iguais a 2, 4, 6 e 8m sob compressão centrada e aqueles com excentricidades da carga maiores. Assim, a compressão centrada é sempre investigada separadamente.

A proteção passiva utilizada para proteger as mesas do perfil HP 310x110 também foi argamassa projetada, cujas propriedades estão definidos na seção 5.1 do capítulo 05, e com as mesmas espessuras de 30 e 15mm para as razões de carga de 0,9 a 0,5 e 0,4 a 0,1, respectivamente.

As Tabelas 7.1 a 7.5 apresentam os tempos de resistência ao fogo dos pilares para as razões de carga em função dos comprimentos de flambagem, Tabela 7.1, ou das relações de excentricidades, Tabelas 7.2 a 7.5.

As Figuras 7.1 e 7.2, ambas (a) e (b), mostram as curvas da carga máxima admissível no pilar para a situação de projeto ML e situação de projeto MC. Essas curvas são diretamente aplicáveis em projetos onde, a partir do tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, obtido através da norma NBR 14432 (ABNT, 2000), determina-se a carga máxima admissível no pilar. As Figuras 7.3 a 7.10, ambas (a) e (b), mostram curvas

através das quais pode-se estabelecer a carga máxima admissível ou o TRF, conforme a necessidade, para os pilares com cargas aplicadas com relações de excentricidade entre 0,25 e 1,0 e com comprimentos de flambagem entre 2 e 8m.

Verifica-se, nas Figuras 7.1 a 7.10, todas (a) e (b), que, independentemente do comprimento do pilar, desde que situado entre 2 e 8m, e independentemente, também, da relação de excentricidade, o perfil HP 310x110 tem uma resistência ao fogo mínima de 30 minutos para razões de carga entre 0,9 e 0,5 e de 45 minutos para razões de carga entre 0,4 e 0,1.

Diagramas de 3 pontos são apresentados nas Figuras 7.1 e 7.2, ambas (c) e (d), bem como nas Figuras 7.4 e 7.8, ambas (c) e (d), a partir do exame das curvas das Figuras 7.1, 7.2, 7.4 e 7.8, todas (a) e (b). A elaboração desses diagramas segue o descrito no capítulo 06; verifica-se, mais uma vez, sua simplicidade de utilização prática na determinação da resistência ao fogo de pilares parcialmente protegidos sob *condições de dimensionamento* pré-determinadas.

As Figuras 7.11 a 7.18, todas (a) e (b), apresentam curvas da carga máxima admissível para tempos de resistência ao fogo de 60 e 90 minutos: nas Figuras 7.11 a 7.14, todas (a) e (b), as cargas máximas admissíveis são dadas em função do comprimento do pilar e nas Figuras 7.15 a 7.18, (a) e (b), as cargas máximas admissíveis são dadas em função das relações de excentricidade. Observa-se que as curvas são apresentadas nas Figuras 7.11 a 7.14, todas (a) e (b), para todas as relações de excentricidade, exceto na situação da Figura 7.12(b) em que os tempos de resistência ao fogo, nas condições consideradas, são inferiores a 90 minutos. Pela mesma razão, a Figura 7.16(b) não apresenta resultados para pilares de comprimentos 6 e 8m, e as Figuras 7.14 e 7.16 não apresentam resultados para razões de carga de 0,4 a 0,1.

As Figuras 7.11 a 7.18 podem, também, ser utilizadas para perfis com comprimentos e excentricidades de carga cujos valores são diferentes daqueles utilizados nesse trabalho: para valores intermediários de comprimento ou de excentricidade, conforme o caso, uma interpolação linear pode ser feita a partir das curvas paramétricas apresentadas.

Conclusões como a estabelecida acima podem ter significativo impacto na competitividade desses perfis. Para ilustrar, edifícios de dois ou três pavimentos, de uso educacional (Classe E1), segundo a Tabela A.1 da NBR 14323:2000, devem ter tempo de resistência ao fogo mínimo de 30 min. Logo, independentemente da área de piso considerada, os pilares da estrutura podem ser feitos com perfis HP 310x110 protegendo-se as mesas conforme indicado. Nesse caso, a economia no custo da proteção passiva, considerado proporcional ao volume de material consumido, será da ordem de 30%.

Tabela 7.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada

Situação de Projeto ML, $e = e_0$	Razão de Carga	L (m)	2,0	4,0	6,0	8,0
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		35,8	33,5	37,7	44,0
	0,8		49,6	42,4	44,4	50,5
	0,7		72,6	53,4	53,1	58,9
	0,6		84,6	72,3	65,3	69,7
	0,5		96,5	87,0	81,7	86,3
	0,4		54,7	50,9	49,4	50,4
	0,3		61,8	57,6	55,6	56,4
	0,2		70,0	67,0	64,7	65,2
	0,1		85,4	82,1	79,7	80,5
Situação de Projeto MC, $e = e_0$	Razão de Carga		L (m)	2,0	4,0	6,0
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		35,5	33,5	37,9	44,4
	0,8		48,7	42,4	44,7	51,3
	0,7		71,8	53,4	53,5	59,8
	0,6		83,9	72,0	66,0	71,0
	0,5		96,1	86,8	82,5	87,8
	0,4		54,7	50,8	49,4	50,8
	0,3		61,6	57,6	55,8	56,6
	0,2		70,0	66,9	64,9	65,6
	0,1		85,3	81,9	80,1	81,0

Tabela 7.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m

Situação de Projeto ML, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		56,3	60,8	64,7	67,9
	0,8		74,2	76,9	78,2	79,2
	0,7		84,6	87,3	88,5	89,6
	0,6		95,3	96,6	97,7	98,2
	0,5		103,9	105,5	106,2	107,0
	0,4		58,5	59,4	59,7	60,2
	0,3		65,1	65,9	66,2	66,6
	0,2		72,1	72,9	73,5	74,0
0,1	88,4		89,2	89,9	90,6	
Situação de Projeto MC, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		45,0	50,7	54,9	57,8
	0,8		59,9	71,0	73,5	75,2
	0,7		77,4	81,6	84,1	85,7
	0,6		89,4	93,0	94,8	95,8
	0,5		99,7	102,3	103,7	104,6
	0,4		56,2	57,3	58,2	58,7
	0,3		63,0	64,2	64,9	65,2
	0,2		70,7	71,4	71,8	72,4
0,1	86,7		87,5	88,1	88,5	

Tabela 7.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m

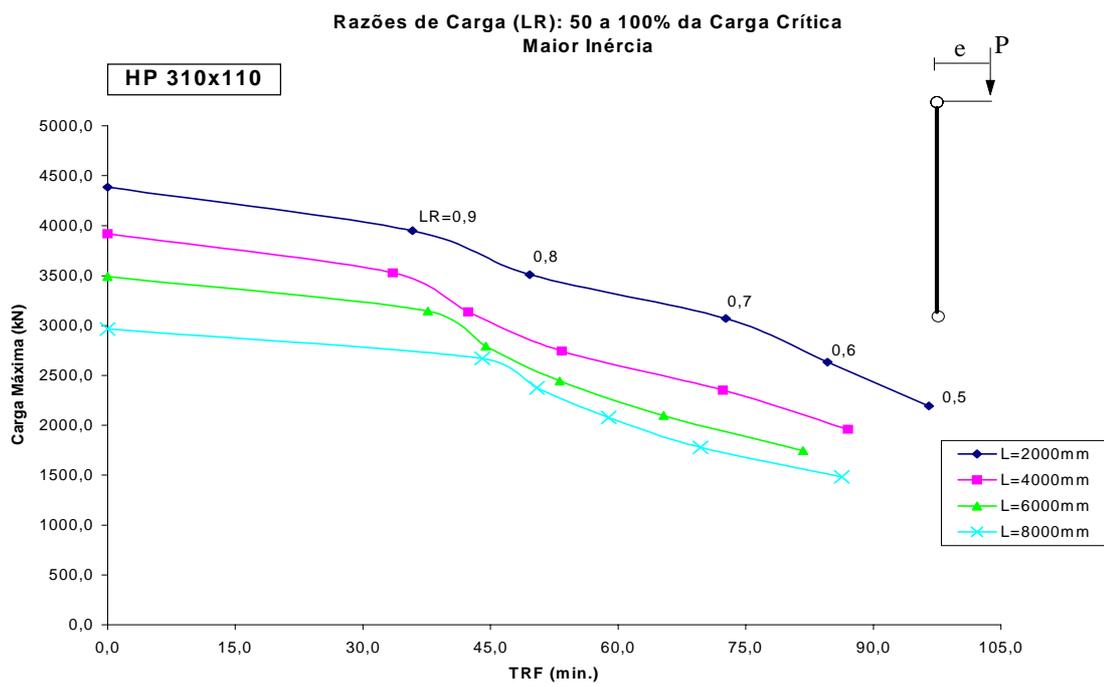
Situação de Projeto ML, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		42,5	54,7	63,9	68,8
	0,8		53,7	72,1	77,7	79,6
	0,7		71,6	82,8	88,3	89,8
	0,6		84,2	94,0	97,7	98,6
	0,5		96,3	103,0	106,1	107,0
	0,4		54,4	57,6	59,5	60,2
	0,3		61,3	64,4	66,1	66,6
	0,2		69,6	71,6	73,1	74,0
0,1	85,3		87,9	89,8	90,6	
Situação de Projeto MC, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		39,7	43,8	47,2	50,0
	0,8		50,3	56,8	62,1	68,2
	0,7		67,7	74,8	78,3	80,8
	0,6		82,2	87,3	90,4	92,9
	0,5		95,1	98,2	100,2	101,8
	0,4		53,8	55,3	56,2	56,8
	0,3		60,6	62,2	63,1	63,8
	0,2		69,1	70,3	70,7	71,1
0,1	84,7		86,1	86,8	87,4	

Tabela 7.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m

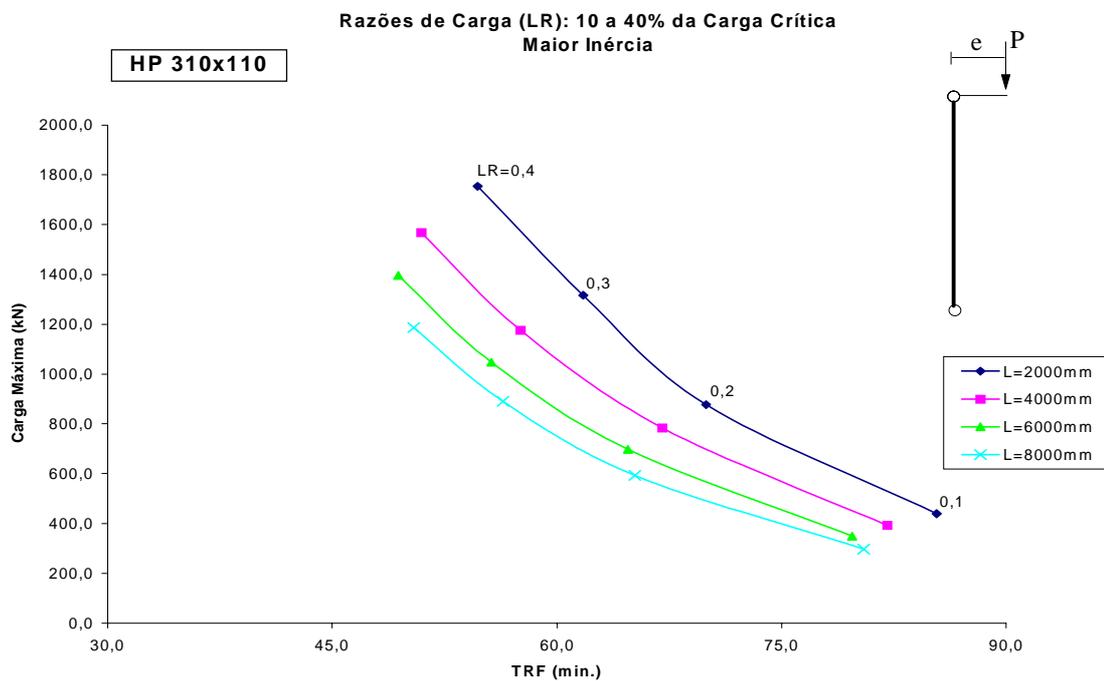
Situação de Projeto ML, L= 6m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		40,2	40,6	52,5	60,0
	0,8		48,6	55,5	67,5	75,1
	0,7		60,1	71,6	80,2	86,1
	0,6		76,0	84,6	92,9	96,3
	0,5		91,4	96,8	101,6	104,6
	0,4		51,8	54,2	56,6	58,4
	0,3		58,4	60,9	63,3	64,9
	0,2		67,2	69,3	70,9	71,8
0,1	82,9		85,3	87,4	88,8	
Situação de Projeto MC, L= 6m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		42,3	45,1	47,7	50,0
	0,8		51,0	55,8	60,0	64,7
	0,7		63,7	72,1	76,3	79,0
	0,6		79,1	85,1	88,8	91,6
	0,5		93,7	97,0	99,2	100,8
	0,4		52,7	54,4	55,5	56,1
	0,3		59,4	61,1	62,2	63,0
	0,2		68,0	69,5	70,1	70,5
0,1	84,7		85,4	86,6	87,0	

Tabela 7.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m

Situação de Projeto ML, L= 8m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		45,7	45,8	45,8	51,6
	0,8		54,1	55,5	56,2	64,3
	0,7		64,9	68,3	71,1	78,2
	0,6		78,8	82,5	84,6	91,3
	0,5		94,0	95,8	96,8	100,3
	0,4		52,5	53,4	53,9	55,8
	0,3		58,7	59,9	60,6	62,5
	0,2		67,4	68,3	69,0	70,3
0,1	83,4		84,7	85,3	87,0	
Situação de Projeto MC, L= 8m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		47,9	50,0	52,3	54,4
	0,8		56,8	60,1	63,7	67,8
	0,7		68,4	73,9	77,7	80,5
	0,6		82,5	87,7	91,1	93,2
	0,5		95,8	98,4	100,2	101,8
	0,4		53,4	54,7	55,6	56,2
	0,3		59,9	61,4	62,3	63,0
	0,2		68,2	69,5	70,1	70,5
0,1	84,5		86,0	86,8	87,4	

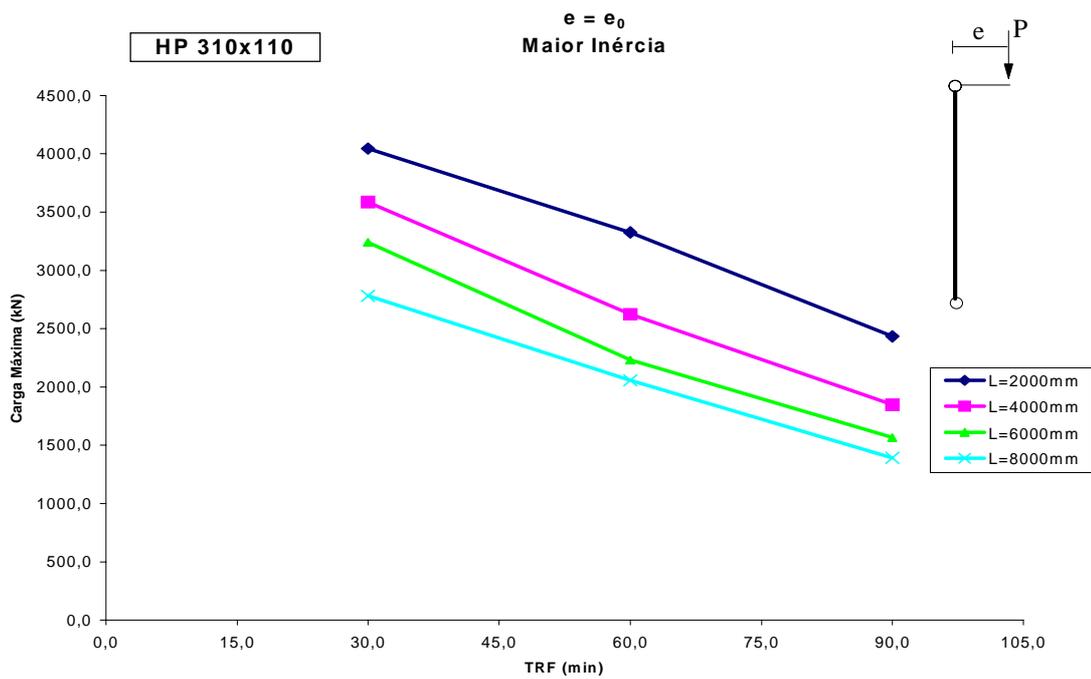


(a) $t_m = 30\text{mm}$

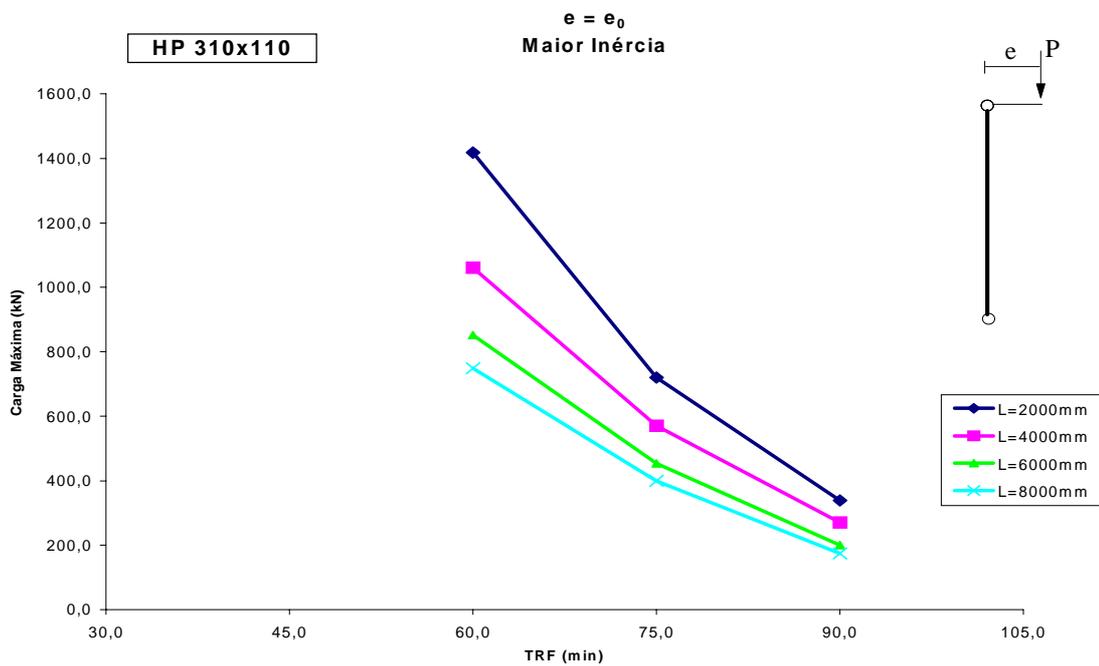


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com $e=e_0$.

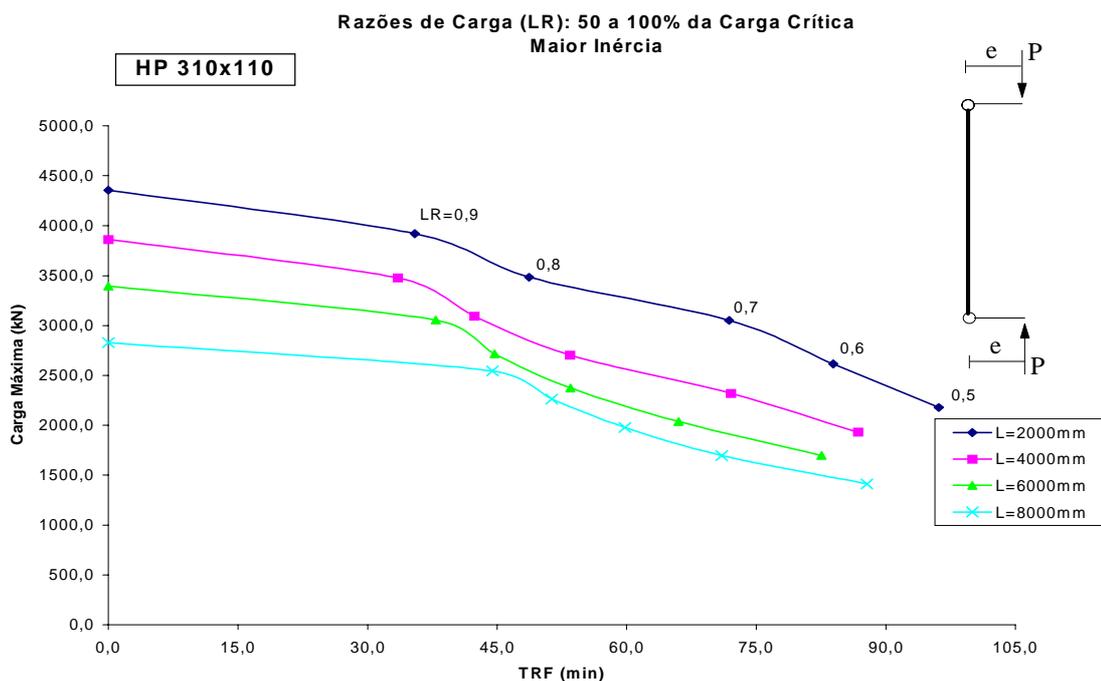


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

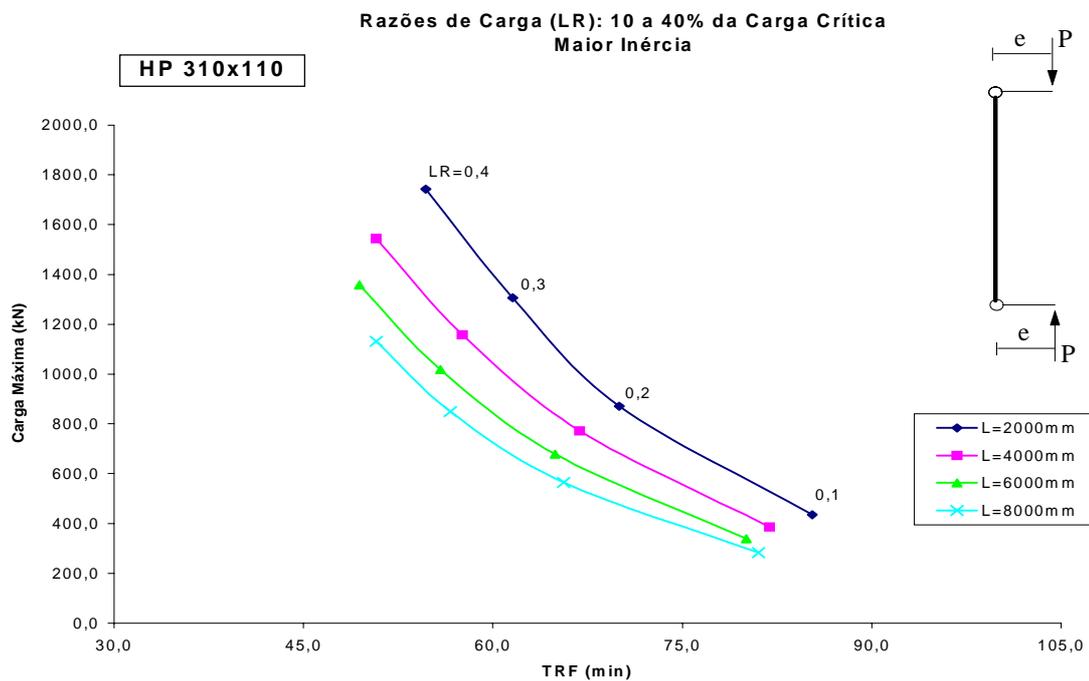


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com $e=e_0$.

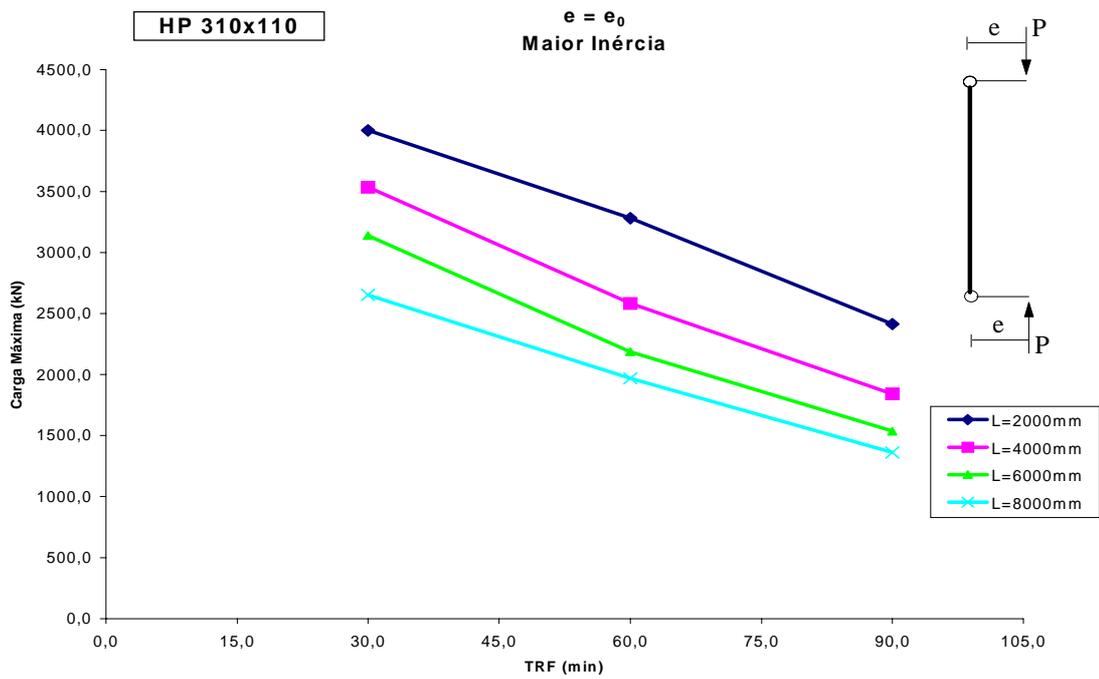


(a) $t_m = 30\text{mm}$

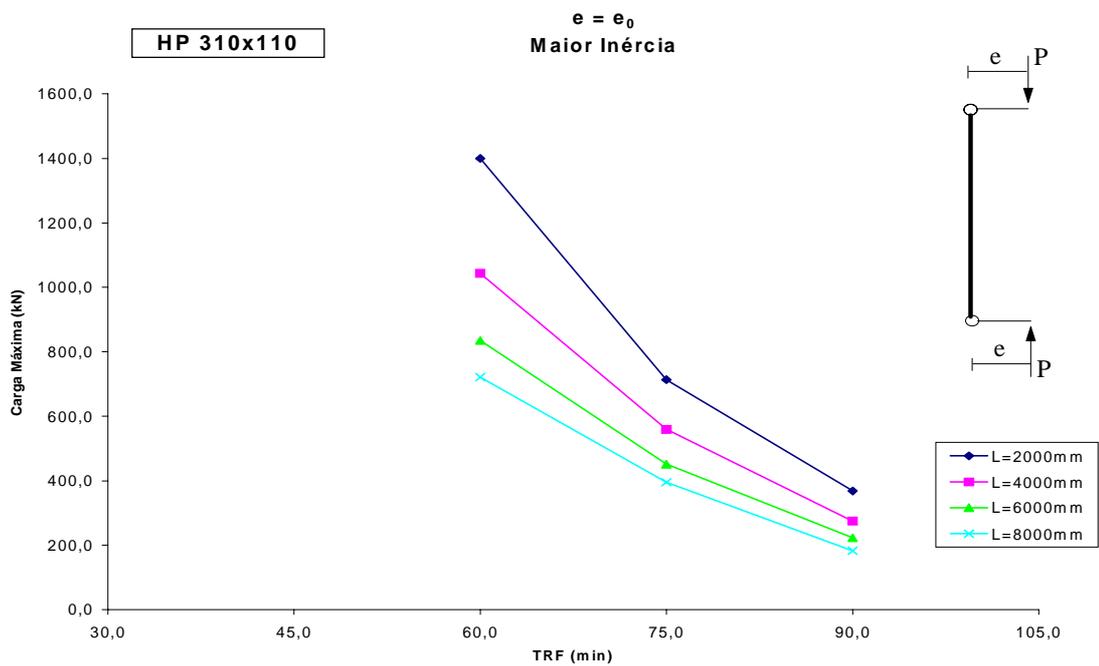


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com $e=e_0$.

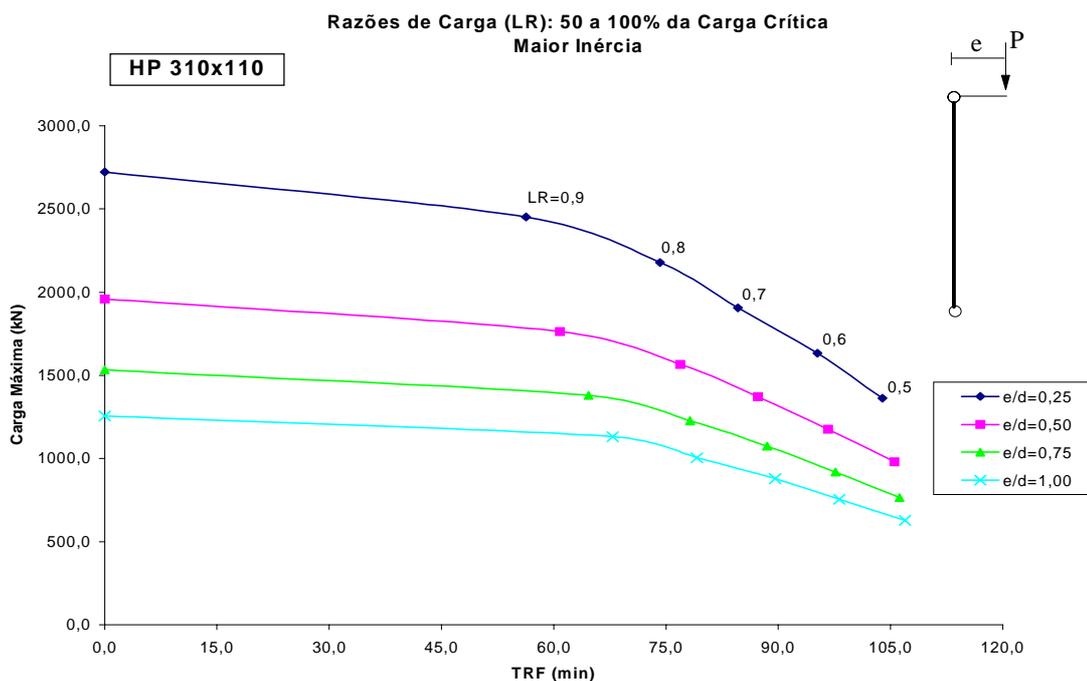


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

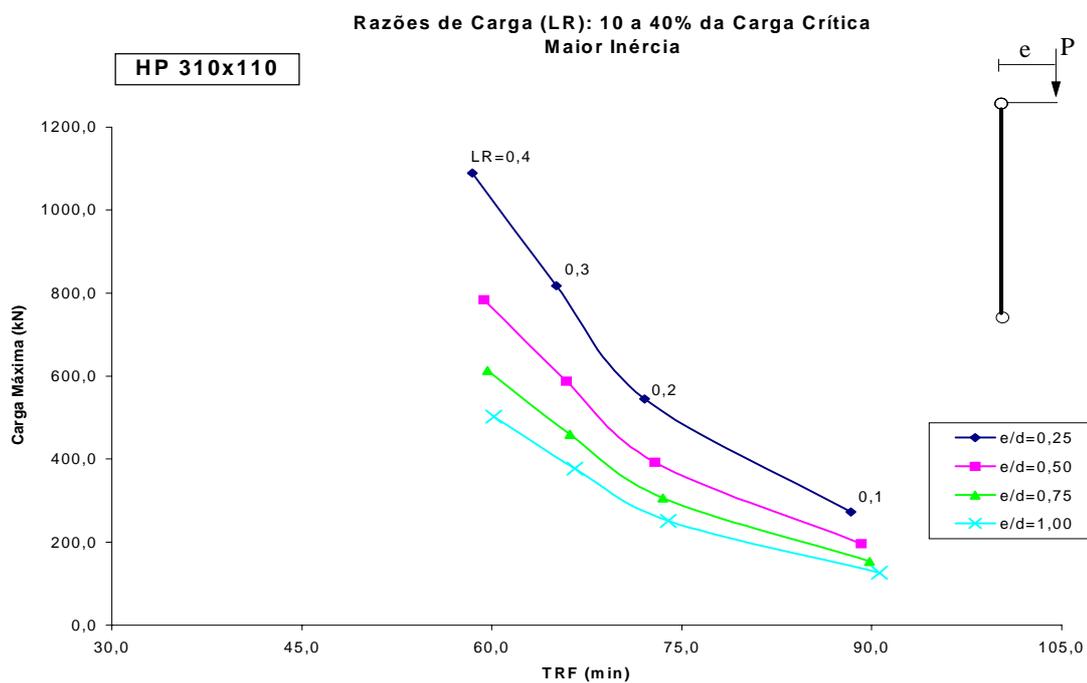


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com $e=e_0$.

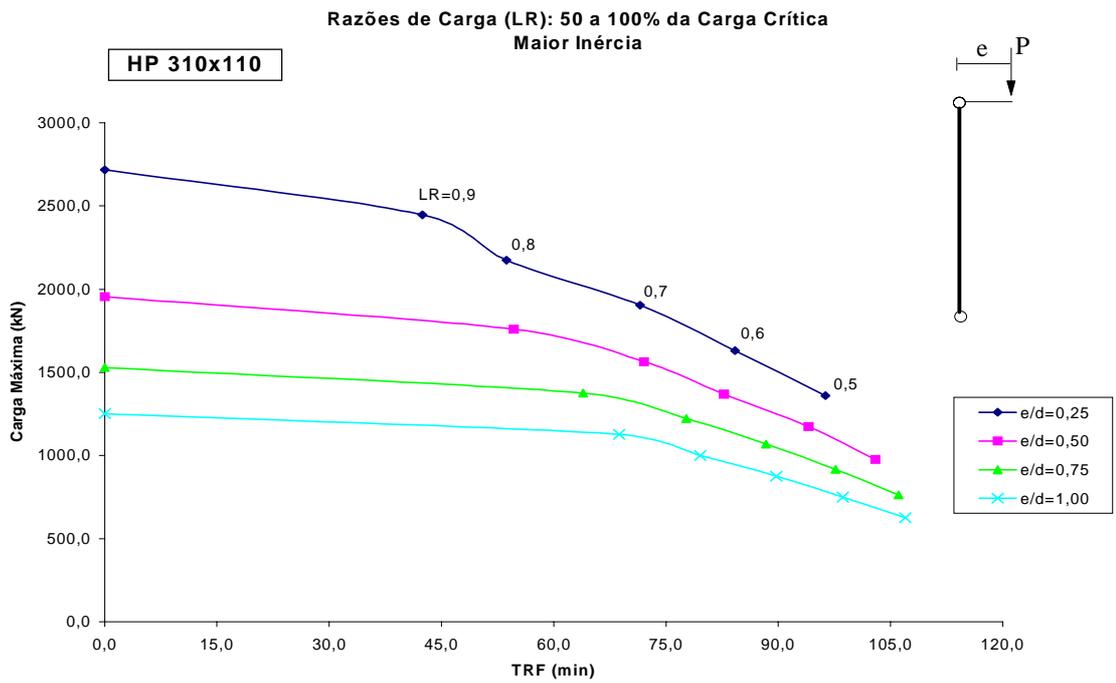


(a) $t_m = 30\text{mm}$

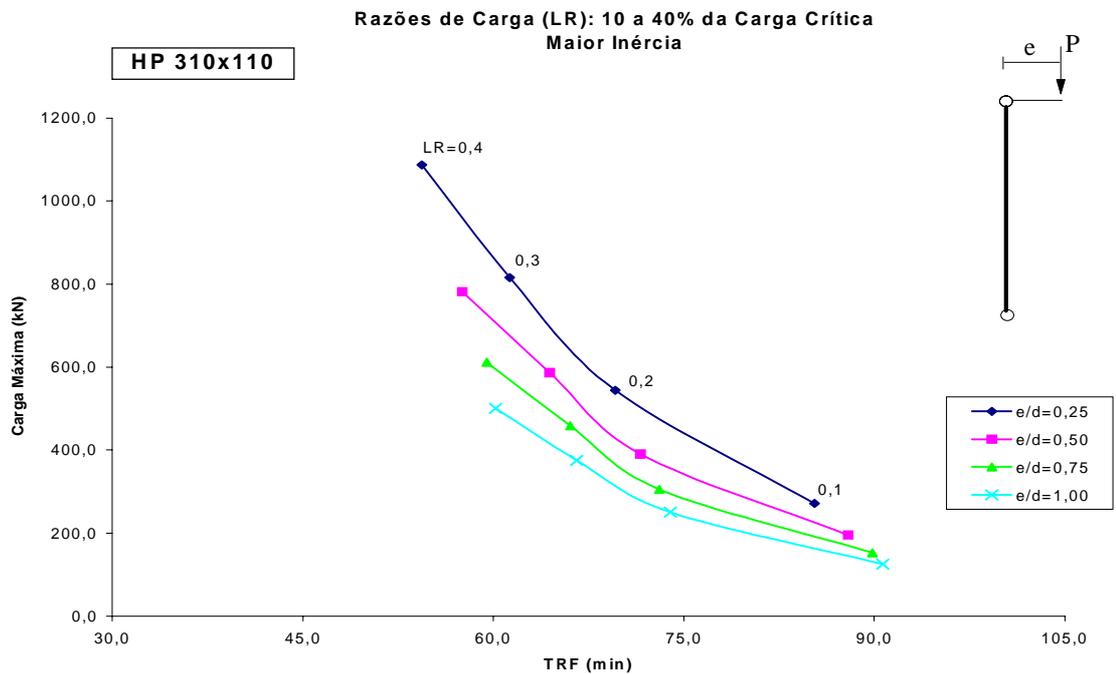


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

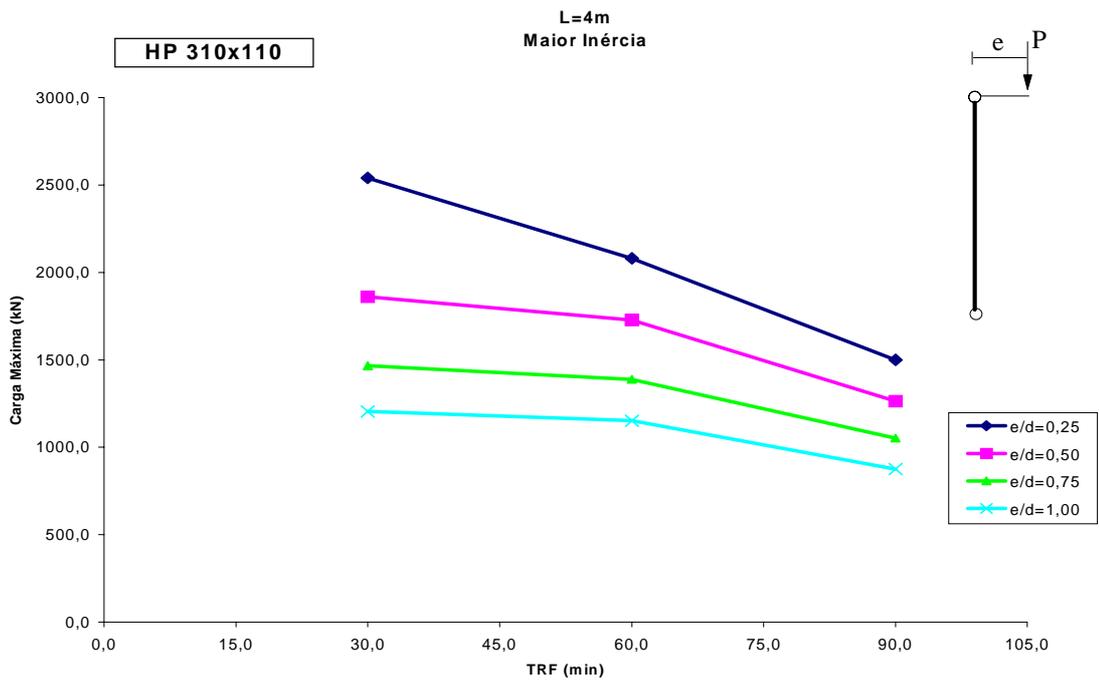


(a) $t_m = 30\text{mm}$

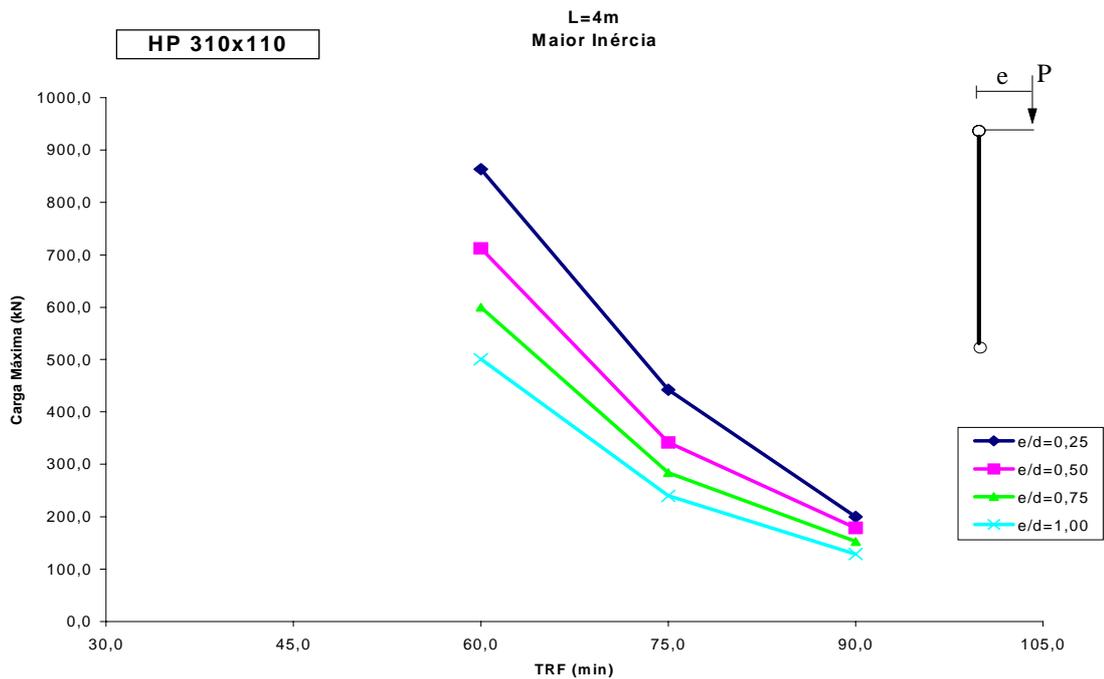


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

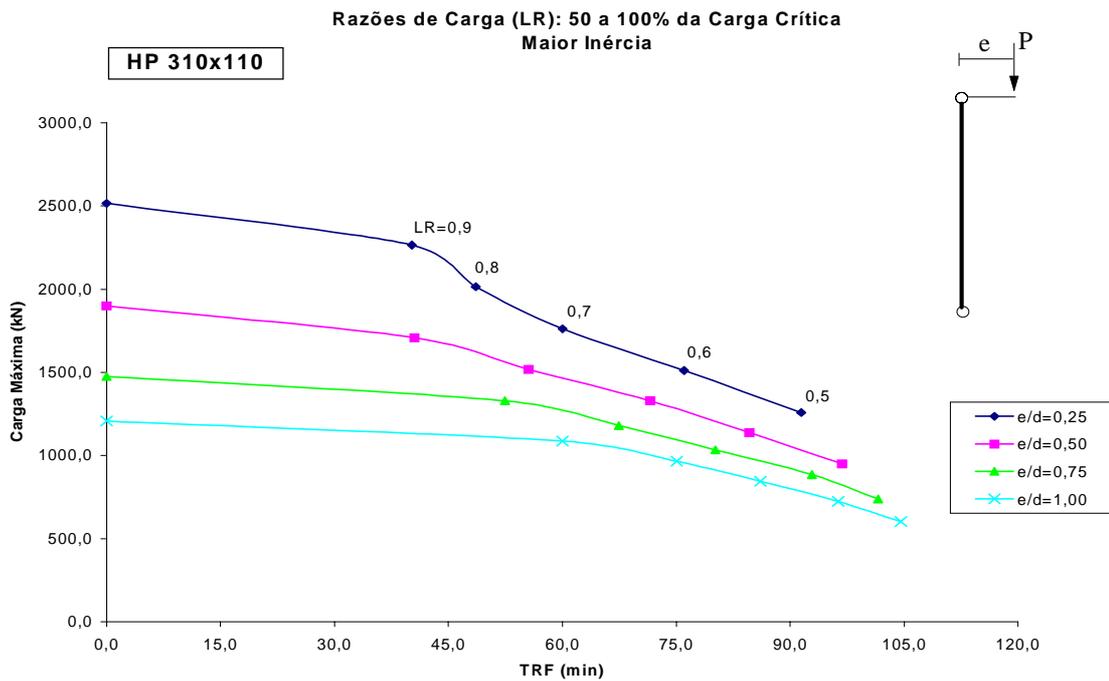


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

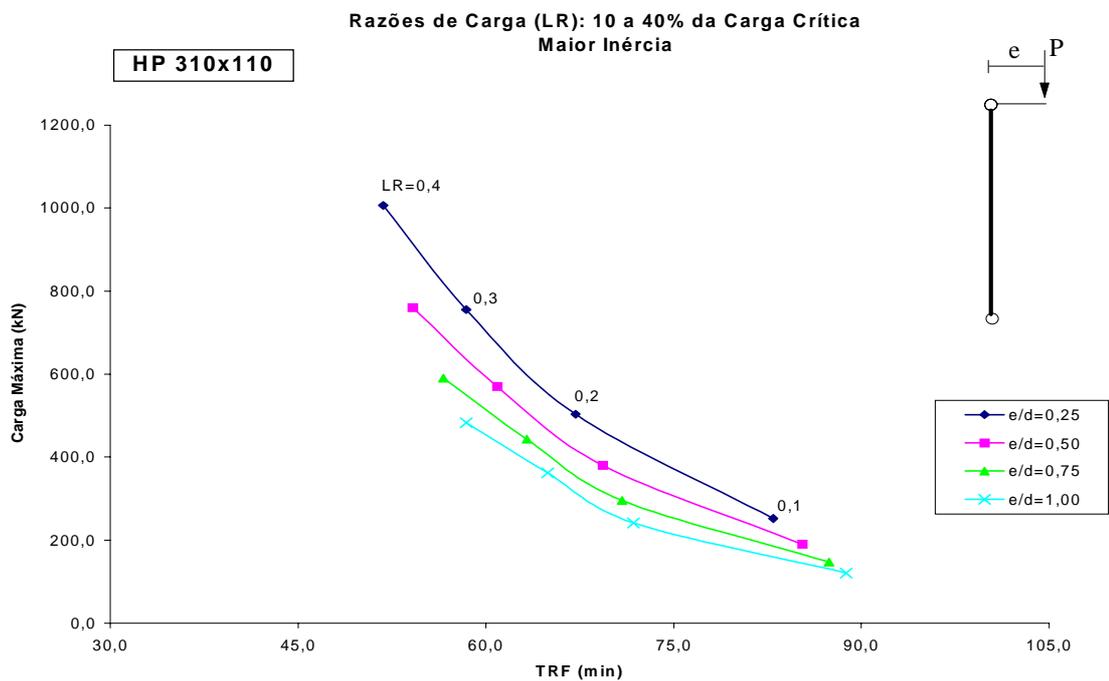


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

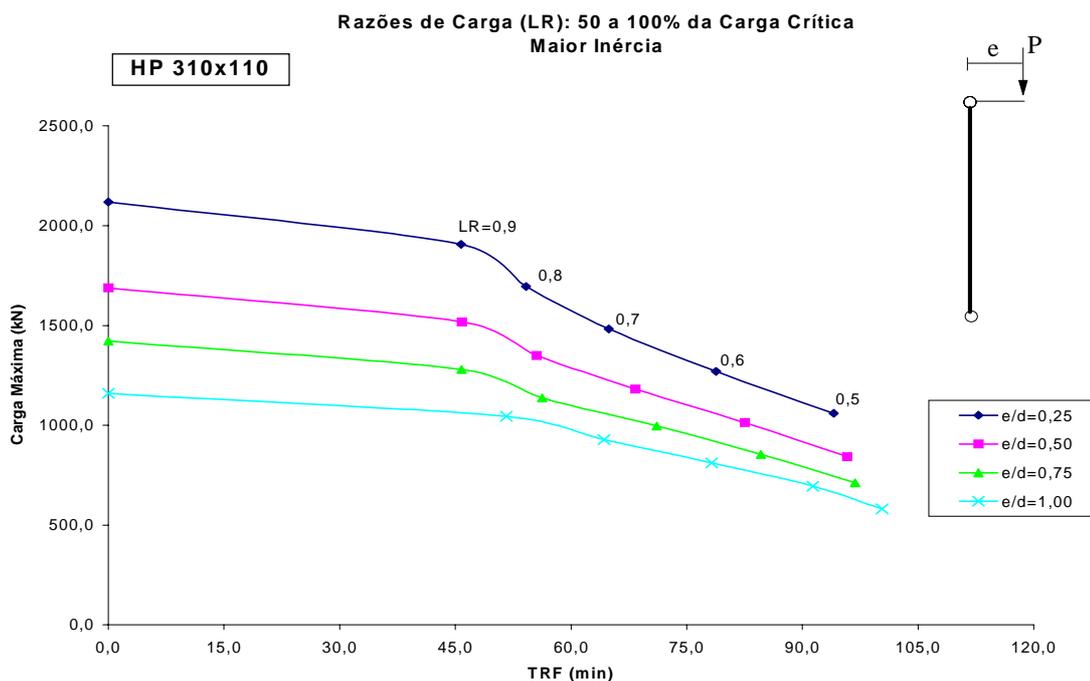


(a) $t_m = 30\text{mm}$

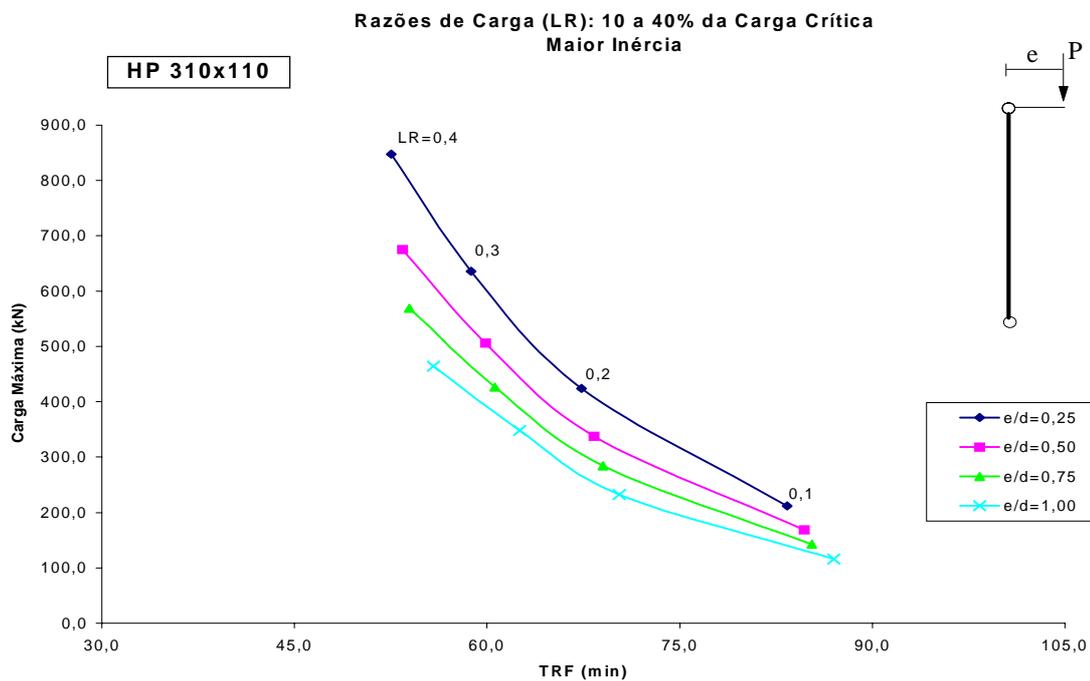


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

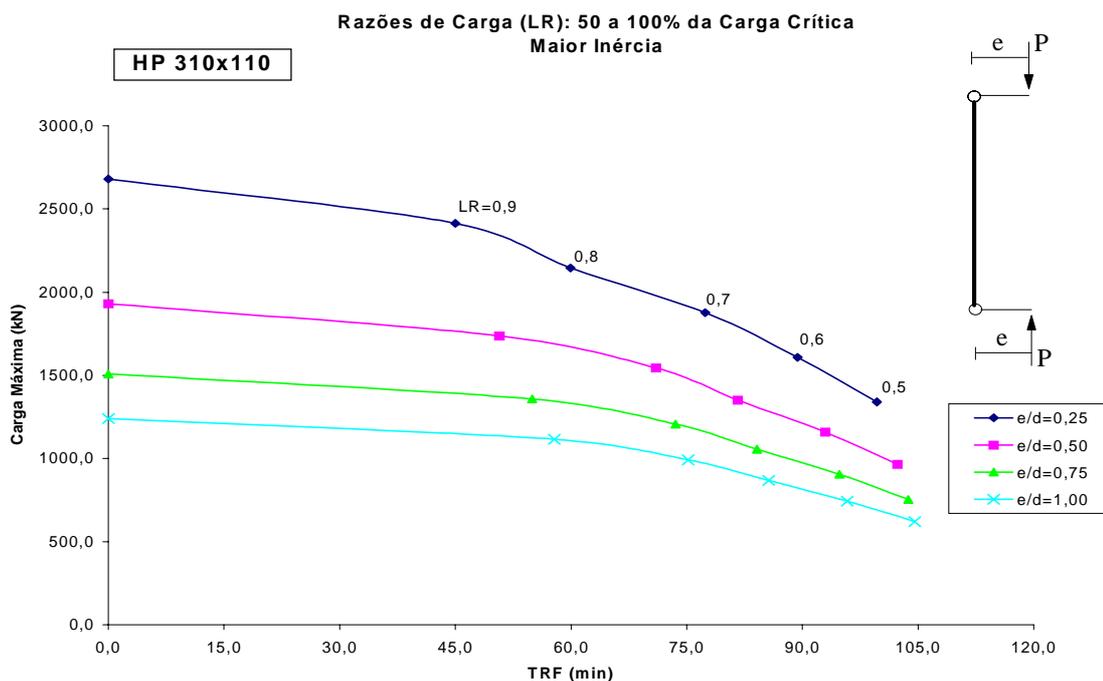


(a) $t_m = 30\text{mm}$

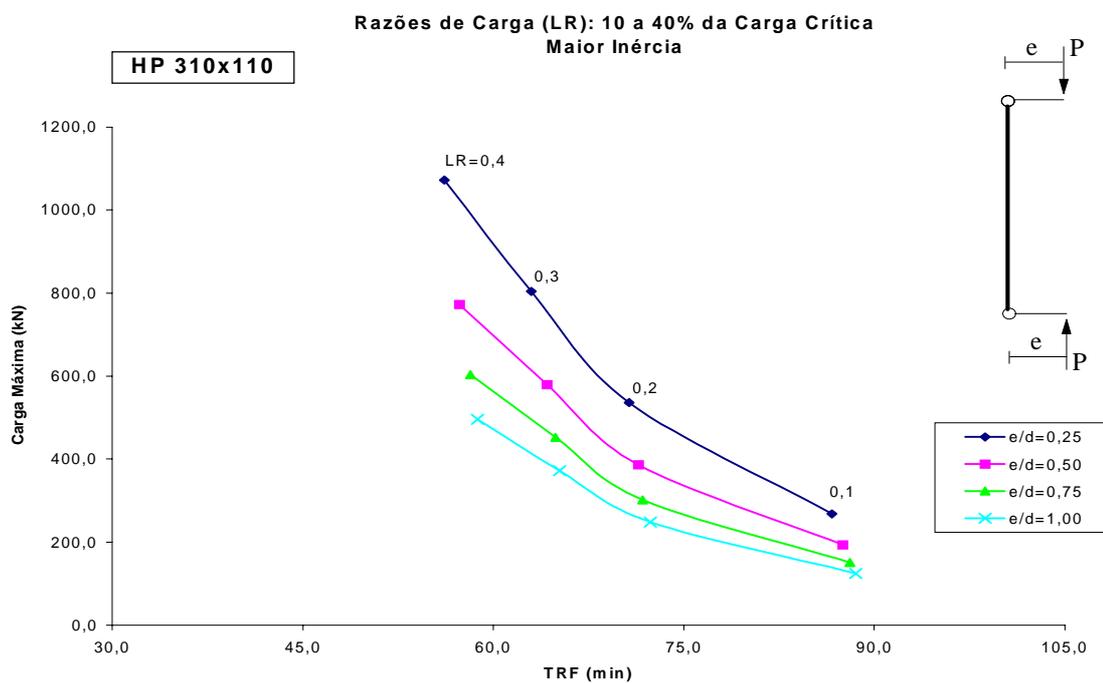


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

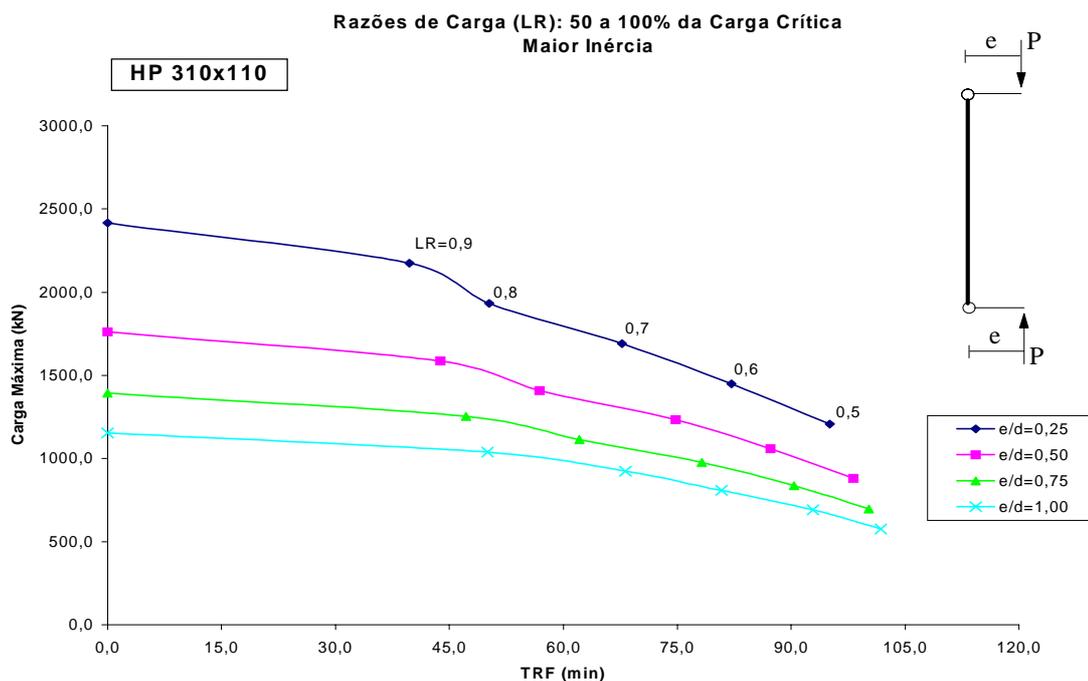


(a) $t_m = 30\text{mm}$

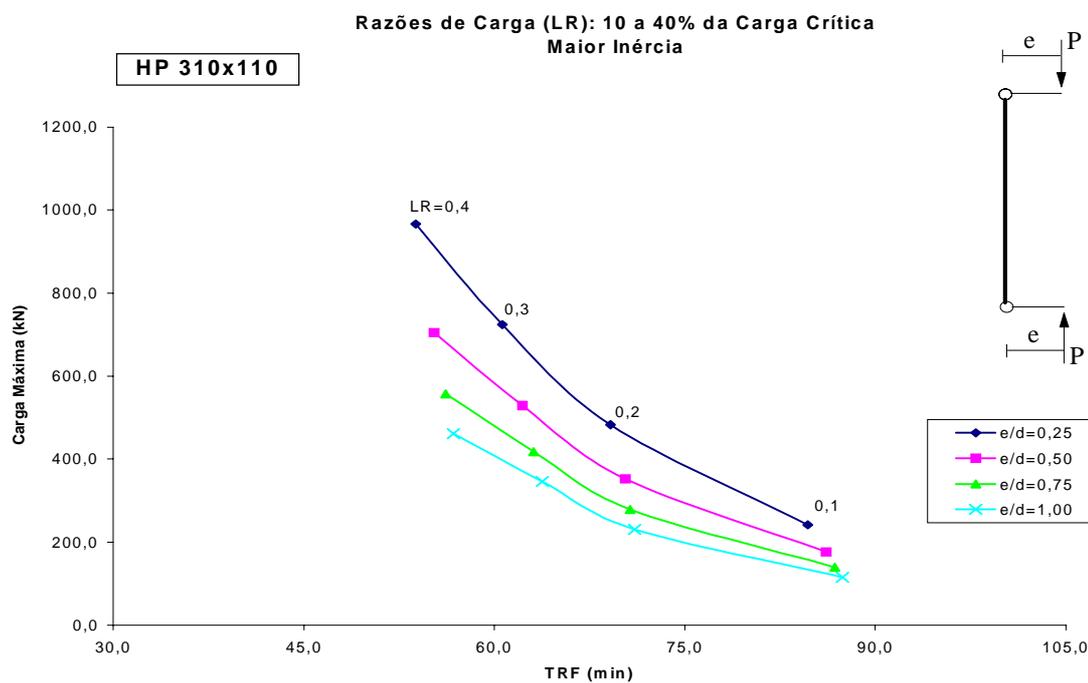


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

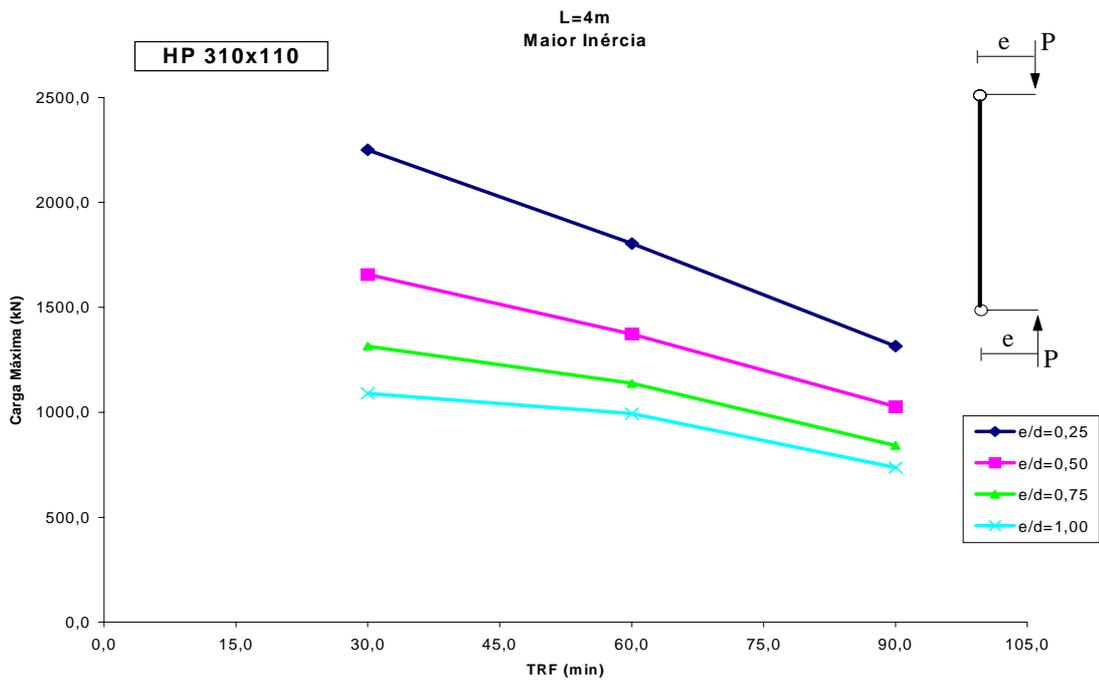


(a) $t_m = 30\text{mm}$

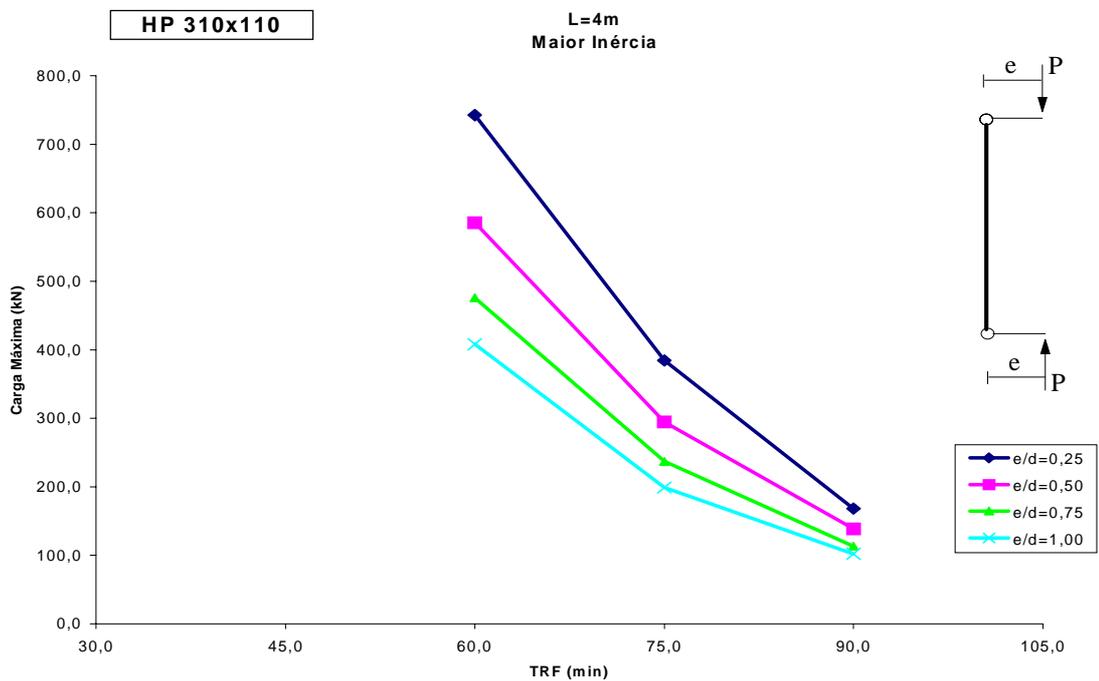


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

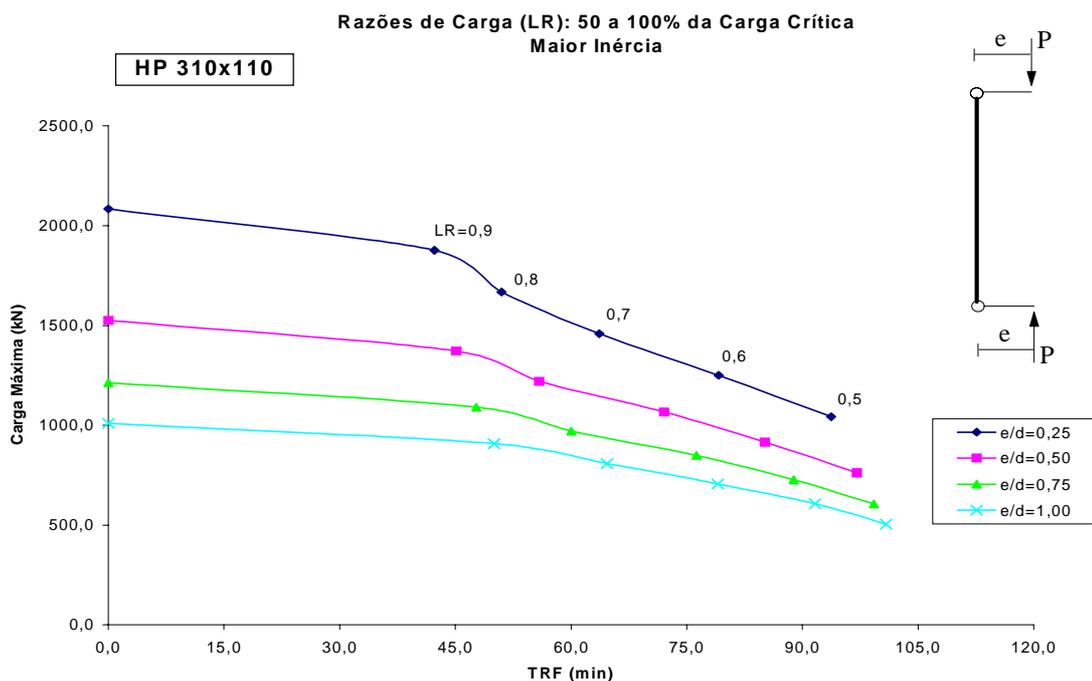


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

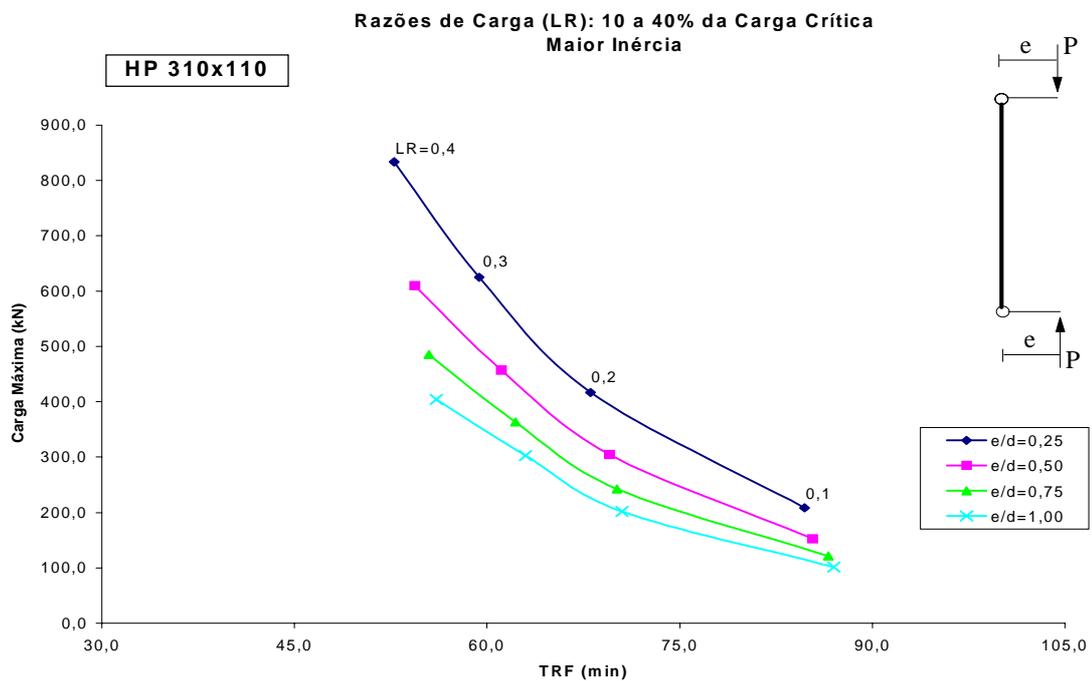


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

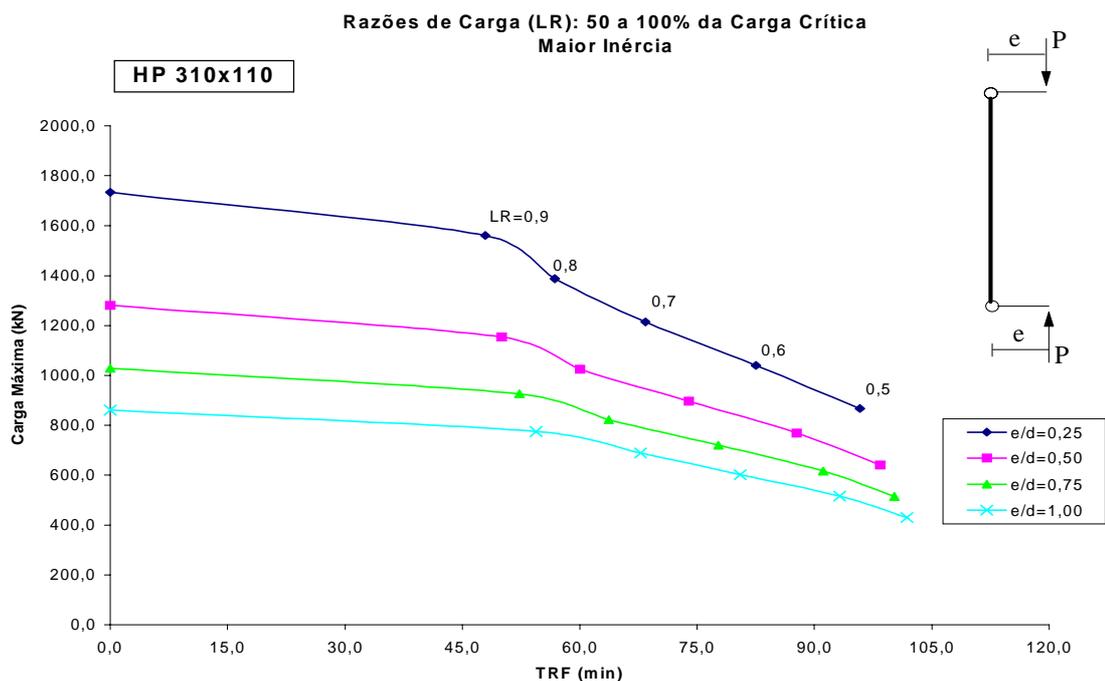


(a) $t_m = 30\text{mm}$

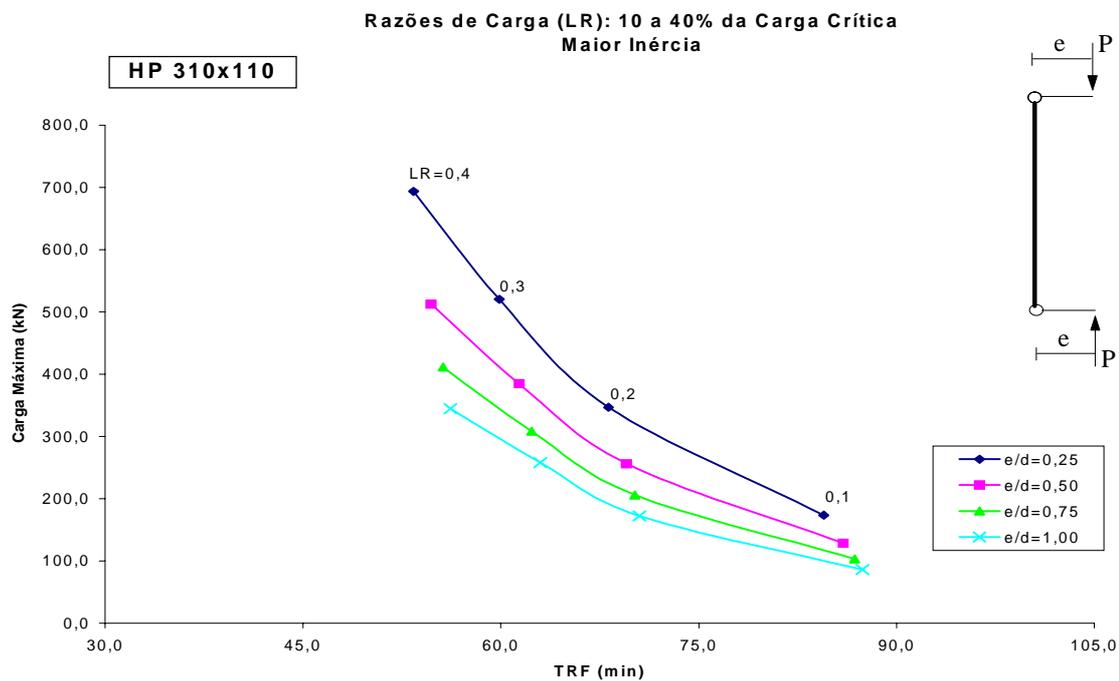


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

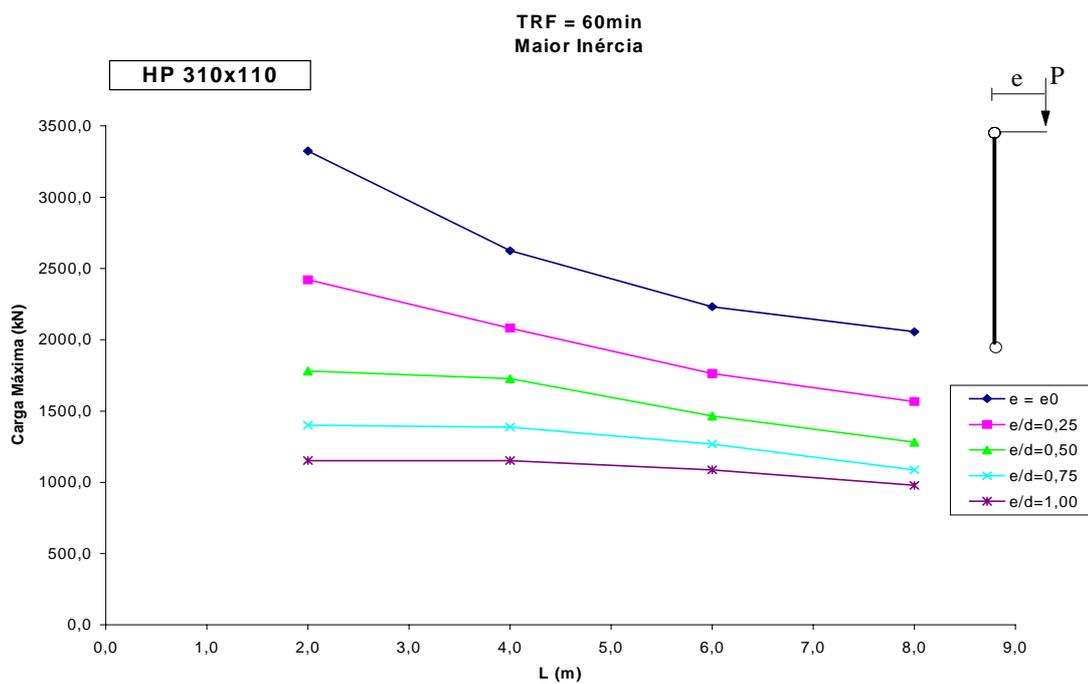


(a) $t_m = 30\text{mm}$

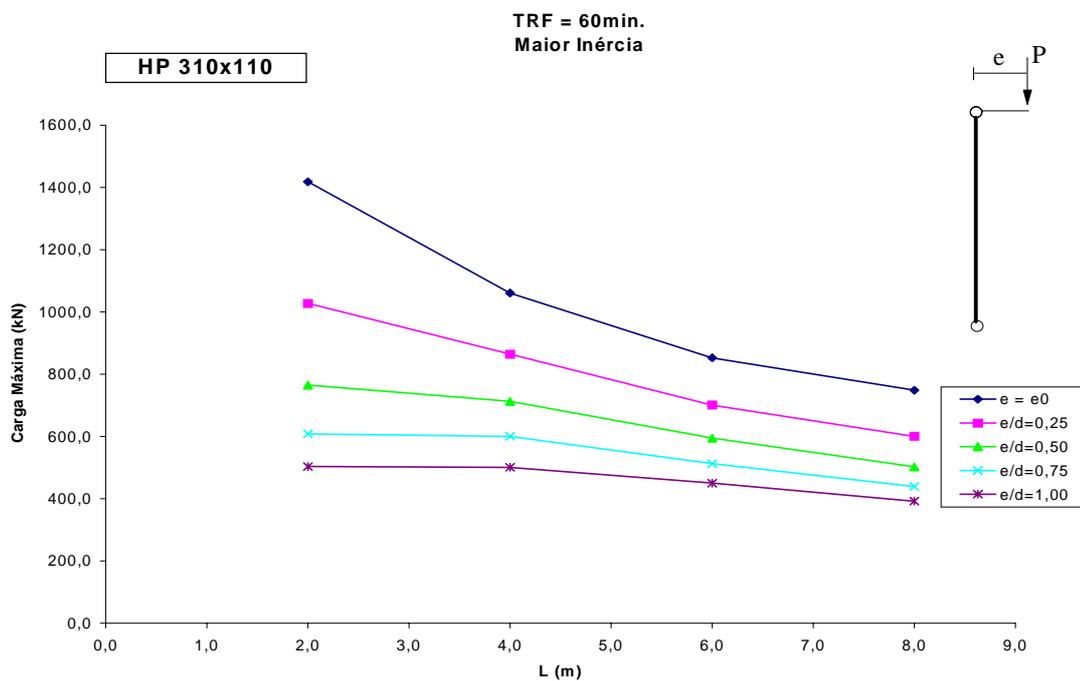


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 310x110 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

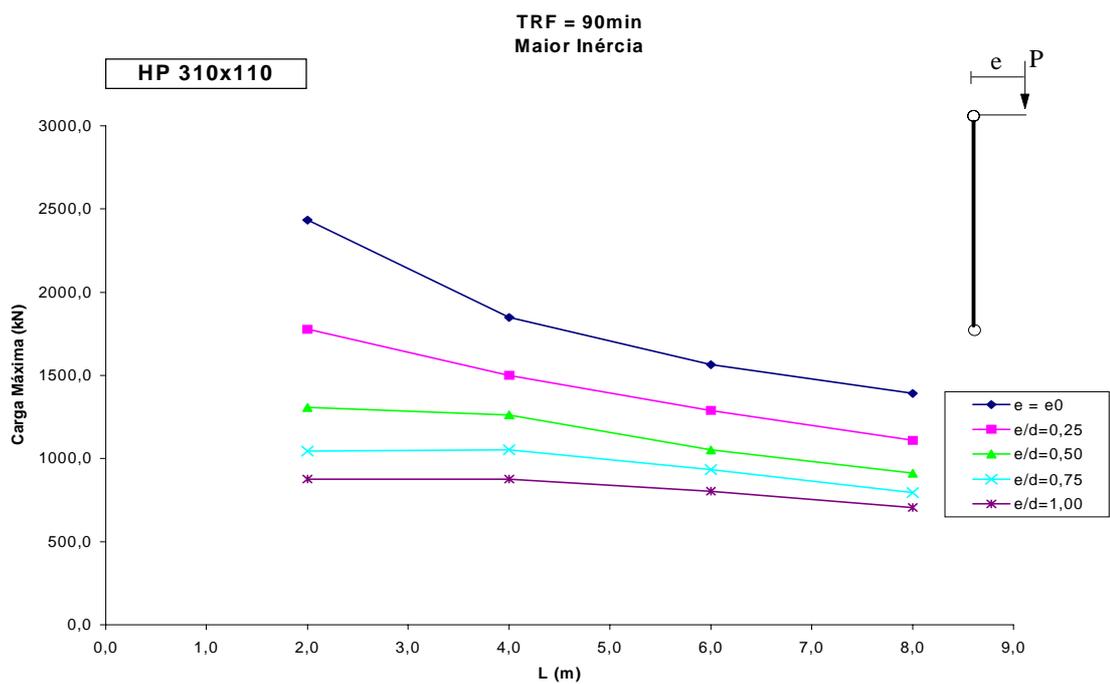


(a) $t_m = 30\text{mm}$

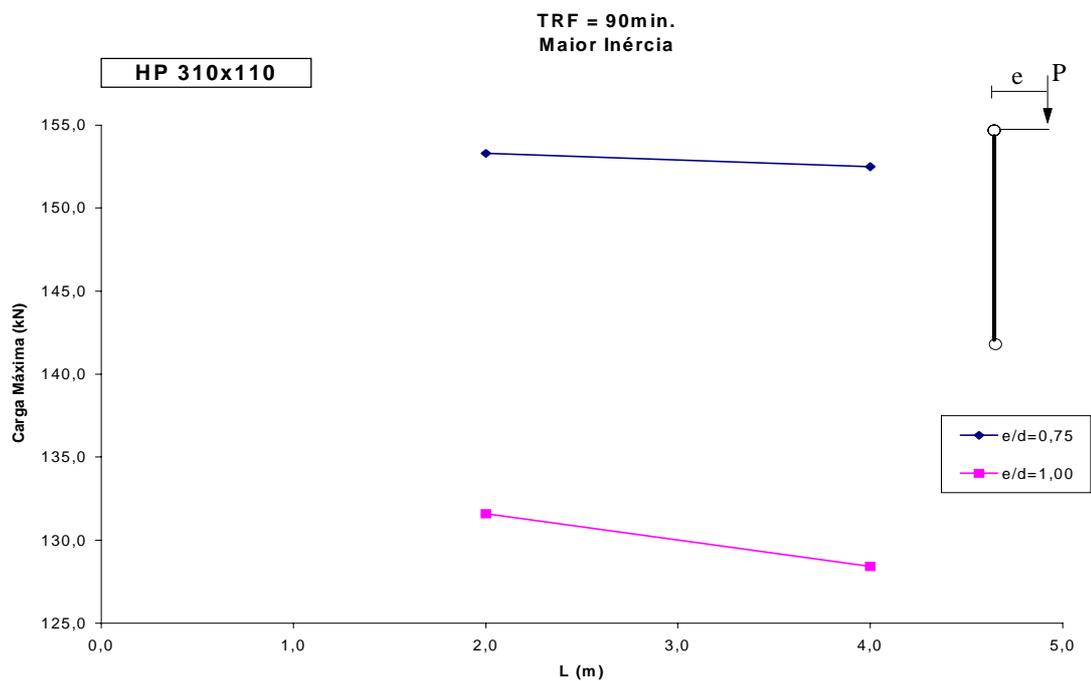


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML.

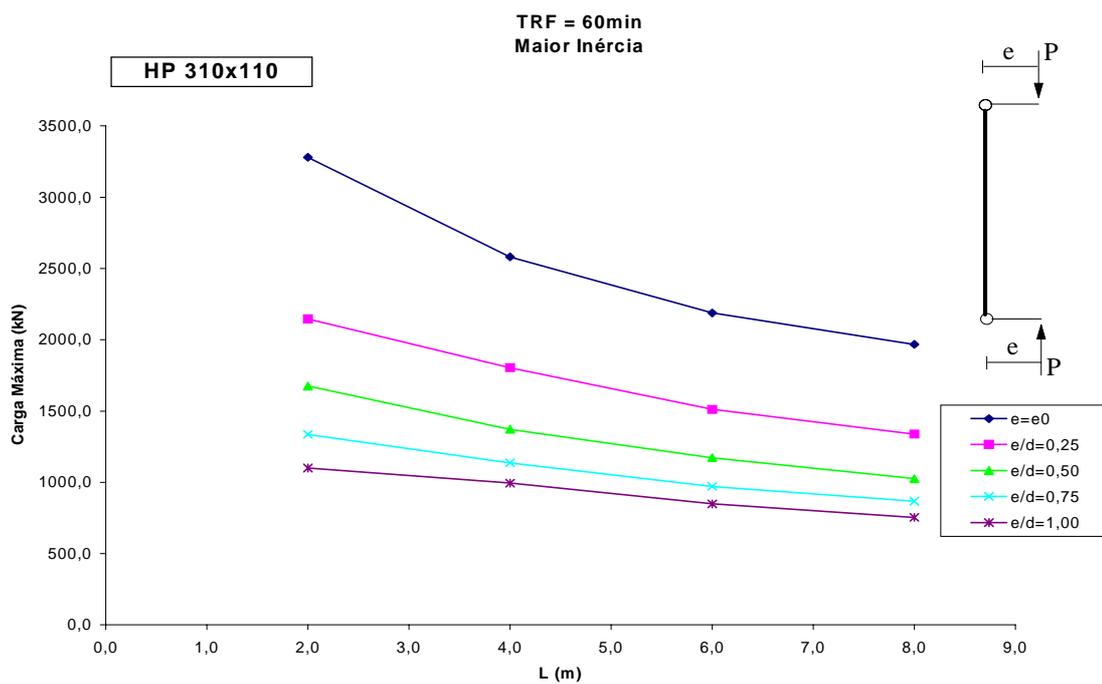


(a) $t_m = 30\text{mm}$

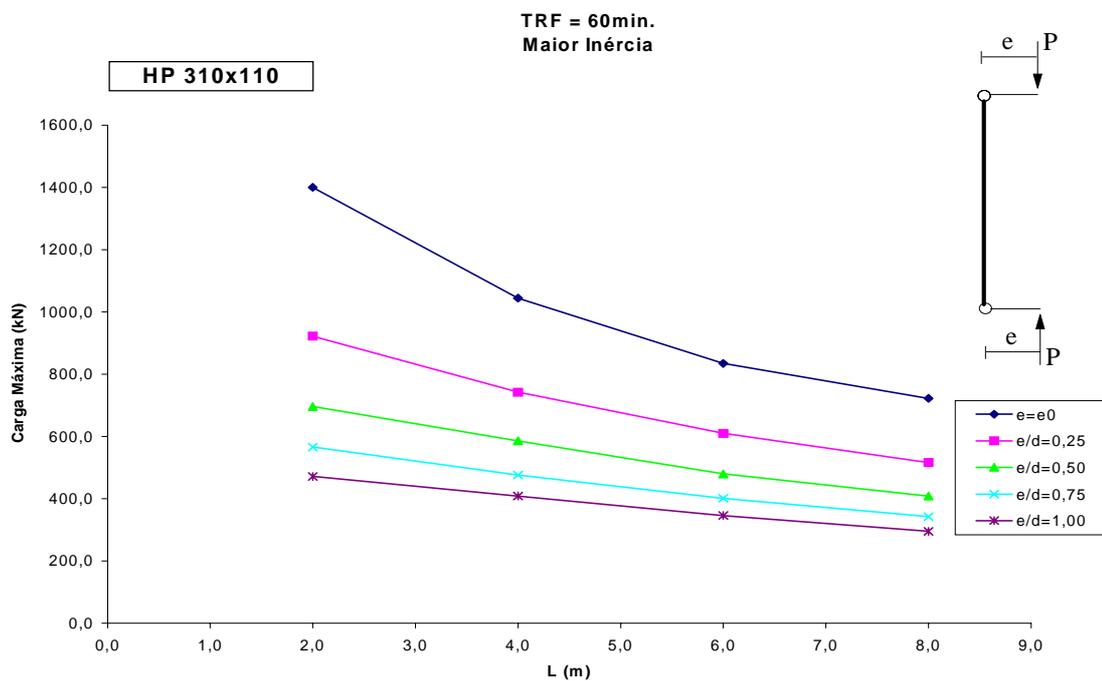


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML.

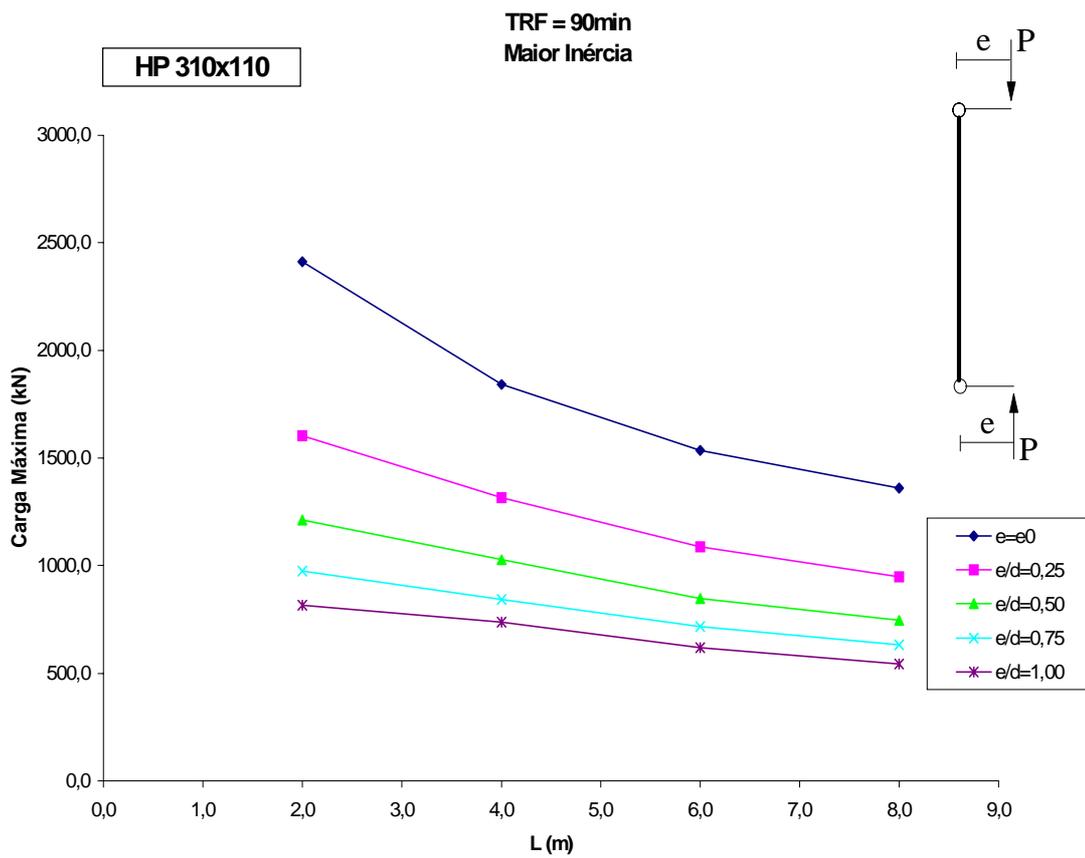


(a) $t_m = 30\text{mm}$

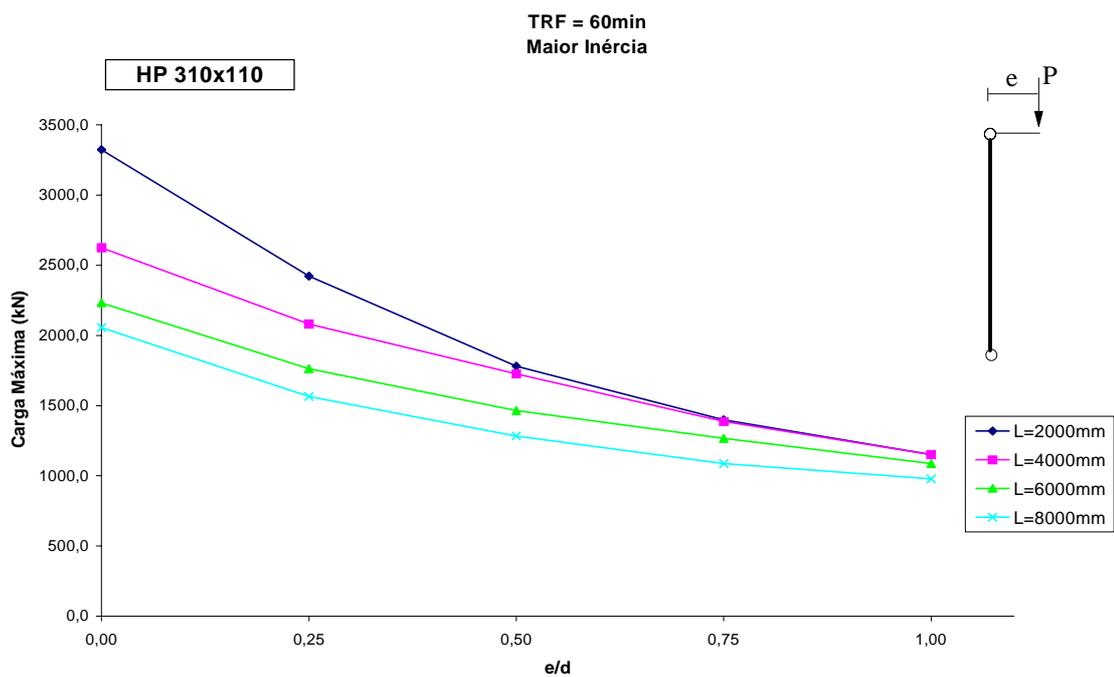


(b) $t_m = 15\text{mm}$

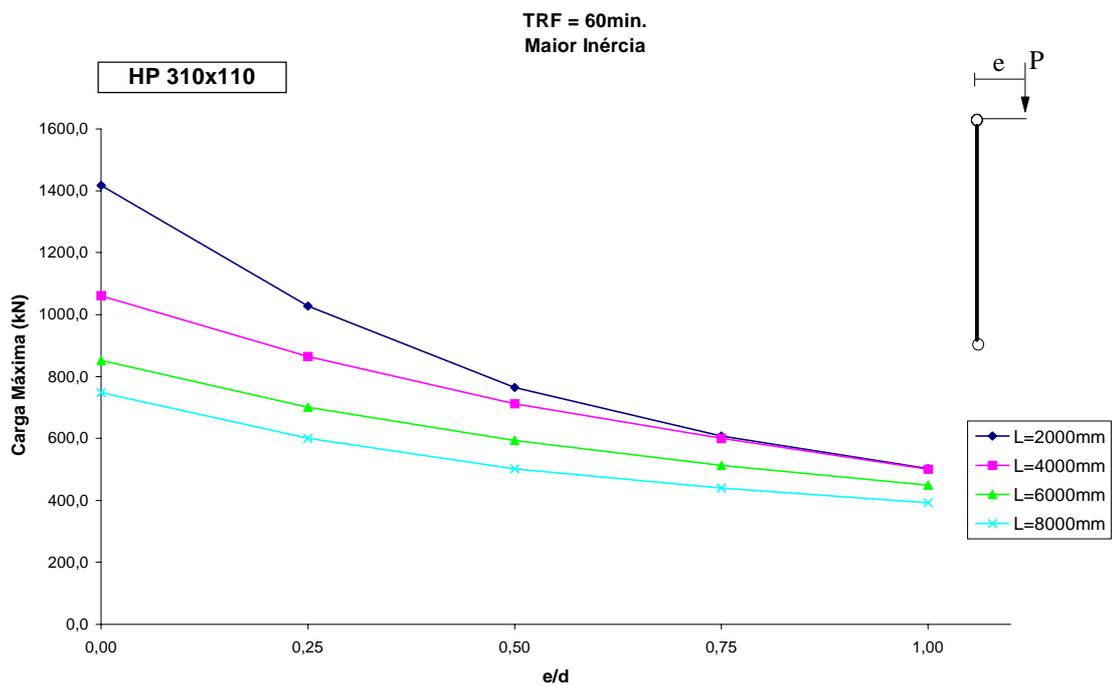
Figuras 7.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC.



Figuras 7.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$.

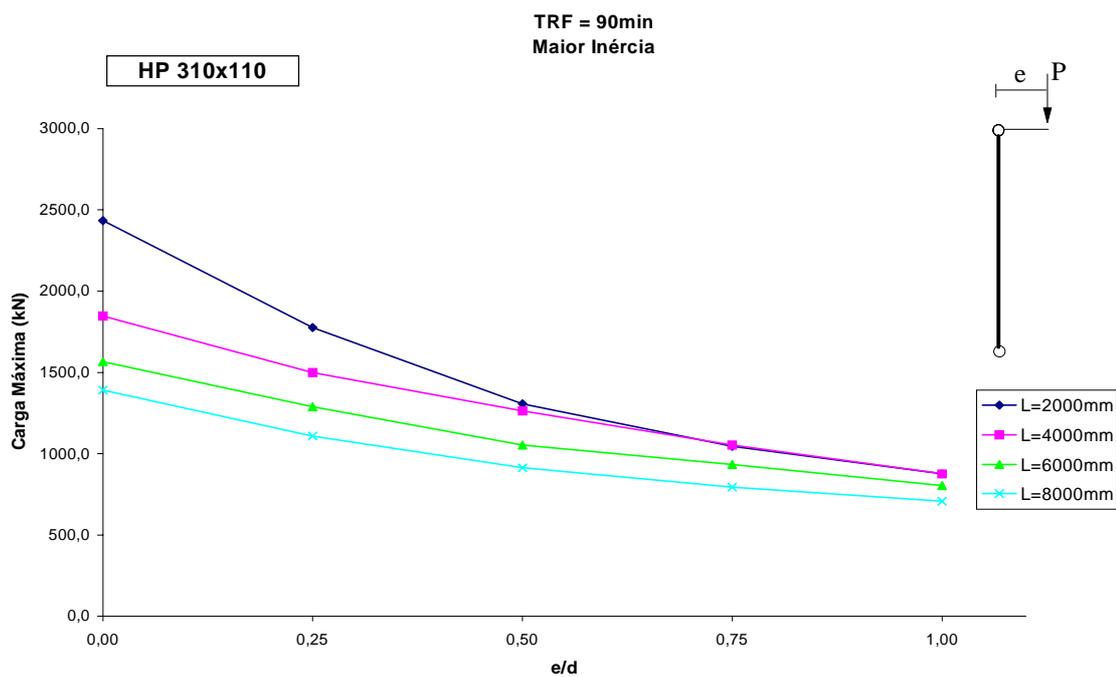


(a) $t_m = 30\text{mm}$

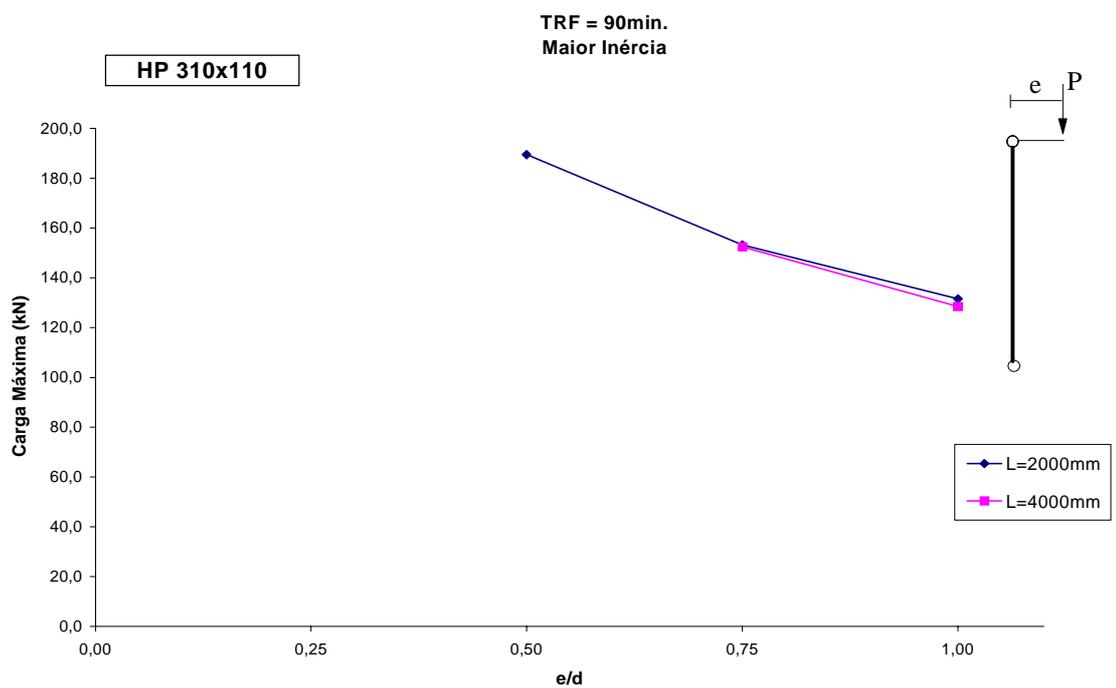


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML.

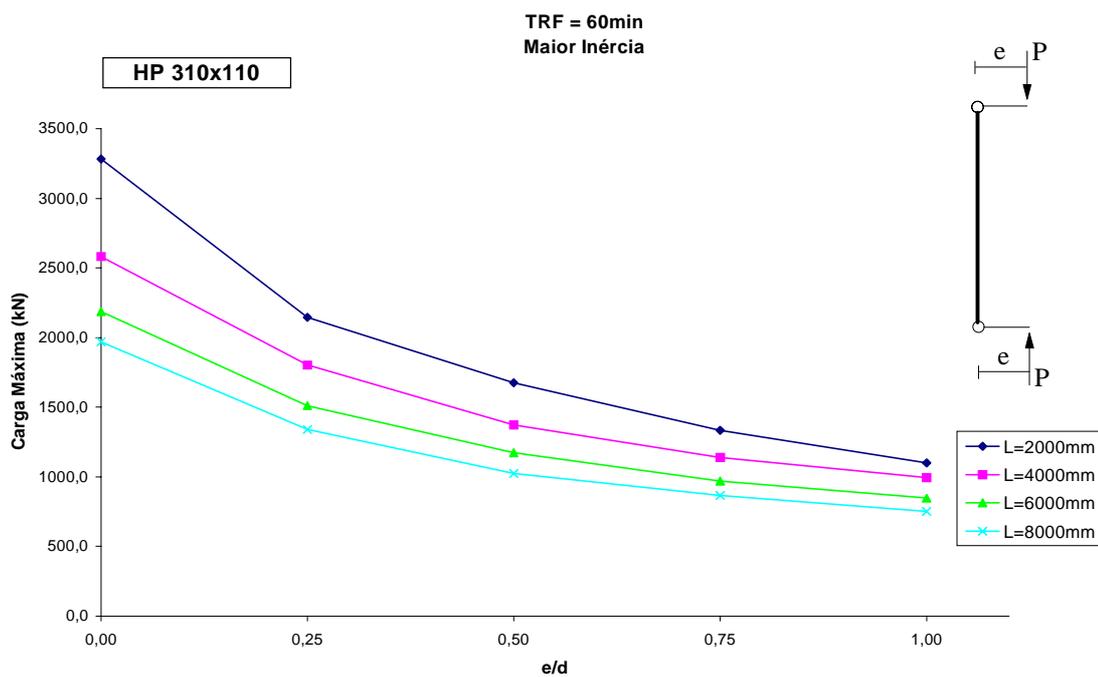


(a) $t_m = 30\text{mm}$

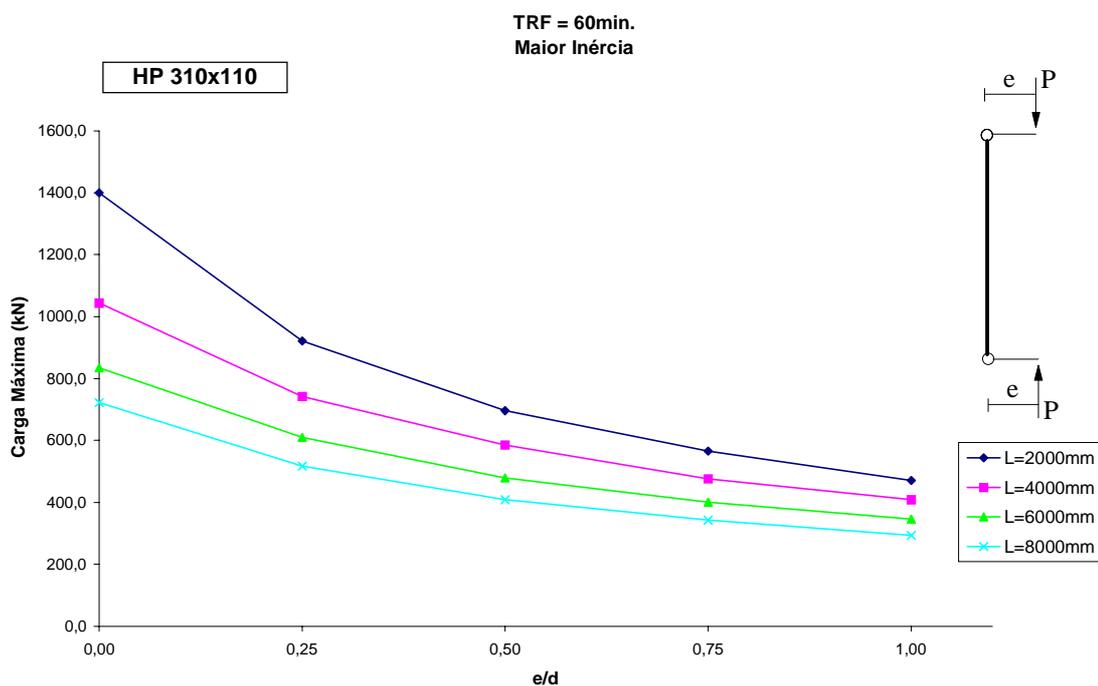


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto ML.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 7.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC.

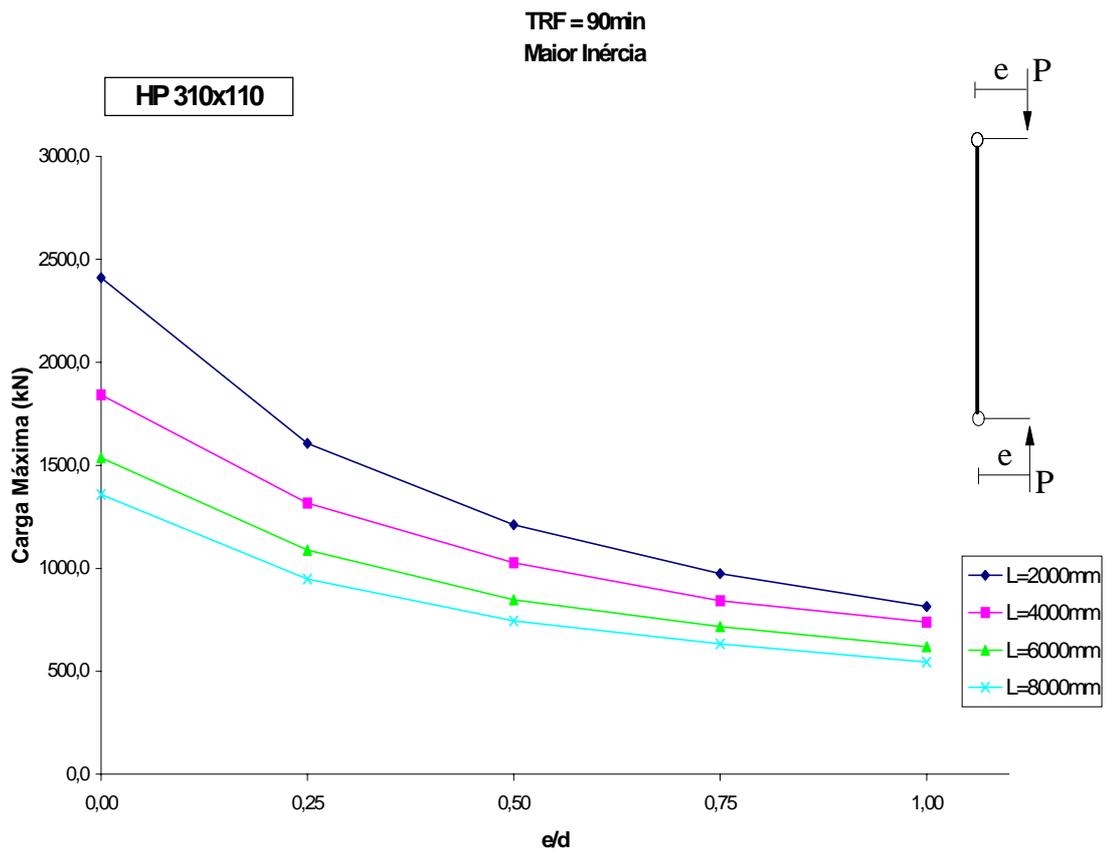


Figura 7.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 310x110 na situação de projeto MC, tendo $t_m = 30\text{mm}$.

RESISTÊNCIA AO FOGO DO PERFIL HP 250x85 SOB FLEXÃO EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA

A resistência ao fogo do perfil HP 250x85 foi investigada de forma análoga ao realizado nos capítulos 06 e 07, para as duas situações de projeto consideradas, mas sob flexão em torno do eixo de menor inércia. Da mesma forma, verifica-se que o comportamento dos pilares de comprimentos iguais a 2, 4, 6 e 8m sob compressão centrada, considerada apenas a excentricidade acidental ($e_0 = L/1000$), e é investigado em separado.

A proteção passiva utilizada para proteger as mesas do perfil HP 250x85 foi a mesma argamassa projetada utilizada para proteger as mesas dos outros dois tipos de perfil, com espessuras variando conforme as razões de carga.

Os TRF de pilares, sob as *condições de dimensionamento* consideradas para a flexão em torno do eixo de menor inércia, são apresentadas nas Tabelas 8.1 a 8.5.

As Figuras 8.1 e 8.2, ambas (a) e (b), mostram as curvas da carga máxima admissível no pilar para as situações de projeto ML e MC. A aplicabilidade direta dessas curvas em projetos, já referida nos capítulos anteriores permanece, ou seja, tendo o tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, obtido através da norma NBR 14432 (ABNT, 2000), determina-se diretamente a carga máxima admissível no pilar. As Figuras 8.3 a 8.10, todas (a) e (b), apresentam curvas que expressam a variação das cargas máximas admissíveis nos pilares em função dos TRF em diversas condições de dimensionamento.

Observa-se que pilares do perfil HP 250x85, trabalhando sob flexão em torno do eixo de menor inércia independentemente do seu comprimento de flambagem, desde que situado entre 2 e 8m, possuem uma resistência ao fogo mínima de 60 minutos, para razões de carga entre 0,9 e 0,5, e de 45 minutos para razões de carga entre 0,4 e 0,1, em ambos os casos, quando as relações de excentricidade variam entre 0,25 e 1,0. Para o caso da compressão centrada, onde somente é considerada excentricidade acidental, o perfil possui um tempo de resistência mínimo de 38,7 minutos e 51 minutos para razões de carga entre 0,9 e 0,5 e 0,4 e 0,1, respectivamente. As Figuras 8.1 e 8.2, ambas (c) e (d), são os diagramas de três pontos para o perfil em foco sob compressão centrada.

As Figuras de 8.11 a 8.18, todas (a) e (b), apresentam curvas paramétricas para tempos de resistência ao fogo de 60 e 90 minutos. Nas Figuras de 8.11 a 8.14, todas (a) e (b), as cargas máximas admissíveis são dadas em função do comprimento do pilar e nas Figuras de 8.15 a 8.18, todas (a) e (b), as cargas máximas admissíveis são dadas em função das relações de excentricidade. Observa-se que as curvas paramétricas são apresentadas para todas as relações de excentricidade, exceto na Figura 8.14(b) em que elas não são apresentadas para $e/d = 0,75$ e $e/d = 1,0$. Isto porque os tempos de resistência ao fogo para este pilar, nas condições consideradas, são inferiores a 90 minutos. Pela mesma razão, a Figura 8.18(b) não apresenta resultados para comprimento de pilar igual a 4m. De modo semelhante, a Figura 8.15(b) não apresenta resultados para um pilar de comprimento igual a 2m, pois nessas condições seu TRF é superior a 60 minutos.

Em algumas figuras, as curvas de resistência ao fogo são constituídas por apenas dois ou três pontos. Na Figura 8.11 (b), por exemplo, as curvas para as relações de excentricidade $e > e_0$ só possuem três pontos significando que, para pilares com comprimento inferior a 4m, o tempo de resistência ao fogo é superior a 60 minutos. O mesmo pode ser observado nas Figuras 8.12(b), 8.14(b), 8.16(b) e 8.18(b) que, ademais, não possuem curvas para todas as relações de excentricidade ou para todos os comprimentos de pilar, conforme o caso. Também, para este tipo de flexão, as Figuras

8.11 a 8.18 podem ser utilizadas para perfis com comprimentos e excentricidades de carga diferentes dos valores em foco neste trabalho, bastando fazer uma interpolação linear a partir das curvas paramétricas apresentadas.

Para exemplificar a aplicação das curvas de resistência ao fogo, suponha-se edifício de dois ou três pavimentos, destinado a depósito, sem risco de incêndio expressivo (Classe J1): segundo a Tabela A.1 da NBR 14323 (ABNT, 2000), o tempo requerido de resistência ao fogo de 30 minutos. Logo, independentemente da área de piso considerada, os pilares da estrutura podem ser feitos com perfis HP 250x85, protegendo-se as mesas conforme indicado. Nesse caso, a economia no custo da proteção passiva, considerado proporcional ao volume de material consumido, será de 30%.

Tabela 8.1: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com compressão centrada

	Razão de Carga	L (m)	2,0	4,0	6,0	8,0
	Situação de Projeto ML, $e = e_0$	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
0,9		38,7		50,0	69,1	89,1
0,8		48,2		57,3	80,8	93,8
0,7		64,9		67,5	90,8	98,6
0,6		78,4		80,9	96,7	103,9
0,5		90,8		92,7	102,9	106,2
0,4		51,1		51,3	56,2	59,3
0,3		57,6		57,3	61,9	64,5
0,2		65,8		65,1	67,9	71,1
0,1		80,8		81,3	95,2	101,9
	Razão de Carga	L (m)	2,0	4,0	6,0	8,0
	Situação de Projeto MC, $e = e_0$	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0
0,9		39,9		50,5	67,8	85,0
0,8		49,6		58,1	79,5	91,9
0,7		67,1		68,8	90,1	97,0
0,6		79,5		82,4	96,3	102,5
0,5		91,4		93,3	102,8	108,2
0,4		51,4		51,4	55,4	58,6
0,3		57,9		57,6	61,6	63,8
0,2		66,0		65,5	67,8	69,6
0,1		81,1		81,7	94,0	101,9

Tabela 8.2: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 2m

Situação de Projeto ML, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		82,9	93,3	95,9	96,7
	0,8		90,6	98,6	101,2	101,9
	0,7		96,7	104,4	106,2	106,2
	0,6		103,1	106,2	106,2	106,2
	0,5		106,2	106,3	106,3	106,3
	0,4		61,1	64,6	65,6	65,6
	0,3		66,5	69,1	70,5	70,4
	0,2		75,1	79,4	80,4	80,1
0,1	97,1		101,9	101,9	101,9	
Situação de Projeto MC, L= 2m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		74,8	82,8	84,9	85,4
	0,8		84,2	90,7	91,7	92,3
	0,7		92,1	96,7	98,0	98,5
	0,6		99,1	103,3	104,6	105,1
	0,5		106,2	106,2	106,2	106,2
	0,4		58,8	60,4	60,7	60,9
	0,3		64,6	66,0	66,3	66,4
	0,2		72,5	74,2	74,5	74,7
0,1	92,0		96,2	96,5	96,5	

Tabela 8.3: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 4m

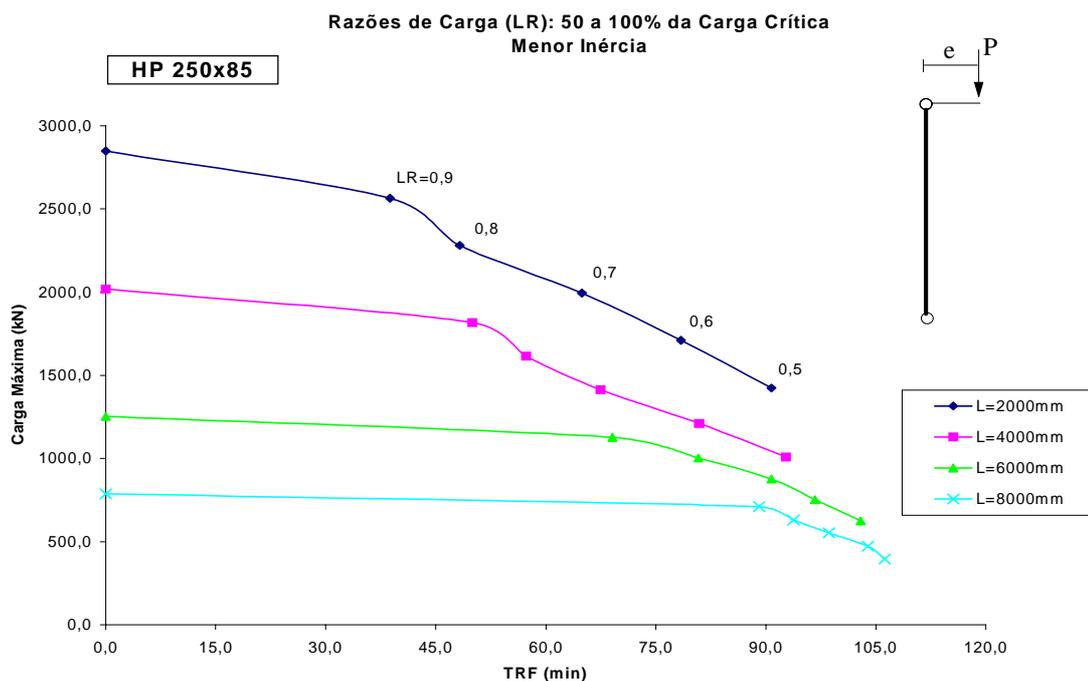
Situação de Projeto ML, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		63,9	73,4	82,6	87,0
	0,8		75,0	83,9	90,7	93,2
	0,7		87,0	91,9	96,5	99,1
	0,6		94,3	98,5	102,8	105,1
	0,5		101,6	105,6	106,2	106,2
	0,4		55,5	57,6	59,5	60,7
	0,3		61,6	63,3	65,1	66,1
	0,2		68,0	69,9	72,8	74,4
0,1	87,8		92,6	97,1	99,1	
Situação de Projeto MC, L= 4m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		63,6	67,3	67,2	68,4
	0,8		75,2	79,2	79,3	79,7
	0,7		87,3	89,7	89,7	89,9
	0,6		94,6	96,5	96,7	96,9
	0,5		101,8	103,7	104,0	104,5
	0,4		55,3	55,9	55,9	56,0
	0,3		61,6	61,9	62,1	62,2
	0,2		67,9	68,1	68,3	68,5
0,1	87,7		88,0	86,8	86,5	

Tabela 8.4: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 6m

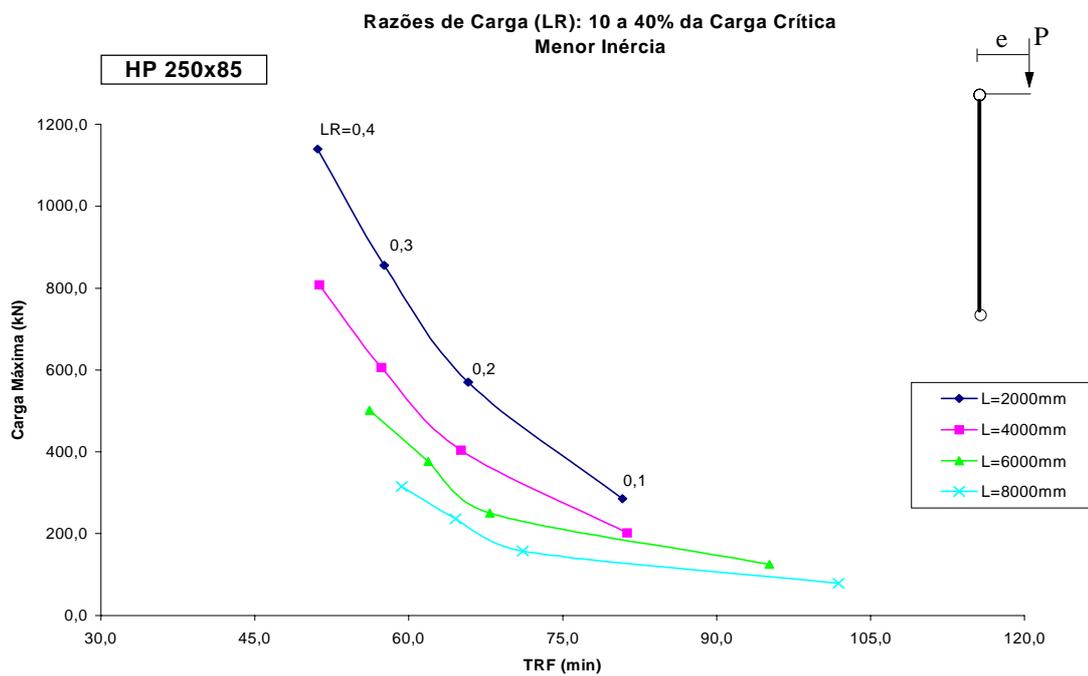
Situação de Projeto ML, L= 6m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		72,1	69,9	67,8	64,7
	0,8		84,0	81,6	80,1	77,6
	0,7		92,1	91,1	90,4	89,4
	0,6		98,3	97,4	96,9	95,9
	0,5		104,6	104,2	103,9	103,1
	0,4		56,6	56,2	55,7	55,1
	0,3		62,4	62,1	61,7	61,2
	0,2		68,3	68,1	67,9	67,8
0,1	95,3		92,3	89,5	86,9	
Situação de Projeto MC, L= 6m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		66,2	63,9	61,7	59,9
	0,8		78,4	76,4	74,8	73,9
	0,7		89,9	88,9	88,0	87,0
	0,6		96,1	95,5	94,9	94,4
	0,5		102,9	102,5	102,1	101,8
	0,4		55,3	54,7	54,3	54,1
	0,3		61,2	60,9	60,6	60,4
	0,2		67,6	67,4	67,2	67,2
0,1	90,8		87,8	85,5	84,5	

Tabela 8.5: Tempos de resistência ao fogo para as razões de carga para pilares com comprimento de flambagem igual a 8m

Situação de Projeto ML, L= 8m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		81,9	76,3	72,4	69,7
	0,8		90,8	88,5	84,7	82,1
	0,7		95,9	94,1	92,5	91,4
	0,6		101,8	99,9	98,6	97,8
	0,5		107,6	106,2	105,1	104,4
	0,4		58,2	57,1	56,4	55,4
	0,3		63,7	62,7	62,2	61,7
	0,2		69,4	68,4	68,0	67,7
0,1	101,9		98,9	94,8	91,4	
Situação de Projeto MC, L= 8m	Razão de Carga	e/d	0,25	0,50	0,75	1,00
	1,0	TRF (min)	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,9		73,6	67,1	64,1	61,8
	0,8		86,5	79,8	76,9	74,8
	0,7		93,0	90,7	89,2	88,3
	0,6		99,1	96,7	95,6	94,9
	0,5		105,1	103,5	102,6	101,9
	0,4		56,4	55,3	54,5	53,9
	0,3		62,2	61,2	60,6	60,3
	0,2		68,0	67,6	67,2	67,0
0,1	97,8		91,4	88,2	85,7	

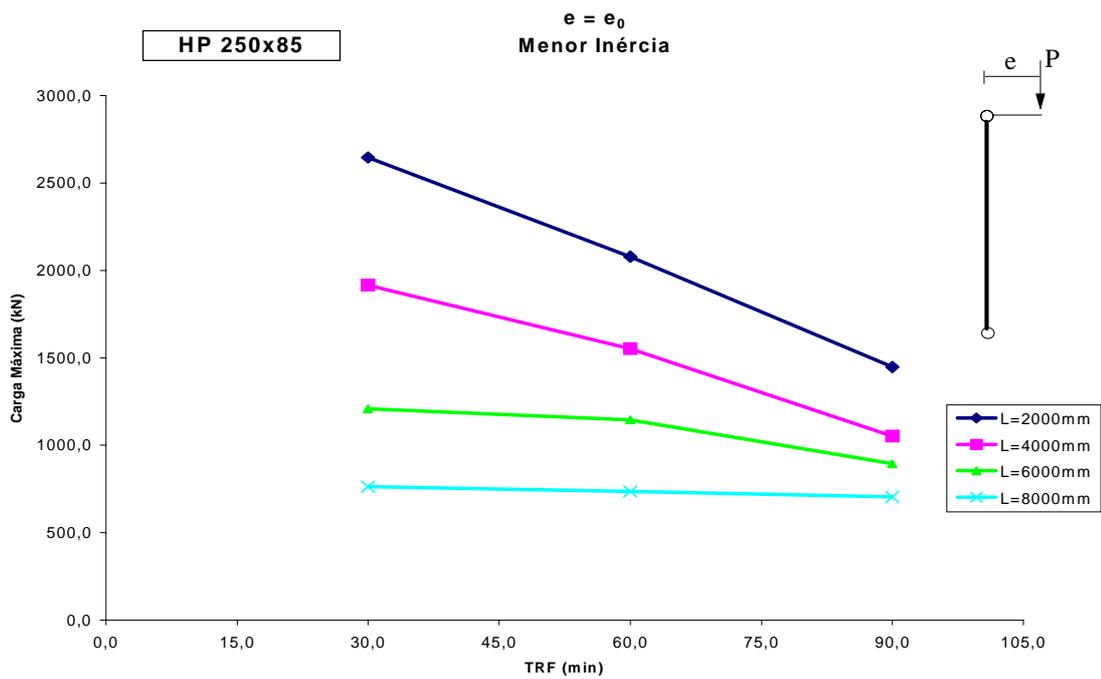


(a) $t_m = 30\text{mm}$

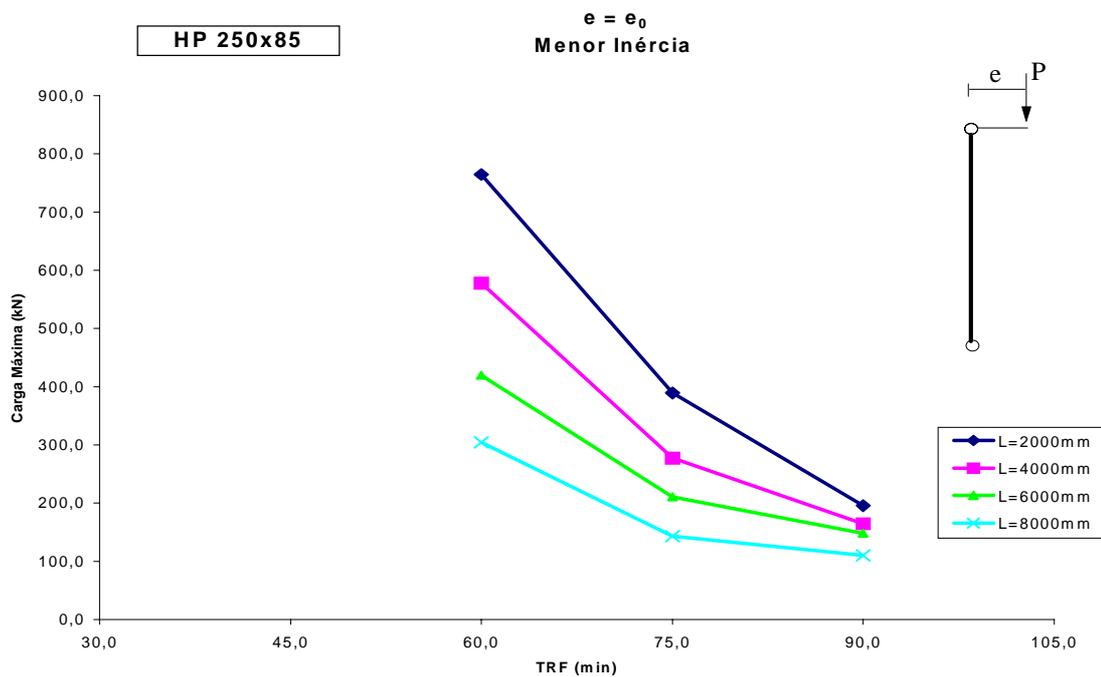


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com $e=e_0$.

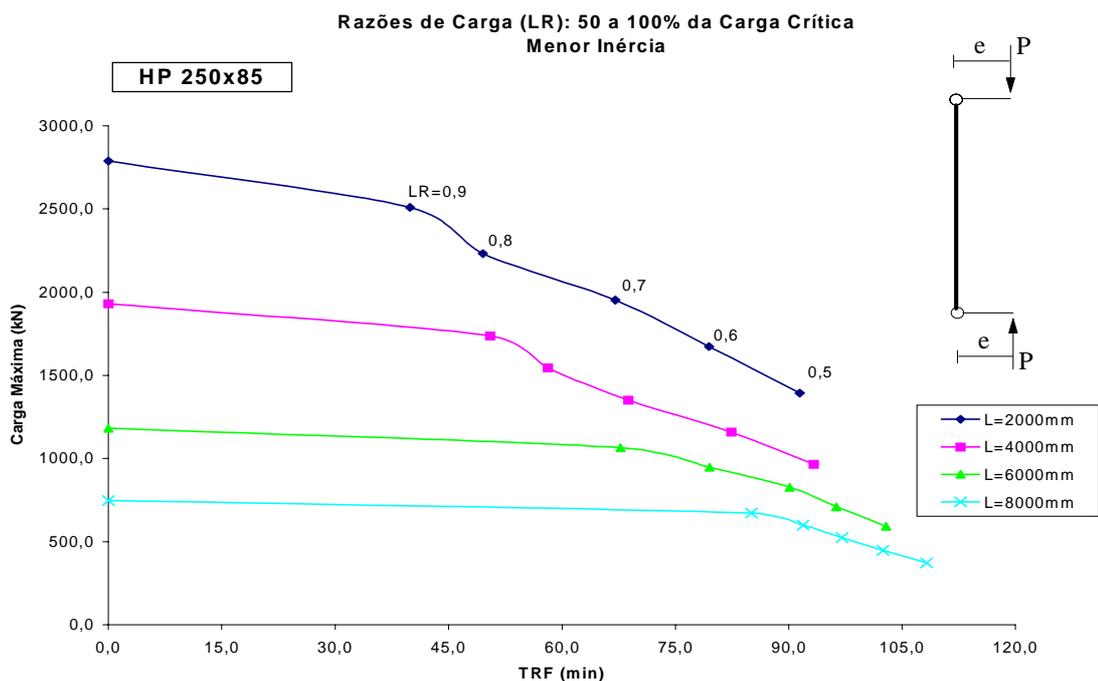


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

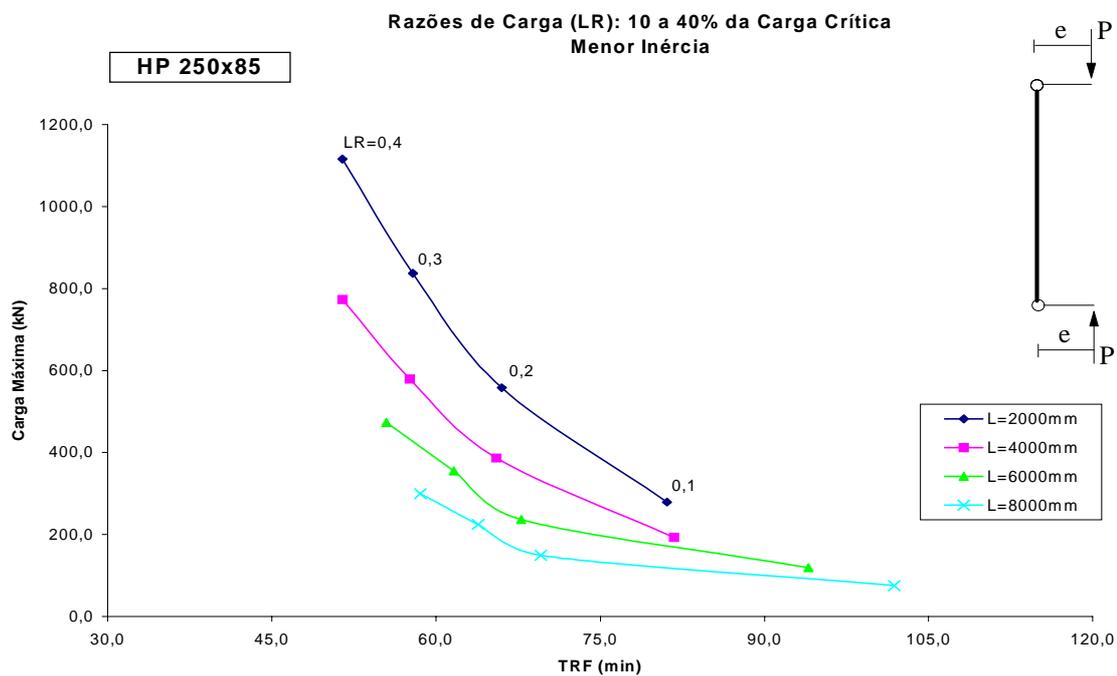


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.1 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com $e=e_0$.

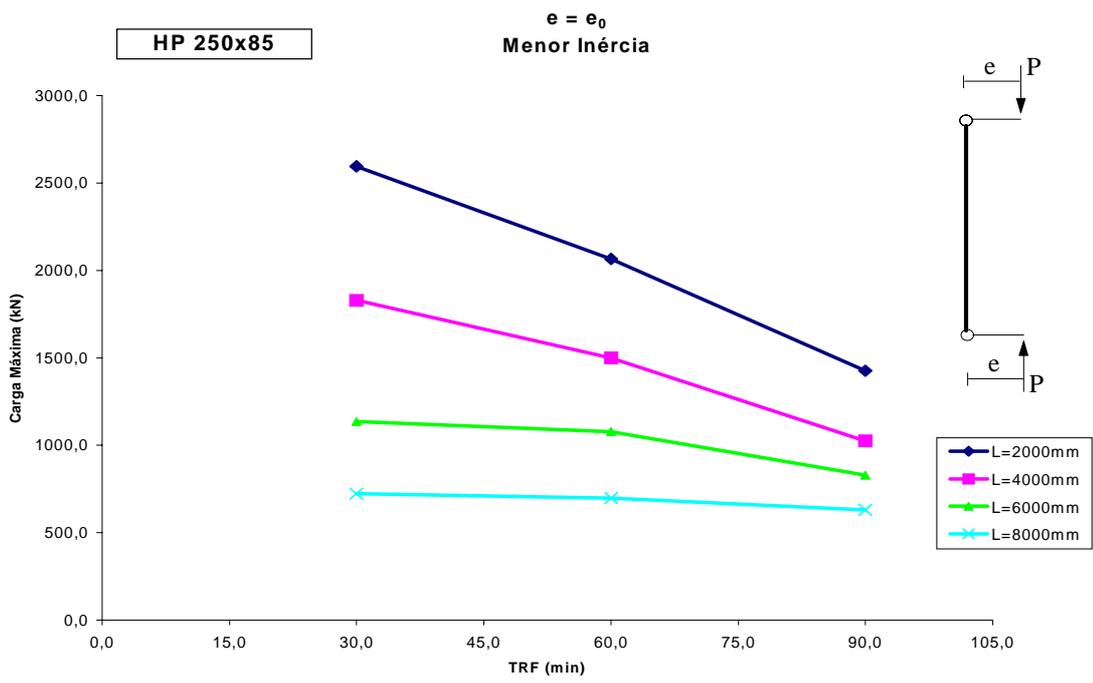


(a) $t_m = 30\text{mm}$

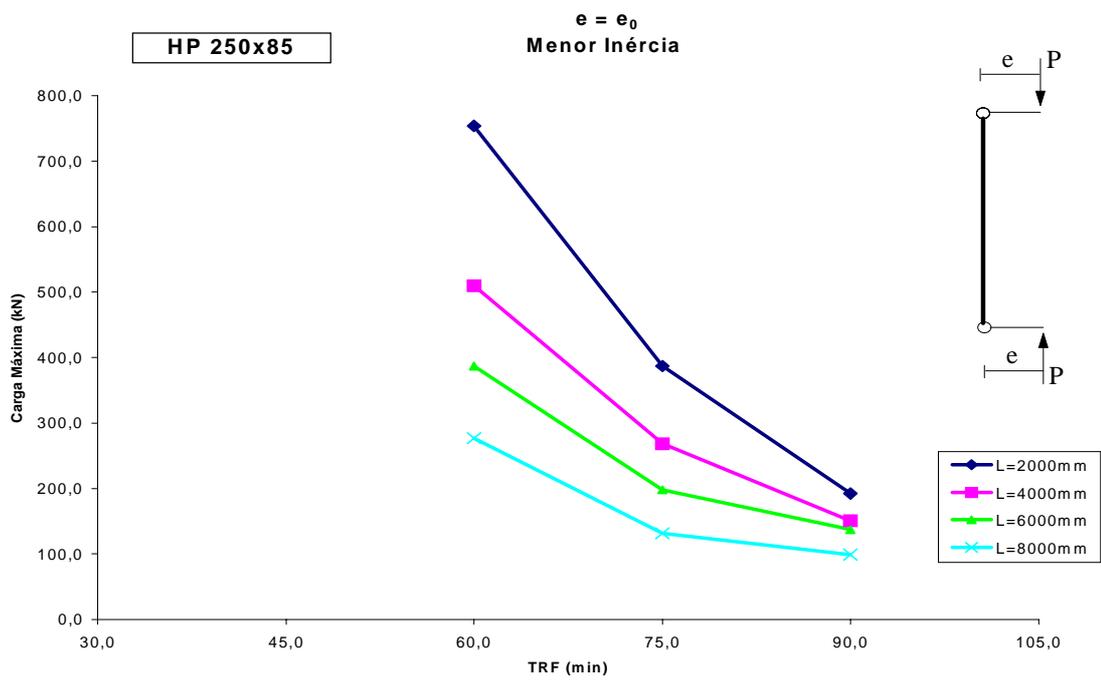


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com $e=e_0$.

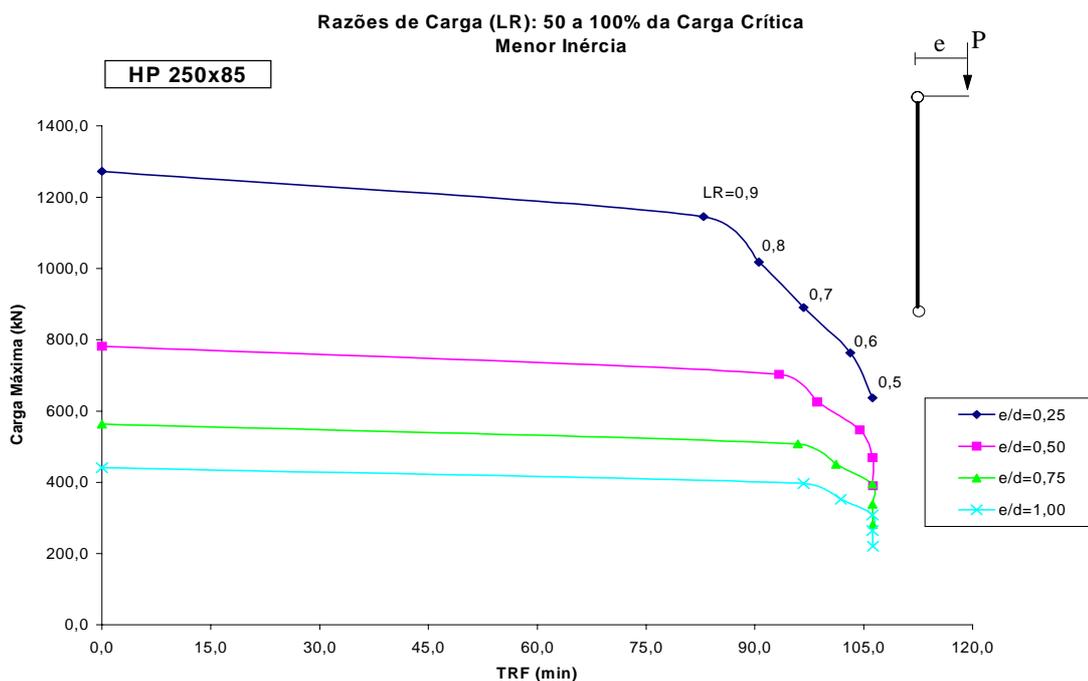


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

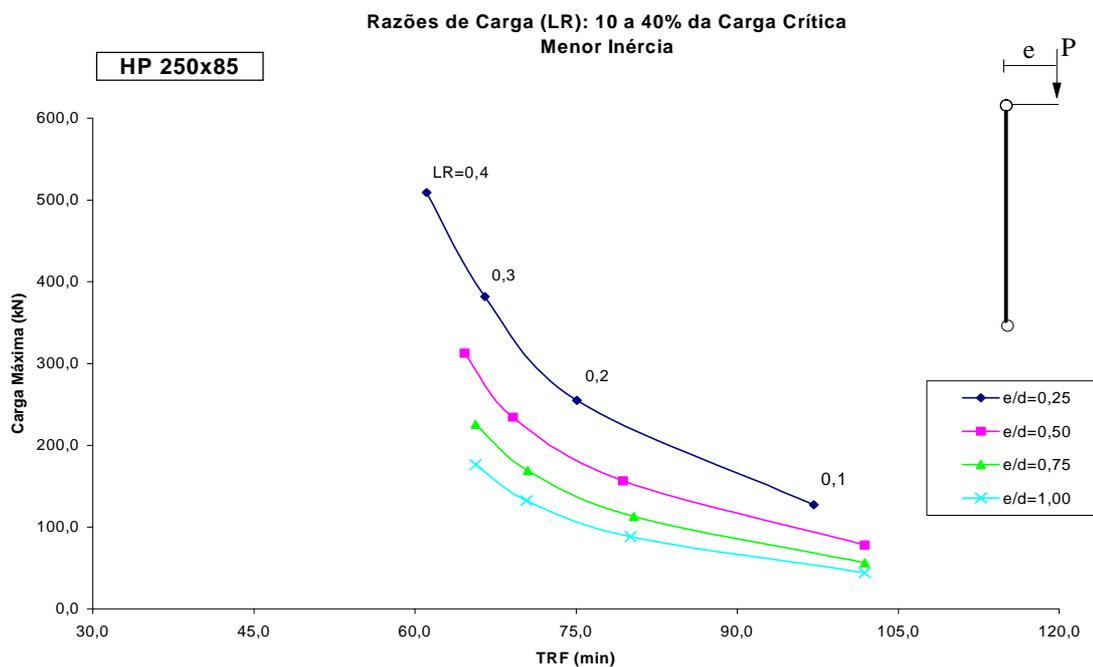


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.2 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com $e=e_0$.

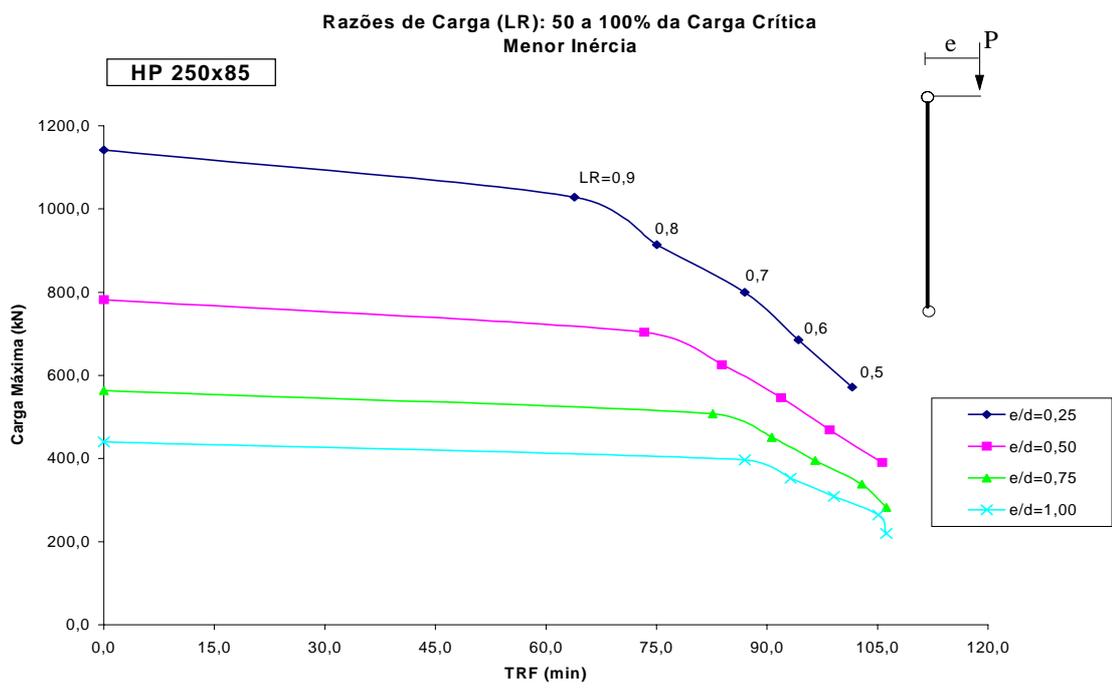


(a) $t_m = 30\text{mm}$

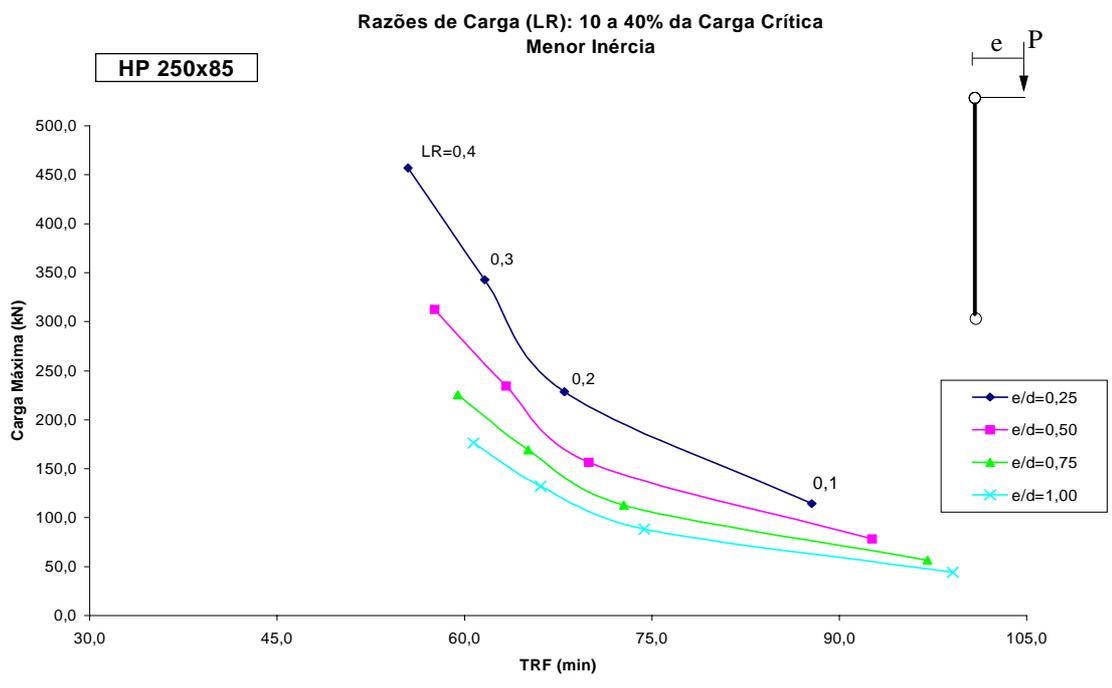


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.3 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

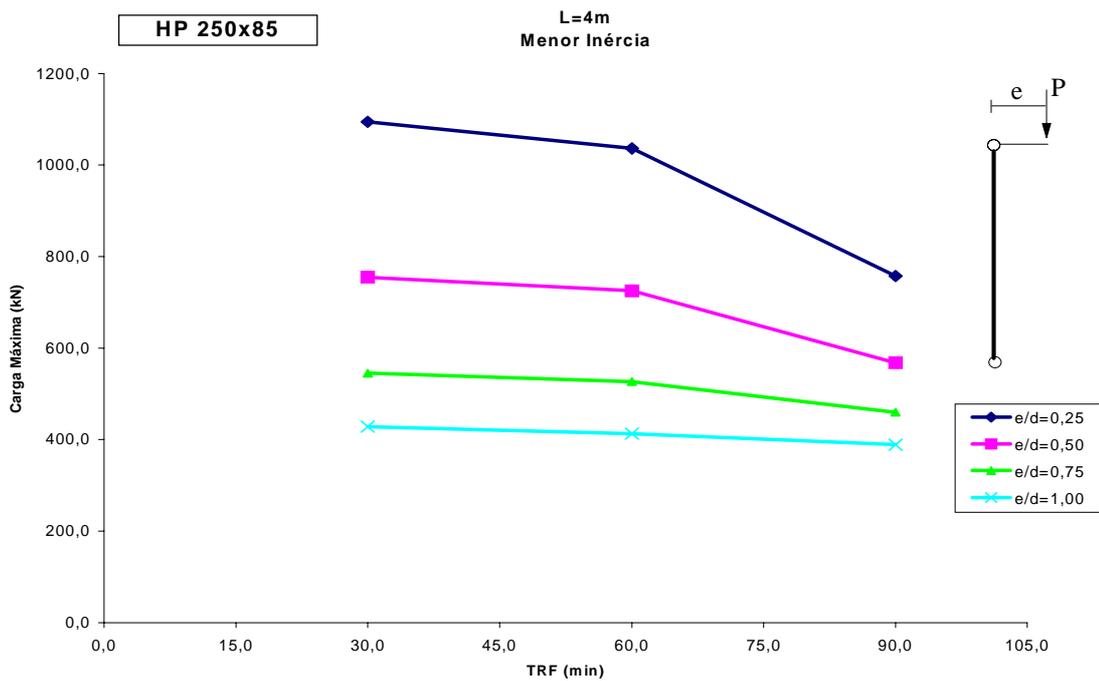


(a) $t_m = 30\text{mm}$

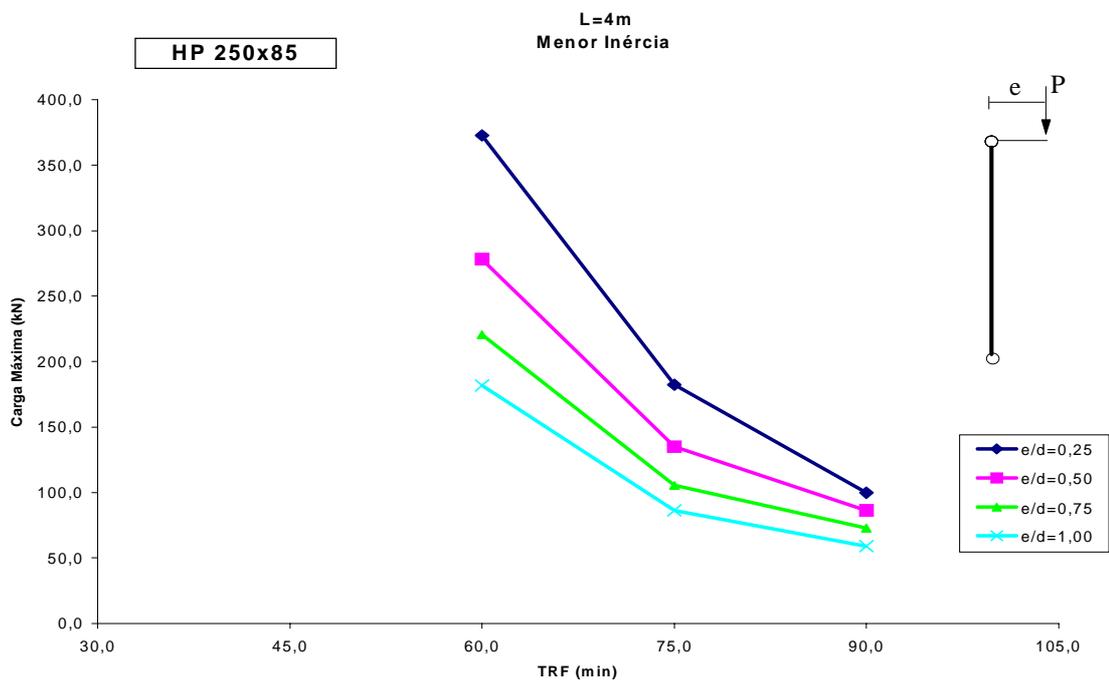


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

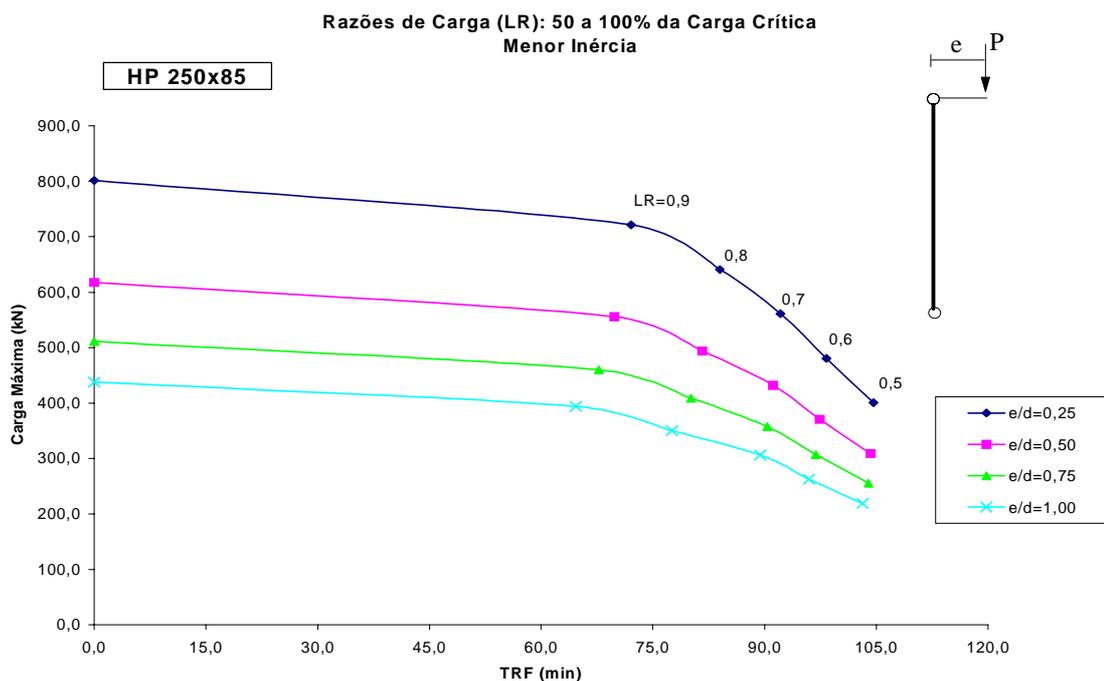


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

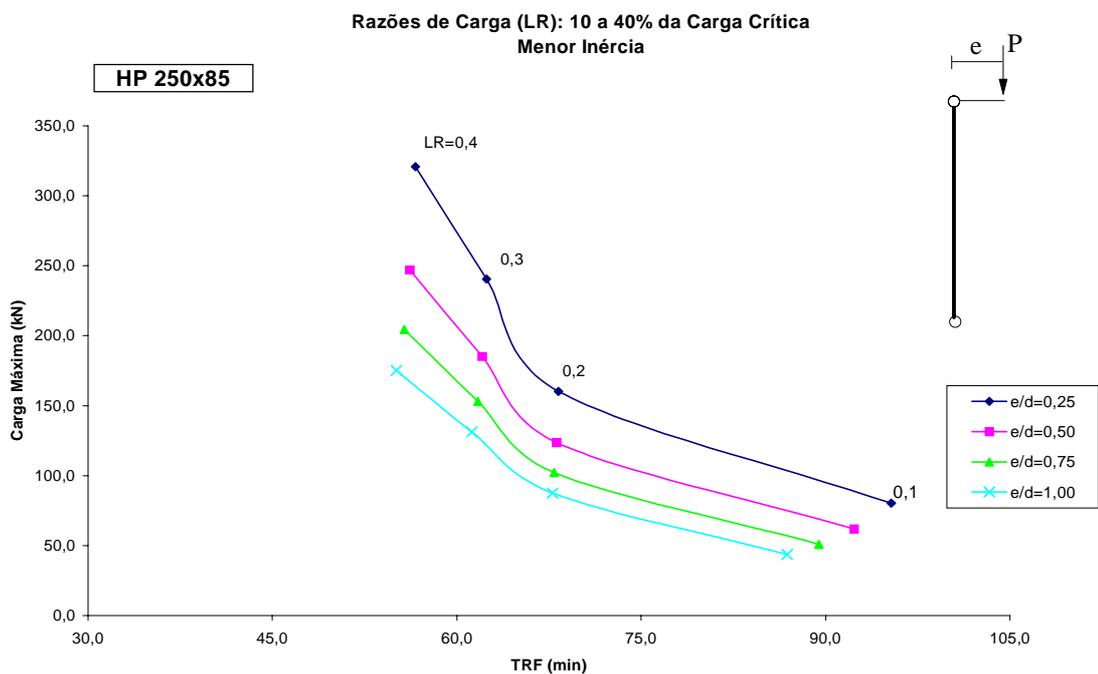


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.4 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.5 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

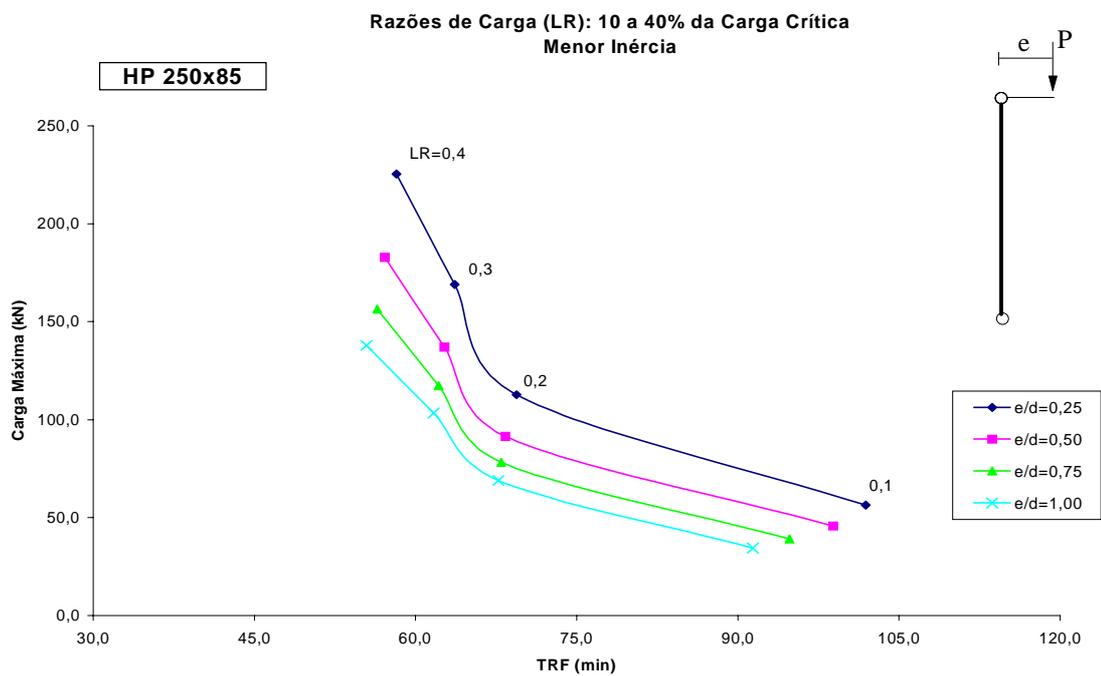
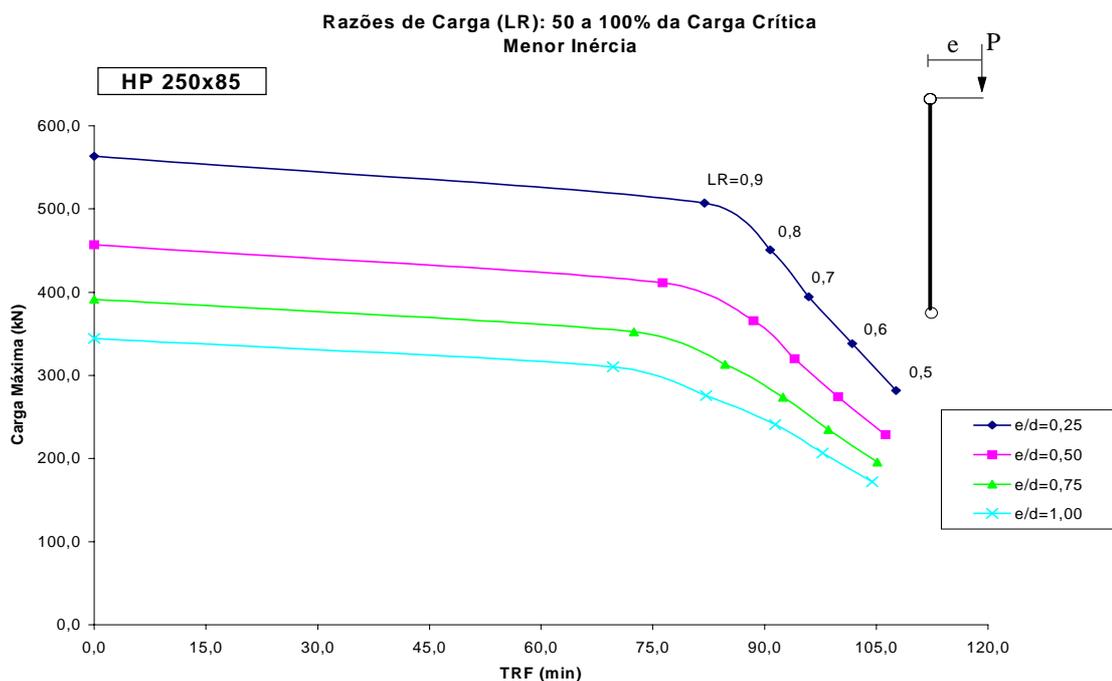
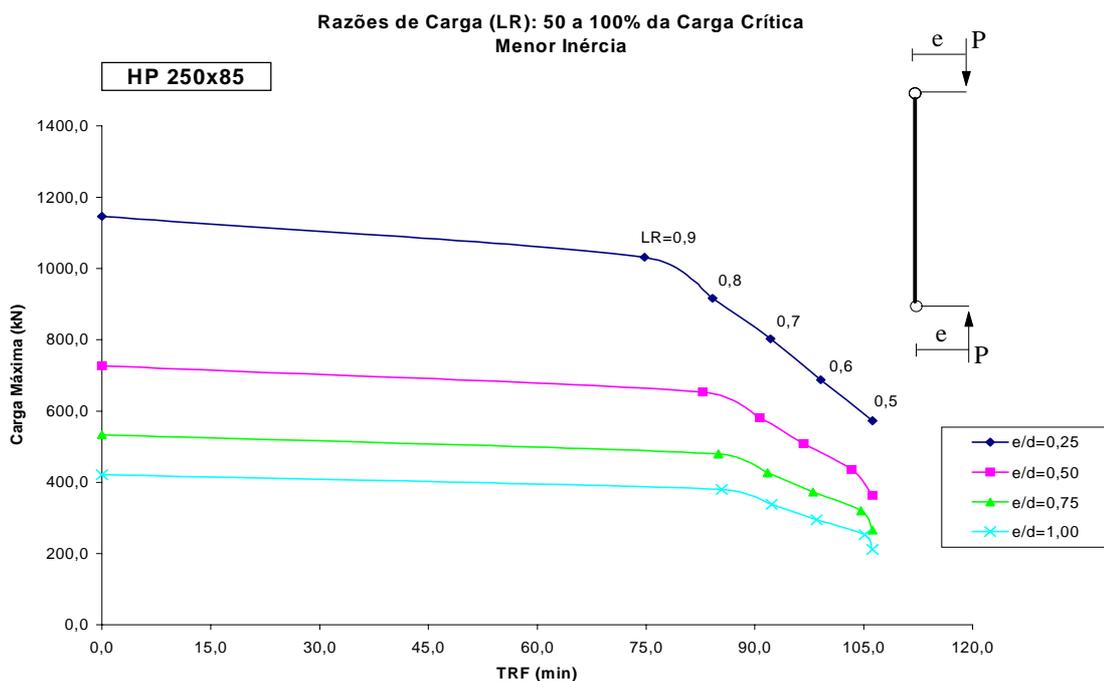
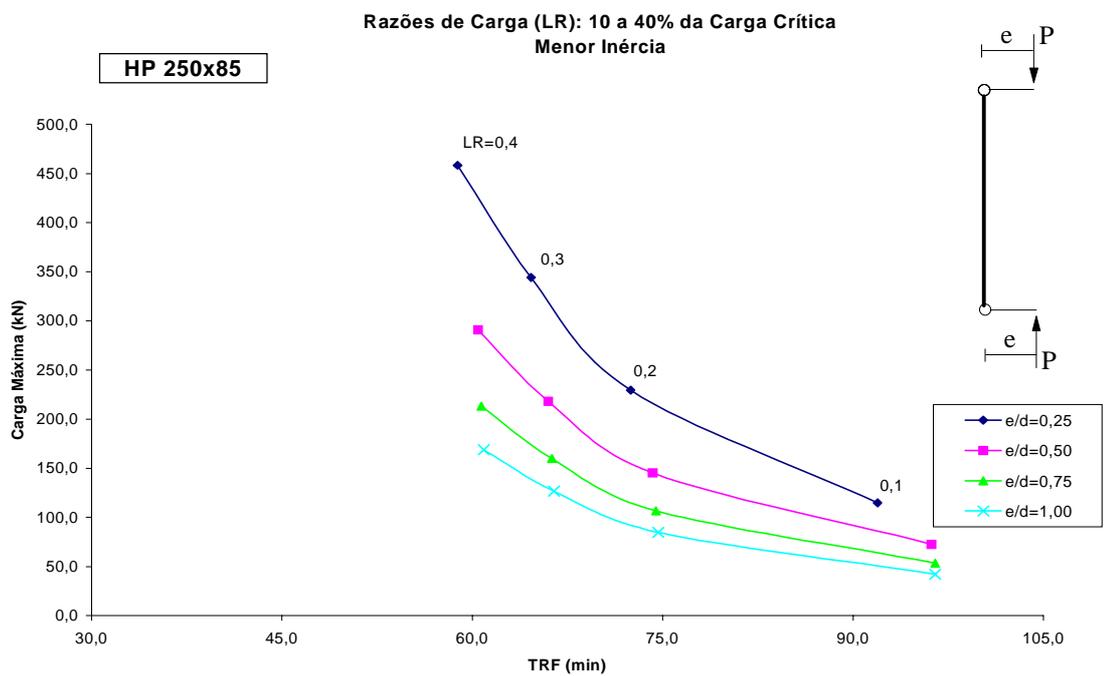


Figura 8.6 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto ML com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

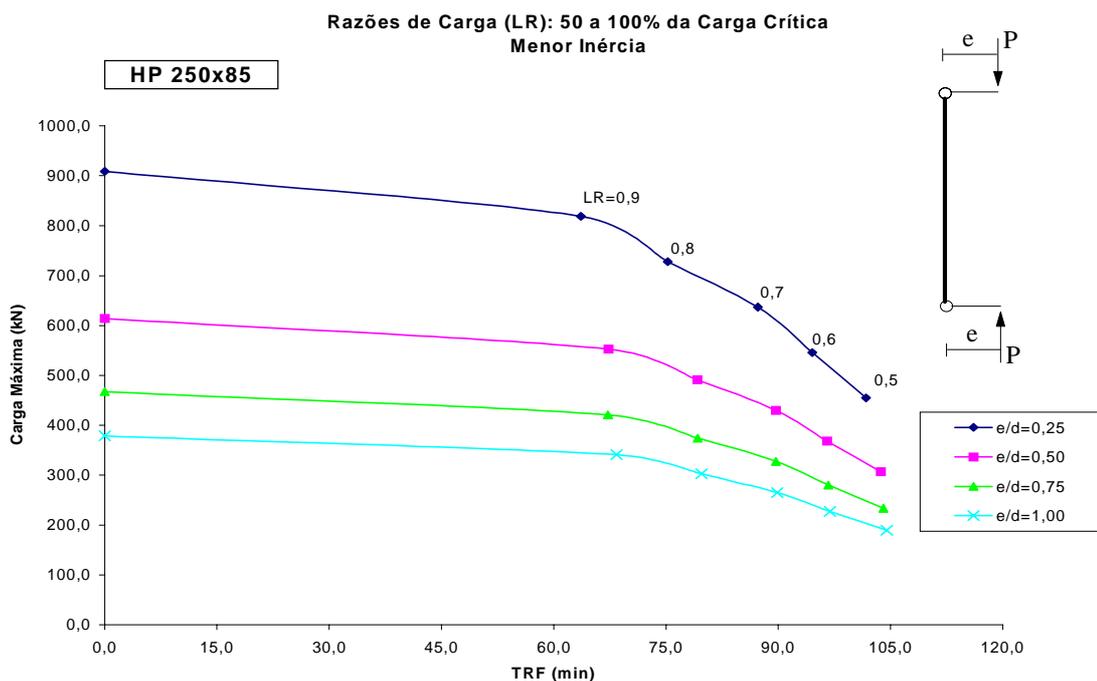


(a) $t_m = 30\text{mm}$

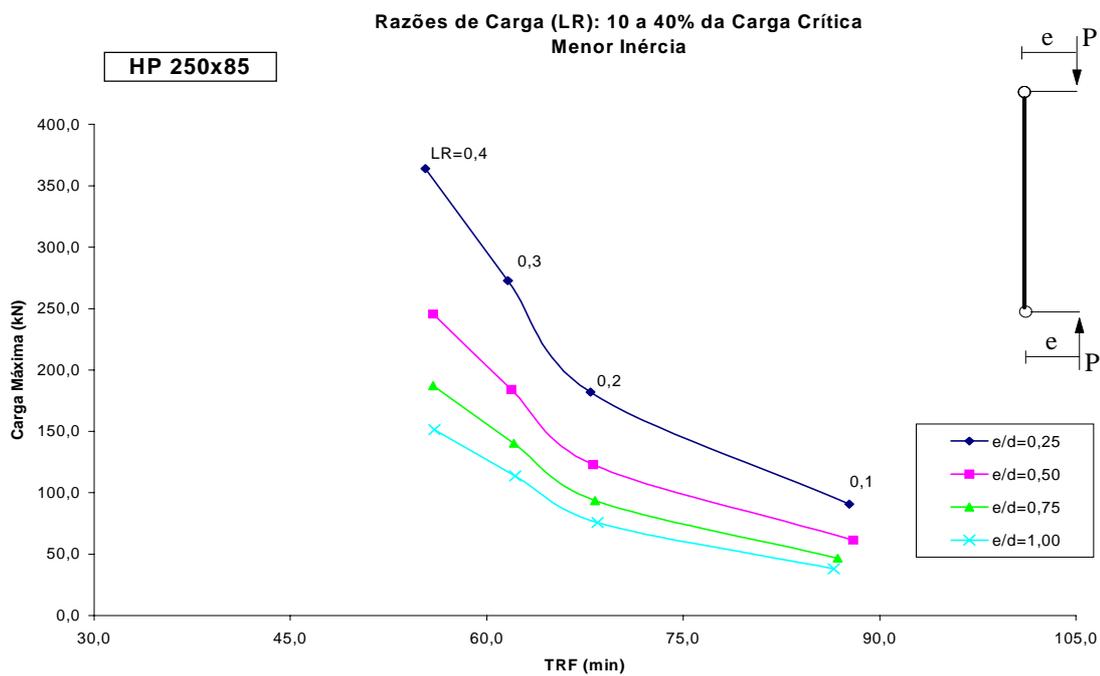


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.7 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 2,0\text{m}$.

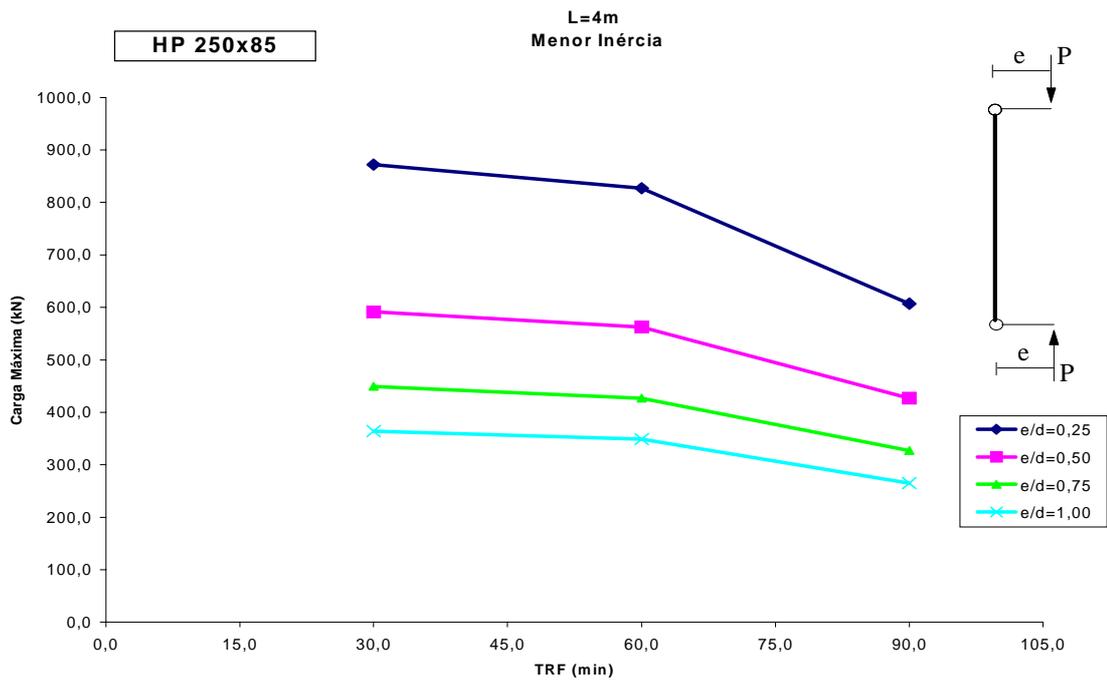


(a) $t_m = 30\text{mm}$

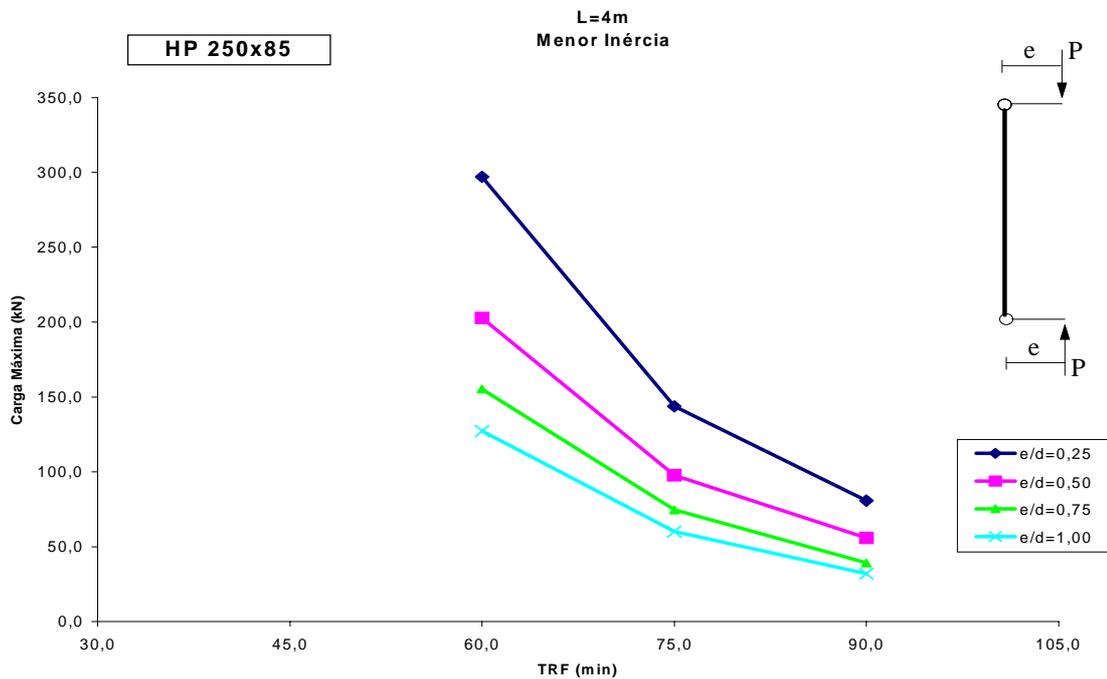


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

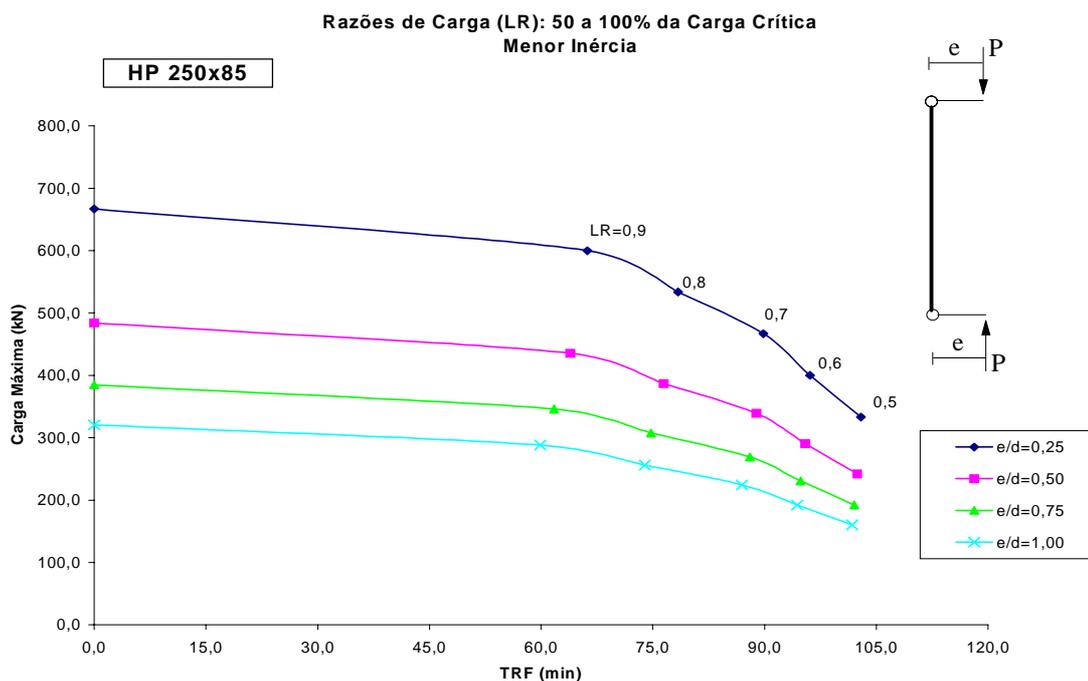


(c) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 30\text{mm}$

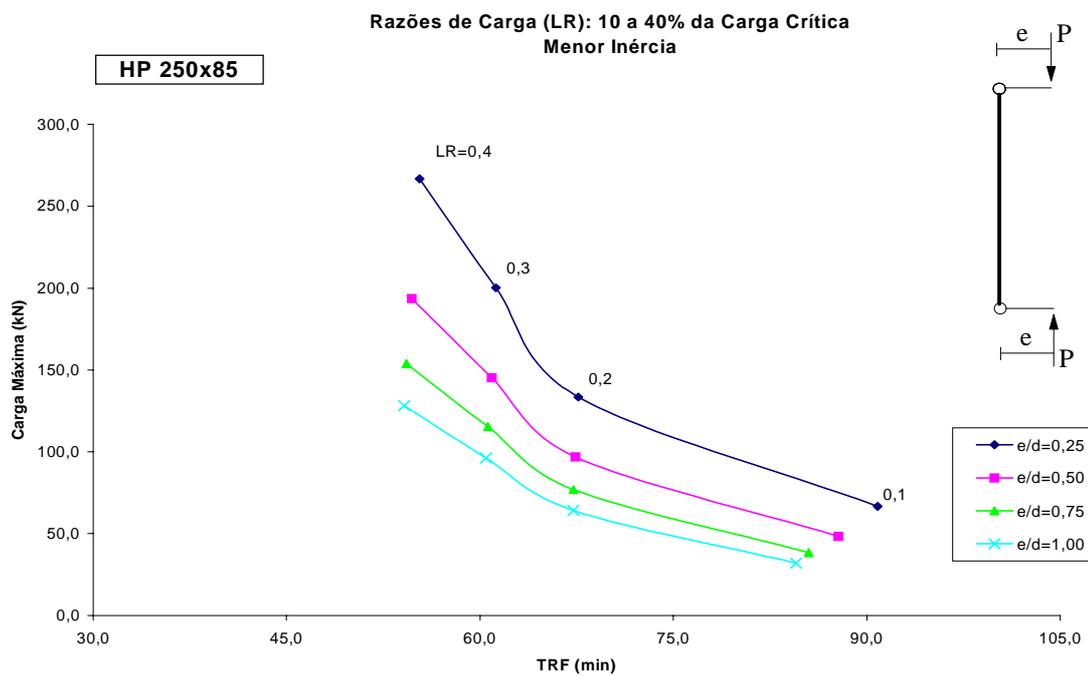


(d) Diagrama de 3 pontos para o perfil com $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.8 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 4,0\text{m}$.

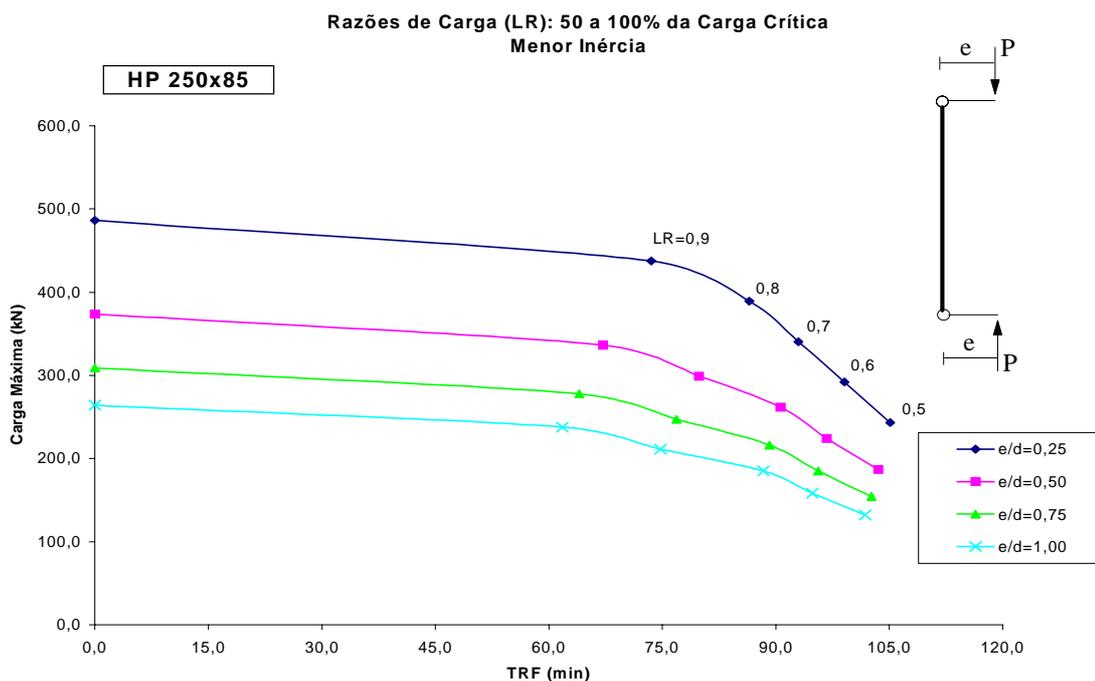


(a) $t_m = 30\text{mm}$

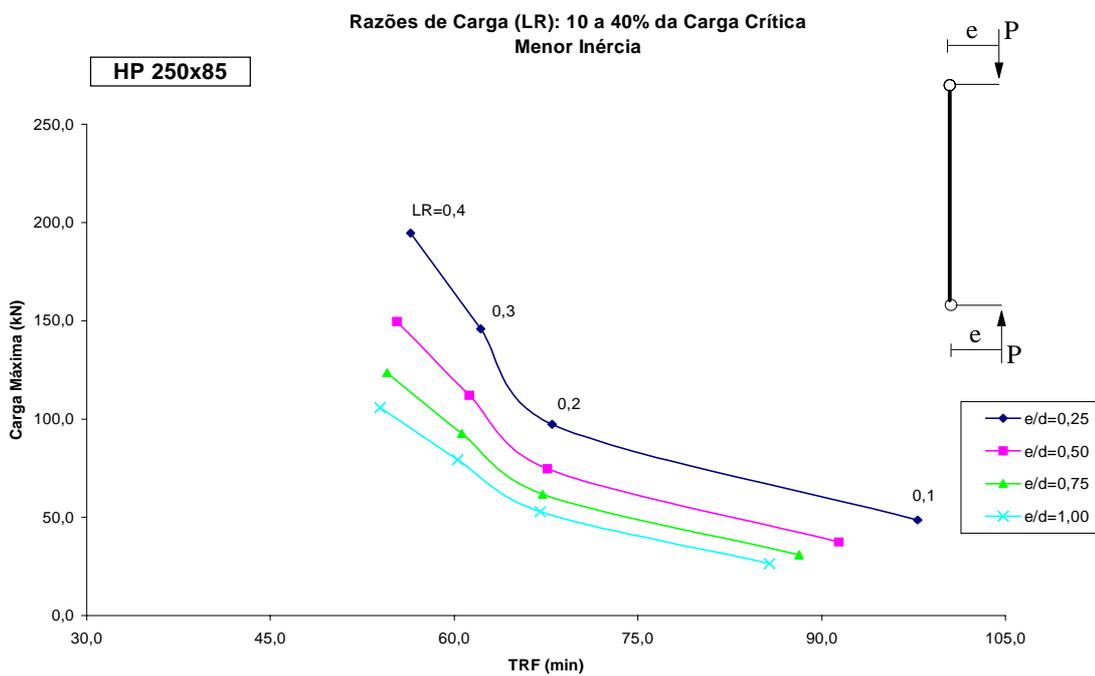


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.9 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 6,0\text{m}$.

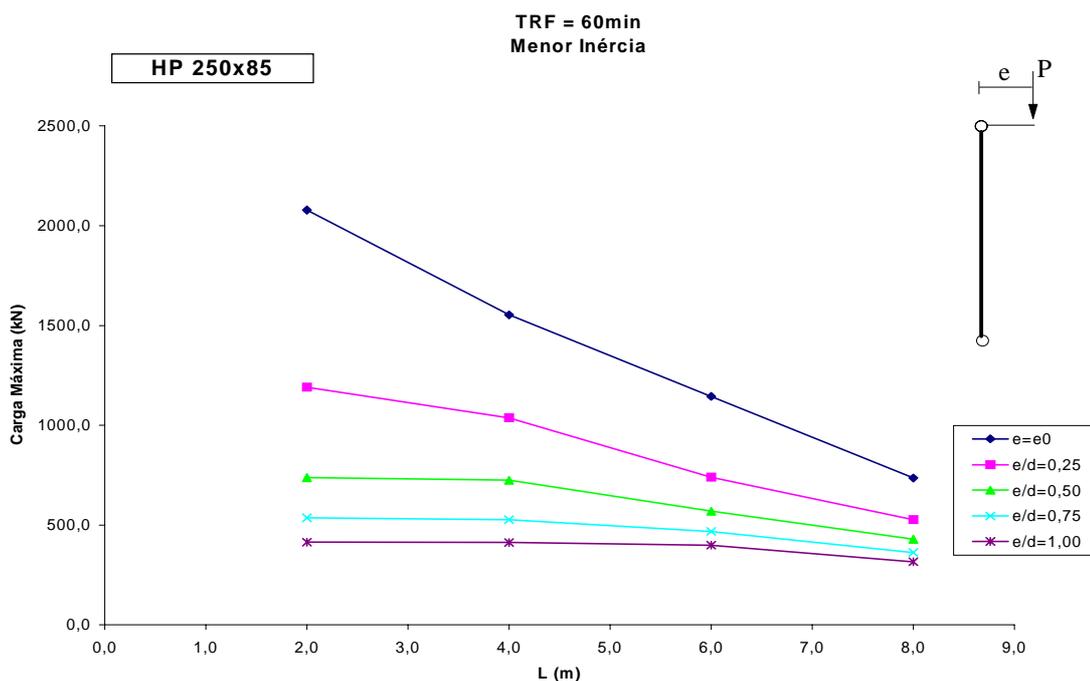


(a) $t_m = 30\text{mm}$

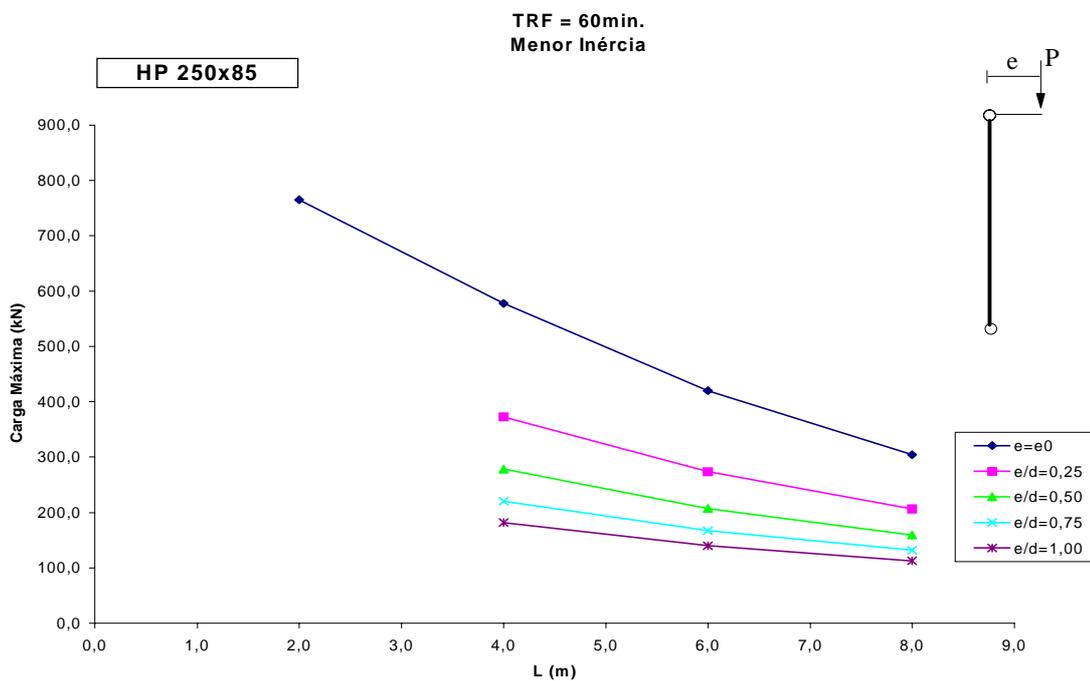


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.10 – Curva de resistência ao fogo do perfil HP 250x85 para a situação de projeto MC com comprimento do pilar $L = 8,0\text{m}$.

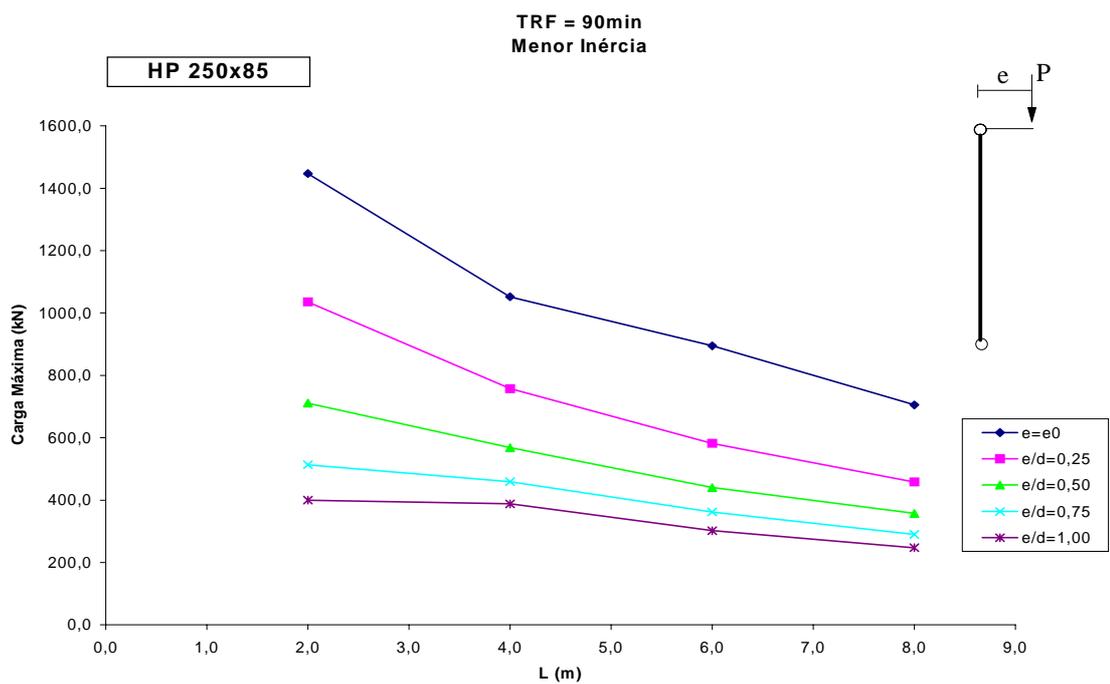


(a) $t_m = 30\text{mm}$

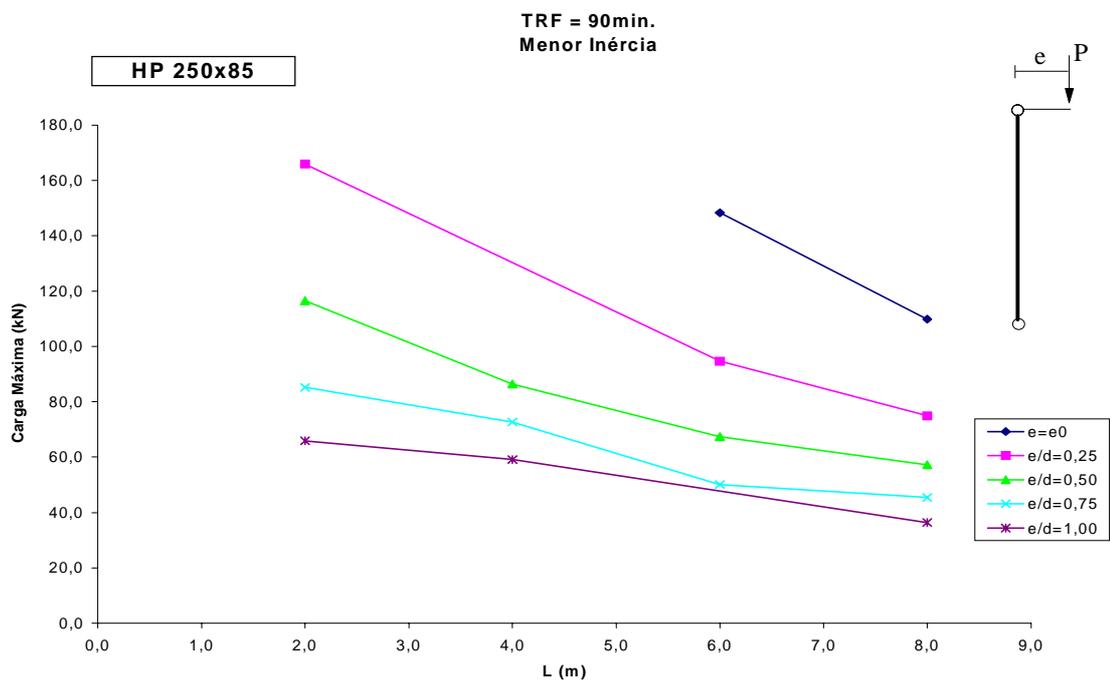


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figuras 8.11 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML.

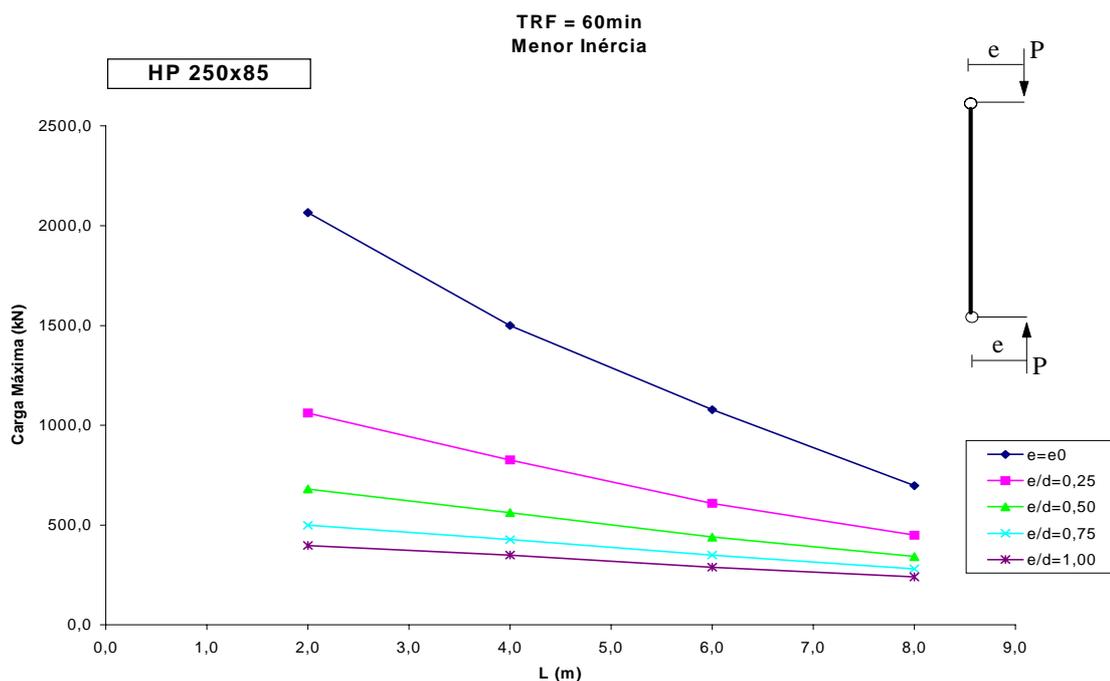


(a) $t_m = 30\text{mm}$

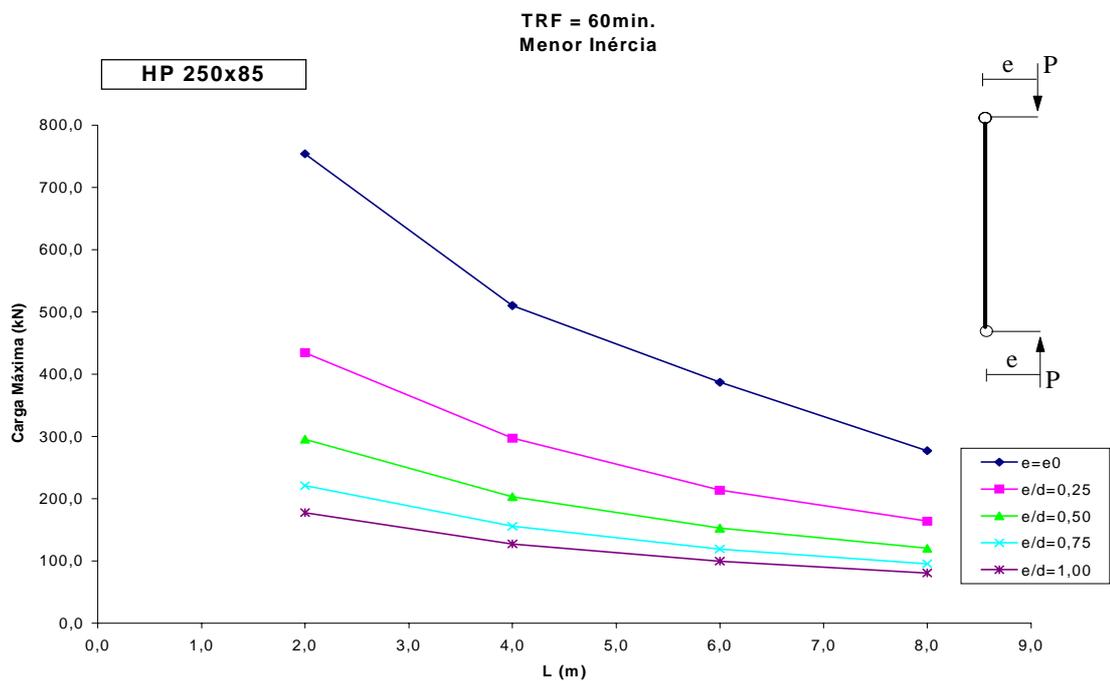


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.12 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML.

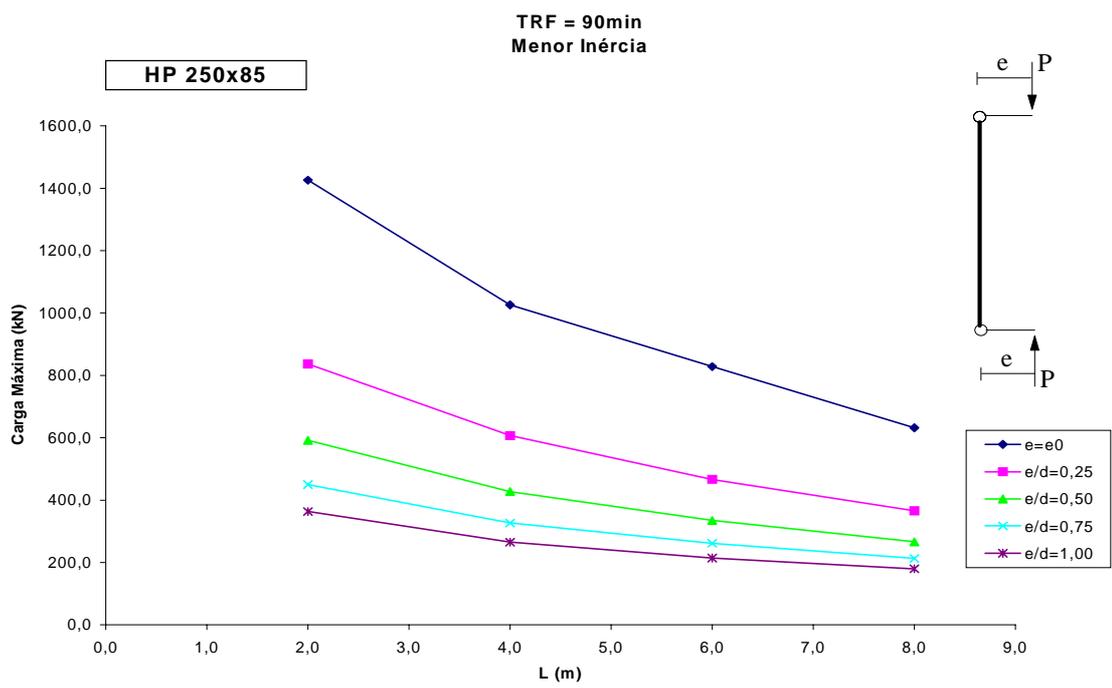


(a) $t_m = 30\text{mm}$

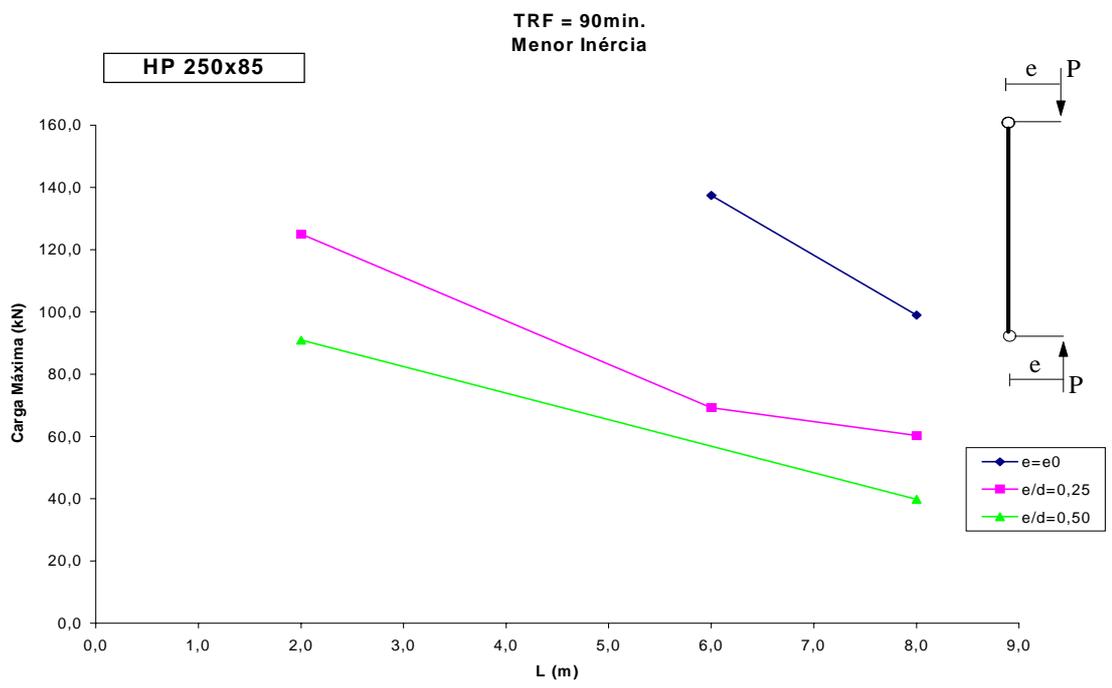


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.13 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC.

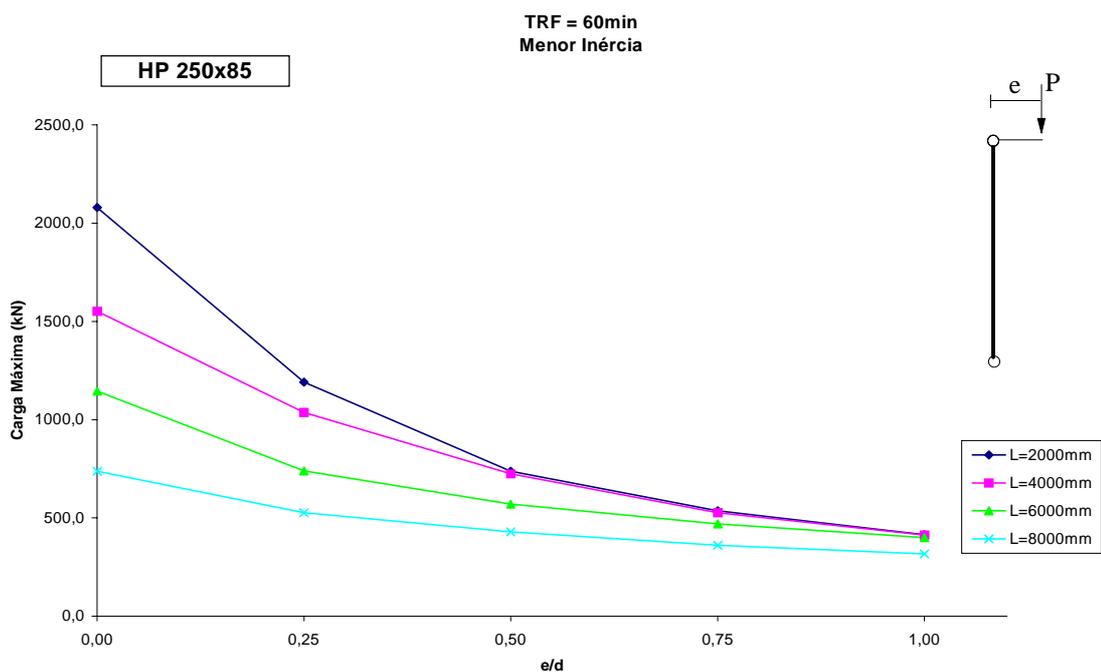


(a) $t_m = 30\text{mm}$

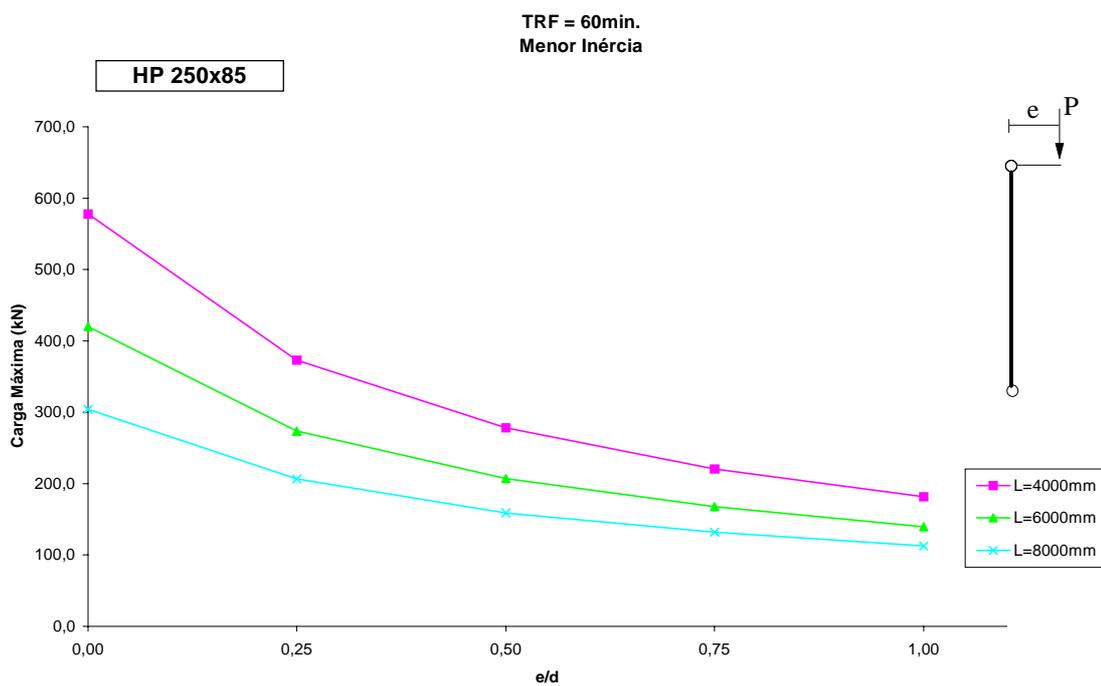


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.14 – Variação da carga máxima com o comprimento de flambagem para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC.

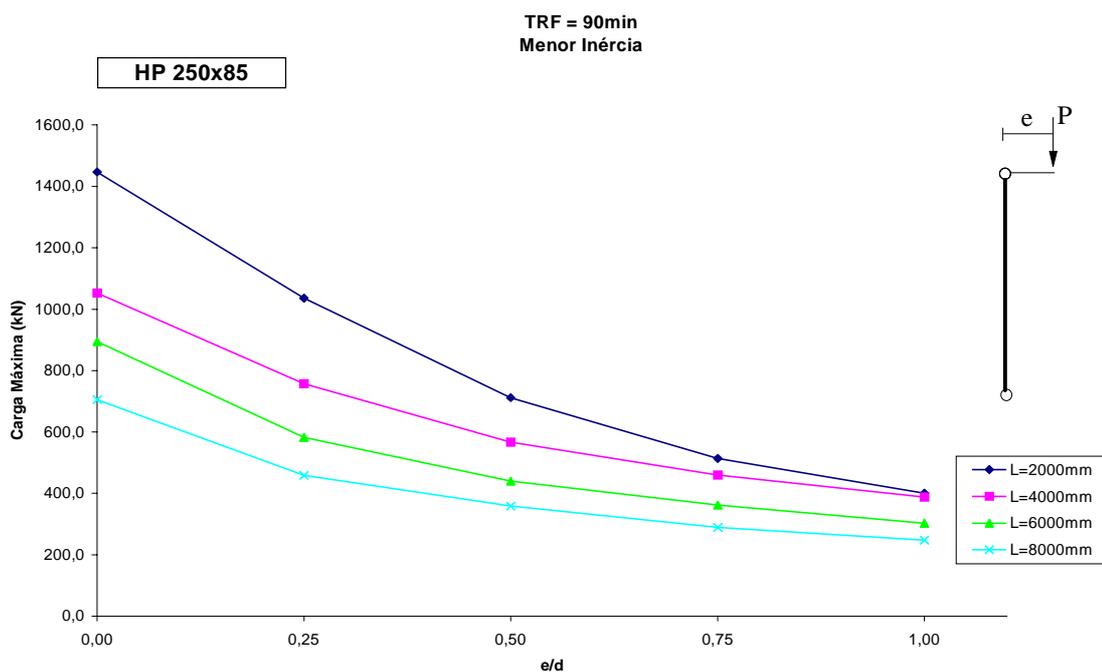


(a) $t_m = 30\text{mm}$

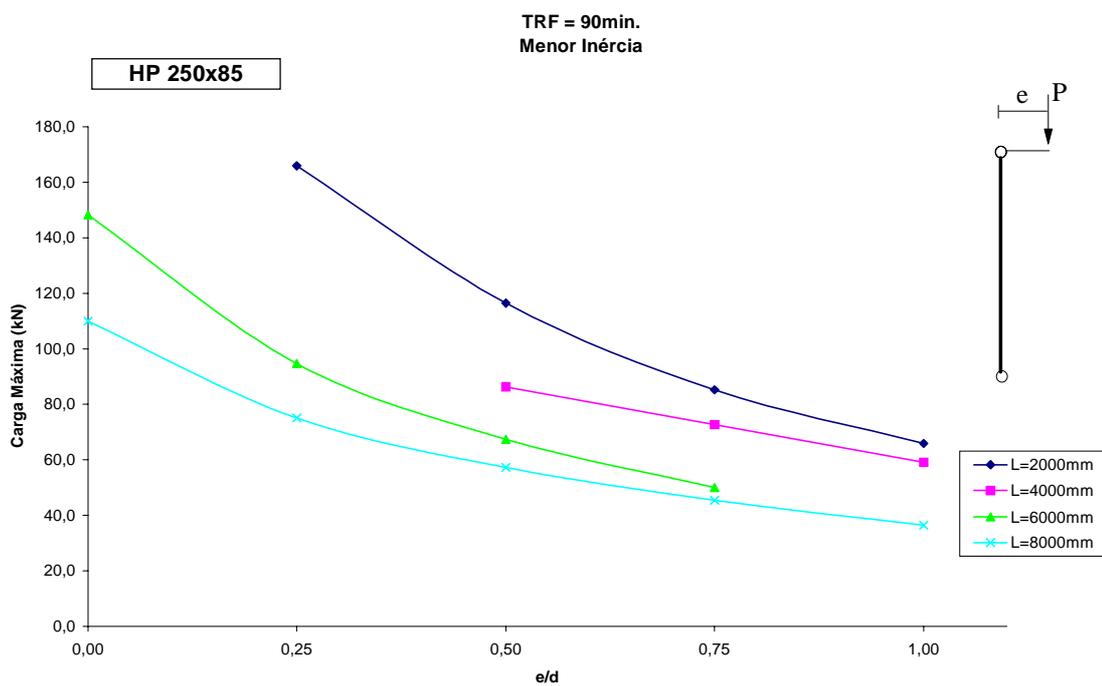


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.15 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML.

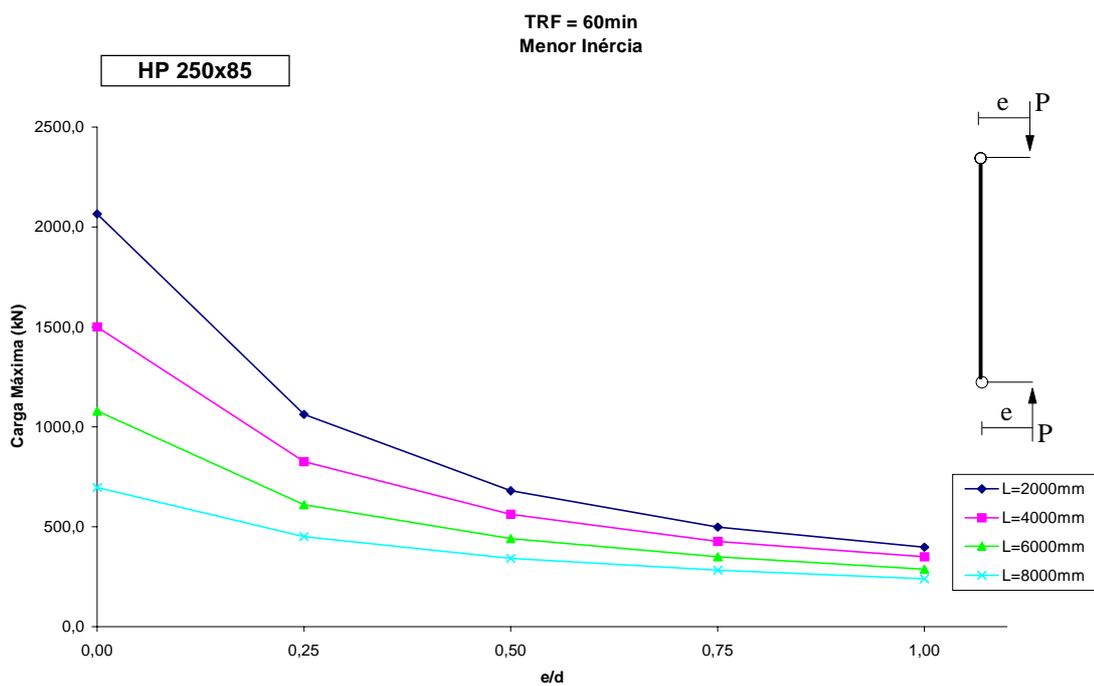


(a) $t_m = 30\text{mm}$

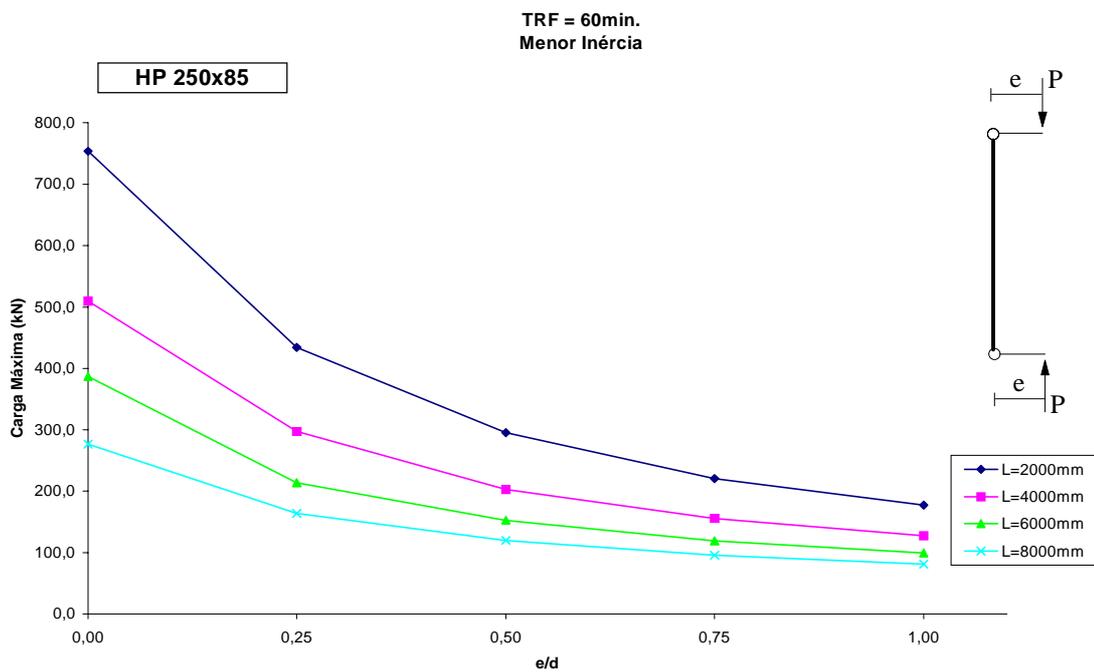


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.16 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto ML.

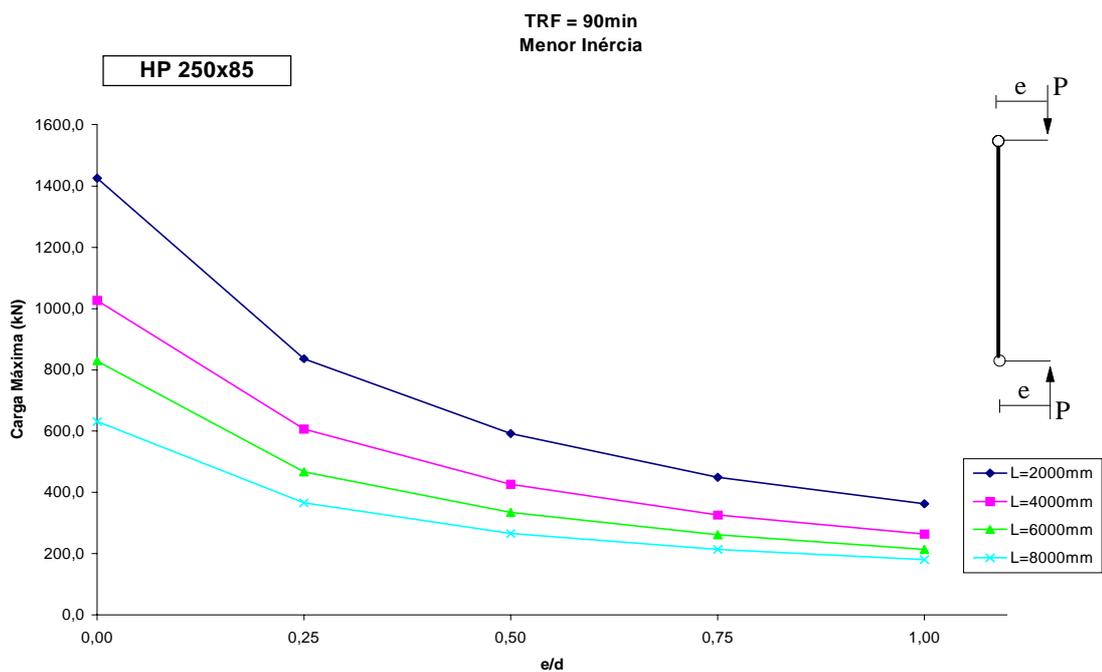


(a) $t_m = 30\text{mm}$

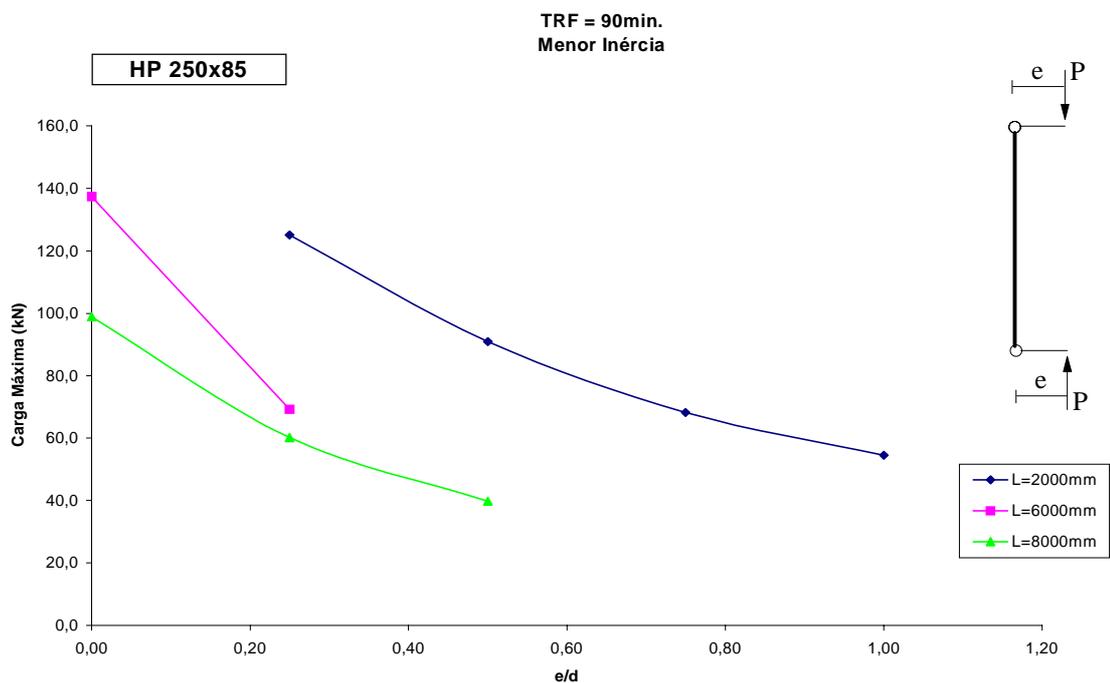


(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.17 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC.



(a) $t_m = 30\text{mm}$



(b) $t_m = 15\text{mm}$

Figura 8.18 – Variação da carga máxima com a relação de excentricidade para o perfil HP 250x85 na situação de projeto MC.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

9.1 CONCLUSÕES

9.1.1 QUANTO À METODOLOGIA APRESENTADA

Desta pesquisa se conclui que a proteção parcial de pilares de aço, quando realizada sobre as mesas, resulta em tempos de resistência ao fogo capazes de atender aos requisitos das normas técnicas. A proteção da alma se mostrou de todo incapaz de gerar as resistências ao fogo demandadas em projetos reais. De fato, se protege-se a alma, permitindo o aquecimento das mesas, para níveis de temperatura mais elevados, o perfil ficará reduzido a uma tira de aço que muito cedo apresentará instabilidade por flambagem.

A proteção das mesas deve ser feita em toda a sua extensão, mas pode-se supor, conforme a razão de carga considerada, aquecimentos em proporções variadas em relação à alma. Nesse trabalho, apenas as proporções de 50%, para razões de carga entre 0,9 e 0,5, e de 75%, para razões de carga não superiores a 0,4, foram consideradas. Esse fato tem a vantagem de resultar no máximo de economia de proteção passiva. A regra de economia é permitir que as mesas atinjam a máxima temperatura capaz de permitir a reserva de resistência ao fogo exigida em norma. Nesse caso, obviamente, o custo da proteção passiva será mínimo.

A metodologia proposta nesse trabalho é sintetizada no diagrama de três pontos que aqui foi proposto. Esse diagrama pode ser obtido para um dado perfil, considerando diferentes carregamentos, distintas relações de excentricidade e espessuras de proteção passiva suficientes para atingir os TRF exigidos em norma. A praticidade dos diagramas de três pontos no ambiente de projeto é evidente.

Apesar de o VULCAN ser um programa amplamente validado contra resultados experimentais obtidos nos ensaios de Cardington, (BURGESS, 2000), a verificação experimental dos resultados obtidos para proteção das mesas deve ser feita antes do emprego dos diagramas de três pontos em projetos.

9.1.2 VIABILIDADE DA PROTEÇÃO PARCIAL

A proteção parcial das mesas é capaz de gerar os níveis de resistência ao fogo da ordem daqueles exigidos nas normas técnicas. Para ilustrar, as seguintes conclusões podem ser estabelecidas com bases nesta investigação:

- a) Usando uma proteção parcial das mesas com argamassa projetada aqui especificada, a menor resistência ao fogo do perfil HP 310x125 sob flexão oblíqua é de cerca de 45 minutos, para razões de carga entre 0,5 e 0,9 e espessura de proteção $t_m = 30\text{mm}$;
- b) o perfil HP 310x125 sob flexão oblíqua tem uma resistência ao fogo mínima da ordem de 60 minutos, para razões de carga entre 0,1 a 0,4, usando 15mm de proteção com a argamassa projetada aqui especificada.
- c) para o perfil HP 310x110 sob flexão em torno do eixo de maior inércia, com proteção parcial das mesas com argamassa projetada de espessura $t_m = 30\text{mm}$, a menor resistência ao fogo é de cerca de 30 minutos, para razões de carga entre 0,5 e 0,9;
- d) para razões de carga entre 0,1 a 0,4, usando 15mm de proteção, o perfil HP 310x110 sob flexão em torno do eixo de maior inércia tem uma resistência ao fogo mínima de aproximadamente 45 minutos,.

- e) para o caso do perfil HP 250x85 sob flexão em torno do eixo de menor inércia, com mesas protegidas com mesmo material dos perfis anteriores, a resistência ao fogo mínima é da ordem de 45 minutos;
- f) para razões de carga variando entre 0,4 e 0,1, com $t_m = 15\text{mm}$, uma resistência ao fogo mínima de cerca de 60 minutos foi obtida para o perfil HP 250x85 sob flexão em torno do eixo de menor inércia.

Observa-se que, mesmo tratando-se de resistências mínimas, os tempos de resistência ao fogo atingidos já são suficientes para dispensar o detalhamento do cálculo em diversas situações conforme o Anexo A, Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2000).

Esses resultados demonstram a viabilidade da técnica de proteção parcial. Mas, naturalmente, os fabricantes de um determinado perfil poderão fornecer resistências mínimas de seus perfis para diferentes espessuras de proteção, distintos materiais e variadas condições de projeto. Trata-se, na verdade, da obtenção de um panorama completo do comportamento em incêndio de perfis comerciais sob condições de uso.

9.1.3 CURVAS DE RESISTÊNCIA DO FOGO

O comportamento dos perfis estudados sob compressão centrada (ressalvada a excentricidade acidental $e_0 = L/1000$) é semelhante nas três flexões estudadas tanto para a solicitação tipo ML quanto para a tipo MC. Os resultados sugerem que a diminuição da carga máxima admissível na flexão oblíqua e na flexão em torno do eixo de menor inércia com a elevação do comprimento de flambagem é mais acentuada que na flexão em torno do eixo de maior inércia. Veja-se a respeito as Figuras 6.1, 6.2, 7.1, 7.2, 8.1 e 8.2, ambas (a) e (b). A razão disto é que na flexão em torno do eixo de maior inércia, as tensões máximas são geradas nas mesas protegidas, enquanto na flexão em torno do eixo de menor inércia apenas uma parte das mesas resistem as tensões máximas; na flexão oblíqua, a situação é intermediária.

Observando a Tabela 6.1 verifica-se que o TRF aumenta para o caso de compressão centrada com o aumento do comprimento de flambagem para o perfil HP 310x125 e razões de carga entre 0,9 e 0,5. Essa elevação do TRF é acentuada para a razão de carga na situação em que chega a ser 103% maior para $L = 8\text{m}$ em relação a $L = 2\text{m}$. Porém, na Tabela 7.1 verifica-se que esse mesmo fenômeno praticamente não ocorre para o perfil HP 310x110, voltando a se tornar acentuado para o perfil HP 250x85, como se observa na Tabela 8.1. Para excentricidades $e/d > e_0$, esse fenômeno não ocorre.

As experimentações numéricas realizadas são insuficientes para estabelecer uma explicação cabal desse fenômeno. Entretanto, uma hipótese explicativa aceitável é a de que, à medida em que se aumenta o índice de esbeltez da barra, o cálculo à temperatura ambiente introduz coeficientes de segurança próprios que resultam em maior reserva de resistência quando a peça é solicitada em incêndio.

Os diagramas de três pontos, propostos nesse trabalho, se destinam a projetos e se revestem, portanto, de caráter aplicativo imediato, só condicionada essa aplicação à realização de uma verificação experimental. Observa-se que, em acordo com o fim proposto, o diagrama de três pontos usa de aproximações para atender a convenções de norma como a que estabelece os tempos de resistência ao fogo em intervalos de 15 minutos. Por outro lado, a imprecisão do modelamento dos incêndios reais pelo incêndio-padrão da norma NBR 5628 (ABNT, 1980) não justifica precisão da ordem de 5–7,5 minutos.

A partir dos diagramas de três pontos é possível desenvolver relações paramétricas para a resistência ao fogo de um perfil ou de uma classe de perfis. Esta, certamente, será uma de suas utilidades após o aprofundamento desta pesquisa.

As curvas carga máxima admissível no pilar em função do comprimento de flambagem e em função da relação de excentricidade para valores fixos de TRF (vide Figuras 8.14 a 8.18, todas (a) e (b), por exemplo) têm um aspecto que sugere uma variação exponencial inversa. Esse fato mostra que o decréscimo da carga máxima admissível

para excentricidades menores e para vãos pequenos é mais acentuado que para valores mais altos desses parâmetros, dado um valor fixo do TRF. Isto parece decorrer da forma da curva de incêndio-padrão com o qual se está avaliando a resistência ao fogo.

Em se aplicando a proteção parcial das mesas dos pilares, a economia de proteção passiva esperada é da ordem da razão do perímetro protegido pelo perímetro total da seção transversal. A economicidade da técnica proposta aliada à confiabilidade justifica plenamente o aprofundamento desta pesquisa.

9.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Esta pesquisa dá origem a algumas indagações de importância que merecem um esforço continuado de pesquisa. Entre elas, pela relevância, citam-se:

- a) a introdução de forma explícita de coeficientes de segurança nos diagramas de três pontos;
- b) a relação entre o modelamento do incêndio e as curvas de resistência ao fogo dos perfis;
- c) curvas de resistência ao fogo para outras condições de carregamento externo e para materiais de proteção como a tinta intumescente;
- d) a resposta experimental de pilares parcialmente protegidos em incêndios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC (1999). Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800, (1986): “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323, (1999): “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432, (2000): “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628, (1980): “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10636, (1980): “Resistência ao Fogo de Divisórias Sem Função Estrutural”.

BAILEY, C. G. (1995). Simulation of the Structural Behaviour of Steel-Framed Buildings in Fire. 247f.. Ph.D Thesis. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

BURGESS, I. W, PLANK, R. J. (2000). Steel Frame Analysis in Fire. Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso da Construção Civil”, - setembro, 2000 – Belo Horizonte, MG, Brasil (CD ROM).

BÜCHANANN, A. H. (1998). Center for Advanced Engineering. University of Canterbury, New Zealand.

CARVALHO, W. M. (2002). Uma Investigação da Resistência ao Fogo de Barras de Aço de Seção “I” Sujeitas à Flexão Composta. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas–UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CLARET, A. M. (2000). Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto Modeladas pelo Método dos Elementos Finitos. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Punta del Este, Uruguai. Anais... (CD-ROM).

CLARET, A. M. (2000). Resistência ao Fogo de Estruturas: Alternativas Técnicas para a Redução do Custo da Proteção Passiva. (2000). Relatório Interno L01/2000. DECIV, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CLARET, A. M, BURGESS, I. W, PLANK, R. J. (1999). Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire. Research Report DCSE/99/F/5. Department of Civil and Structural Engennering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

Commission of the European Communities. (1991). Practical Design Tools for Unprotected Steel Columns Submitted to ISO–Fire – Refao III. Parts I–II–III. Techinal Steel Research. Final Report. ARBED–Recherches, Luxembourg.

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.

IDING, R., BRESLER, B. (1981). Effect of Fire Exposure on Steel Frame Buildings. Final Report, WJE N° 78124 Janney Elstner and Associates Inc. September, 1981.

PLANK, R. J., BURGESS, I., HUANG, Z. (2002). Advanced Design of Steel and Composite Structures for Fire. Contribuição técnica apresentada no V Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

Najjar, S. R. (1994). Three–Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire. Ph.D Tesis. University of Sheffield, Sheffield, UK.

SALMON, C.G, JOHNSON, J. E. (1980). Steel Structures – Design and Behavior. Chapter 12, p. 655–728. Harper & Row, Publishers, New York.

SOUZA JR., V. (1998). Análises de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

WANG, Y. C. (1997). Composite Beams with Partial Fire Protection. Fire Safety Journal, v. 30, p. 315–332.

BIBLIOGRAFIA

ARAÚJO, E. C. (2001). Elementos de Aço II. Notas de aula do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas –UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

BAILEY, C. G. Structural Fire Design of Unprotected Steel Beams Supporting Composite Floors Slabs. (2002). Contribuição técnica apresentada no V Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / II Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

BALLIO, G, MAZZOLANI, F. M. (1983). Theory and Design of Steel Structures. Chapman and Hall Ltd., New York.

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)”.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5950: Part 8. (1990). “Structural Use of Steelwork in Building – Code of Practice for Fire Resistant Design”.

CLARET, A. M. Segurança Contra Incêndio de Edificações Estruturadas em Aço. (1998). Apostila – Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil..

CLARET, A. M; SILVA, J. G. A. (2000). Introdução à Engenharia de Incêndio. Apostila – DECIV, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CLARET, A. M., COSTA, I. A., RIBEIRO, L. F. L., SILVA, J. G. A. (2000). Técnicas Construtivas para a Resistência ao Fogo de Vigas: Aplicação do MEF. Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil – setembro, 2000 – Belo Horizonte, MG, Brasil (CD ROM).

FAKURY, R. H. (1999). Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Apostila – Departamento de Engenharia de Estruturas, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia – UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Pfeil, W. (1988). Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático Segundo a NBR 8800. 4ª ed. Capítulo 07, p. 171–175. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., Rio de Janeiro.

PLANK, R. J. (1996). Fire Engineering of Steel Structures. Cadernos Técnicos de Construção Metálica CTCM –01/96. Núcleo de Construção Metálica – UFOP, Ouro Preto. MG, Brasil.

PLANK, R. J. (2001). Strategies for fire protection of large Composite buildings. Contribuição técnica apresentada no IV Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / I Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2001 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).

QUEIROZ, G. (1988). Elementos das Estruturas de Aço. 2nd ed. Capítulo 07, p. 324–338. Imprensa Universitária, UFMG, Belo Horizonte.

ROBINSON, J. (2001). Advances in Fire Engineering. Contribuição técnica apresentada no IV Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil / I Congresso Internacional da Construção Metálica (II CICOM) – novembro, 2001 – São Paulo, SP, Brasil (CD ROM).