UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

ANÁLISE E SEGURANÇA DE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

DANIEL LEMOS MOUÇO

Projeto de final de curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

_____
Eduardo de Miranda Batista
Prof. Adjunto, D. Sc., EP/UFRJ (Orientador)

_____
Alexandre Landesmann
Prof. Adjunto, D. Sc., FAU/UFRJ (Co-Orientador)

_____
Luiz Eloy Vaz
Prof. Titular, D. Sc., EP/UFRJ

_____
Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Adjunto, D. Sc., EP/UFRJ

Agosto, 2006

Resumo

O presente trabalho de final de curso trata da verificação estrutural de um edifício residencial misto de aço-concreto em situação de incêndio. O projeto foi dividido em três etapas: análise térmica, análise estrutural e verificação dos elementos isolados.

As análises térmica e estrutural, desenvolvidas a partir das prescrições das normas Brasileiras NBR 14432- Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações [5] e NBR 14323- Dimensionamento de estruturas de aço [4] e estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio e do Eurocódigo 1 parte 2 [9], serão feitas com auxílio de uma planilha mathcad e de um programa em FORTRAN, com base no Método das Funções de Estabilidade, considerando os efeitos de segunda ordem decorrentes da perda de rigidez do aço em altas temperaturas. A verificação dos elementos isolados será feita segundo a NBR 14432 e o projeto de revisão da NBR 8800- Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios [2].

São comparados os resultados obtidos pelas normas brasileiras com os obtidos pelo Eurocódigo e verificada a influência da modelagem do incêndio no comportamento e na segurança estrutural.

Índice

1- Introdução ***6***

a) A engenharia de segurança contra o incêndio 6

b) Classificação da resistência ao fogo 6

c) Definição de compartimentação 8

d) Domínios da verificação da resistência ao fogo dos elementos estruturais 10

2- Análise térmica ***11***

2.1- Comportamento qualitativo do incêndio natural *11*

2.2- Modelos simplificados de incêndio *12*

2.2.1- Modelo do incêndio padrão **12**

2.2.2- Modelo do incêndio compartimentado **13**

a) Carga de incêndio de cálculo 13

b) Grau de ventilação 15

c) Inércia térmica dos materiais de vedação 15

d) Curvas temperatura x tempo 16

2.3- Propriedades do aço *19*

2.3.1- Propriedades térmicas **19**

2.3.2- Propriedades mecânicas **20**

2.4- Elevação da temperatura do aço sem proteção térmica *22*

2.4.1- Processos de transferência de calor **22**

a) Condução térmica 22

b) Convecção 23

c) Radiação térmica 23

2.4.2- Distribuição da temperatura na seção transversal ***24***

a) Modelo proposto pelo projeto de revisão da NBR 14323(2003) e o EC-3 24

b) Solução do problema por Elementos Finitos 26

c) Solução pelo modelo das três zonas 28

2.5- Elevação da temperatura do aço com proteção térmica *30*
2.5.1- Materiais de proteção térmica **30**
2.5.2- Distribuição da temperatura na seção transversal 31
a) Modelo proposto pelo projeto de revisão da NBR 14323(2003) e o EC-3 31
b) Solução do problema por Elementos Finitos 34
c) Solução pelo modelo das três zonas 35

3- Análise estrutural: elementos de barra ***38***

3.1- Análise linear-elástica *38*
3.1.1- Solução da equação diferencial do problema: elementos de barra **39**
3.1.2- Montagem da matriz de rigidez **40**
a) Matriz de rigidez local 40
b) Rotação dos eixos locais para os eixos globais 41
c) Montagem da matriz de rigidez global da estrutura 42
3.1.3- Montagem do vetor de forças **43**
a) Ações e carregamentos externos 43
b) Efeitos decorridos da variação de temperatura 44

3.2- Análise aproximada dos efeitos de segunda ordem *46*
3.2.1- Efeito p – δ ***47***
3.2.2- Efeito P – Δ ***50***

3.3- Análise de segunda ordem pelas funções de estabilidade *51*
3.3.1- Dedução da equação diferencial do problema ***51***
3.3.2- Montagem da matriz de rigidez ***54***
a) Matriz de rigidez local 54
3.3.3- Verificação da formulação não-linear ***57***
a) Coluna de Euler 57
b) Viga engastada e livre com grandes deformações 59

3.4- Análise elástica com não-linearidade geométrica em incêndio *61*
3.4.1- Formulação matricial ***61***
a) Determinação das propriedades mecânicas equivalentes 61
b) Deformações térmicas 63

4- Verificações segundo as normas brasileiras ***66***
4.1- Verificação segundo a NBR 8800 *66*
4.1.1- Formulação para compressão simples ***66***
a) Cálculo do comprimento de flambagem em pórticos 66
b) Flambagem por flexão em barras comprimidas 69
c) Flambagem local em barras comprimidas 70

4.1.2- Formulação para flexão ***73***
a) Classificação das seções quanto à ocorrência de flambagem local 73
b) Verificação do estado limite de flambagem lateral com torção (FLT) 74
c) Verificação do estado limite de flambagem local de mesa (FLM) 75
d) Verificação do estado limite de flambagem de alma (FLA) 75
e) Interação entre esforço normal e momentos fletores 77
4.1.3- Formulação para o esforço cortante ***77***

4.2- Verificação segundo a NBR 14323 *79*
4.2.1- Formulação para compressão simples ***79***
4.2.2- Formulação para flexão ***80***
a) Fatores benéficos da variação de temperaturas na seção transversal 80
b) Verificação das instabilidades decorrentes da flexão 80
c) Interação entre esforço nomal e momentos fletores 81
4.2.3- Formulação para o esforço cortante ***81***

5- Análise e verificação de um edifício de 14 andares ***82***

5.1- Concepção estrutural *82*
a) Elementos resistentes ao carregamento vertical 82
b) Elementos resistentes ao carregamento horizontal 84

5.2- Carregamento na estrutura *88*
a) Ações verticais 88
b) Ações horizontais 89
c) Resumo do carregamento atuante na estrutura 91

5.3- Análise e verificação da estrutura para a temperatura ambiente *93*
a) Resultado da análise linear geométrica amplificada 93
b) Verificação dos elementos 95
c) Comparação da análise linear com a não-linear geométrica 103

5.4- Análise e verificação da estrutura em situação de incêndio *105*
a) Definição da compartimentação do incêndio 105
b) Resutados da análise térmica 106
c) Resultados da análise não-linear geométrica 109
d) Verificação da resistência 113

6- Conclusões ***115***

Bibliografia ***116***

1- Introdução

a) A engenharia de segurança contra o incêndio

O aço possui um desempenho estrutural inadequado quando é submetido a altas temperaturas. Por isso, é fundamental avaliar o comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

Até a década de 80 do século passado, a resistência de um elemento de aço era determinada através de ensaios normatizados. O elemento era submetido a um carregamento padrão e a temperatura do ambiente era elevada segundo uma curva normatizada (ISO 834 [20]). O elemento era considerado resistente ao fogo se apresentasse condição de suportar a carga até um determinado tempo dentro do forno.

As exigências de resistência ao fogo dos elementos estruturais baseiam-se na utilização do incêndio normalizado prescritivo, não levando em consideração os fatores que podem tornar as conseqüências do incêndio mais brandas, como a pereça de chuveiros automáticos, sistemas de detecção ou alarme ou a presença do corpo de bombeiros.

Com o avanço da computação científica baseada no método dos elementos finitos, tem sido possível simular de maneira confiável os diversos fatores que governam o desempenho das estruturas de aço em situação de incêndio. Este novo ferramental possibilita a avaliação do comportamento global da estrutura de maneira mais racional, gerando uma estrutura mais segura e econômica.

A partir destes novos recursos de análise, desenvolveu-se o conceito de engenharia de segurança em incêndios, cujos fundamentos são:

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

b) Classificação da resistência ao fogo

Os elementos estruturais ou de vedação submetidos a altas temperaturas devem ser avaliados pelas seguintes características:

- Estabilidade estrutural;
- Estanqueidade às chamas e gases;
- Isolamento térmico.

A partir destas características, os elementos podem ser classificados em:

b.1) Estável ao fogo:

Os elementos estáveis ao fogo são aqueles que possuem capacidade resistente durante o incêndio. Quando um elemento perde sua capacidade resistente, perde sua estabilidade ao fogo. Estes elementos podem permitir a passagem de calor, fumaça e das chamas. Essa classificação é aplicável a elementos que possuem apenas função estrutural, como vigas e pilares.

b.2) Pára-chamas

São elementos que impedem a passagem das chamas e gases, além de possuírem estabilidade ao fogo. Estes elementos, tais como paredes divisórias e lajes de forro, não impedem a propagação de calor, podendo então alastrar o incêndio pela irradiação de calor para ambientes que não possuem chamas ou fumaça.

As paredes divisórias pré-moldadas normalmente não possuem tal característica, visto que possuem pequenas aberturas provenientes das necessidades de instalação que podem permitir a passagem de fumaça e fogo.

b.3) Corta-fogo:

São elementos que possuem isolamento térmico, além das características de um elemento para-chamas. Estes elementos, quando convenientemente dispostos, são capazes de fazer a contenção do incêndio em um determinado compartimento.

A compatimentação do incêndio visa diminuir o risco do alastramento das chamas, reduzindo o risco à vida e os danos à propriedade.

Os elementos pertencentes às rotas de fuga e acesso do corpo de bombeiros devem ter tais características, necessárias para possibilitar a evacuação da edificação e permitir o combate ao incêndio.

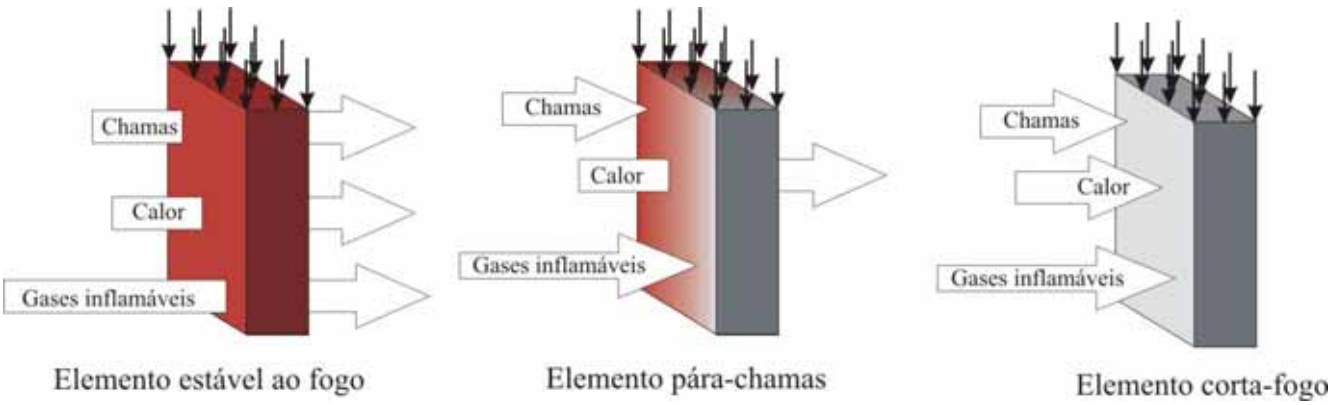


Figura 1.1- Classificação dos elementos resistentes ao incêndio

A classificação dos elementos quanto às três características descritas anteriormente é feita pelo conceito de "Tempo Requerido de Resistência ao Fogo" (TRRF). O TRRF é o tempo que o elemento em análise matem as suas características de projeto (estabilidade, estanqueidade ou isolamento térmico) quando inserido dentro do forno que se aquece segundo a curva ISO 834 [20]. Os TRRF são limitados inferiormente pelos valores: 30, 60, 90, 120, 240 e 360 minutos.

Como a curva ISO 834 [20] não representa um incêndio real, estes valores de resistência são referências, que não representam, necessariamente o tempo que o elemento deve suportar as chamas. Como os valores do TRRF são normatizados, os tempos apresentados acima apenas indicam o grau de confiabilidade que a sociedade tem na ação dos mecanismos de combate ao fogo e das normas de verificação em situação de incêndio.

c) Definição de compartimentação

Segundo o Corpo de Bombeiros de São Paulo [16], o compartimento tem a função básica de impedir a propagação da fumaça e das chamas em um incêndio.Esta proteção passiva é essencial para garantir a segurança das rotas de fuga da edificação, além de permitir o acesso do corpo de bombeiros para o combate ao incêndio.

A definição dos compartimentos é feita durante a elaboração do projeto de arquitetura, através de um conjunto de regras necessárias para limitar a propagação de fumaça pelas janelas e *shafts*, assim como impedir a propagação pelo pavimento.

Para que uma região da edificação possa ser considerada um compartimento, ela deve atender aos seguintes requisitos:

Compartimentação horizontal:

Os elementos necessários para se realizar uma compartimentação horizontal são:

- Paredes corta-fogo de compartimentação;
- Portas corta-fogo;
- Vedadores corta-fogo;
- Registros corta-fogo (impedem a passagem de fumaça em dutos de ventilação);
- Selos corta-fogo (isolam os *shafts* do incêndio);
- Afastamento horizontal entre aberturas.

A figura a seguir ilustra alguns destes elementos em uma edificação térrea:

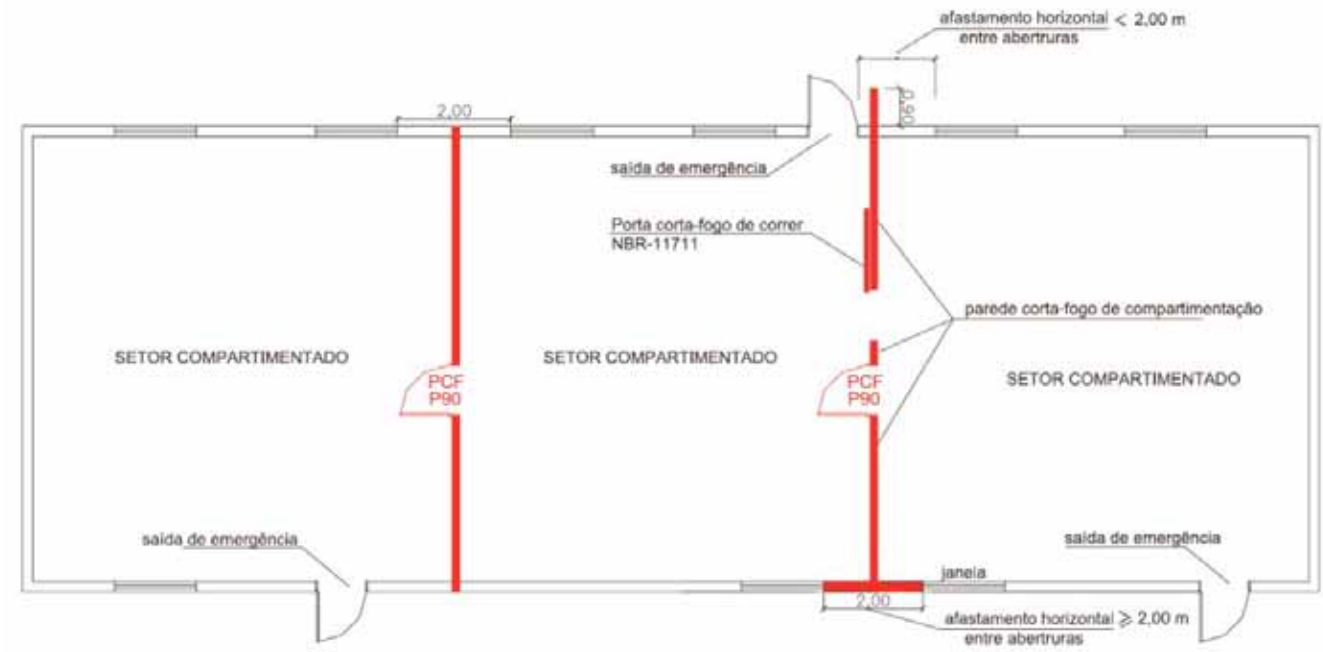


Figura 1.2- Compartimentação horizontal segundo a IT nº 9 do Corpo de Bombeiros de São Paulo [16].

Compartimentação vertical:

Os elementos necessários para se realizar uma compartimentação vertical são:

- Entrepisos corta-fogo;
- Enclausuramento de escadas por meio de parede corta-fogo de compartimentação;
- Enclausuramento de elevadores e monta-carga, poços para outras finalidades por meio de porta pára-chama;
- Selos corta-fogo;
- Registros corta-fogo;
- Vedadores corta-fogo;
- Os elementos construtivos corta-fogo / pára-chama de separação vertical entre pavimentos consecutivos;
- Selagem perimetral corta-fogo.

A compartimentação vertical é responsável por impedir que o incêndio se alastre para os outros pavimentos e para as edificações vizinhas através da convecção ou pela irradiação de calor. A figura a seguir ilustra algumas das técnicas utilizadas para evitar a propagação vertical do incêndio:

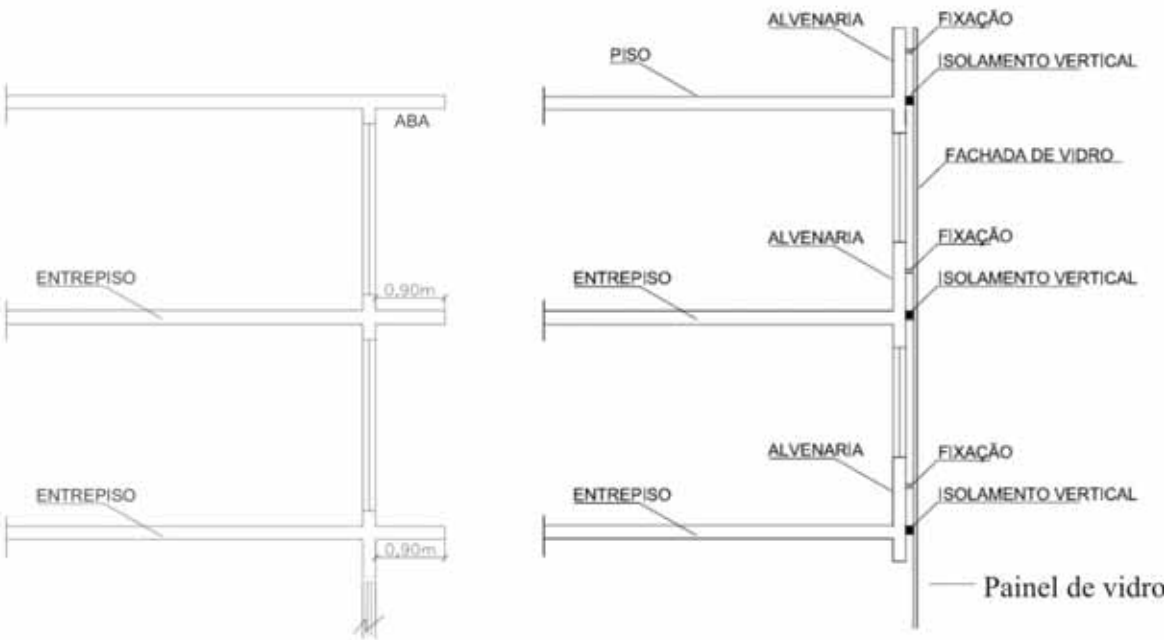


Figura 1.3- Compartimentação vertical segundo a IT nº 9 do Corpo de Bombeiros de São Paulo [16].

d) Domínios da verificação da resistência ao fogo dos elementos estruturais

A verificação da estabilidade ao fogo de um elemento estrutural pode ser expressa em três domínios:

- No domínio da temperatura (θ_{Cr});
- No domínio do tempo (t_{Cr});
- No domínio da resistência (F_{Cr}).

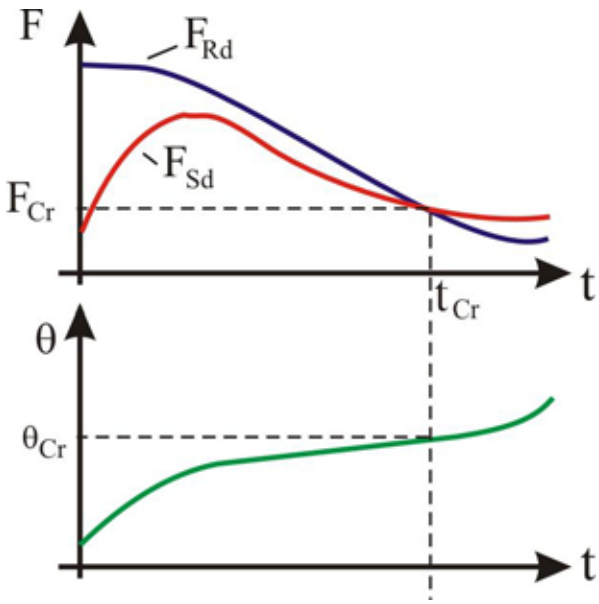


Figura 1.4- Domínios da verificação estrutural

Desta forma, a verificação da segurança estrutural passa pelos seguintes passos:

1 - Definição das ações térmicas;
2 - Cálculo da temperatura dos elementos ao longo do tempo;
3 - Definição das ações mecânicas;
4 - Determinação dos esforços internos na estrutura ao longo do tempo;
5 - Determinação da capacidade resistente;
6 - Verificação da resistência ao fogo.

Os próximos três capítulos deste trabalho final de curso discutem a formulação teórica e as prescrições normativas dos itens acima, enquanto o Capítulo 5 ilustra a aplicação destes conceitos na verificação da segurança estrutural de um edifício de 14 andares em situação de incêndio.

2- Análise térmica

2.1- Comportamento qualitativo do incêndio natural

Por definição, o incêndio é o fogo fora de controle que se desenvolve e decai mediante o balanço térmico de massa e energia presente em um compartimento. A energia liberada depende das condições de ventilação, da quantidade e do tipo de material combustível.

O incêndio pode ser caracterizado em 3 fases distintas, como mostrado abaixo:

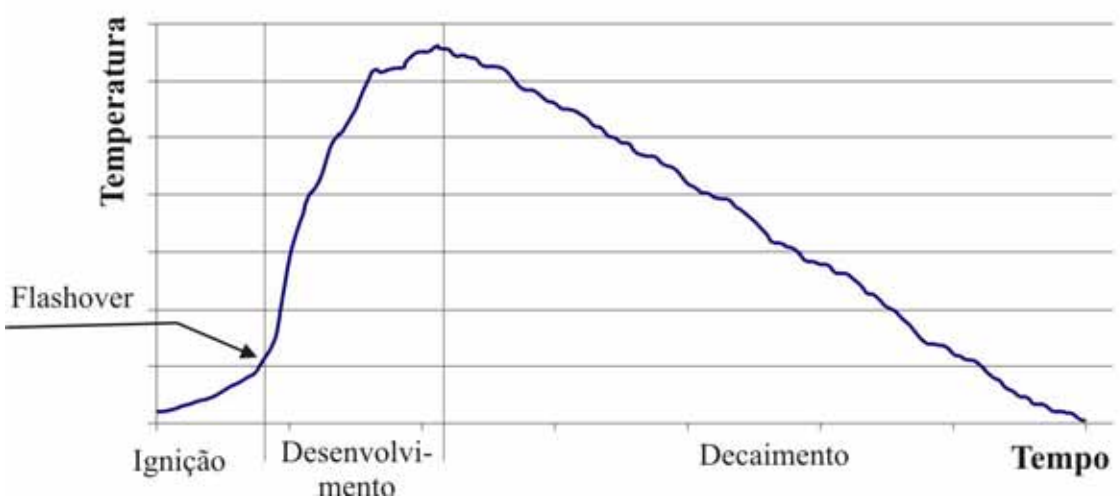


Figura 1- Temperatura em um incêndio natural

A região inicial da curva, conhecida como fase de ignição, apresenta baixas temperaturas, de modo que este período não representa risco à vida humana ou dano à estrutura. É nesta etapa que as medidas proteção ativa contra incêndio, como detectores de fumaça, chuveiros automáticos ou a ação da brigada de incêndio, devem combater e extinguir o incêndio.

Conforme a queima do material combustível alastra-se por todo o compartimento, há um aumento brusco na inclinação da curva temperatura x tempo, conhecido como "flashover" ou inflamação generalizada. Este estado ocorre quando a temperatura do compartimento atinge aproximadamente 300 °C. O incêndio entra então na fase de "desenvolvimento" e as proteções ativas tornam-se ineficientes. A temperatura do incêndio continuará crescente até que todo o material combustível seja consumido, mantendo-se a ventilação constante.

Após o consumo deste material, o incêndio entra na fase de "decaimento". A partir deste momento, o arrefecimento do compartimento permite que haja a dispersão dos gases em alta temperatura, fazendo com que a temperatura do compartimento diminua progressivamente até que se atinja novamente o equilíbrio térmico com o ambiente.

O desenvolvimento da temperatura de um incêndio depende basicamente de 3 fatores:

- Do tipo, da quantidade e da distribuição da carga de incêndio;
- Do grau de ventilação do compartimento calculado a partir das dimensões das aberturas para o ambiente externo.
- Do tipo de material e a espessura dos elementos de vedação do compartimento.

Como a determinação destes fatores é normalmente complexa, faz-se necessário o uso de curvas aproximadas, baseadas em modelos simplificados de cálculo, mostrados a seguir.

2.2- Modelos simplificados de incêndio

2.2.1- Modelo do incêndio padrão

O modelo de incêndio padrão baseia-se na elevação padronizada da temperatura em função do tempo utilizada nas análises experimentais de estruturas e de materiais de proteção térmica. A International Organization for Standardization, por meio da norma ISO 834 [20] (1999) "Fire-resistance tests – Elements of building construction", recomenda as curvas temperatura-tempo mostradas a seguir:

Para materiais celulósicos $$\theta_c(t) = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (2.1)$$

Para hidrocarbonetos $$\theta_h(t) = 20 + 1080 \cdot \left(1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t}\right) \quad (2.2)$$

Para incêndios externos $$\theta_e(t) = 20 + 660 \cdot \left(1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}\right) \quad (2.3)$$

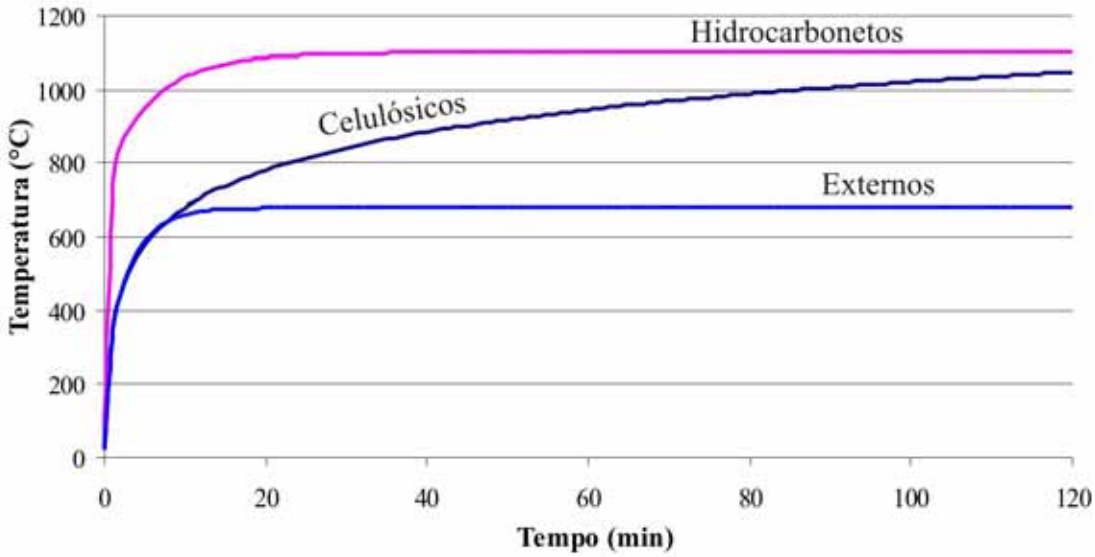


Figura 2.2- Curvas da ISO 834

As curvas da norma ISO, denominadas curvas de incêndio-padrão, admitem que a temperatura dos gases é continuamente crescente e que ela é independente das características do compartimento ou de sua carga térmica. Apesar destas curvas não possuírem nenhuma correlação física com o incêndio, são amplamente usadas no meio técnico devido à sua simplicidade. Convencionou-se utilizar estas curvas juntamente com o conceito empírico de "Tempo Requerido de Resistência ao Fogo" (TRRF).

2.2.2- Modelo do incêndio compartimentado

Este modelo, descrito no Eurocódigo 1 parte 2,utiliza-se de expressões parametrizadas e calibradas por ensaios para aferir a elevação da temperatura dos gases. Os experimentos foram realizados em compartimentos com diferentes alturas, materiais de vedação, áreas de abertura e de piso.

O resultado final do estudo foi uma curva com um ramo ascendente (fase de desenvolvimento) e outro ramo descendente (fase de resfriamento) que é válida para compartimentos com até 500 m² de piso e 4 m de altura.

A Instrução Técnica n° 8 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo[15] permite usar a formulação para compartimentos com áreas maiores do que 500 m², através da adoção de um fator adicional.

A curva paramétrica depende dos fatores a seguir.

a) Carga de incêndio de cálculo

O valor da carga de incêndio de cálculo é determinado a partir de valores básicos, denominados valores característicos, multiplicados por coeficientes de ponderação que levam em conta o porte da edificação e a existência de proteções ativas contra o incêndio.

Tanto o Eurocode 1 parte 2 [9] quanto a NBR 14432 [5] descrevem métodos de cálculo para a carga de incêndio específica baseados nas mesmas hipóteses. Como a norma brasileira reflete a realidade nacional, será apresentado o método regulamentado pela ABNT:

$$q_{fd} = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} \cdot \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3} \cdot q_{fk} \qquad (2.4)$$

Onde:

q_{fk} : Carga de incêndio específica, dada pela tabela C.1 da NBR 14432[5];

Tabela 2.1- Cargas específicas de incêndio

Local	q_{fk} ***(MJ/m²)***
Moradia	300
Hospital (quarto)	300
Hotel (quarto)	500
Biblioteca	2000
Cinemas ou teatros	600
Igrejas	200
Museus	300
Restaurantes	300
Agências bancárias	300
Agências de correios	400
Escritórios	700
Estacionamentos	200

Local (comércio)	q_{fk} ***(MJ/m²)***
Antiguidades	700
Aparelhos domésticos	500
Artigos esportivos	800
Bebidas destiladas	700
Brinquedos	500
Calçados	500
Drogarias	1000
Livrarias	1000
Móveis	500
Supermercados	400
Tapetes	800
Tintas	1000

Local (fábricas)	q_{fk} ***(MJ/m²)***
Artigos de plásticos	1000
Calçados	600
Carpintarias	800
Cereais	1700
Espumas	3000
Farinhas	2000
Malharias	300
Móveis	600
Padarias	1000
Resinas	3000
Têxteis em geral	700
Tintas e solventes	4000

γ_{s1} : Coeficiente para o risco de incêndio e conseqüência do colapso estrutural;

Tabela 2.2- Coeficiente γ_{s1}

Área do compartimento (m²)	***Altura do piso do último pavimento (m)***						
	Térrea	*h ≤ 6*	*6 < h ≤ 12*	*12 < h ≤ 23*	*23 < h ≤ 30*	*30 < h ≤ 80*	*h > 80*
≤ 750	1,00	1,00	1,10	1,20	1,25	1,45	1,60
750 < A ≤ 1000	1,05	1,10	1,15	1,25	1,35	1,65	1,85
1000 < A ≤ 2500	1,10	1,25	1,40	1,70	1,85	2,60	3,00
2500 < A ≤ 5000	1,15	1,45	1,75	2,35	2,65	3,00	3,00
5000 < A ≤ 7500	1,25	1,70	2,15	3,00	3,00	3,00	3,00
7500 < A ≤ 10000	1,30	1,90	2,50	3,00	3,00	3,00	3,00
10000 < A ≤ 20000	1,60	2,80	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
> 20000	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

γ_{s2} : Coeficiente para o risco de ativação do incêndio;

Tabela 2.3- Coeficiente γ_{s2}

Exemplos de ocupação	***Risco de ativação do incêndio***	***γ***
Escolas, galerias de arte, parques aquáticos, igrejas, museus	Pequeno	0,85
Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, depósitos de produtos farmacêuticos, depósito de bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis, depósitos em geral	Normal	1,00
Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica	Média	1,20
Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis	Alta	1,50

$\gamma_{n1}, \gamma_{n2}, \gamma_{n3}$: Fatores relacionados às medidas ativas de proteção contra incêndio

Tabela 2.4- Coeficientes γ_n

Existência de chuveiros automáticos (γ1)	***Brigada contra incêndios (γ2)***		***Existência de detecção automática (γ3)***
	Profissional	Não profissional	
0,6	0,6	0,9	0,9

b) Grau de ventilação

A presença do oxigênio em um ambiente em chamas alimenta o incêndio. O parâmetro que mensura a quantidade de oxigênio presente em um ambiente é chamado de fator de ventilação.

$$\upsilon = \frac{A_v \cdot \sqrt{h_{med}}}{A_t} \qquad (2.5)$$

Onde:

A_v : Área total das aberturas para o ambiente externo da edificação;

A_t : Área total, incluindo paredes, teto e aberturas;

h_{med} : Altura média das aberturas, dada pela fórmula:

$$h_{med} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{aberturas}} h_i \cdot A_i}{A_v} \qquad (2.6)$$

h_i : Altura da abertura "i"

A_i : Área da abertura "i"

Como o modelo matemático é aferido por ensaios, esta fórmula limita-se a $0{,}02\ m^{0.5} \leq \upsilon \leq 0{,}2\ m^{0.5}$.

c) Inércia térmica dos materiais de vedação:

A inércia térmica do material de vedação é dada pela expressão:

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \qquad (2.7)$$

Onde:

ρ : Massa específica;

c : Calor específico;

λ : Condutividade térmica

O modelo de incêndio natural compartimentado foi calibrado para um ambiente com inércia térmica de $1160 \frac{J}{m^2 \cdot K \cdot s^{\frac{1}{2}}}$. Para compartimentos com vedações compostas por materiais diferentes, como alvenaria, massa corrida e azulejo, calcula-se a média ponderada das inércias térmicas:

$$b_{med} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{materiais}} b_i \cdot A_i}{A_t - A_v} \qquad (2.8)$$

Onde:

b_i : inércia térmica de cada material constituinte;
A_i : área do material constituinte.

d) Curvas temperatura x tempo

Fase de desenvolvimento:

A fase do desenvolvimento do incêndio é aquela em que há o consumo total do material combustível. O tempo de duração desta fase do incêndio, expresso em horas, é estimado pela fórmula:

$$t_{max} = max\left(\frac{q_{fd}}{\upsilon \cdot 5000}, t_{lim} \right) \qquad (2.9)$$

Onde t_{lim} depende da taxa de evolução do incêndio, mostrado na tabela a seguir:

Tabela 2.5- Taxa de evolução do incêndio

Ocupação	***Taxa de crescimento do incêndio***	***Tempo estimado para a temperatura máxima (min)***
Moradia	Média	20
Hospital (quarto)	Média	20
Hotel (quarto)	Média	20
Biblioteca	Rápida	15
Escritório	Média	20
Sala de aula	Média	20
Shopping	Rápida	15
Sala de cinema	Rápida	15
Lugares públicos	Lenta	25

A temperatura durante a fase de desenvolvimento é dada por:

$$\theta_{g1}(t) = 20 + 1325\cdot\left(1 - \frac{324}{1000}\cdot e^{-0.2\cdot\Gamma\cdot t} - \frac{204}{1000}\cdot e^{-1.7\cdot\Gamma\cdot t} - \frac{472}{1000}\cdot e^{-19\Gamma\cdot t}\right) \qquad (2.10)$$

Onde:

$$\Gamma = \left(\frac{\upsilon}{b_{med}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1160}{0.04}\right)^2 \qquad (2.11)$$

Caso $t_{máx} = t_{lim}$, deve-se usar a expressão:

$$\Gamma_{lim} = k\cdot\left(\frac{q_{fd}\cdot 10^{-4}}{b_{med}\cdot t_{lim}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1160}{0.04}\right)^2 \qquad (2.12)$$

Para $\upsilon > 0.04\ m^{0.5}$ e $q_{fd} < 75\ MJ\cdot m^{-2}$ e $b < 1160 \frac{J}{m^2 \cdot K \cdot s^{\frac{1}{2}}}$, temos:

$$k = 1 + \left(\frac{\upsilon - 0.04}{0.04}\right)\cdot\left(\frac{q_{fd} - 75}{75}\right)\cdot\left(\frac{1160 - b_{med}}{1160}\right) \qquad (2.13)$$

Caso contrário, $k = 1$.

Fase de decaimento:

A fase de decaimento depende do tempo necessário para que tenha sido atingida a temperatura máxima no incêndio:

$$\theta_{g2}(t) = \begin{cases} \theta_{g1}(t_{máx}) - 625\cdot(t - t_{max}\cdot x_{dec})\cdot\Gamma & se \quad t_{max}\cdot\Gamma \le 0.5h \\ \theta_{g1}(t_{máx}) - 250\cdot(3 - t_{max}\cdot\Gamma)\cdot(t - t_{max}\cdot x_{dec})\cdot\Gamma & se \quad 0.5h < t_{max}\cdot\Gamma \le 2h \\ \theta_{g1}(t_{máx}) - 250\cdot(t - t_{max}\cdot x_{dec})\cdot\Gamma & se \quad t_{max}\cdot\Gamma > 2h \end{cases} \qquad (2.14)$$

Onde x_{dec} é um fator que ajusta o valor de Γ caso seja usado Γ_{lim} .

Exemplos de curvas paramétricas:

A seguir encontram-se três curvas paramétricas que representam um incêndio em um prédio residencial cujo piso do último pavimento encontra-se a 40 m de altura, com carga de incêndio específica de 300 MJ/m², inércia térmica de $1160 \frac{J}{m^2 \cdot K \cdot s^{\frac{1}{2}}}$ e as seguintes propriedades do compartimento:

- *Curva 1:* baixa ventilação ($\upsilon = 0{,}02\ m^{0.5}$) com nenhuma proteção ativa;
- *Curva 2:* alta ventilação ($\upsilon = 0{,}2\ m^{0.5}$) com nenhuma proteção ativa;
- *Curva 3:* alta ventilação ($\upsilon = 0{,}2\ m^{0.5}$) com detecção automática de fumaça e chuveiros automáticos.

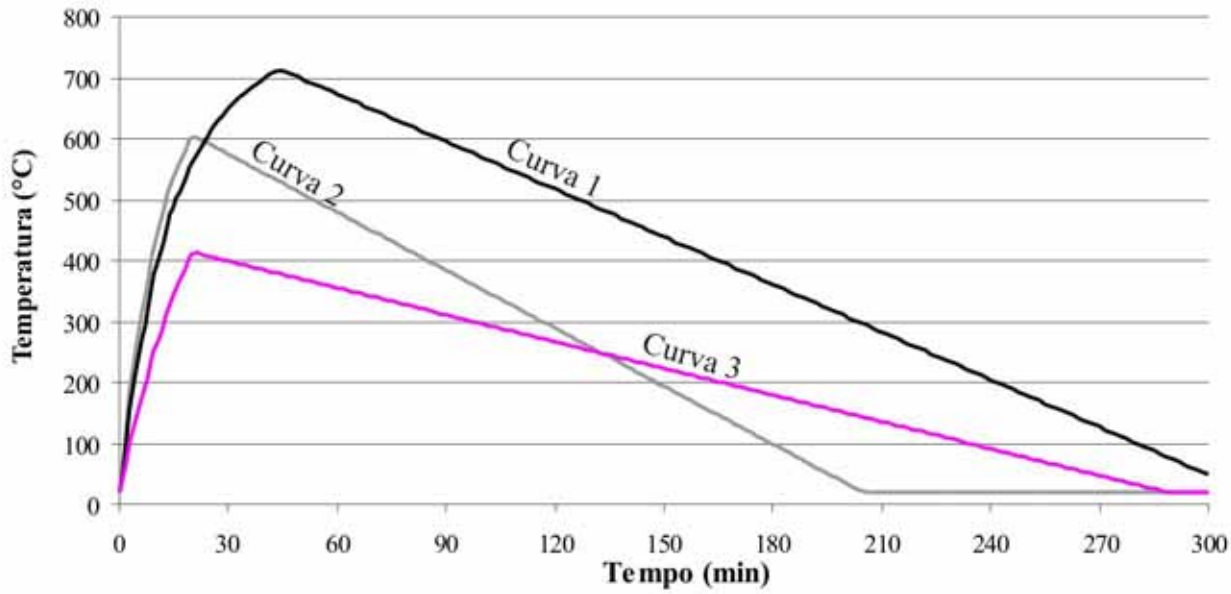


Figura 2.3- Curvas paramétricas

2.3- Propriedades do aço

2.3.1- Propriedades térmicas

O aço é uma mistura homogênea de materiais à temperatura ambiente. Com o aumento da temperatura, há uma mudança da fase de equilíbrio entre as ligas metálicas que compõem o material. Por volta de 700ºC, o desequilíbrio entre as ligas metálicas modifica severamente as propriedades térmicas do aço. Tais variações são apresentadas a seguir, de acordo com as prescrições da NBR 14323.

Calor específico:

$$c_a = \begin{cases} 425 + \frac{7.73}{10}\cdot\theta_a - \frac{1.69}{10^3}\cdot\theta_a^{\,2} + \frac{2.22}{10^6}\cdot\theta_a^{\,3} & se \quad 20 \le \theta_a < 600 \\ 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} & se \quad 600 \le \theta_a < 735 \\ 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} & se \quad 735 \le \theta_a < 900 \\ 650 & se \quad \theta_a \ge 900 \end{cases} \qquad (2.15)$$

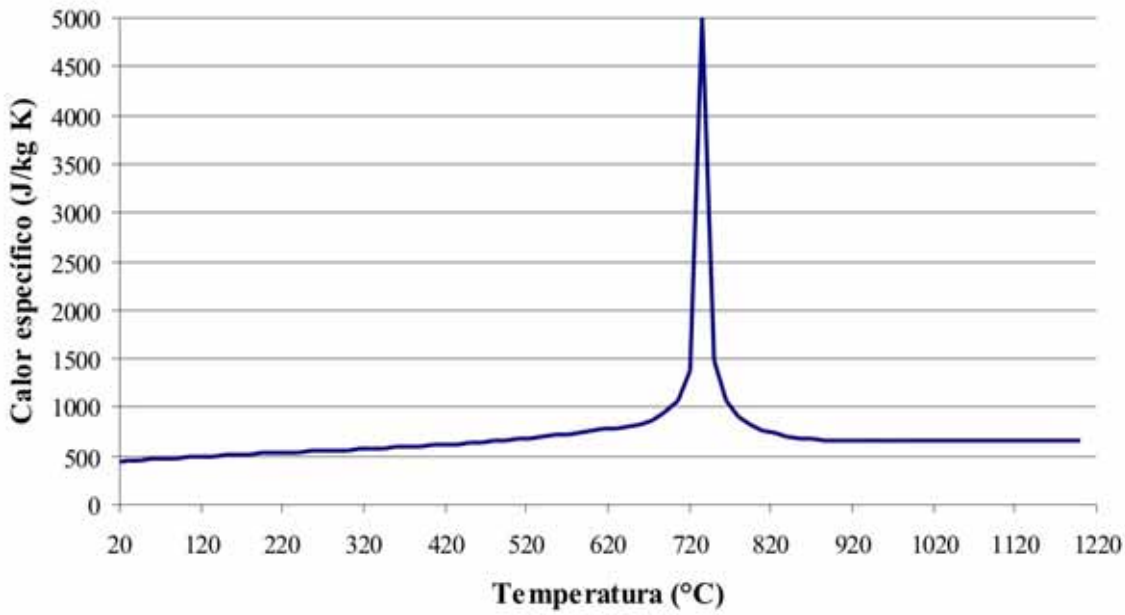


Figura 2.4- Comportamento do calor específico em função da temperatura

Condutividade térmica:

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - \dfrac{3.33}{100} \cdot \theta_a & se \quad 20 \le \theta_a < 800 \\ 27.3 & se \quad 800 \le \theta_a < 1200 \end{cases} \qquad (2.16)$$

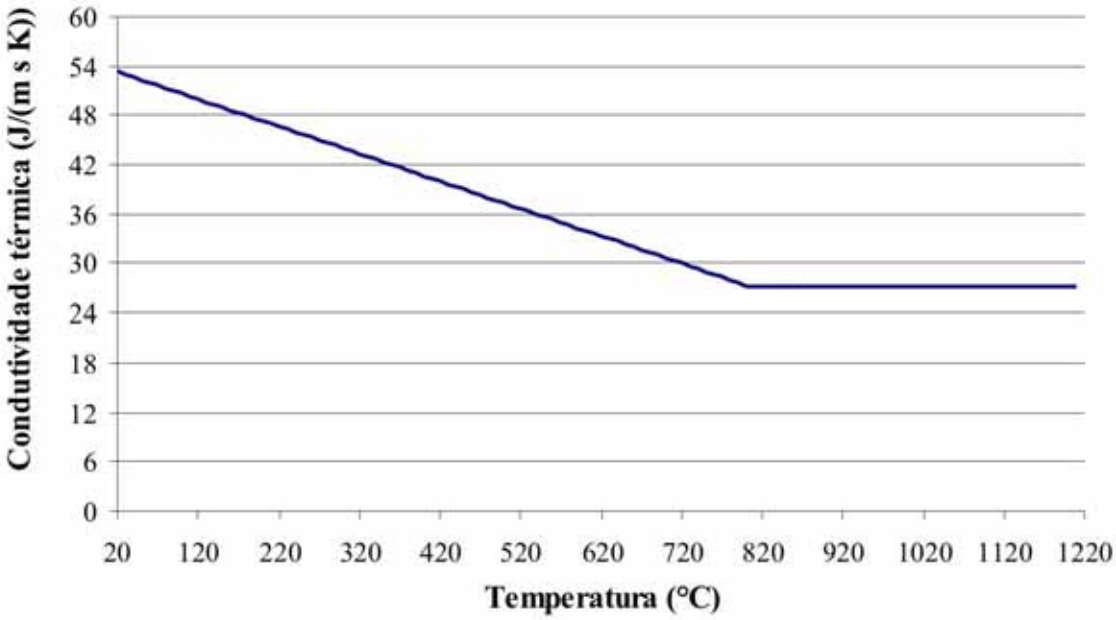


Figura 2.5- Comportamento da condutividade térmica em função da temperatura

2.3.2- Propriedades mecânicas

Alongamento

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{-2.416}{10^4} + \dfrac{1.2}{10^5} \cdot \theta_a + \dfrac{4}{10^9} \cdot \theta_a^{\,2} & se\ 20 \le \theta_a < 750 \\ 1.1 \cdot 10^{-2} & se\ 750 \le \theta_a \le 860 \\ \dfrac{2}{10^5} \cdot \theta_a - \dfrac{6.2}{10^3} & se\ \theta_a > 860 \end{cases} \qquad (2.17)$$

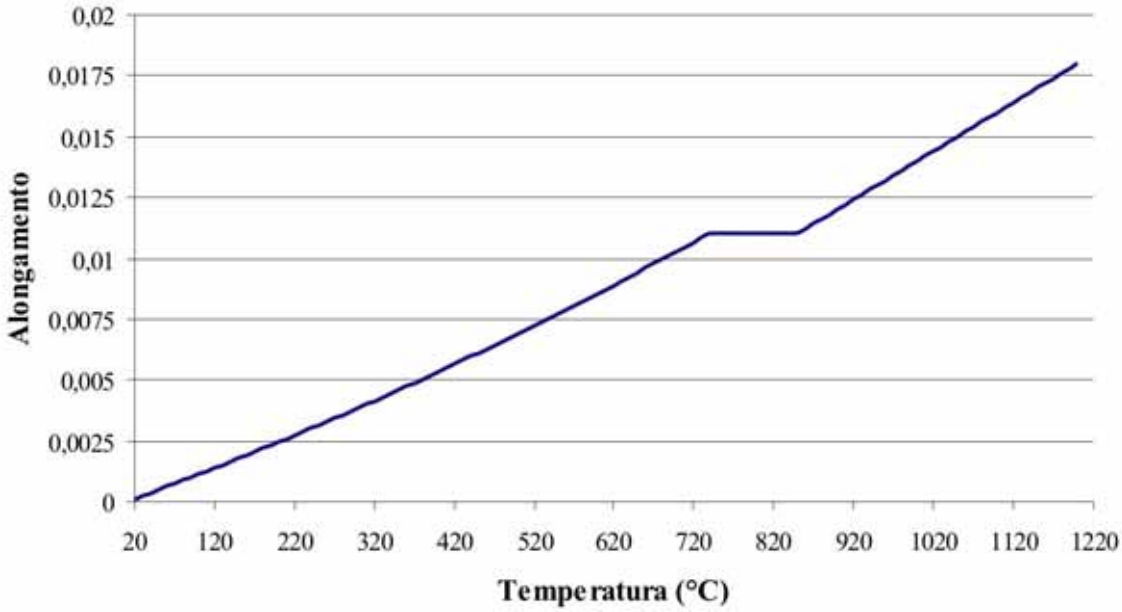


Figura 2.6- Comportamento do alongamento em função da temperatura

Módulo de elasticidade: $E_\theta = E_{20} \,.\, k_E$

$$K_E = \begin{cases} 1 & se \quad \theta_a < 100 \\ -0.001 \cdot \theta_a + 1.10 & se \quad 100 \le \theta_a < 500 \\ -0.0029 \cdot \theta_a + 2.05 & se \quad 500 \le \theta_a < 600 \\ -0.0018 \cdot \theta_a + 1.39 & se \quad 600 \le \theta_a < 700 \\ -0.0004 \cdot \theta_a + 0.41 & se \quad 700 \le \theta_a < 800 \\ -0.000225 \cdot \theta_a + 0.27 & se \quad 800 \le \theta_a < 1200 \end{cases} \qquad (2.18)$$

Tensão de escoamento: $\mathbf{fy}_\theta = fy_{20} \,.\, k_{fy}$

$$K_{fy} = \begin{cases} 1 & se \ \theta_a < 400 \\ -0.0022 \cdot \theta_a + 1.88 & se \ 400 \le \theta_a < 500 \\ -0.0031 \cdot \theta_a + 2.33 & se \ 500 \le \theta_a < 600 \\ -0.0024 \cdot \theta_a + 1.91 & se \ 600 \le \theta_a < 700 \\ -0.0012 \cdot \theta_a + 1.07 & se \ 700 \le \theta_a < 800 \\ -0.0005 \cdot \theta_a + 0.51 & se \ 800 \le \theta_a < 900 \\ -0.0002 \cdot \theta_a + 0.24 & se \ 900 \le \theta_a < 1200 \end{cases} \qquad (2.19)$$

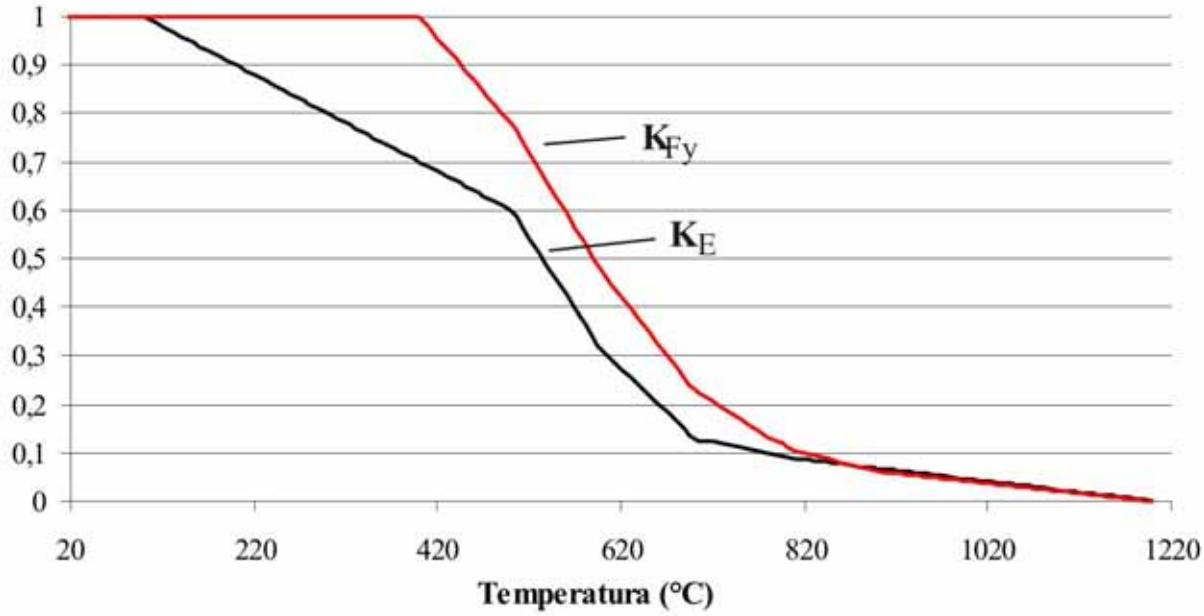


Figura 2.7- Degradação mecânica do aço em função da temperatura

2.4- Elevação da temperatura do aço sem proteção térmica

2.4.1- Processos de transferência de calor

O calor é a energia térmica transferida entre dois corpos que estão com temperaturas diferentes.

Todo corpo tem uma certa quantidade de energia interna que está relacionada ao movimento aleatório de seus átomos ou moléculas. Esta energia interna é diretamente proporcional à temperatura do objeto. Quando dois corpos em diferentes temperaturas entram em interação (por contato, ou radiação), eles trocam energia interna até que a temperatura ser equalizada. A quantidade de energia transferida é a quantidade de calor trocado, se o sistema for isolado de outras formas de transferência de energia.

Os 3 processos de transmissão de calor são descritos a seguir:

a) Condução térmica

Condução térmica é um dos meios de transferência de calor que geralmente ocorre em materiais sólidos. É a propagação do calor por meio do contato de moléculas de duas ou mais substâncias com temperaturas diferentes, (metais, madeiras, cerâmicas, etc...).

A condutividade térmica é definida pela Lei de Fourier, expressa a seguir:

$$q(x,y,z) = -k \cdot \left(\frac{\partial}{\partial x} T, \frac{\partial}{\partial y} T, \frac{\partial}{\partial z} T \right) \qquad (2.20)$$

Onde:

q(x,y,z): Fluxo de calor (W/m^2);

$\frac{\partial}{\partial x} T$: Gradiente de temperatura na direção x ($°C/m$)
k: Condutividade térmica do material ($W/m°C$)

b) Convecção

Em fluidos (líquidos e gases), também ocorre transferência de calor por condução, mas neste caso, o aumento da temperatura provoca uma alteração na densidade do fluido na parte mais quente, o que provoca uma movimentação macroscópica. Esse deslocamento que surge entre a parte do líquido mais quente e a mais fria aumenta a velocidade de transporte de energia térmica. Este fenômeno é conhecido como convecção.

Ao transporte de massa devido a diferenças de densidade chama-se convecção livre ou natural; se o movimento é forçado mecanicamente, por bomba, ou ventilador, o processo é chamado de convecção forçada.

O termo convecção aplica-se à transmissão ou transferência de calor de um lugar para outro, pelo deslocamento de material aquecido. A intensidade do fluxo de calor depende de vários fatores, tais como:

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

O cálculo do fluxo de calor por convecção é feito através da Lei de Newton para o resfriamento entre o aço e o gás aquecido:

$$\phi_c = \alpha_c \cdot \left(\theta_g - \theta_a \right) \qquad (2.21)$$

Onde:

α_c : Coeficiente de troca de calor por convecção;
θ_g : Temperatura do ar
θ_a : Temperatura do aço

A NBR 14432 adota $\alpha_c = 25 \frac{W}{°C \cdot m^2}$

c) Radiação térmica:

Irradiação térmica ou radiação térmica é a radiação eletromagnética emitida por um corpo em equilíbrio térmico. Como as ondas eletromagnéticas se propagam no vácuo, a transferência de calor de um corpo a outro ocorre mesmo se não existir meio material entre os dois, ao contrário da condução térmica e da convecção. A maior parte da irradiação ocorre ao redor de um comprimento de onda específico, chamado de comprimento de onda principal de irradiação, que depende da temperatura do

corpo. Quanto maior a temperatura, maior é a freqüência da radiação e menor é o comprimento de onda. O fluxo de energia é quantificado pela Lei de Stephan-Bolzmann:

$$\phi_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \left(\theta_g^{\,4} - \theta_a^{\,4} \right) \qquad (2.22)$$

Onde:

ε : Emissividade da superfície radiante;
σ : Constante de Stephan-Boltzmann;
θ_g , θ_a : Temperatura do ar e do aço respectivamente, ambas expressas em Kelvin.

A NBR 14432 adota:

- $\varepsilon = 0.5$ constante, apesar do valor de ε ser dependente da temperatura;
- $\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{W}{^{\circ}C \cdot m^2}$

2.4.2- Distribuição da temperatura na seção transversal

a) Modelo proposto pelo projeto de revisão da NBR 14323(2003)

A NBR 14323 [4] recomenda o uso da seguinte expressão:

$$\frac{\partial}{\partial t} \theta_a = \frac{F}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \phi \qquad (2.23)$$

Onde:

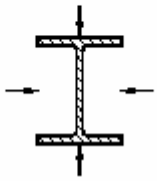
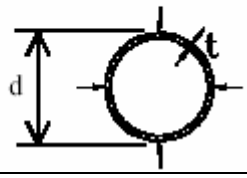
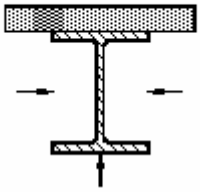
F : Fator de massividade da seção transversal;
c_a : calor específico do aço;
ρ_a : massa específica do aço;
ϕ : Fluxo térmico devido ao incêndio;

O fluxo térmico do modelo apenas considera a transmissão de calor por convecção e radiação. Para perfis totalmente inseridos no compartimento em chamas, o fluxo térmico é dado por:

$$\phi_t = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \left(\theta_g^{\,4} - \theta_a^{\,4} \right) + \alpha_c \cdot \left(\theta_g - \theta_a \right) \qquad (2.24)$$

O fator de massividade do elemento é a relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido do corpo. A tabela a seguir, extraída da NBR 14323[4] , apresenta algumas das fórmulas dos principais tipos de perfis utilizados na construção civil:

Tabela 2.6- Fator de massividade para perfis desprotegidos

Seção aberta exposta por todos os lados: $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	*Seção tubular circular exposta por todos os lados:* $\frac{u}{A} = \frac{d}{t\,(d - t)}$ 
Seção aberta exposta ao incêndio por 3 lados: $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	*Cantoneira exposta ao incêndio por todos os lados:* $\frac{u}{A} = \frac{2 + \sqrt{2}}{2t}$

Quanto maior for o índice de massividade, maior será aumento da temperatura do perfil. Analisando a tabela acima, percebe-se que os perfis esbeltos são aqueles que possuem maior fator de massividade e, portanto, são os que entram em equilíbrio térmico com o ambiente mais rapidamente.

Os gráficos a seguir ilustram o efeito do fator de massividade no desenvolvimento da temperatura dos perfis, retirados do catálogo de perfis da Açominas[6], W150x22,5 e W610x174, com os fatores de massividade F = 320 m^{-1} e F = 113.9 m^{-1} respectivamente para a curva paramétrica 1 mostrada na 2.3 e a curva ISO 834 [20] para hidrocarbonetos:

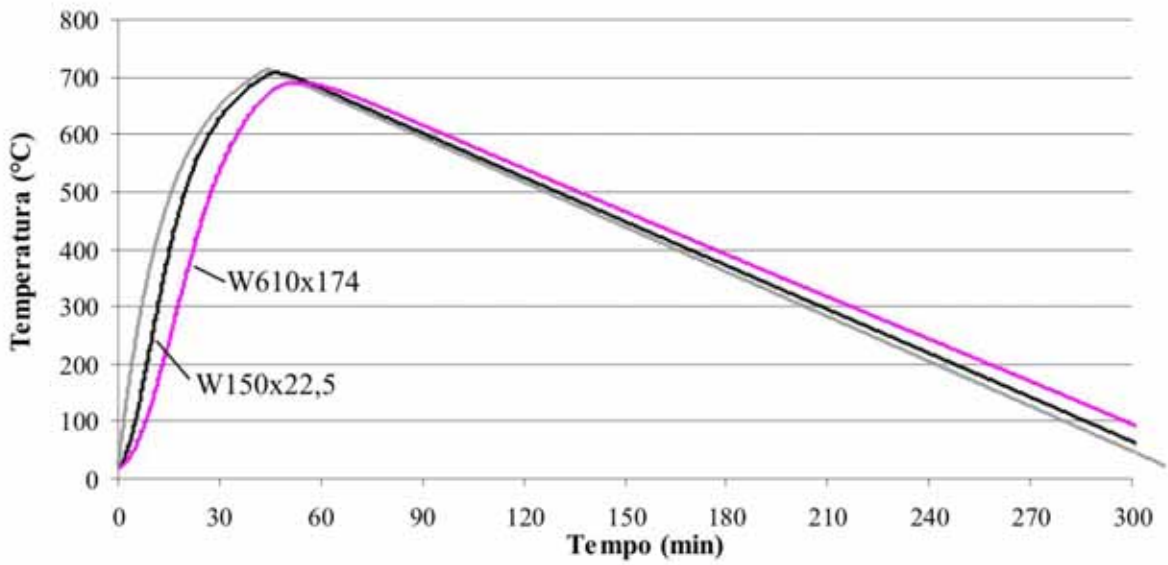


Figura 2.8- Desenvolvimento da temperatura nos perfis pela curva parametrizada 1

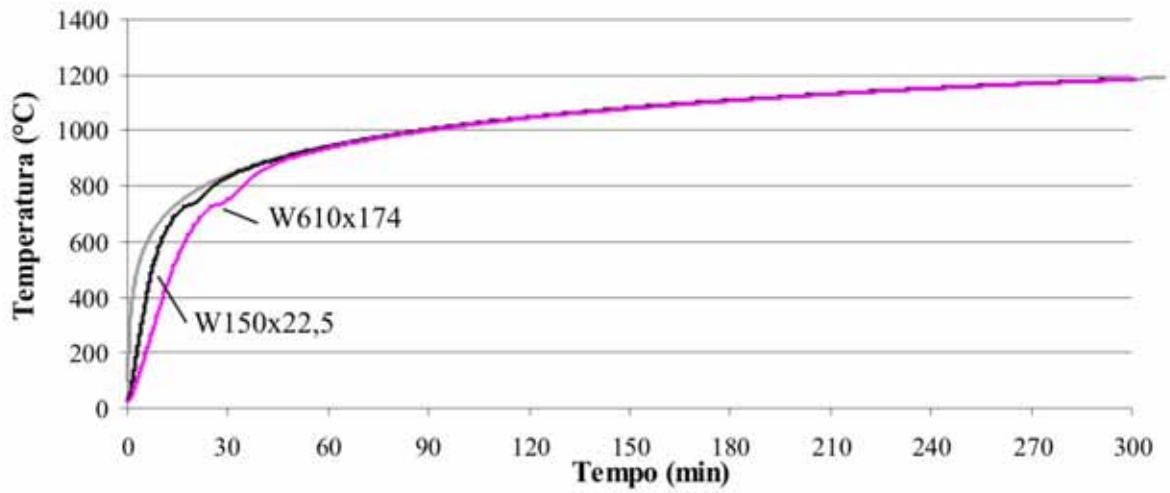


Figura 2.9- Desenvolvimento da temperatura nos perfis pela curva ISO 834 para materiais celulósicos

Conforme visto na seção 2.3, as propriedades térmicas do aço variam em função da temperatura. Para calcular a temperatura do perfil em cada instante, deve-se aplicar um processo incremental simples da forma:

$$\theta_{a_{i+1}} = \theta_{a_i} + \frac{F}{c_a\left(\theta_{a_i}\right)\cdot\rho_a}\cdot\phi\left(\theta_{a_i}, t\right)\cdot\Delta t \qquad (2.25)$$

O incremento de tempo não deve ser maior que 5 segundos. No entanto, recomenda-se adotar $\Delta t < 25000\ F^{-1}$ segundos.

O modelo proposto pela NBR 14323 [4] baseia-se nas seguintes hipóteses:

1. Elemento estrutural totalmente inserido no ambiente em chamas;
2. Distribuição uniforme de temperatura no elemento estrutural;
3. Fluxo de calor unidimensional no elemento

A hipótese (1) não é válida para elementos de vedação do compartimento (vigas e pilares ligados às paredes corta-fogo) assim como para elementos externos. A hipótese (2) é válida apenas para perfis de paredes finas, já que estas possuem alto índice de massividade. A terceira hipótese não é válida para perfis laminados, já que os laminadores tendem a concentrar massa na junção entre a mesa e a alma do perfil, criando um fluxo bidimensional de calor. Portanto, deve-se proceder com cautela na utilização deste modelo, já que a falta de adequação do modelo ao problema em análise pode levar a situações contrárias à segurança estrutural.

b) Solução do problema por Elementos Finitos

Uma segunda alternativa para a determinação da distribuição de temperaturas nos perfis é a utilização de programas comerciais de elementos finitos. A consideração da condução de calor bidimensional na seção transversal fornece resultados mais precisos do que aqueles obtidos com o método aproximado.

No presente reabalho, foi utilizado o programa SAFIR [19], que possibilita os seguintes tipos de análise térmica:

- Análise com ou sem material de proteção térmica;
- Prescrição de condições de contorno diferentes, como faces isoladas do incêndio ou temperaturas prescritas;
- Diversas curvas de aquecimento, dentre elas as descritas na ISO 834 [20].

Abaixo, encontram-se os resultados obtidos pela análise do perfil W610x174 extraído do catálogo Açominas [6] com 3 e 4 faces expostas ao incêndio nos instantes de tempo t = 15 min e t = 30 min para a curva ISO 834 [20] para materiais celulósicos. A análise com 3 faces expostas simula a presença de uma laje na face superior do perfil.

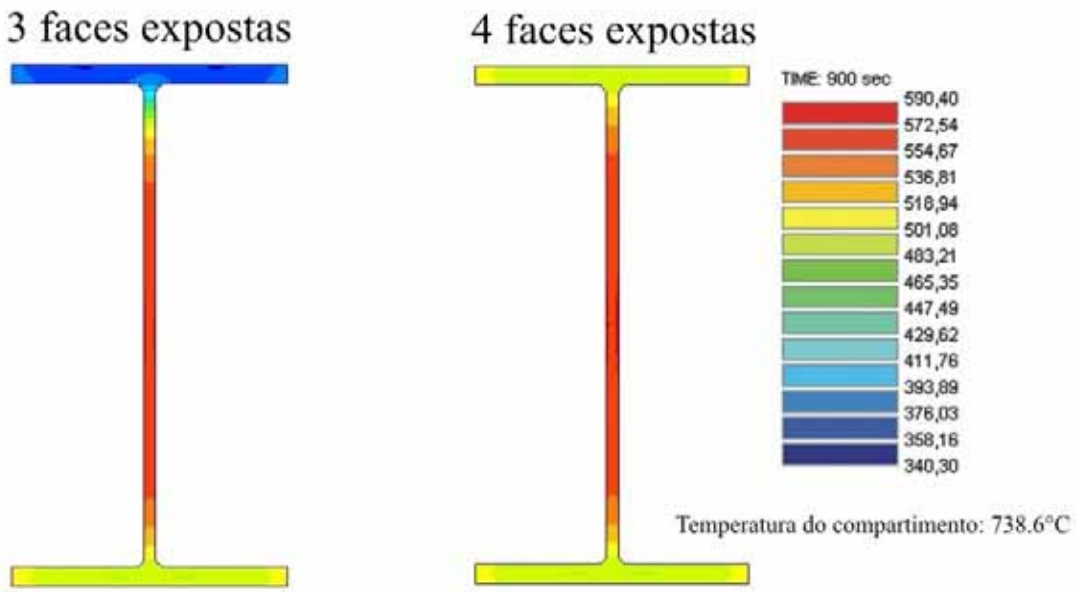


Figura 2.10- Desenvolvimento da temperatura no perfil W610x174 em t = 15 minutos

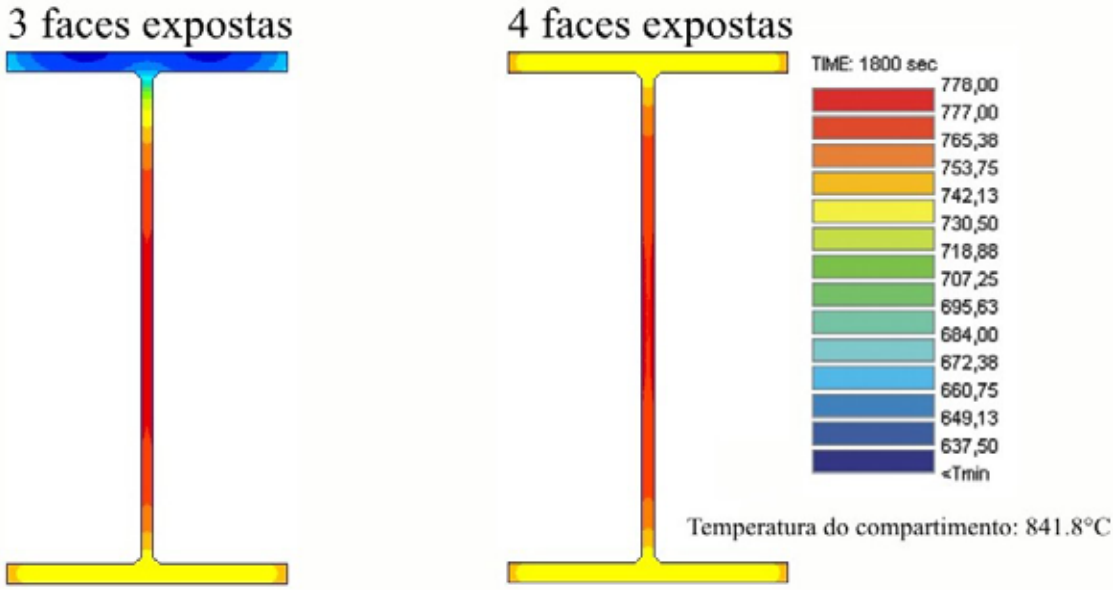


Figura 2.11- Desenvolvimento da temperatura no perfil W610x174 em t = 30 minutos

c) Solução pelo modelo das três zonas

Landesmann e Batista [20] propuseram um modelo aproximado para o cálculo do gradiente de temperaturas em seções transversais. Sua idealização consiste em dividir a seção do perfil em três partes: mesa superior, alma e mesa inferior. O aumento da temperatura é feito através da utilização da formulação da NBR 14323 para cada zona. Este modelo não considera a troca de calor entre os elementos.

Como cada zona tem uma elevação de temperatura distinta, a variação das propriedades térmicas e mecânicas devem ser avaliadas individualmente, conforme será mostrado no capitulo 3.

O cálculo do fator de massividade de cada um dos componentes encontra-se a seguir:

Flanges:

$$\frac{(1+\delta)\cdot b_f + 2\cdot(1+\sqrt{2})\cdot t_f - t_w}{t_f \cdot b_f + (t_f + t_w)\cdot t_f} \qquad (2.26)$$

Alma:

$$\frac{2}{t_w} \qquad (2.27)$$

Onde:

b_f : Largura do flange;

t_f : Espessura do flange;

t_w : Espessura da alma;

δ = 0 para flange parcialmente exposto;
1 para flange completamente exposto.

A seguir, encontra-se o desenvolvimento da temperatura do perfil W610x147 considerando quatro e três faces expostas, respectivamente:

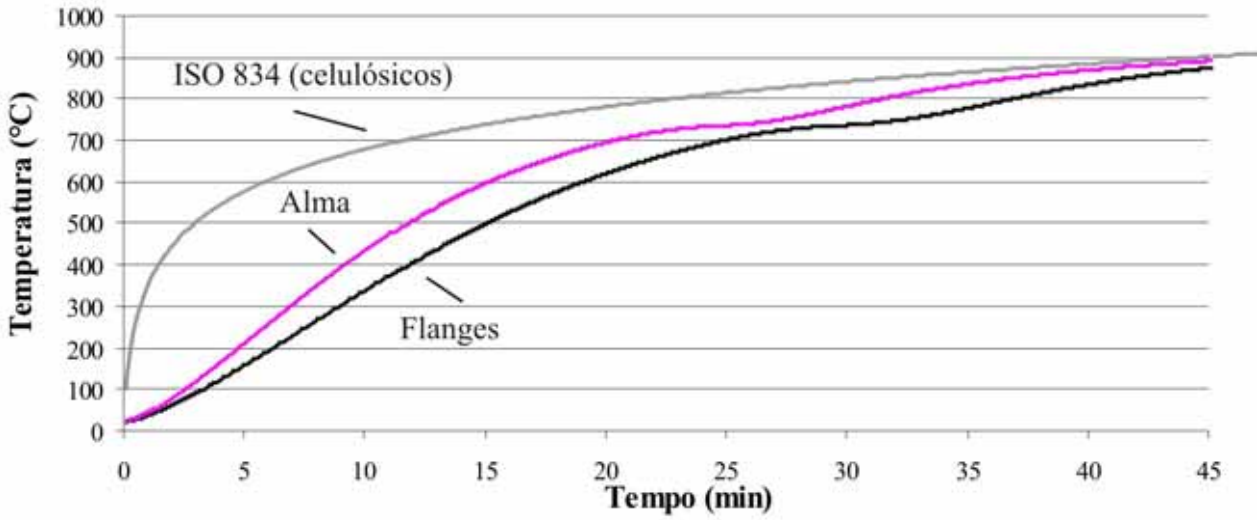


Figura 2.12- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 4 lados expostos

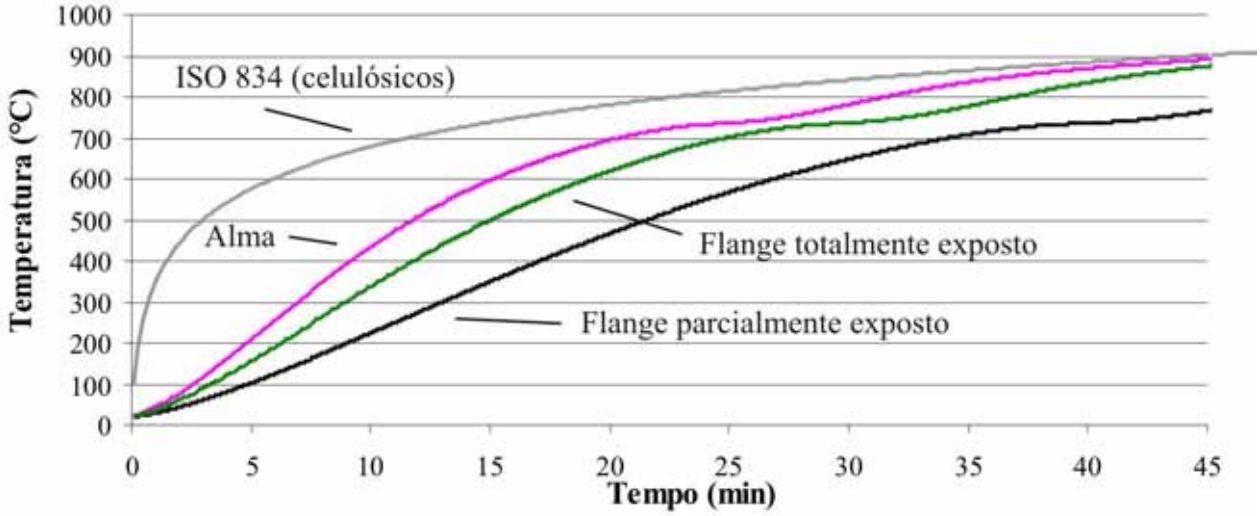


Figura 2.13- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

Comparação entre os modelos:

O modelo de Landesmann e Batista foi comparado com o desenvolvimento da temperatura no tempo gerado pelo programa SAFIR[19], para uma malha gerada com 260 elementos e 343 nós. Como o programa de elementos finitos gera uma distribuição de temperaturas variável ao longo dos flanges e da alma, os resultados do modelo proposto foi comparado com a temperatura nodal referente ao centróide do elemento em análise (flange ou alma). O erro foi estimado a partir da fórmula:

$$Erro = \frac{\theta_{elemento} - \theta_{safir}}{\theta_{safir}} \qquad (2.28)$$

Verifica-se que o modelo simplificado das 3 zonas apresenta boa correlação com os resultados obtidos pelo MEF, conforme mostram os gráficos a seguir:

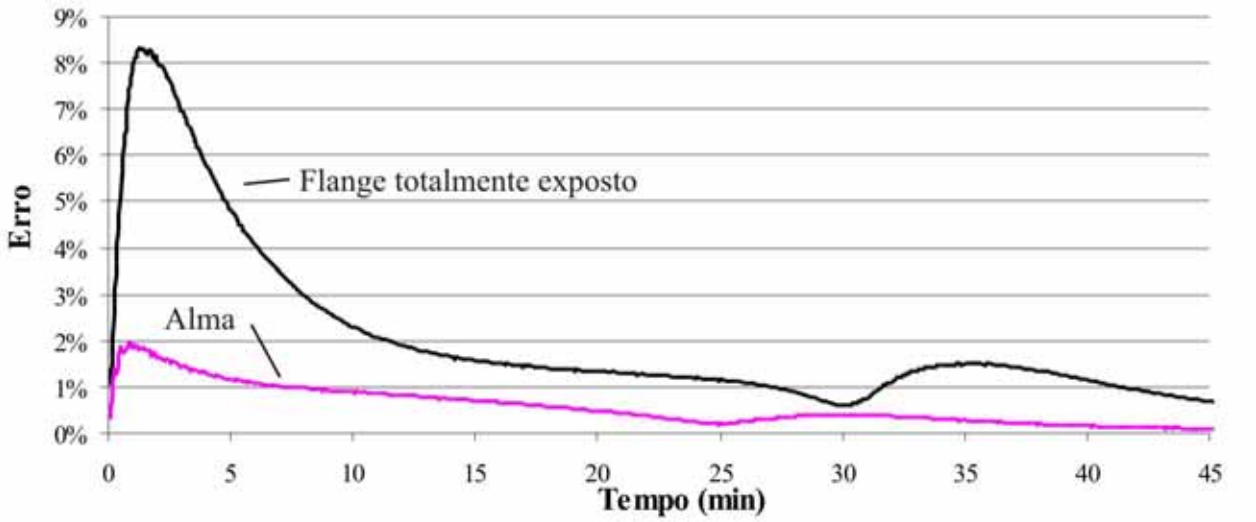


Figura 2.14- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

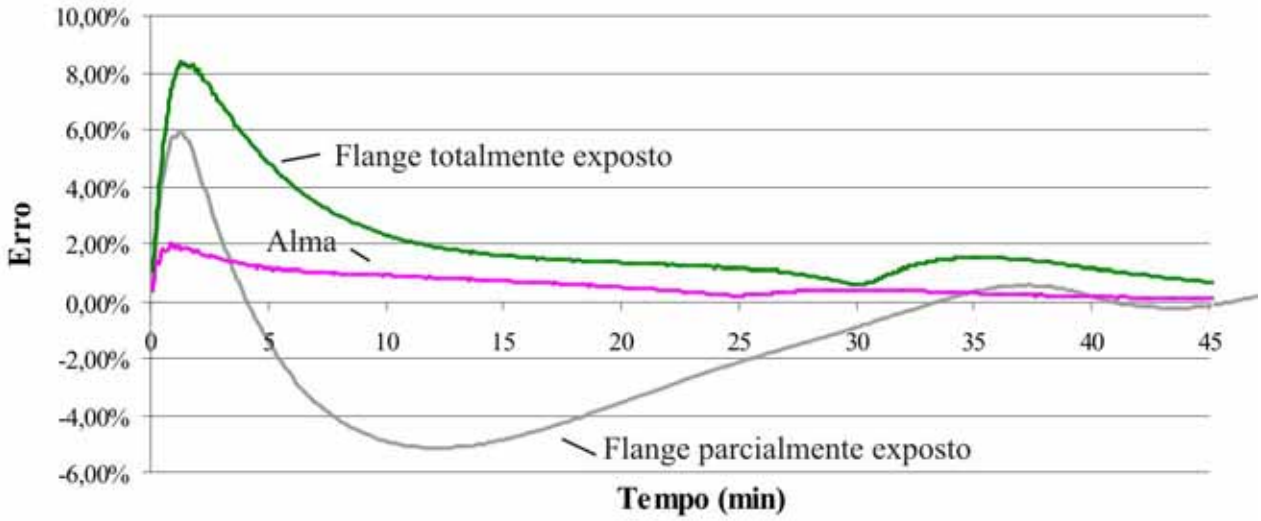


Figura 2.15- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

2.5- Elevação da temperatura do aço com proteção térmica

2.5.1- Materiais de proteção térmica

O aço é um material com grande capacidade de condução térmica. Portanto, quanto mais longa for sua exposição a um incêndio, maior será sua temperatura e, conseqüentemente, sua degradação mecânica.

Para contornar este problema, freqüentemente são utilizados materiais de proteção térmica, conhecidos como materiais de proteção passiva contra incêndio. Em termos gerais, estes materiais devem apresentar as seguintes características:

- Baixa massa específica aparente;
- Baixa condutividade térmica;
- Alto calor específico;
- Adequada resistência mecânica (quando expostos a impactos);
- Garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- Custo compatível.

Os tipos mais comuns de materiais de proteção passiva são:

- Argamassas projetadas;
- Fibras projetadas;
- Placas de lã de rocha;
- Placas de gesso acartonado;
- Mantas;
- Tintas intumescentes.

2.5.2- Distribuição da temperatura na seção transversal

a) Modelo proposto pelo projeto de revisão da NBR 14323(2003)

A NBR 14323 [19] recomenda o uso da seguinte expressão:

$$\Delta\theta a = \frac{\lambda_m \cdot F}{t_m \cdot c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{\left(\theta_g - \theta_a\right)}{1 + \frac{\xi}{3}} \cdot \Delta t - \left(e^{\frac{\xi}{10}} - 1\right) \cdot \Delta\theta_g \qquad (2.29)$$

Para

$$\xi = \frac{c_m \cdot \rho_m}{c_a \cdot \rho_a} \cdot t_m \cdot F \qquad (2.30)$$

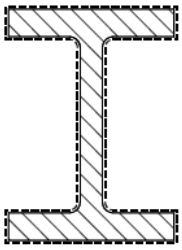
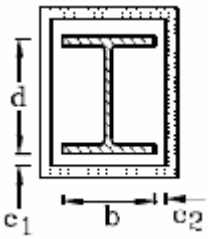
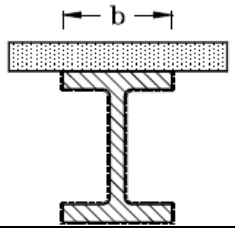
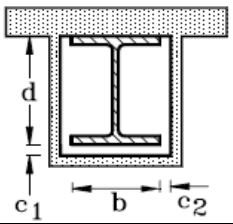
Onde:

F : Fator de massividade para perfis revestidos por proteção térmica;
λ_m : Condutividade térmica do material de proteção térmica;
c_m : Calor específico do material de proteção térmica;
ρ_m: Peso específico do material de proteção térmica;
t_m :Espessura do material de proteção térmica;
c_a : Calor específico do aço;
ρ_a : Peso específico do aço;
θ_a : Temperatura do aço
θ_g : Temperatura do incêndio;
$\Delta\theta_g$: Incremento na temperatura do incêndio;
Δt : Incremento de tempo.

As hipóteses simplificadoras deste método são as mesmas daquele apresentado no item 2.4-a, de modo que todos os comentários anteriormente feitos aplicam-se também para este modelo. Nota-se que a expressão acima não apresenta diretamente o fluxo de calor do incêndio. Isto se deve ao fato do único processo de condução de calor existente ser a condução térmica no contato entre o aço e o material de proteção passiva.

O fator de massividade para perfis com proteção térmica encontra-se na tabela abaixo, também extraída da NBR 14323 [19]:

Tabela 2.7- Fator de massividade para perfis protegidos

Situação	***Descrição***	***Fator de massividade***
	Seção com proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	perímetro da seção da peça de aço / área da seção da peça de aço
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2 (d + c_1 + b + c_2)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	perímetro exposto da peça de aço / área da seção da peça de aço
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d + c_1 + b + 2c_2}{\text{área da seção da peça de aço}}$

Os gráficos a seguir ilustram o efeito do fator de massividade no desenvolvimento da temperatura dos perfis W150x22,5 e W610x174, com os fatores de massividade F = 320 m^{-1} e F = 113.9 m^{-1} respectivamente e um material de proteção térmica com as seguintes características:

- Espessura de 2 cm;
- Condutividade térmica de 0,12 W/(m °C);
- Calor específico de 1200 J/(kg °C);
- Densidade de 300 kg /m³.

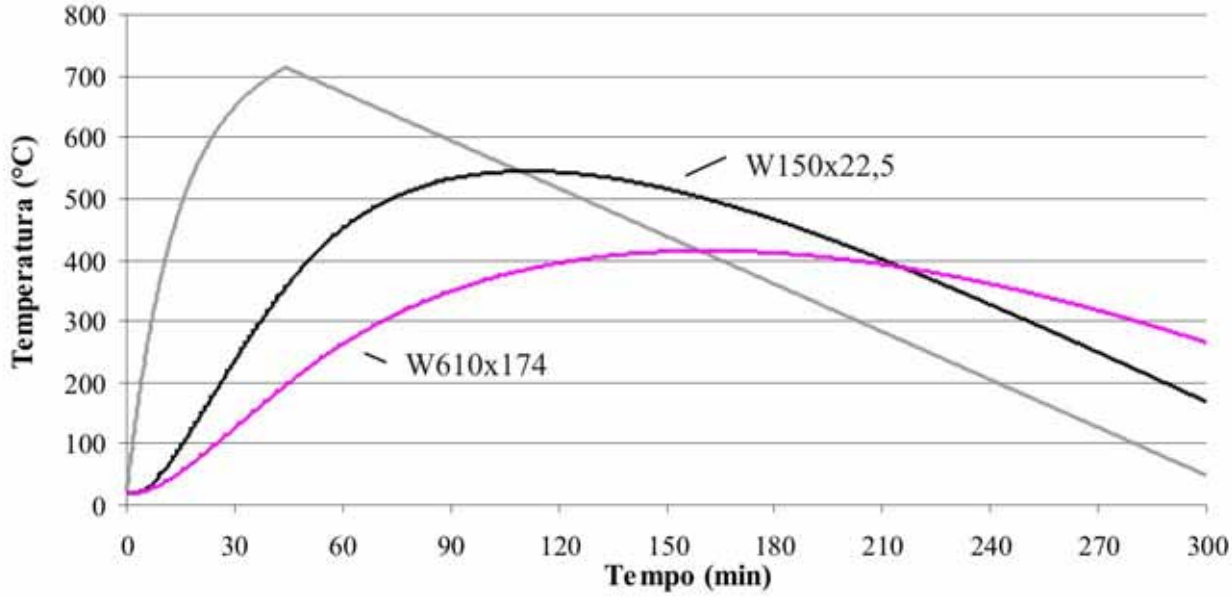


Figura 2.16- Desenvolvimento da temperatura nos perfis pela curva parametrizada 1 conforme figura 2.3

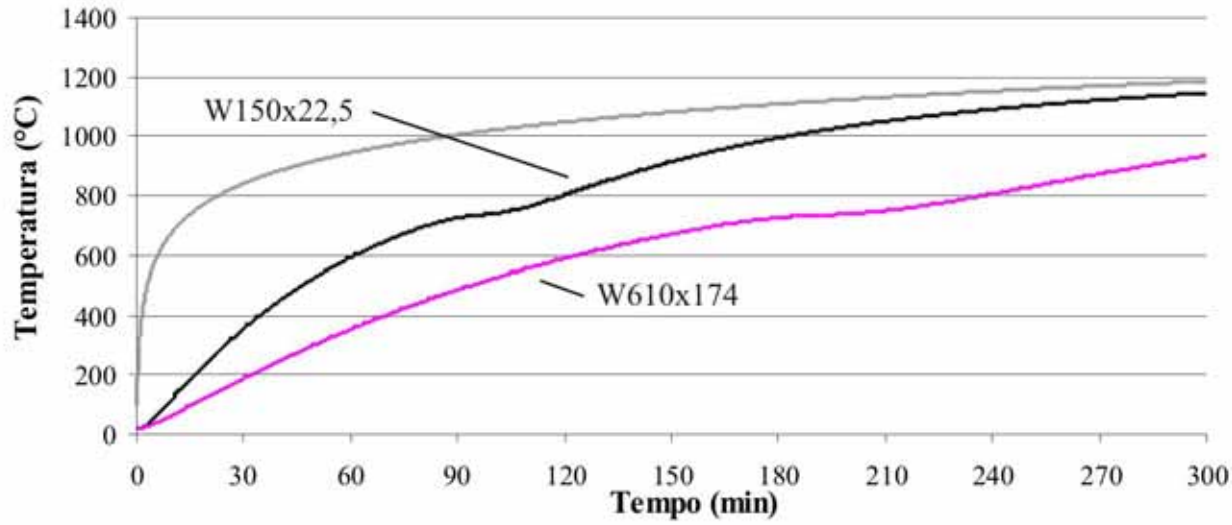


Figura 2.17- Desenvolvimento da temperatura nos perfis pela curva ISO 834 para materiais celulósicos

Note que a proteção térmica retarda a troca de calor entre o ambiente em chamas e o aço. Quando o incêndio natural entra na fase de decaimento e o sentido da troca de calor é alterado, ou seja, a temperatura do incêndio é menor do que a do aço, a inércia térmica da proteção retarda a diminuição da temperatura do aço. Desta forma, os perfis continuam aquecidos mesmo depois do término do incêndio.

Para perfis submetidos aos incêndios da ISO 834, caracterizados por funções não-decrescentes, o perfil protegido sempre entra em equilíbrio térmico com o incêndio.

O cálculo do aumento da temperatura do aço para perfis protegidos deve ser feito usando um procedimento incremental simples da mesma forma que foi feito para os perfis sem proteção passiva:

$$\theta_{a_{i+1}} = \theta_{a_i} + \frac{\lambda_m \cdot F}{t_m \cdot c_a\left(\theta_{a_i}\right) \cdot \rho_a} \cdot \frac{\left(\theta_{g_i} - \theta_{a_i}\right)}{1 + \frac{\xi}{3}} \cdot \Delta t - \left(e^{\frac{\xi}{10}} - 1\right) \cdot \Delta\theta_{g_i} \qquad (2.31)$$

b) Solução do problema por Elementos Finitos

Novamente, foi utilizado o programa SAFIR [19] para a análise do perfil W610x174 com 3 e 4 faces expostas ao incêndio nos instantes de tempo t = 15 min e t = 30 min para a curva ISO 834 [20] para materiais celulósicos, usando a mesma proteção térmica descrita anteriormente:

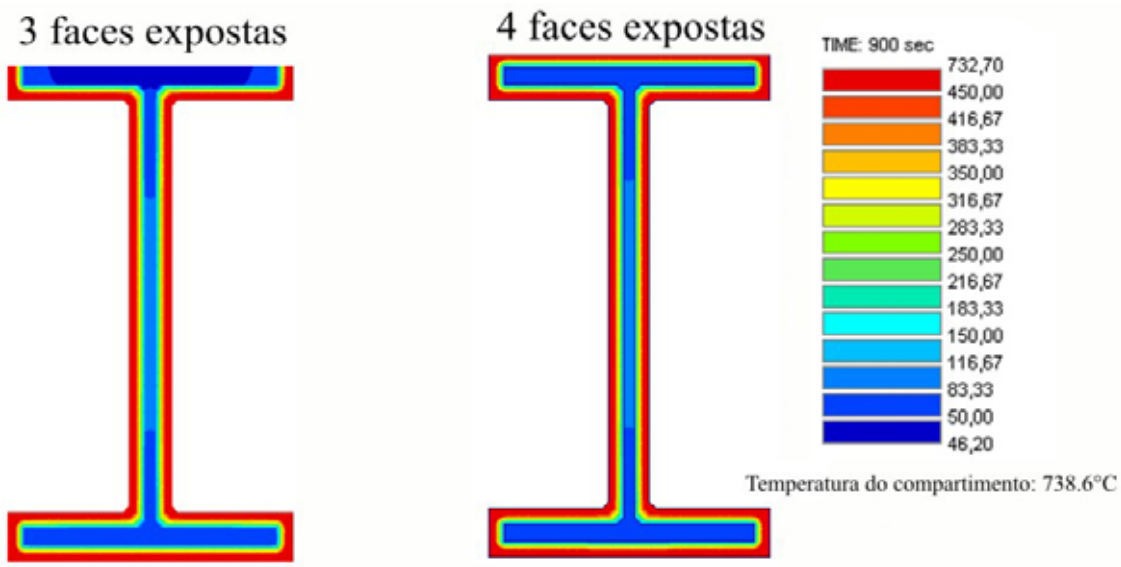


Figura 2.18- Desenvolvimento da temperatura no perfil W610x174 em t = 15 minutos

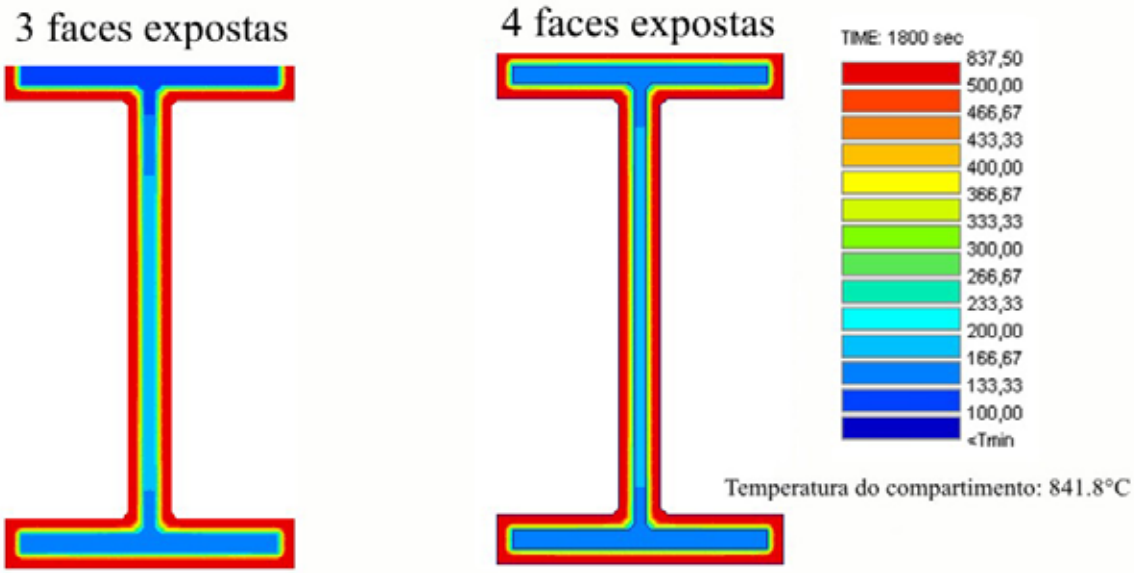


Figura 2.19- Desenvolvimento da temperatura no perfil W610x174 em t = 30 minutos

c) Solução pelo modelo das três zonas

O modelo das três zonas também pode ser aplicado para seções protegidas aplicando-se as prescrições da NBR 14323 descritas no item 2.5.2-a.

A seguir, encontra-se o desenvolvimento da temperatura do perfil W610x147 considerando quatro e três faces expostas, respectivamente:

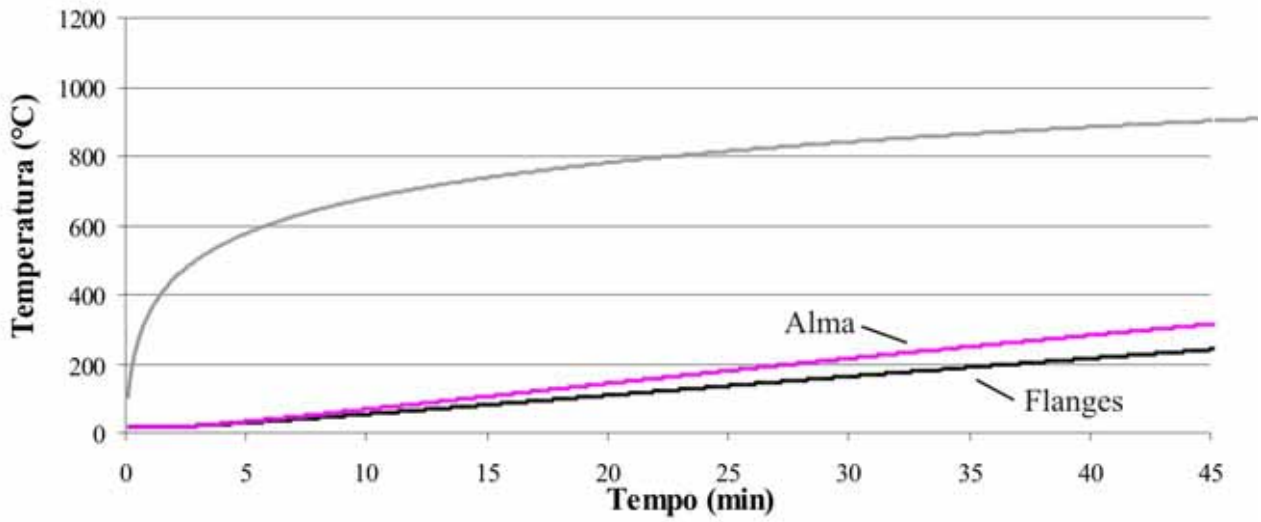


Figura 2.20- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 4 lados expostos

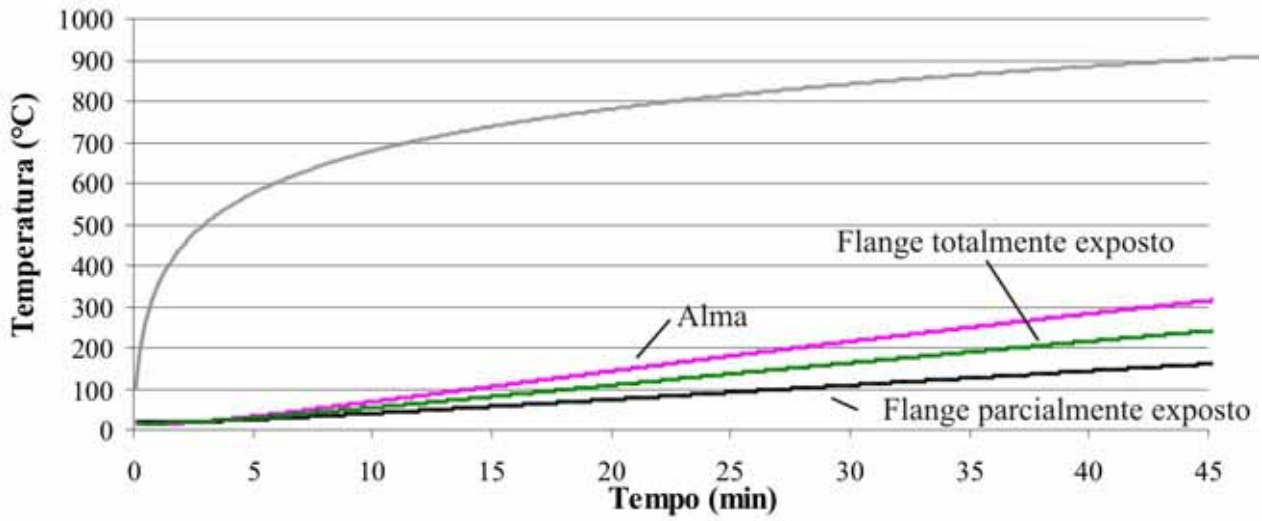


Figura 2.21- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

Comparação entre os modelos:

O modelo de Landesmann Batista foi comparado com o desenvolvimento da temperatura no tempo gerado pelo programa SAFIR [19], com malha de 260 elementos e 343 nós.

Como o programa de elementos finitos gera uma distribuição de temperaturas variável ao longo dos flanges e da alma, os resultados do modelo proposto foram comparados com a temperatura nodal referente ao elemento em análise (flange ou alma). O erro foi estimado a partir da fórmula:

$$Erro = \frac{\theta_{elemento} - \theta_{safir}}{\theta_{safir}} \qquad (2.32)$$

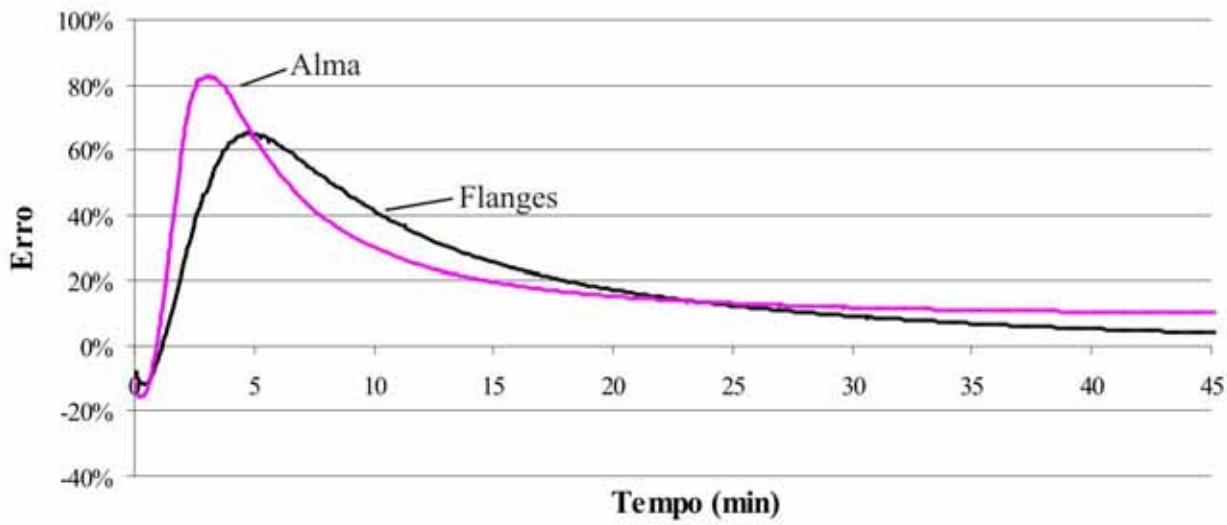


Figura 2.22- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

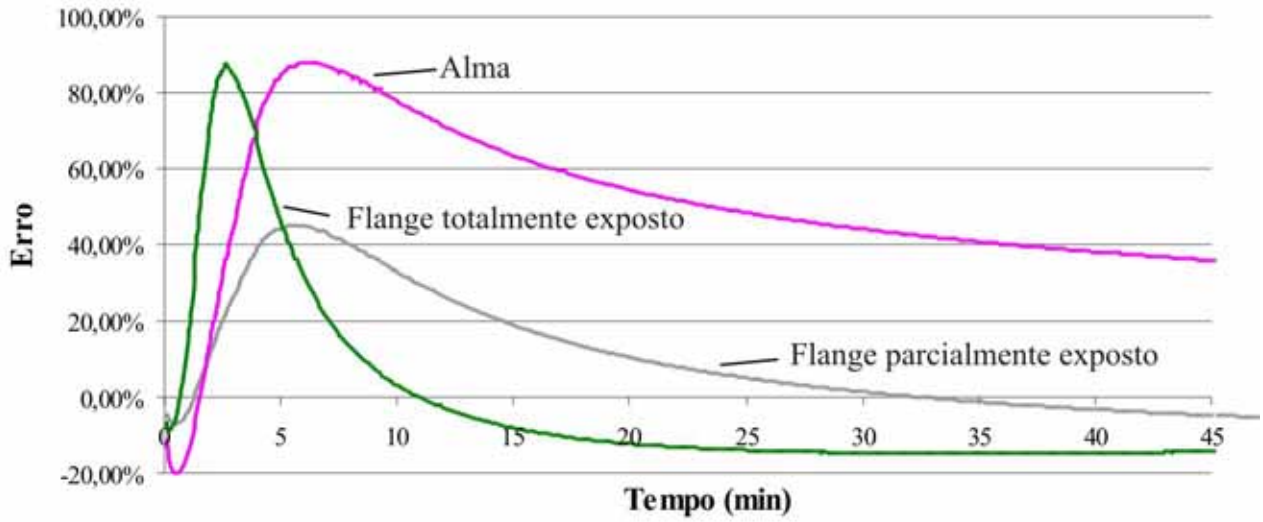


Figura 2.23- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos

O grande erro relativo mostrado no gráfico acima deve-se ao fato do SAFIR [19] possuir um comportamento no início do incêndio diferente daquele descrito na prescrição da norma brasileira. O perfil perde temperatura no início do incêndio para somente depois de 4 minutos começar a aquecer e somente depois de 6 minutos alcança temperatura superior a 20°C.

Esta defasagem de 6 minutos no aquecimento gera inicialmente um grande erro relativo, que diminui gradativamente conforme o perfil alcança temperaturas mais altas. A figura a seguir mostra o desenvolvimento da temperatura no início do aquecimento do perfil segundo o SAFIR [19]:

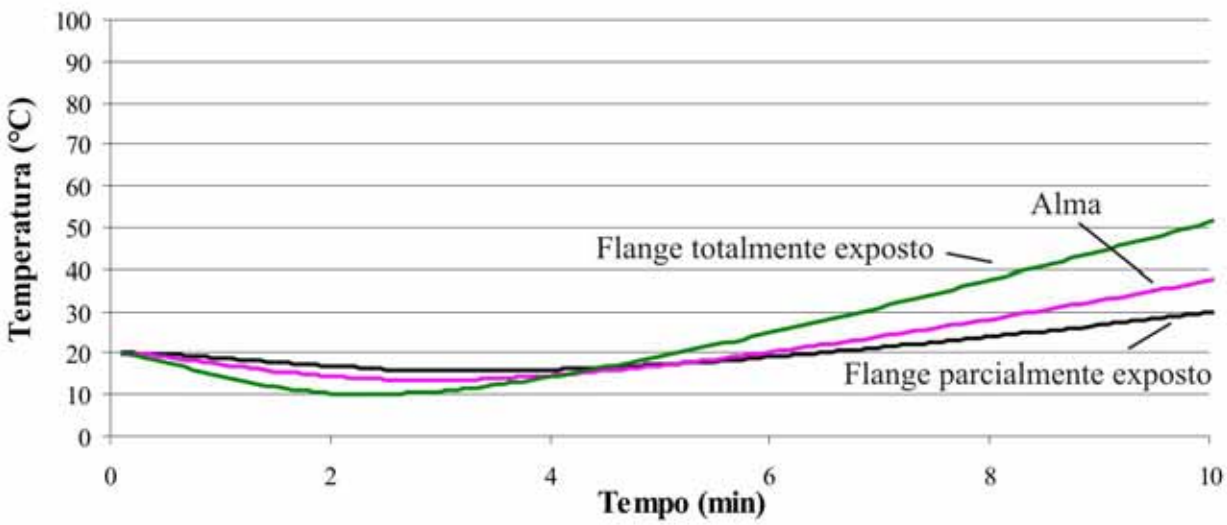


Figura 2.24- Desenvolvimento da temperatura nos perfis segundo a curva ISO-834 com 3 lados expostos pelo programa SAFIR

3- Análise estrutural: elementos de barra

A análise estrutural é a etapa do projeto, ou da verificação estrutural, em que se determinam os esforços internos dos elementos, assim como seus deslocamentos. Para tal, deve-se analisar o comportamento da estrutura quando submetida a ações externas. Os principais fatores que influenciam o comportamento estrutural são:

- as características geométricas e mecânicas da estrutura;
- as propriedades físicas dos materiais constituintes;
- o meio em que ela está inserida;
- as ações impostas.

O comportamento estrutural pode ser dividido entre linear e não-linear. O comportamento linear é aquele em que as forças aplicadas são proporcionais aos deslocamentos produzidos e o princípio da superposição é válido. Já o comportamento não-linear pode ser dividido em 3 categorias:

- Geométrico, devido aos efeitos de mudança de configuração geométrica da estrutura deformada sob a ação das cargas;
- Física, devido a não-linearidade das relações tensão x deformação dos materiais.

A implementação computacional deste trabalho será feita utilizando-se o método dos deslocamentos. Este impõe restrições aos deslocamentos livres da estrutura para torná-la cinematicamente determinada. Desta forma, resolve-se o sistema de equações:

$$\{F\} = [K]\{d\} \qquad (3.1)$$

Onde:

$\boldsymbol{d}$: vetor dos deslocamentos nodais da estrutura (incógnita do problema);
$\boldsymbol{F}$: vetor das forças aplicadas nos nós da estrutura;
$\boldsymbol{K}$: Matriz que relaciona os deslocamentos nodais com as forças aplicadas (matriz de rigidez).

3.1- Análise linear-elástica

Para que o comportamento de uma estrutura possa ser considerado como linear-elástico, devem ser consideradas as seguintes condições:

1. Pequenas rotações e deslocamentos;
2. Pequenas deformações específicas e mudanças de curvatura elástica;
3. Material em regime elástico-linear para as tensões atuantes;
4. Ausência da interação entre a força axial e a flexão em todos os elementos.

3.1.1- Solução da equação diferencial do problema: elementos de barra

Seja o elemento de pórtico plano apresentado a seguir:

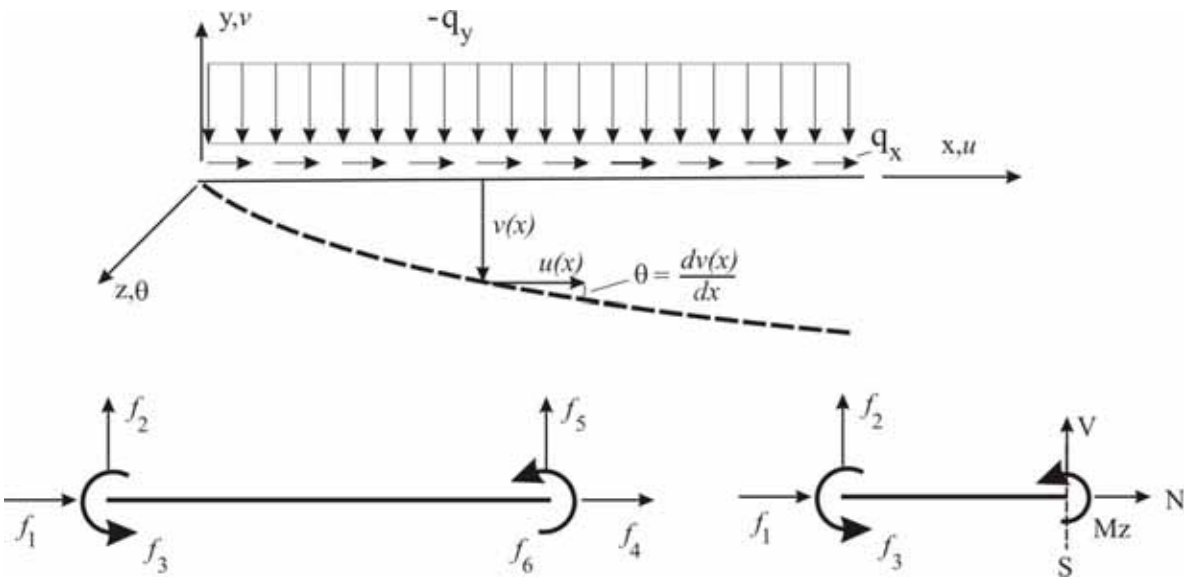


Figura 3.1- Sistema de coordenadas para o elemento de pórtico plano

O elemento está representado no sistema de referência local, onde o eixo x é coincidente com a linha que liga os centróides de todas as seções transversais do elemento. A partir da convenção de sinais mostrada na figura, observa-se que as condições de contorno deste elemento são:

$$\text{Em } x = 0 \qquad f_1 = -N_x \qquad f_2 = -V_y \qquad f_3 = -M_z$$
$$\text{Em } x = L \qquad f_4 = N_x \qquad f_5 = V_y \qquad f_6 = M_z$$

As relações entre os esforços solicitantes nas seções transversais e os deslocamentos apresentam-se a seguir:

$$N_x = E \cdot A \cdot \frac{d}{dx} u(x) \quad (3.2) \qquad V_y = -E \cdot I_z \cdot \frac{d^3}{dx^3} v(x) \quad (3.3)$$

$$\frac{d}{dx} V_y = -w(x) \quad (3.4) \qquad M_z = E \cdot I_z \cdot \frac{d^2}{dx^2} v(x) \quad (3.5)$$

A partir da figura 3.1, obtém-se as equações diferenciais de equilíbrio:

$$\sum F_x = 0 \qquad E \cdot A \cdot \frac{d^2}{dx^2} u(x) + q_x = 0 \quad (3.6)$$

$$\sum F_y = 0 \qquad E \cdot I_z \cdot \frac{d^4}{dx^4} v(x) - w(x) = 0 \qquad (3.7)$$

Para $q_x(x) = w(x) = 0$, temos:

$$u(x) = a \cdot x + b \qquad (3.8)$$

$$v(x) = c \cdot x^3 + d \cdot x^2 + e \cdot x + f \qquad (3.9)$$

As 6 constantes das equações podem ser determinadas a partir das 6 condições de contorno:

$$\begin{array}{llll} \text{Em } x = 0 & u_1 = u(0) & u_2 = v(0) & u_3 = \dfrac{\partial}{\partial x} v(0) \\ \text{Em } x = L & u_4 = u(L) & u_5 = v(L) & u_6 = \dfrac{\partial}{\partial x} v(L) \end{array} \qquad (3.10)$$

Organizando as respostas em função dos deslocamentos, obtém-se:

$$u(x) = u_1 \cdot (1 - \xi) + u_4 \cdot \xi \qquad (3.11)$$

$$v(x) = u_2 \cdot \left(2 \cdot \xi^3 - 3 \cdot \xi^2 + 1\right) + u_3 \cdot L \cdot \left(\xi^3 - 2 \cdot \xi^2 + \xi\right) + u_5 \cdot \left(-2 \cdot \xi^3 + 3 \cdot \xi^2\right) + u_6 \cdot L \cdot \left(\xi^3 - \xi^2\right) \qquad (3.12)$$

Onde $\xi = \dfrac{x}{L}$

3.1.2- Montagem da matriz de rigidez:

a) Matriz de rigidez local:

A matriz de rigidez de um pórtico plano é uma matriz quadrada de ordem 6, já que o problema apresenta 3 graus de liberdade por nó. Os coeficientes serão determinados a partir da solução de *u(x)* e *v(x)*.

Para se determinar o coeficiente $k_{i,j}$ da linha "i" da matriz de rigidez, impõe-se um deslocamento unitário na direção "j" mantendo todos os outros nulos. Repetindo este procedimento para cada direção local, obtém-se a matriz de rigidez local $\boldsymbol{k_L}$.

O cálculo para $k_{3,2}$ é mostrado a seguir como um exemplo:

$$k_{3,2} = \frac{f_3}{u_2} = \frac{-M_z}{u_2} = \frac{-1}{u_2} \cdot E \cdot I_z \cdot \frac{d^2}{dx^2} v(x) = \frac{-1}{u_2} \cdot E \cdot I_z \cdot \left[2 \cdot \frac{(6 \cdot x - 3 \cdot L)}{L^3} \right] \qquad (3.13\text{-a})$$

Para $x = 0$, obtém-se $$k_{3,2} = \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2}. \qquad (3.13\text{-}b)$$

Realizando cálculos análogos aos apresentados em 3.13 e lembrando que não há interação entre o esforço normal e o momento fletor, é calculada a matriz de rigidez local:

$$k_L = \begin{pmatrix} \frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & -\frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} \\ \frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} \end{pmatrix} \qquad (3.14)$$

b) Rotação dos eixos locais para os eixos globais

Seja R a matriz de rotação que relaciona os deslocamentos locais d_L com os deslocamentos globais d_G e relaciona as forças locais f_L com as forças globais f_G conforme ilustrado na figura 3.2:

$$d_L = R \cdot d_G \qquad (3.15)$$

$$d_G = R^{-1} \cdot d_L \qquad (3.16)$$

$$f_L = R \cdot f_G \qquad (3.17)$$

$$f_G = R^{-1} \cdot f_L \qquad (3.18)$$

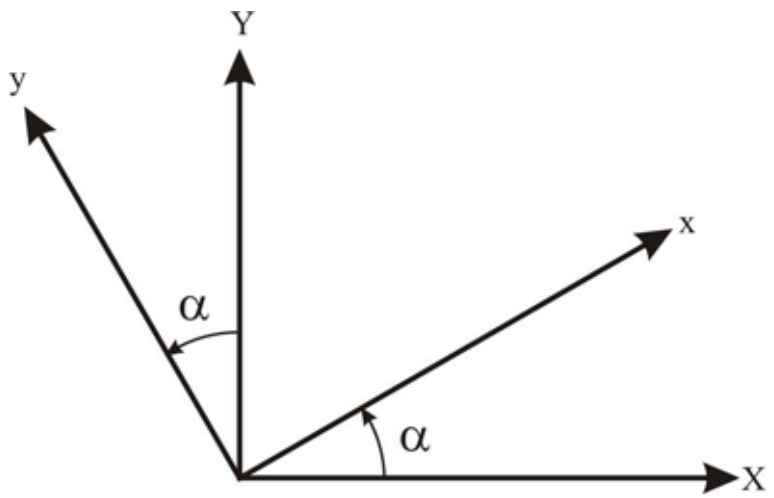


Figura 3.2- Referência para a matriz de rotação

A transformação da matriz de rigidez local para coordenadas globais segue os passos:

$$f_G = R^{-1} \cdot f_L = R^{-1} \cdot \left(k_L \cdot d_L \right) = R^{-1} \cdot \left(k_L \cdot R \cdot d_G \right) = R^{-1} \cdot k_L \cdot R \cdot d_G \qquad (3.19\text{-a})$$

Logo:

$$k_G = R^{-1} \cdot k_L \cdot R \qquad (3.19\text{-b})$$

A partir da figura 3.2, calcula-se a matriz de rotação:

$$R = \begin{pmatrix} cos(\alpha) & sin(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -sin(\alpha) & cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & cos(\alpha) & sin(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -sin(\alpha) & cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \qquad (3.20)$$

Como a matriz R é ortogonal, temos $R^{-1} = R^T$

c) Montagem da matriz de rigidez global da estrutura:

Matriz de rigidez sem apoios externos:

A matriz de rigidez global da estrutura é montada a partir das matrizes de rigidez dos elementos, já transformadas para o sistema de referência global.

Inicialmente, será montada a matriz de rigidez sem que sejam levadas em conta os apoios externos da estrutura. Desta maneira, a ordem da matriz de rigidez quadrada é o triplo do número de nós da estrutura.

Cada coeficiente $K_{i,j}$ da matriz de rigidez global é dado pela soma dos coeficientes $k_{i,j}$ pertencentes aos elementos que possuem as direções globais "i" e "j" . Portanto, deve-se utilizar alguma correlação entre a numeração local do elemento com a numeração global da estrutura. Neste trabalho de final de curso, foi utilizada a matriz de incidência, que armazena em cada linha o nó inicial e o final de cada elemento.

O espalhamento da matriz de rigidez pode ser feito através do seguinte algorítmo:

$$\begin{aligned}
K\left[\left(T_a(i)+j\right),\left(T_a(i)+k\right)\right] &= K\left[\left(T_a(i)+j\right),\left(T_a(i)+k\right)\right] + k_G(i,j,k) \\
K\left[\left(T_a(i)+j\right),\left(T_b(i)+k\right)\right] &= K\left[\left(T_a(i)+j\right),\left(T_b(i)+k\right)\right] + k_G(i,j,k+3) \\
K\left[\left(T_b(i)+j\right),\left(T_a(i)+k\right)\right] &= K\left[\left(T_b(i)+j\right),\left(T_a(i)+k\right)\right] + k_G(i,j+3,k) \\
K\left[\left(T_b(i)+j\right),\left(T_b(i)+k\right)\right] &= K\left[\left(T_b(i)+j\right),\left(T_b(i)+k\right)\right] + k_G(i,j+3,k+3)
\end{aligned} \qquad (3.21)$$

Para: $T_a(i) = 3 \cdot (Nó_inicial(i) - 1)$ e $T_b(i) = 3 \cdot (Nó_final(i) - 1)$

Onde:

i : loop que varia de 1 até o número de elementos;

j e k : loop que varia de 1 até 3;

$K_{a,b}$: Coeficiente da matriz de rigidez global nas direções globais a e b;

$k_G\,(f,g,h)$: Coeficiente da matriz de rigidez local, no referencial global do elemento "*f*" nas direções locais *"g"* e *"h"*;

Imposição das condições de contorno:

As condições de contorno serão adicionadas ao problema através da utilização da técnica do número grande. Esta técnica consiste na idealização das direções restringidas por molas muito rígidas, substituindo o coeficiente $K_{n,n}$ da direção restringida *n* por um número cuja ordem de grandeza seja muito superior à rigidez de qualquer termo da matriz K.

A presença de um número "muito grande" na matriz de rigidez pode causar instabilidade numérica, de modo que a escolha do número grande deve ser cautelosa. Neste trabalho, utilizou-se a média da diagonal principal multiplicada por 10000.

3.1.3- Montagem do vetor de forças:

a) Ações e carregamentos externos:

A rotina de análise desenvolvida neste trabalho utiliza ações aplicadas sobre os nós da estrutura. Portanto, deve-se utilizar o método da rigidez para calcular um conjunto de forças nodais que substituam o efeito das ações aplicadas nos elementos. Este conjunto de ações é denominado força de engastamento perfeito, que são aquelas que garantem a condição de deslocamentos e rotações nulos nas extremidades de cada elemento, como mostra a figura a seguir:

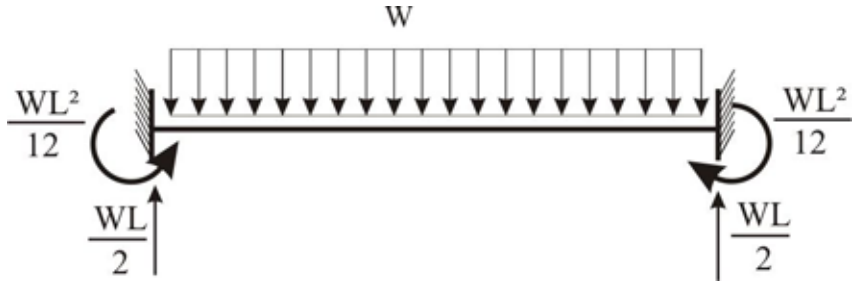


Figura 3.3- Forças de engastamento perfeito de um carregamento uniformemente distribuído

Ao se estabelecer um carregamento qualquer em um elemento e simultaneamente se aplicar as suas reações de engastamento perfeito, o restante da estrutura não sentirá sua existência. Entretanto, localmente, surgirão esforços decorrentes das reações de engastamento perfeito impostas.

Os esforços no elemento podem então ser calculados a partir da superposição de dois casos de carregamento cinematicamente determinados:

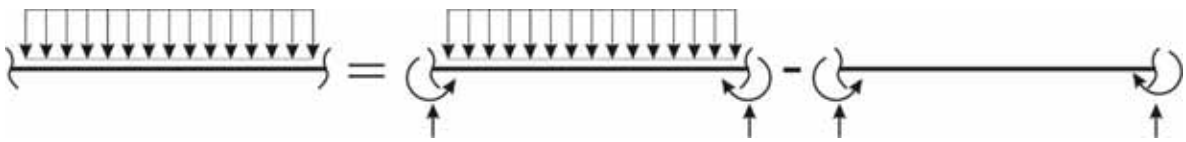


Figura 3.4- Princípio das forças de engastamento perfeito

Os esforços internos na estrutura segundo o referencial local podem ser escritos na forma matricial:

$$f_L = k_L \cdot u_L - f_e \qquad (3.22)$$

Onde:

f_L : Esforços internos do elemento;

k_L : matriz de rigidez no referencial local;

u_L : deslocamentos nodais do elemento no referencial local;

f_e : forças de engastamento perfeito

Expandindo a expressão anterior, temos:

$$\begin{pmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_4 \\ f_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{E\cdot A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E\cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12\cdot E\cdot I_z}{L^3} & \frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & 0 & -\frac{12\cdot E\cdot I_z}{L^3} & \frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & \frac{4\cdot E\cdot I_z}{L} & 0 & -\frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & \frac{2\cdot E\cdot I_z}{L} \\ \frac{E\cdot A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E\cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12\cdot E\cdot I_z}{L^3} & -\frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & 0 & \frac{12\cdot E\cdot I_z}{L^3} & -\frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & \frac{2\cdot E\cdot I_z}{L} & 0 & -\frac{6\cdot E\cdot I_z}{L^2} & \frac{4\cdot E\cdot I_z}{L} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{w\cdot L}{2} \\ \frac{w\cdot L^2}{12} \\ 0 \\ \frac{w\cdot L}{2} \\ -\frac{w\cdot L^2}{12} \end{pmatrix} \qquad (3.23)$$

b) Efeitos da variação de temperatura

Temperatura da seção transversal constante:

A variação da temperatura de um perfil causa uma tendência à mudança de sua geometria. Uma variação uniforme da temperatura de uma barra isostática causa uma variação no comprimento conforme mostra a figura a seguir:

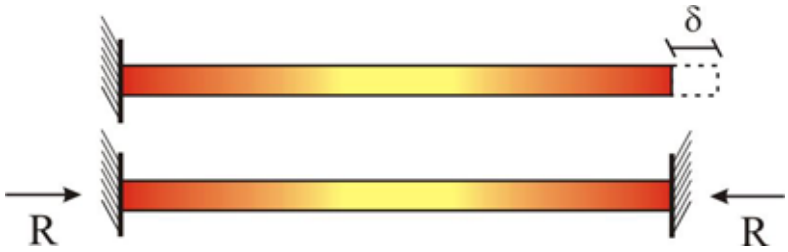


Figura 3.4- Dilatação de uma barra para temperatura uniforme na seção transversal

O alongamento da barra é dado por:

$$\delta = \int_0^L \varepsilon\left(\theta_a(x)\right) dx \tag{3.24}$$

Onde:

$\varepsilon\left(\theta_a\right)$: Alongamento específico da barra em função da temperatura, conforme descrito no item 2.3.

Caso a barra seja impedida de se deslocar, há o surgimento de reações de apoio. Para um acréscimo de temperatura constante Δθ ao longo da barra, tem-se:

$$R = E \cdot A \cdot \frac{\delta}{L} \tag{3.25}$$

Gradiente de temperatura na seção transversal:

Seja uma barra isostática submetida a um gradiente de temperaturas linear em todo o seu comprimento, de modo que a temperatura no seu centróide permaneça inalterada, conforme mostra a figura a seguir:

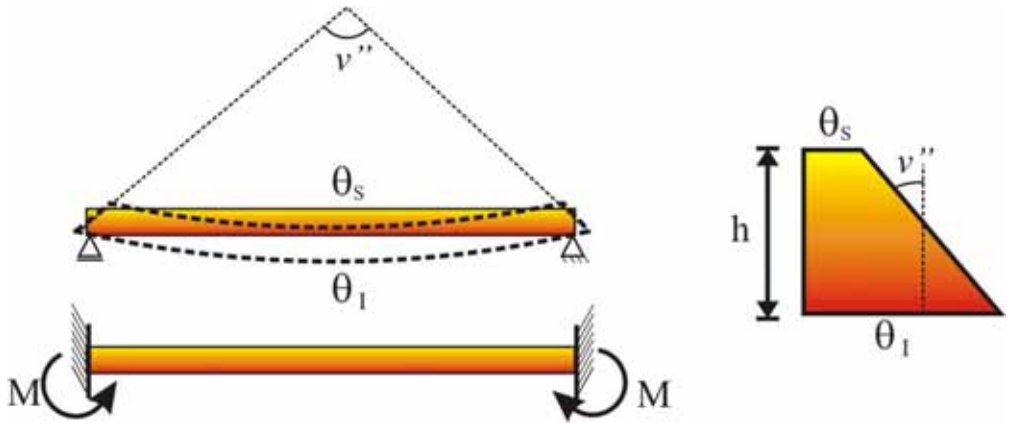


Figura 3.5-Dilatação de uma barra para temperatura uniforme na seção transversal

A variação da curvatura da viga pode ser expressa por:

$$\frac{d^2}{dx^2}v = \frac{\int_0^h \varepsilon\left(\theta_a(y)\right) dy}{h} \tag{3.26}$$

Caso a barra possua restrições à rotação, há o surgimento de reações de apoio dadas por:

$$M = E \cdot I_z \cdot \frac{d^2}{dx^2} v(x) = \left(\frac{\varepsilon\left(\theta_I\right) - \varepsilon\left(\theta_S\right)}{h} \right) \cdot E \cdot I_z \tag{3.27}$$

Para barras submetidas a um gradiente de temperaturas que mude a temperatura do centróide da seção transversal para θ_m , o princípio da superposição torna válido o seguinte vetor de engastamentos perfeitos:

$$f_t^T = \left[E \cdot A \cdot \varepsilon\left(\theta_m\right) \quad 0 \quad \left(\frac{\varepsilon\left(\theta_I\right) - \varepsilon\left(\theta_S\right)}{h} \right) \cdot E \cdot I_z \quad -E \cdot A \cdot \varepsilon\left(\theta_m\right) \quad 0 \quad -\left(\frac{\varepsilon\left(\theta_I\right) - \varepsilon\left(\theta_S\right)}{h} \right) \cdot E \cdot I_z \right] \tag{3.28}$$

3.2- Análise aproximada dos efeitos de segunda ordem

Denomina-se análise de segunda ordem aquela na qual as equações de equilíbrio são formuladas considerando a configuração deformada do elemento. Segundo o projeto de revisão da NBR 8800 (2003) [2], as estruturas podem ser calculadas segundo uma análise elástica, mas os valores encontrados devem ser corrigidos por procedimentos aproximados para análise de segunda ordem.

Este trabalho de final de curso utiliza os fatores de amplificação dos momentos fletores B_1 e B_2 presentes na NBR 8800[2], definidos da seguinte forma:

$$M_{sd} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \tag{3.29}$$

Onde:

B_1 : Coeficiente de amplificação do efeito p - δ

B_2 : Coeficiente de amplificação do efeito P - Δ;

M_{nt} : Resultado da análise estrutural que considera todos os nós indeslocáveis;

M_{lt} : Resultado da análise estrutural que considera as reações dos apoios fictícios

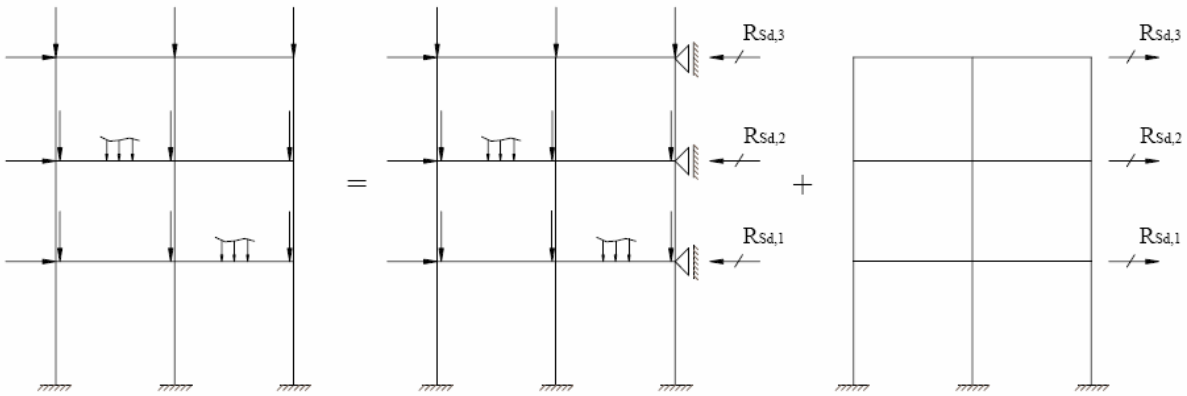


Figura 3.6- Cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo método dos coeficientes B_1 e B_2

A análise linear com contenção lateral fictícia se aplica tanto a estruturas contraventadas como para estruturas não-contraventadas. Já a análise sem contenção lateral fictícia apenas aplica-se para estruturas sem contraventamento.

Um pórtico contraventado é aquele que sua estabilidade lateral é garantida por sistemas adequados de contraventamentos diagonais. Os valores dos deslocamentos laterais oriundos dos carregamentos laterais são sempre pequenos, de tal maneira que os efeitos de segunda ordem provenientes do efeito P - Δ podem ser desprezados.

Já o pórtico não contraventado é aquele no qual a estabilidade lateral depende da rigidez à flexão das vigas e colunas rigidamente ligadas entre si. Os deslocamentos laterais oriundos das ações são relativamente grandes. Portanto, o efeito P - Δ é um fator importante que, caso não seja considerado adequadamente, pode levar a estrutura ao colapso.

A formulação apresentada neste trabalho considera apenas a amplificação dos momentos fletores com carregamento transversal segundo o eixo local z. Caso também exista carregamento segundo o eixo local y, deve-se calcular os coeficientes B_{1x} , B_{1y} , B_{2x} e B_{2y}.

3.2.1- Efeito p - δ

Seja o elemento de viga-coluna apresentado a seguir:

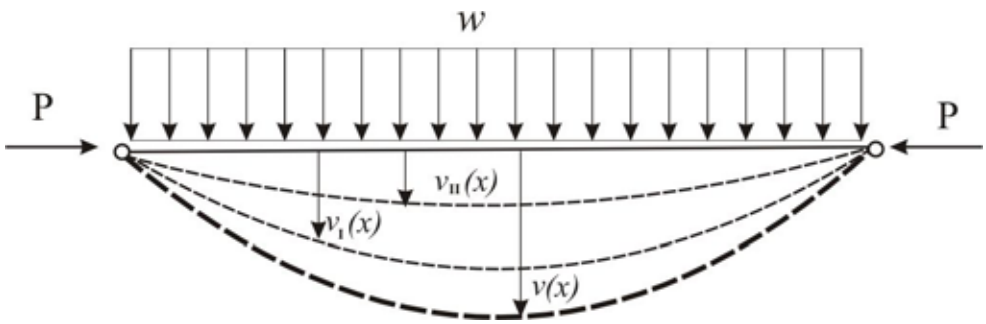


Figura 3.8- Elemento de viga-coluna

O deslocamento total é dado por:

$$v(x) = v_I(x) + v_{II}(x) \qquad (3.30)$$

Onde:
$v_I(x)$: deslocamento de primeira ordem;
$v_{II}(x)$: deslocamento de segunda ordem

Da mesma maneira, o momento fletor total da estrutura é dado por:

$$M(x) = M_I(x) + M_{II}(x) \tag{3.31}$$

$M_I(x)$: momento fletor de primeira ordem;
$M_{II}(x)$: momento fletor de segunda ordem

O momento fletor máximo atuante no elemento é calculado a partir da solução da equação diferencial da viga-coluna. No entanto, para o propósito de dimensionamento, será suposto que a deflexão máxima δ ocorra no meio do vão e que o momento fletor de segunda ordem tenha a forma senoidal:

$$M_{II}(x) = P \cdot \delta \cdot sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \tag{3.32}$$

Para o comportamento elástico linear geométrico:

$$\frac{d^2}{dx^2} v_{II}(x) = \frac{-M_{II}(x)}{E \cdot I_z} = \frac{-P \cdot \delta}{E \cdot I_z} \cdot sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \tag{3.33}$$

Integrando sucessivamente e utilizando as condições de contorno *v(0) = v(L) = 0*, obtém-se:

$$v_{II}(x) = \frac{P \cdot \delta}{E \cdot I_z} \cdot \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \cdot sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \tag{3.34}$$

Como foi suposto anteriormente, a deflexão máxima ocorre no meio do vão. Logo:

$$v_{II}\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_{II} = \frac{P \cdot \delta \cdot L^2}{E \cdot I_z \cdot \pi^2} \tag{3.35}$$

Definindo $P_E = \dfrac{E \cdot I_z \cdot \pi^2}{L^2}$ como carga crítica de Euler, temos:

$$\delta_{II} = \frac{\delta \cdot P}{P_E} \tag{3.36}$$

.
Como $\delta = \delta_I + \delta_{II}$, então:

$$\delta_I = \delta - \delta_{II} = \delta \cdot \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \tag{3.37}$$

Supondo que o momento máximo de primeira ordem ocorra próximo ao meio do vão, o momento máximo é dado por:

$$M_{máx} = M_{I_{máx}} + P \cdot \delta = M_{I_{máx}} + \frac{P \cdot \delta_I}{1 - \frac{P}{P_e}} \tag{3.38}$$

Logo

$$M_{máx} = \left(\frac{1 + \frac{\Psi \cdot P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}} \right) \cdot M_{I_{máx}}, \text{ para } \Psi = \frac{\delta_I \cdot P_E}{M_{I_{máx}}} - 1 \tag{3.39}$$

Definindo $C_m = 1 + \frac{\Psi \cdot P}{P_E}$, escrevemos $M_{máx}$ em função da carga crítica e do momento fletor de primeira ordem:

$$M_{máx} = \left(\frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \right) \cdot M_{I_{máx}} \tag{3.40}$$

$$M_{máx} = B_1 \cdot M_{I_{máx}} \qquad com \qquad B_1 = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P}{P_E} \right)} \tag{3.41}$$

Todo o cálculo apesentado anteriormente foi feito supondo-se que os momentos de extremidade eram iguais. Porém, caso os momentos sejam diferentes, o momento máximo de primeira ordem não seria no meio do vão, e a equação 3.31 não seria válida.

A NBR 8800 indica a utilização de uma expressão aproximada para o cálculo do C_m desenvolvida por Austin:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_A}{M_B} \quad \text{, com} \quad \frac{M_A}{M_B} > 0 \tag{3.42}$$

para vigas com dupla curvatura e $M_B > M_A$.

Esta expressão não considera a interação entre o C_m *e* a força axial, além de não ser válida para vigas-coluna com carregamento distribuído. Para carregamentos distribuídos, a norma sugere a adoção de $C_m = 0.85$ para barras biengastadas e de $C_m = 1.00$ para outros casos.

3.2.2- Efeito P - Δ

Seja a coluna sujeita a um carregamento transversal conforme a figura a seguir:

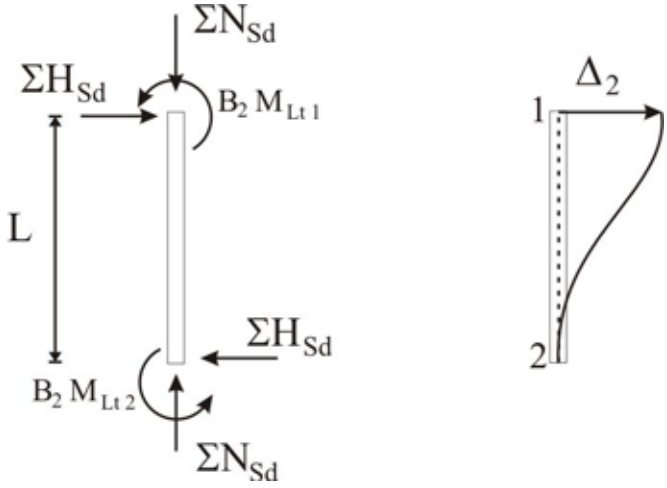


Figura 3.9- Cálculo do coeficiente B_2

Observa-se que o equilíbrio da coluna na configuração deformada é dado por:

$$B_2 \cdot \left(M_{lt_1} + M_{lt_2} \right) = \sum H_{sd} \cdot L + \sum N_{sd} \cdot \Delta 2 \qquad (3.43)$$

O deslocamento relativo Δ_{oh} entre andares pode ser expresso por:

$$\Delta_{oh} = \eta \cdot \sum H_{sd} \qquad (3.44)$$

onde η é a rigidez relativa do andar ao deslocamento Δ_{oh} .

Aplicando este conceito para Δ_2 , obtém-se:

$$\Delta_2 = \eta \cdot \left(\sum H_{sd} + \frac{\sum N_{sd} \cdot \Delta_2}{L} \right) \qquad \therefore \qquad \Delta_2 = \Delta_{oh} + \Delta_{oh} \cdot \frac{\Delta_2 \cdot \sum N_{sd}}{L \cdot \sum H_{sd}} \qquad (3.45)$$

Como $\Delta_2 = B_2 \cdot \Delta_{oh}$, obtém-se B_2 :

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{oh}}{L} \cdot \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \qquad (3.46)$$

O parâmetro $\frac{\Delta_{oh}}{L}$ representa a inclinação do andar, que é considerado um parâmetro de projeto. Desta forma, pode-se substituir esta relação pelo critério de projeto e estimar de maneira bem rápida qual será o efeito de segunda ordem na estrutura.

Como cada andar possui seu próprio deslocamento relativo, ele também possui seu próprio coeficiente de amplificação B_2. Desta forma, o cálculo do deslocamento lateral da estrutura é dado por:

$$u_{2_n} = \sum_{j=1}^{n} B_{(2_j)} \cdot \left(u_{1_j} - u_{1_{j-1}} \right) \qquad (3.47)$$

O coeficiente B_2 deve limitar-se a 1.4. Caso algum andar apresente um coeficiente de amplificação $B_2 > 1.4$, deve-se utilizar a análise de segunda ordem apresentada a seguir.

3.3- Análise de segunda ordem pelas funções de estabilidade

3.3.1- Dedução da equação diferencial do problema

Seja a viga-coluna em domínio elástico apresentada abaixo:

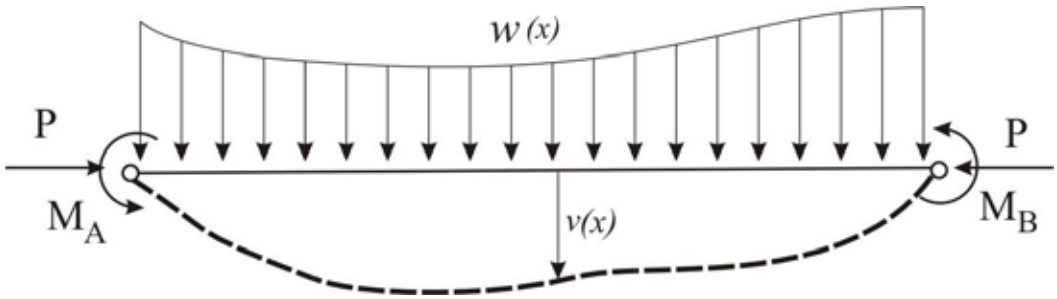


Figura 3.10- Elemento de viga-coluna

A equação diferencial do problema é obtida através da consideração do equilíbrio do elemento infinitesimal mostrado acima. Como as rotações são pequenas, as seguintes aproximações são válidas:

$$dS \cong dx \qquad cos(\theta) \cong 1 \qquad sin(\theta) \cong \theta \cong \frac{d}{dx} v(x) \qquad dS^2 \cong 0$$

Pela 3ª lei de Newton, temos:

$$\sum F_x = 0 \qquad \frac{d}{dx}H = 0 \qquad (3.48)$$

$$\sum F_y = 0 \qquad \frac{d}{dx}V + w = 0 \qquad (3.49)$$

$$\sum M_z = 0 \qquad \frac{d}{dx}M - V + H\cdot\frac{d}{dx}v(x) = 0 \qquad (3.50)$$

Reescrevendo as equações acima em uma única expressão onde $M = -E\cdot I\cdot\frac{d^2}{dx^2}v(x)$ e $H = -P$, obtém-se:

$$\frac{d^2}{dx^2}\left(E\cdot I\cdot\frac{d^2}{dx^2}v(x)\right) + P\cdot\frac{d^2}{dx^2}v(x) = w(x) \qquad (3.51)$$

A solução geral desta equação diferencial possui a forma:

$$v(x) = a\cdot sin(k\cdot x) + b\cdot cos(k\cdot x) + c\cdot x + d + f(x) \qquad (3.52)$$

Onde $k = \sqrt{\frac{P}{E\cdot I}}$

As 4 constantes da equação podem ser determinadas a partir das 4 condições de contorno e a função *f(x)* é a solução particular para o carregamento *w(x)*. A viga-coluna sem carregamento transversal mostrada a seguir:

Figura 3.11- Elemento de viga-coluna sem carregamento transversal

$$v(0) = 0 \qquad v(L) = 0$$

$$\frac{d^2}{dx^2}v(0) = \frac{M_A}{E\cdot I} \qquad \frac{d^2}{dx^2}v(L) = -\frac{M_B}{E\cdot I} \qquad (3.53)$$

A função dos deslocamentos para a viga com carregamento aplicado nos nós e sem carga transversal é:

$$v(x) = \frac{1}{E\cdot I_x\cdot k^2}\cdot\left[M_A\cdot\left(\frac{cos(k\cdot L)}{sin(k\cdot L)}\cdot sin(k\cdot x) - cos(k\cdot x) - \frac{x}{L} + 1\right) + M_B\cdot\left(\frac{sin(k\cdot x)}{sin(k\cdot L)} - \frac{x}{L}\right)\right] \qquad (3.53)$$

E as rotações θ_A e θ_B são, respectivamente:

$$\theta_A = \frac{d}{dx}v(0) = \frac{L}{E \cdot I_x} \cdot \left[M_A \cdot \frac{k \cdot L \cdot cos(k \cdot L) - sin(k \cdot L)}{(k \cdot L)^2 \cdot sin(k \cdot L)} + M_B \cdot \frac{k \cdot L - sin(k \cdot L)}{(k \cdot L)^2 \cdot sin(k \cdot L)} \right] \qquad (3.55\text{-a})$$

$$\theta_B = \frac{d}{dx}v(L) = \frac{L}{E \cdot I_x} \cdot \left[M_A \cdot \frac{k \cdot L - sin(k \cdot L)}{(k \cdot L)^2 \cdot sin(k \cdot L)} + M_B \cdot \frac{k \cdot L \cdot cos(k \cdot L) - sin(k \cdot L)}{(k \cdot L)^2 \cdot sin(k \cdot L)} \right] \qquad (3.55\text{-b})$$

Resolvendo para M_A e M_B em termos de θ_A e θ_B , obtem-se:

$$M_A = \frac{E \cdot I_x}{L} \cdot \left(s_{i,i} \cdot \theta_A + s_{i,j} \cdot \theta_B \right) \qquad (3.56)$$

$$M_B = \frac{E \cdot I_x}{L} \cdot \left(s_{j,i} \cdot \theta_A + s_{j,j} \cdot \theta_B \right) \qquad (3.57)$$

Onde:

$$s_{i,i} = s_{j,j} = \frac{k \cdot L \cdot sin(k \cdot L) - (k \cdot L)^2 \cdot cos(k \cdot L)}{2 - 2 \cdot cos(k \cdot L) - k \cdot L \cdot sin(k \cdot L)} \qquad (3.58)$$

$$s_{i,j} = s_{j,i} = \frac{(k \cdot L)^2 - k \cdot L \cdot sin(k \cdot L)}{2 - 2 \cdot cos(k \cdot L) - k \cdot L \cdot sin(k \cdot L)} \qquad (3.59)$$

São conhecidas como funções de estabilidade. Se os elementos estiverem submetidos à tração, demonstra-se que as funções de estabilidade assumem a forma:

$$s_{i,i} = s_{j,j} = \frac{(k \cdot L)^2 \cdot cosh(k \cdot L) - k \cdot L \cdot sinh(k \cdot L)}{2 - 2 \cdot cosh(k \cdot L) + k \cdot L \cdot sinh(k \cdot L)} \qquad (3.60)$$

$$s_{i,j} = s_{j,i} = \frac{k \cdot L \cdot sinh(k \cdot L) - (k \cdot L)^2}{2 - 2 \cdot cosh(k \cdot L) + k \cdot L \cdot sinh(k \cdot L)} \qquad (3.61)$$

3.3.2- Montagem da matriz de rigidez

a) Matriz de rigidez local

Seja o elemento de viga-coluna mostrado a seguir:

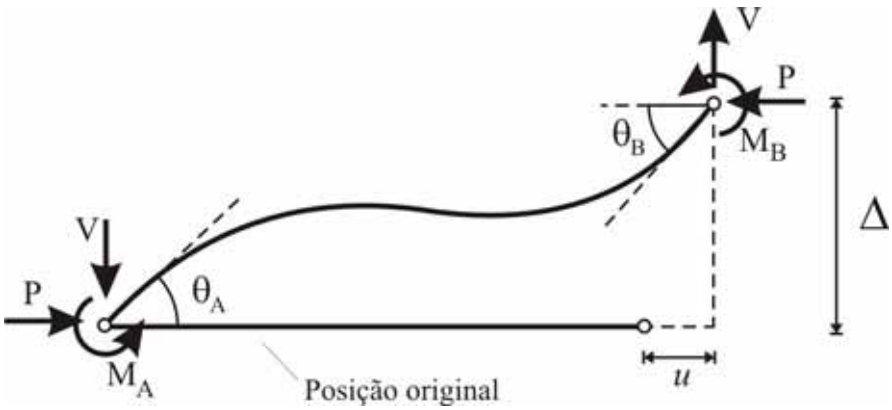


Figura 3.13- Elemento no referencial Lagrangeano com os graus de liberdade locais

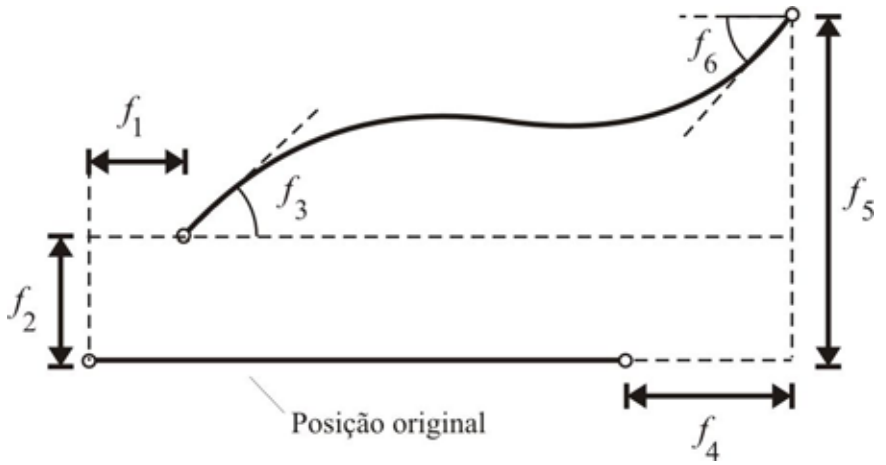


Figura 3.14- Elemento no referencial Lagrangeano com os graus de liberdade globais

Cada deslocamento mostrado na figura ao lado possui um esforço na mesma direção de seu índice, ou seja: f_1 , f_2, f_3, f_4, f_5, f_6. O elemento não-linear geométrico de pórtico plano será demonstrado a partir da relação dos 4 graus de liberdade do elemento de viga-coluna com os 6 graus de liberdade do elemento de pórtico plano.

Momentos fletores:

$$M_A = \frac{E \cdot I_x}{L} \cdot \left[s_{ii} \cdot \theta_A + s_{ij} \cdot \theta_B - \left(s_{ii} + s_{ij} \right) \cdot \frac{\Delta}{L} \right] \qquad (3.62)$$

$$M_B = \frac{E \cdot I_x}{L} \cdot \left[s_{ij} \cdot \theta_A + s_{ii} \cdot \theta_B - \left(s_{ii} + s_{ij} \right) \cdot \frac{\Delta}{L} \right] \qquad (3.63)$$

Esforço cortante:

O esforço cortante é calculado a partir do equilíbrio dos momentos em torno de O:

$$V = -\frac{M_A + M_B + P \cdot \Delta}{L} \tag{3.64}$$

A partir das equações acima, obtém-se:

$$V = -\frac{E \cdot I_x}{L^2} \cdot \left[\theta_A \cdot \left(s_{ii} + s_{ij} \right) + \theta_B \cdot \left(s_{ii} + s_{ij} \right) - \left[2 \cdot \left(s_{ii} + s_{ij} \right) - (k \cdot L)^2 \right] \cdot \frac{\Delta}{L} \right] \tag{3.65}$$

Esforço normal:

A força axial é proporcional ao deslocamento axial. Logo:

$$P = \frac{E \cdot A}{L} \cdot u \tag{3.66}$$

Em notação matricial, temos:

$$f_a = k \cdot r \tag{3.67-a}$$

$$\begin{pmatrix} M_A \\ M_B \\ V \\ P \end{pmatrix} = \frac{E \cdot I_x}{L} \cdot \begin{bmatrix} s_{ii} & s_{ij} & -\frac{\left(s_{ii} + s_{ij} \right)}{L} & 0 \\ s_{ij} & s_{ii} & -\frac{\left(s_{ii} + s_{ij} \right)}{L} & 0 \\ -\frac{\left(s_{ii} + s_{ij} \right)}{L} & -\frac{\left(s_{ii} + s_{ij} \right)}{L} & -\left[2 \cdot \left(s_{ii} + s_{ij} \right) - (k \cdot L)^2 \right] \cdot \frac{\Delta}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{A}{I_x} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \Delta \\ u \end{pmatrix} \tag{3.67-b}$$

A matriz de transformação relaciona os 6 graus de liberdade do elemento com os 4 graus de liberdade do método das funções de estabilidade:

Relação entre forças

$$f = T_r^{\,T} \cdot f_a \qquad (3.68\text{-a})$$

$$\begin{pmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} M_A \\ M_B \\ V \\ P \end{pmatrix} \qquad (3.68\text{-b})$$

Relação entre deslocamentos

$$r = T_r \cdot d \qquad (3.69\text{-a})$$

$$\begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \Delta \\ u \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{pmatrix} \qquad (3.69\text{-b})$$

A partir das duas relações, obtém-se: $k_L = T_r^{\,T} \cdot k \cdot T_r$, onde:

$$k_L = \frac{E \cdot I_z}{L} \cdot \begin{pmatrix} \frac{A}{I_x} & 0 & 0 & -\frac{A}{I_x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12}{L^2} \cdot \phi_1 & \frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 0 & -\frac{12}{L^2} \cdot \phi_1 & \frac{6}{L} \cdot \phi_2 \\ 0 & \frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 4 \cdot \phi_3 & 0 & -\frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 2 \cdot \phi_4 \\ -\frac{A}{I_x} & 0 & 0 & \frac{A}{I_x} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12}{L^2} \cdot \phi_1 & -\frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 0 & \frac{12}{L^2} \cdot \phi_1 & -\frac{6}{L} \cdot \phi_2 \\ 0 & \frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 2 \cdot \phi_4 & 0 & -\frac{6}{L} \cdot \phi_2 & 4 \cdot \phi_3 \end{pmatrix} \qquad (3.70)$$

Onde:

Para elementos comprimidos

$$\phi_1 = \frac{(kL)^3 \cdot \sin(kL)}{12 \cdot \phi_c} \qquad (3.71\text{-a})$$

$$\phi_2 = \frac{(kL)^2 \cdot (1 - \cos(kL))}{6 \cdot \phi_c} \qquad (3.71\text{-b})$$

$$\phi_3 = \frac{kL \cdot \sin(kL) - (kL)^2 \cdot \cos(kL)}{4 \cdot \phi_c} \qquad (3.71\text{-c})$$

$$\phi_4 = \frac{(kL)^2 - kL \cdot \sin(kL)}{2 \cdot \phi_c} \qquad (3.71\text{-d})$$

$$\phi_c = 2 - 2 \cdot \cos(kL) - kL \cdot \sin(kL) \qquad (3.71\text{-e})$$

Para elementos tracionados:

$$\phi_1 = \frac{(kL)^3 \cdot \sinh(kL)}{12 \cdot \phi_t} \qquad (3.72\text{-a})$$

$$\phi_2 = \frac{(kL)^2 \cdot (\cosh(kL) - 1)}{6 \cdot \phi_t} \qquad (3.72\text{-b})$$

$$\phi_3 = \frac{(kL)^2 \cdot \cosh(kL) - kL \cdot \sinh(kL)}{4 \cdot \phi_t} \qquad (3.72\text{-c})$$

$$\phi_4 = \frac{kL \cdot \sinh(kL) - (kL)^2}{2 \cdot \phi_t} \qquad (3.72\text{-d})$$

$$\phi_t = 2 - 2 \cdot \cosh(kL) + kL \cdot \sinh(kL) \qquad (3.72\text{-e})$$

Para $P = 0$, $\phi_1 = \phi_2 = \phi_3 = \phi_4 = 1$

Deve-se ressaltar que a formulação descrita acima é válida apenas para o caso de vigas-coluna sem carregamento transversal, ou com carregamento nodal equivalente.

3.3.3- Verificação da formulação não-linear

Para verificar se a implementação de um elemento - ou uma rotina de análise - foi realizada de maneira adequada, deve-se analisar alguns casos em que a resposta seja conhecida e compará-los com a resposta numérica.

Para verificar se a implementação do elemento de pórtico não-linear geométrico e a rotina de solução incremental simples foram bem implementadas, serão analisados os seguintes casos da coluna de Euler e de uma viga em balanço:

a) Coluna de Euler

Leonhardt Euler estudou a solução teórica de uma coluna birrotulada com imperfeição geométrica na forma de seno submetida a uma força centrada P.

A equação diferencial do problema é:

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2}{dx^2} v(x) = -P \cdot a \cdot sen\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \qquad (3.73)$$

Onde a é a imperfeição no meio do vão, L é o comprimento do vão, e I é a rigidez a flexão da coluna. O deslocamento máximo que ocorre no meio do vão é:

$$\delta_{máx} = \frac{a}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \qquad (3.74)$$

A seguir, encontra-se um gráfico comparando a resposta do elemento implementado com a resposta exata descrita em Timoshenko, Gere.[26] Foi modelada uma coluna com as seguintes características:

Perfil escolhido: *W 150 x 22,5*

Imperfeição geométrica: $a = 5cm$

Comprimento da coluna: $L_c = 5m$

Inércia da coluna: $I_z = 1203.9cm^4$

Módulo de elasticidade da coluna: $E = 2.05 \cdot 10^8 \frac{kN}{m^2}$

Carga crítica do pilar: $P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2}$ $\qquad P_{cr} = 974\,kN$

A deformada da estrutura possui uma relação não-linear entre a carga e o deslocamento, como mostra a figura abaixo:

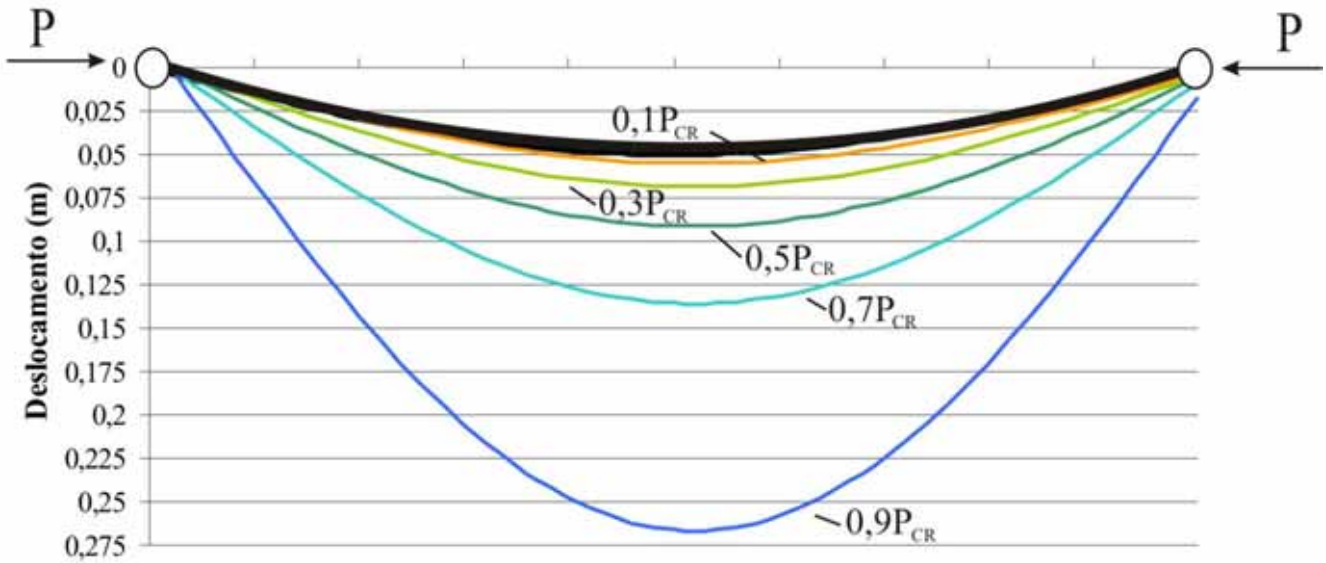


Figura 3.14- Deformada do elemento viga-coluna

O gráfico a seguir mostra o desempenho do elemento não-linear comparado com a resposta analítica:

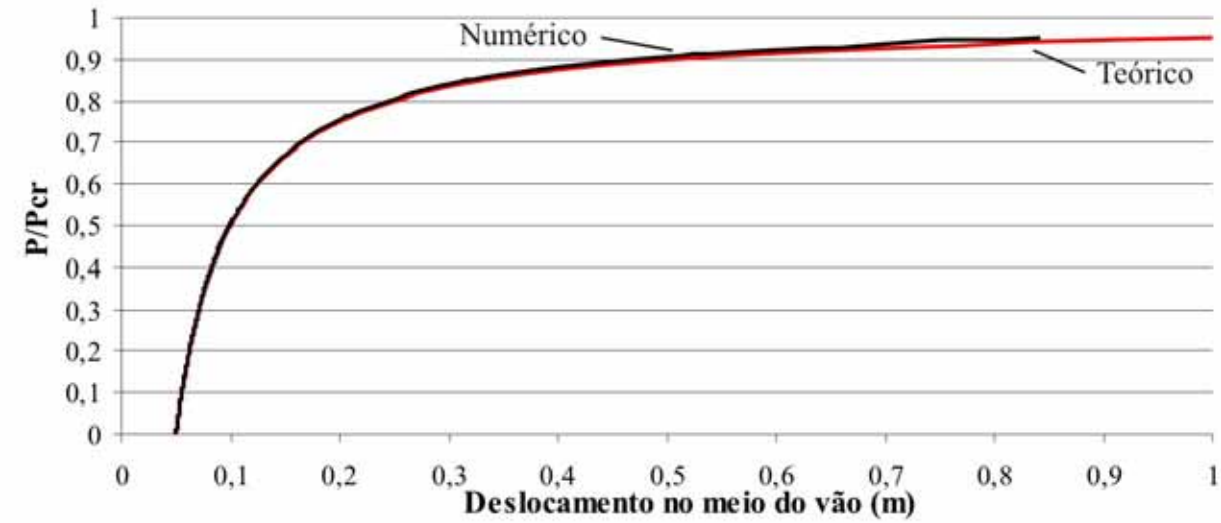


Figura 3.15- Comparação entre os valores numéricos e teóricos para a viga-coluna

Conforme visto acima, o elemento implementado apresenta uma rigidez ligeiramente superior àquela calculada teoricamente. Isto se deve ao fato da solução incremental simples acumular erros devido à linearização do problema. Quanto mais passos de carga, menor o erro.

b) Viga engastada e livre com grandes deformações

A expressão 3.5, que relaciona momentos fletores com a curvatura considera como hipótese básica que as rotações da seção transversal sejam pequenas. A expressão da curvatura para grandes deformações é dada por:

$$\frac{d}{ds}\theta = \frac{\dfrac{d^2}{dx^2}v}{\left[1+\left(\dfrac{d}{dx}v\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \qquad (3.75)$$

Cuja solução do problema resulta numa integral elíptica. A seguir, encontra-se a deformada da estrutura para diversos carregamentos aplicados:

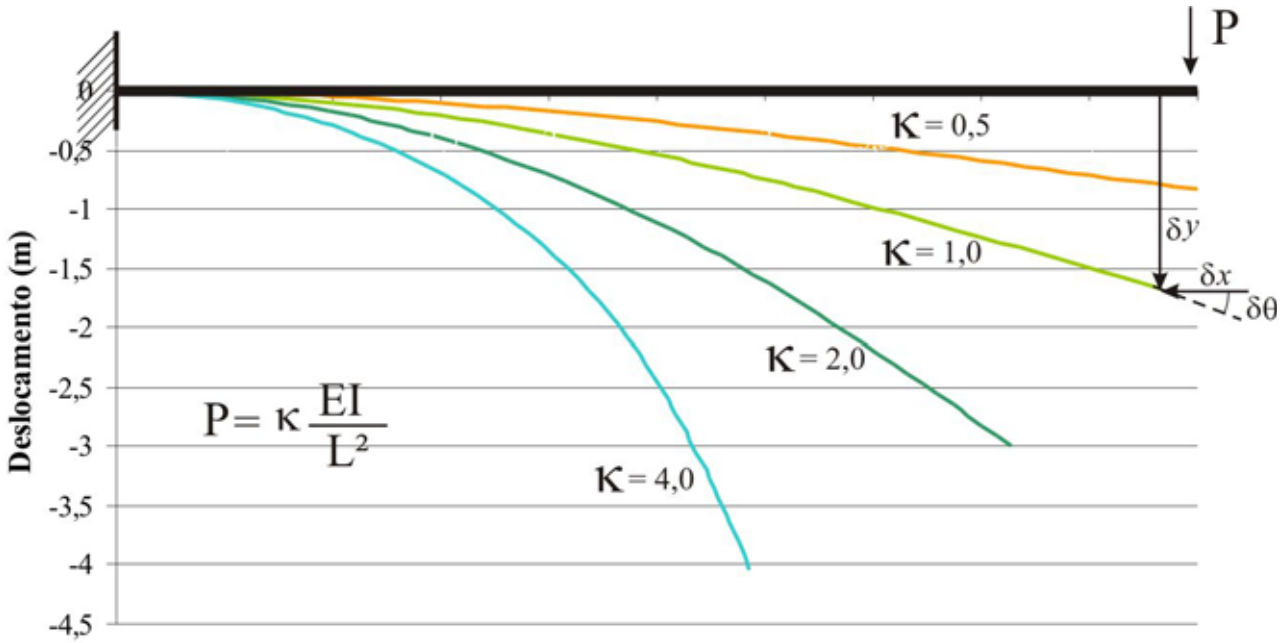


Figura 3.16- Viga engastada e livre com grandes deformações

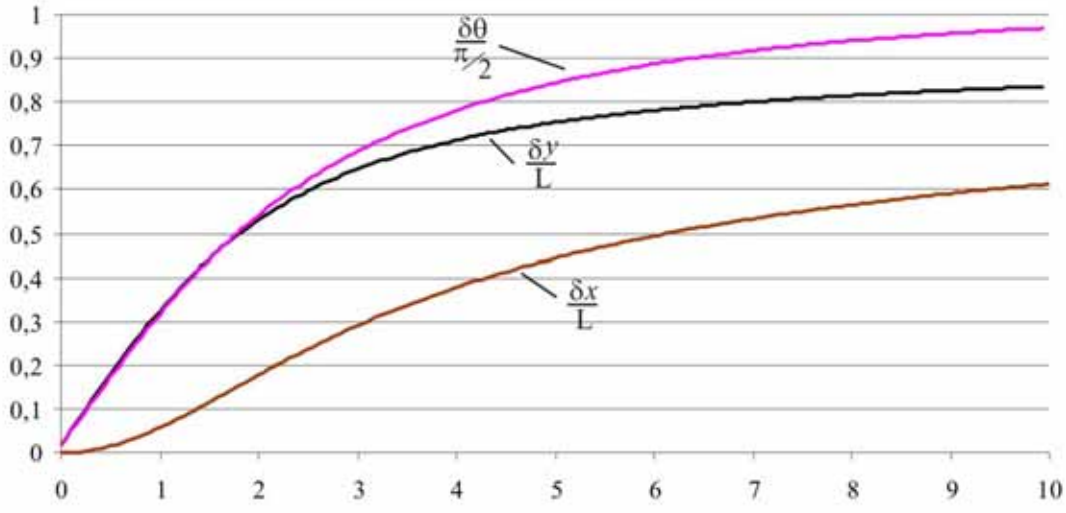


Figura 3.17- Viga engastada e livre com grandes deformações

Abaixo, encontra-se a solução teórica para alguns valores extaídos de TIMOSHENKO [26]e o erro relativo:

Tabela 3.1- Análise de uma viga engastada e livre pelo programa implementado

$\frac{PL^2}{EI}$	$\delta x/L$			$\delta y/L$			$\delta\theta/(0.5\pi)$		
	Teórica	***Numérica***	***e***	***Teórica***	***Numérica***	***e***	***Teórica***	***Numérica***	***e***
0,25	0,004	0,00397	1%	0,083	0,08294	0%	0,079	0,07931	0%
0,5	0,016	0,01584	1%	0,162	0,16341	-1%	0,156	0,15693	-1%
0,75	0,034	0,03456	-2%	0,235	0,23921	-2%	0,228	0,2313	-1%
1	0,056	0,05861	-5%	0,302	0,30877	-2%	0,294	0,30123	-2%
2	0,16	0,17754	-11%	0,494	0,51672	-5%	0,498	0,52712	-6%
3	0,255	0,28851	-13%	0,603	0,63484	-5%	0,628	0,6752	-8%
4	0,329	0,3749	-14%	0,67	0,70273	-5%	0,714	0,7711	-8%
5	0,388	0,44028	-13%	0,714	0,74471	-4%	0,774	0,83513	-8%
6	0,434	0,4905	-13%	0,744	0,77275	-4%	0,817	0,87946	-8%
7	0,472	0,53003	-12%	0,767	0,79281	-3%	0,849	0,91115	-7%
8	0,504	0,56191	-11%	0,785	0,80794	-3%	0,874	0,93444	-7%
9	0,531	0,5882	-11%	0,799	0,81987	-3%	0,894	0,95192	-6%
10	0,555	0,61029	-10%	0,811	0,8296	-2%	0,911	0,96528	-6%

A discrepância entre os resultados deve-se provavelmente à acentuada não-linearidade do problema, além das outras observações feitas anteriormente. Para verificar esta hipótese, foram feitas duas análises, uma delas com 50 iterações e outra com 100 iterações. O resultado do segundo processo iterativo obteve um erro menor do que o primeiro.

3.4- Análise elástica com não-linearidade geométrica em incêndio

3.4.1- Formulação matricial

A análise da estrutura em situação de incêndio consiste na consideração dos efeitos decorrentes do aumento da temperatura das barras através dos coeficientes de degradação mecânica do aço juntamente com o alongamento das peças. A estrutura é analisada a cada 5 segundos, atualizando sua geometria e seu vetor de esforços internos.

a) Determinação das propriedades mecânicas equivalentes

Conforme a temperatura do perfil se eleva, há uma degradação do módulo de elasticidade do elemento estrutural, que diminui sua rigidez flexional e axial. Como o campo de temperaturas da seção transversal é não-uniforme, a degradação das propriedades mecânicas varia ao longo do perfil. Este efeito pode ser incorporado à análise estrutural através da utilização dos fatores de redução da rigidez, expressos da forma:

$$(E\cdot A)_\theta = \kappa_A \cdot E\cdot A \qquad (3.76) \qquad \left(E\cdot I_z\right)_\theta = \kappa_{I_z}\cdot E\cdot I_z \qquad (3.77)$$

Para:

$$\kappa_A = \frac{1}{A} \cdot \sum_{n=1}^{3} A_n \cdot \kappa_E(\theta_n) \quad (3.78) \qquad \kappa_{I_z} = \frac{1}{I_z} \cdot \sum_{n=1}^{3} I_{z\,n} \cdot \kappa_E(\theta_n) \quad (3.79)$$

Onde:

$(E\,A)_\theta$: Rigidez axial degradada da seção transversal ;

$(E\,I_z)_\theta$: Rigidez flexional degradada da seção transversal;

A_n : área da parcela do perfil;

I_{z_n} : inércia segundo o eixo z da parcela do perfil;

θ_n : temperatura da parcela do perfil;

$\kappa_E(\theta_n)$: coeficiente de degradação mecânica da parcela do perfil.

A redução das propriedades geométricas de cada parte do perfil deve ser feita mantendo seus centróides inalterados, como mostra a figura a seguir:

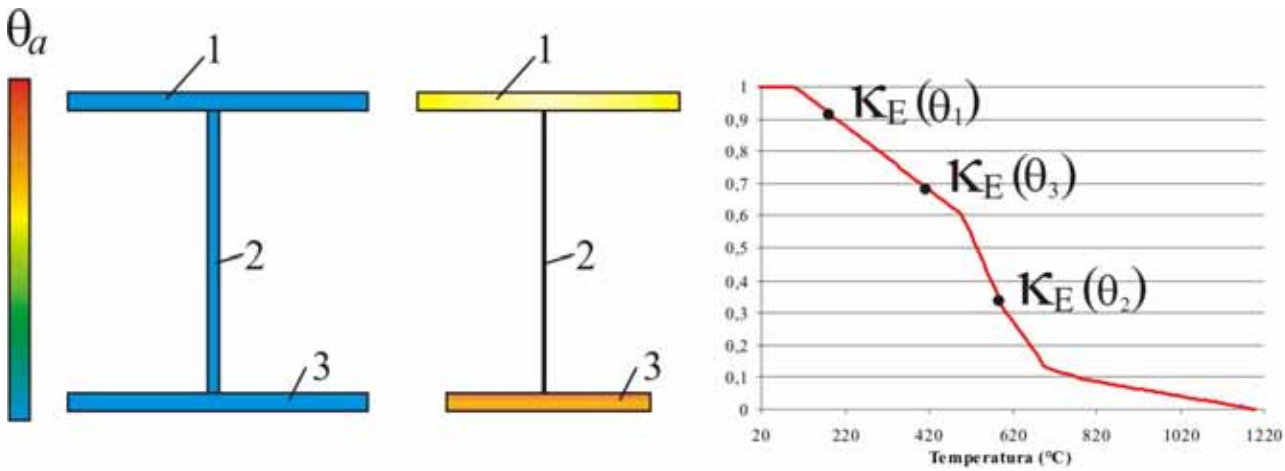


Figura 3.18- Cálculo das propriedades mecânicas equivalentes

Os próximos gráficos mostram o efeito do gradiente de temperaturas na degradação mecânica do perfil W610x174. Este gradiente ocorre quando uma das faces do perfil encontra-se abrigada do incêndio:

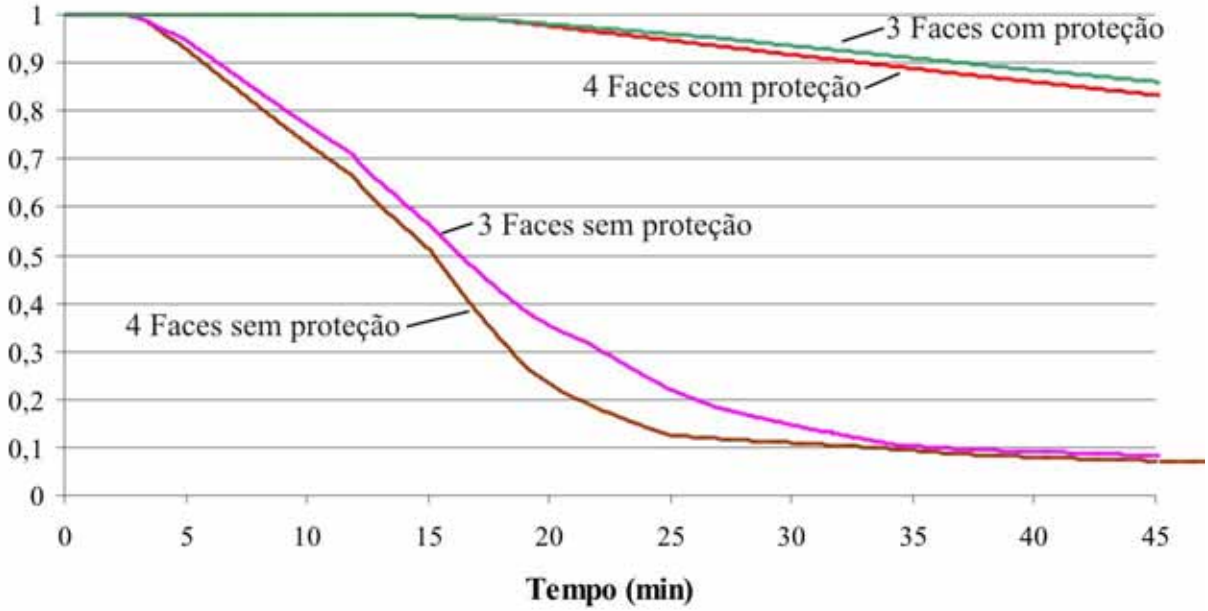


Figura 3.19- Fator de degradação da rigidez axial

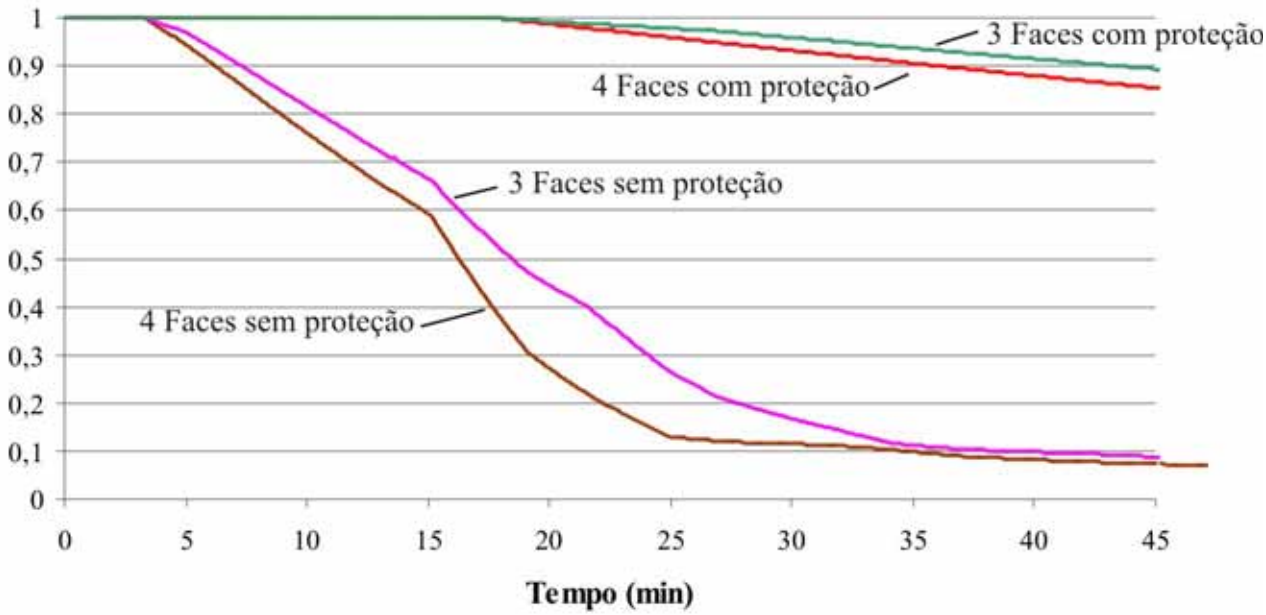


Figura 3.20- Fator de degradação da rigidez flexional

b) Deformações térmicas

O efeito das deformações térmicas deve ser considerado por um procedimento semelhante àquele discutido no item anterior, já que o gradiente de temperaturas gera um campo de deformações diferente daquele proposto em 3.1.3-b. Além disso, as equações daquela seção supõem um módulo de elasticidade constante que não ocorre em estruturas submetidas ao incêndio.

Os esforços de engastamento perfeito podem ser calculados adaptando as equações do item 3.1.3-b para a situação de incêndio:

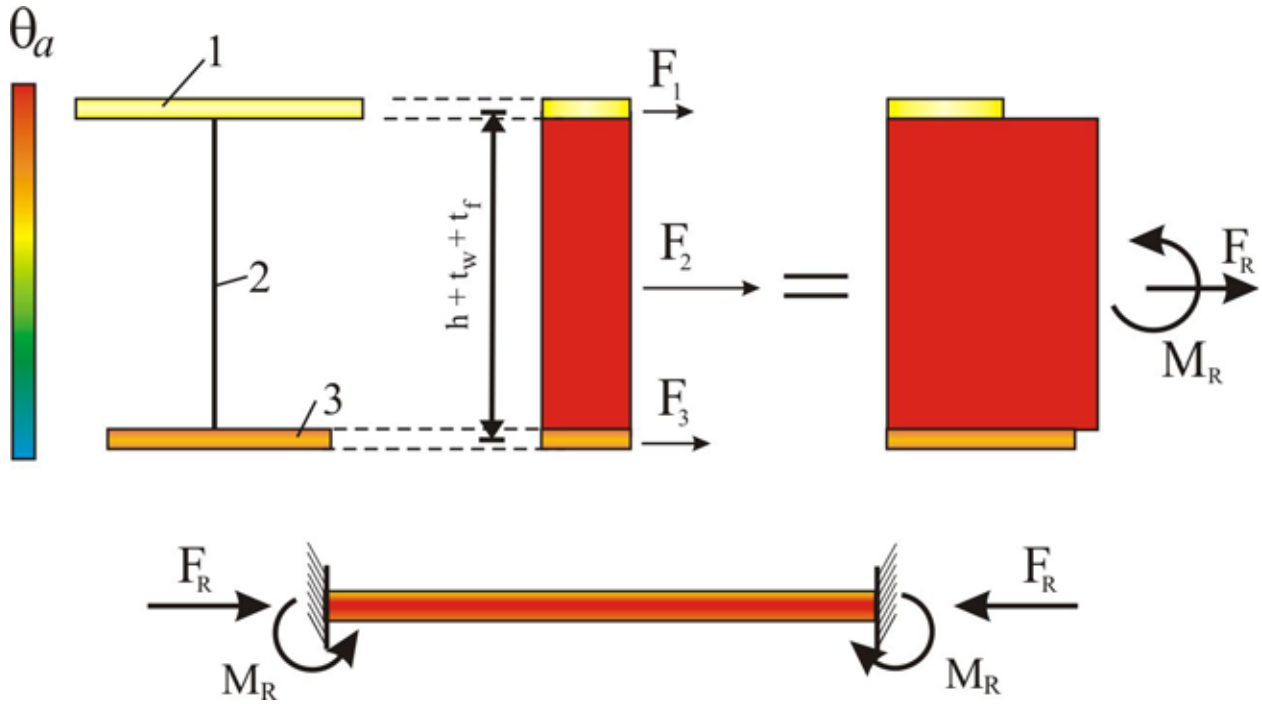


Figura 3.21- Forças de engastamento perfeito em função do campo de deformações imposto

$$F_R = \sum_{n=1}^{3} F_n \cdot \kappa_E(\theta_n) \qquad (3.80)$$

$$M_r = \left(F_3 \cdot \kappa_E(\theta_3) - F_1 \cdot \kappa_E(\theta_1)\right) \cdot \left(h + t_f + t_w\right) \qquad (3.81)$$

Onde:

F_n : força de engastamento perfeito devido ao aumento de temperatura uniforme na seção transversal;

h : Altura da alma do perfil I;

t_f : espessura média dos flanges;

t_w : Espessura da alma.

O gráfico a seguir mostra a evolução da força de engastamento perfeito axial para o perfil W610x174 para a curva parametrizada 3 (figura 2.3) e a curva ISO-834 para materiais celulósicos:

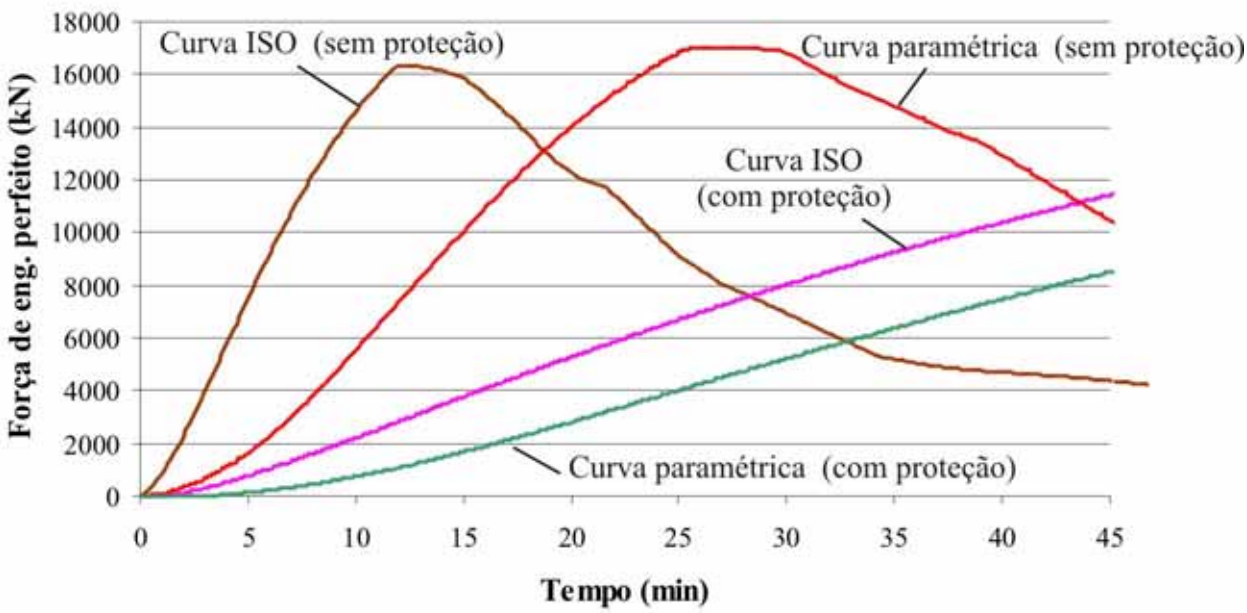


Figura 3.22- Evolução da força de engastamento perfeito devido à temperatura para o perfil W610x174

4- Verificações segundo as normas brasileiras

4.1- Verificação segundo a NBR 8800 (2003)

4.1.1- Formulação para compressão simples

a) Cálculo do comprimento de flambagem em pórticos

Seja o elemento de um pórtico isolado apresentado a seguir:

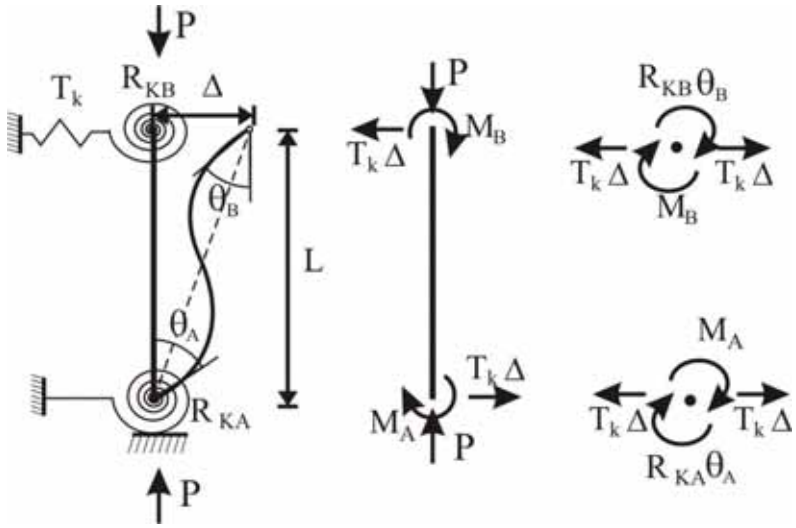


Figura 4.1- Elemento de pórtico isolado

Para simplificar sua análise, será utilizado o conceito de comprimento efetivo, que indica o valor ao qual deve-se multiplicar o comprimento do elemento comprimido para se obter as 4 condições de contorno do elemento de viga-coluna de Euler:

$$k = \sqrt{\frac{P_e}{P_{cr}}} \qquad (4.1)$$

Onde:

P_e : carga crítica para o elemento biapoiado (de Euler);

P_{cr} : carga crítica para o problema em análise.

As equações dos diagramas de corpo livre para o problema apresentado acima são:

$$M_A + R_{K_A} \cdot \theta_A = 0 \qquad (4.2)$$

$$M_B + R_{K_B} \cdot \theta_B = 0 \qquad (4.3)$$

$$M_A + M_B + P \cdot \Delta - T_k \cdot \Delta \cdot L = 0 \qquad (4.4)$$

Que escritas de forma matricial fornecem o seguinte sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} S_{i,i} + r_{kA} & S_{i,j} & -(S_{i,i} + S_{i,j}) \\ S_{i,j} & S_{i,i} + r_{kB} & -(S_{i,i} + S_{i,j}) \\ -(S_{i,i} + S_{i,j}) & -(S_{i,i} + S_{i,j}) & 2\cdot(S_{i,i} + S_{i,j}) - (k\cdot L)^2 + t_k \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \frac{\Delta}{L} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Onde: $r_{kA} = \frac{L}{E\cdot I}\cdot R_{K_A}$, $r_{kB} = \frac{L}{E\cdot I}\cdot R_{K_B}$ e $t_k = \frac{L^3}{E\cdot I}\cdot T_k$ *(4.5)*

Para que o problema apresente solução não-trivial, deve-se ter $det(\mathbf{K}) = 0$.

O menor valor de k que satisfaça o determinante é o comprimento efetivo do elemento. Para o cálculo da carga crítica de flambagem, basta substituir *k* e a equação da carga crítica de Euler na equação (4.1):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k\cdot L)^2} \qquad (4.6)$$

Cálculo de k para estruturas contraventadas:

Define-se uma estrutura contraventada como aquela que possui pequenos deslocamentos laterais ao ser solicitada por um conjunto de ações horizontais. Esta definição permite a simplificação do problema anterior mostrado na figura 4.1 através da aplicação das seguintes hipóteses:

- Todos os membros são prismáticos e elásticos;
- A força axial nas vigas é desprezível;
- Todas as colunas do andar flambam simultaneamente;
- A restrição de cada viga é proporcional à sua rigidez;
- Na flambagem, as extremidades dos elementos possuem curvatura única.

Definindo:

$$G_A = \frac{\sum_A \left(\frac{I}{L}\right)_{coluna}}{\sum_A \left(\frac{I}{L}\right)_{viga}} \qquad (4.7) \qquad G_B = \frac{\sum_B \left(\frac{I}{L}\right)_{coluna}}{\sum_B \left(\frac{I}{L}\right)_{vigas}} \qquad (4.8)$$

e aplicando as hipóteses do problema, obtém-se:

$$\begin{pmatrix} S_{i,i} + \frac{2}{G_A} & S_{i,j} \\ S_{i,j} & S_{i,i} + \frac{2}{G_B} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \qquad (4.9)$$

Para a solução não-trivial, deve-se ter det(***K***) = 0 que, simplificado, fornece:

$$\frac{G_A \cdot G_B}{4} \cdot \left(\frac{\pi}{k} \right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\pi \cdot k^{-1}}{\tan\left(\pi \cdot k^{-1} \right)} \right) + \frac{2 \cdot \tan\left[\pi \cdot (2k)^{-1} \right]}{\pi \cdot k^{-1}} - 1 = 0 \qquad (4.10)$$

Alternativamente ao uso desta fórmula, pode-se utilizar o ábaco apresentado na NBR 8800:

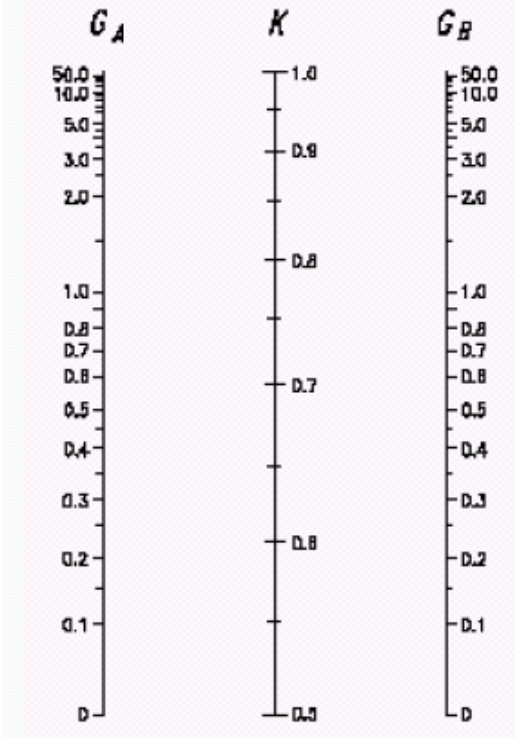


Figura 4.2- Ábaco para o cálculo do coeficiente de flambagem de estruturas não-contraventadas

Cálculo de k para estruturas contraventadas:

Define-se estrutura contraventada como aquela que possui grandes deslocamentos laterais e interação P-Δ ao ser solicitada por um conjunto de ações horizontais. Utilizando um raciocínio análogo ao utilizado anteriormente, se obtém a seguinte equação:

$$\frac{G_A \cdot G_B \cdot \left(\frac{\pi}{k} \right)^2 - 36}{6 \cdot \left(G_A + G_B \right)} - \frac{\pi \cdot k^{-1}}{\tan\left(\pi \cdot k^{-1} \right)} = 0 \qquad (4.11)$$

Alternativamente ao uso desta fórmula, pode-se utilizar o ábaco apresentado na NBR 8800:

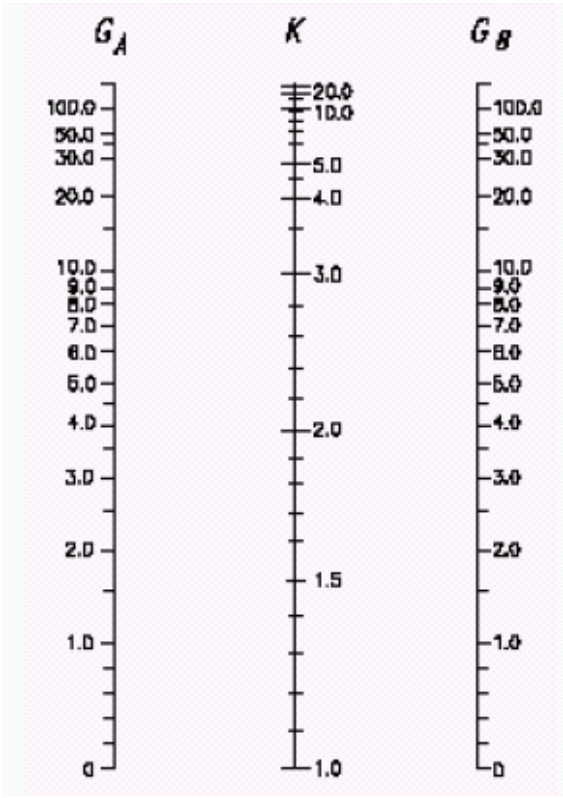


Figura 4.3- Ábaco para o cálculo do coeficiente de flambagem de estruturas contraventadas

b) Flambagem por flexão em barras comprimidas:

O cálculo da flambagem por flexão de barras comprimidas é feito através da utilização das curvas de resistência mostradas a seguir:

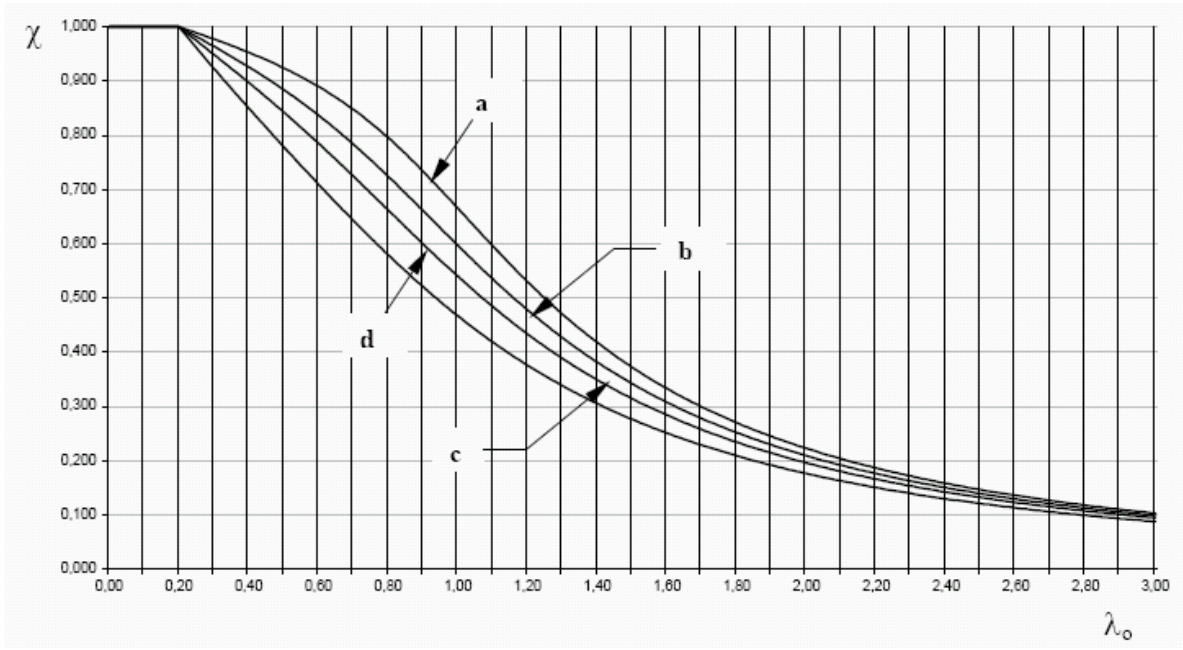


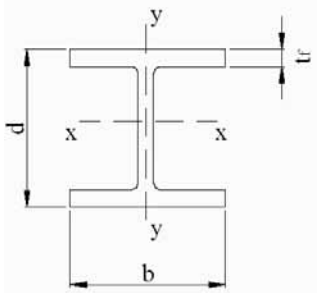
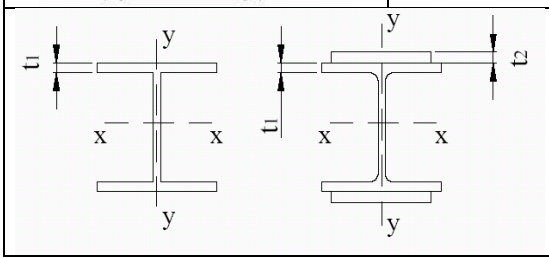
Figura 4.4- Curvas de resistência segundo a NBR 8800

Estas curvas foram determinadas a partir dos princípios de carga-deslocamento, onde foram propostas curvas baseadas em um extenso estudo analítico e probabilístico da resistência de vigas-coluna de Euler. Este modelo teórico-experimental leva em conta os efeitos de tensões residuais e das imperfeições geométricas através do fator de imperfeição α:

Tabela 4.1- Valores de α

Curva de flambagem	***a***	***b***	***c***	***d***
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 4.2- Determinação das curvas de resistência

Seção transversal			***Instabilidade em torno do eixo***	***Curva***
	$\frac{d}{b} > 1.2$	$t_f < 40mm$	x- x	a
			y - y	b
		$40 \le t_f < 100mm$	x- x	b
			y - y	c
	$\frac{d}{b} \le 1.2$	$t_f \le 100mm$	x- x	b
			y - y	c
		$t_f > 100mm$	Qualquer	d
		$t_i \le 40mm$	x- x	b
		$i = 1,2$	y - y	c
		$t_i > 40mm$	x- x	c
		$i = 1,2$	y - y	d

As curvas de flambagem são dadas pelas seguintes equações:

$$\chi = \begin{cases} 1 & se \quad \lambda_o \le 0.2 \\ \dfrac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 - \lambda_o{}^2}} & se \quad \lambda_o > 0.2 \end{cases} \quad \text{, para} \quad \lambda_o = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{P_{cr}}} \qquad (4.12)$$

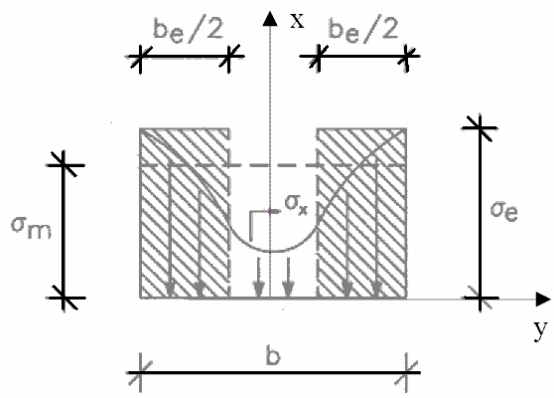
$$Onde \ \beta = \frac{1 + \alpha \cdot \left(\lambda_o - 0.2\right) + \lambda_o{}^2}{2} \qquad (4.13)$$

c) Flambagem local em barras comprimidas

Denomina-se flambagem local a flambagem das placas componentes de um perfil comprimido. A norma brasileira considera o comportamento das placas isoladamente, distinguindo as placas entre placas enrijecidas (AA) ou placas não enrijecidas (AL).

Elementos AA:

A redução da rigidez da coluna devido á flambagem das placas enrijecidas baseia-se no conceito de larguras efetivas. Para descrever o comportamento da placa, substitui-se o diagrama de tensões original, que considera a perda de rigidez devido a flambagem, por um outro equivalente que age apenas sobre uma parcela do perfil, como mostrado na figura a seguir:



$$\int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left|\sigma_x\right| \, dy = \sigma_m \cdot b = \sigma_e \cdot b_{ef}$$

Figura 4.5- Flambagem local de barras comprimidas tipo AA

A largura efetiva da alma é dada por:

$$h_{ef} = 1.91 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}} \cdot \left(1 - \frac{0.34 \cdot t_w}{h} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}} \right) \text{, para } h_{ef} < h \qquad (4.14)$$

e o coeficiente de flambagem: $Q_a = \dfrac{h_{ef} \cdot t_w}{A}$ (4.15)

A tensão de flambagem σ_c é calculada de maneira iterativa, já que há interação entre a flambagem global e a local. Inicialmente, adota-se $\sigma_c = 0.9 \cdot \chi \cdot f_y$, e verifica-se há a existência de flambagem local. Após o cálculo de $Q = Q_a \cdot Q_s$, recalcula-se o coeficiente de flambagem global utilizando:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{A \cdot f_y \cdot Q}{P_{cr}}} \qquad (4.16)$$

Se $\sigma_{c_{i+1}} < \sigma_{c_i}$, então o cálculo iterativo está concluído.

Elementos AL:

As chapas não-enrijecidas possuem resistência pós-flambagem muito pequena, de modo que não é vantajoso utilizar-se o método das larguras efetivas. O cálculo de Q_s é feito numa situação pós-flambagem conforme apresentado abaixo:

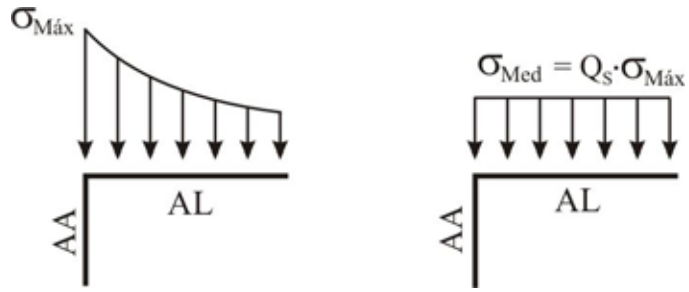


Figura 4.6- Flambagem local de barras comprimidas tipo AL

A formulação da NBR 8800 apresenta-se a seguir:

Tabela 4.3 – Limites de esbeltez para flambagem local

Tipo de perfil	*Limite de esbeltez para flambagem local*	
	Inelástica	***Elástica***
Perfis laminados	$\lambda_r = 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_e = 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Perfis soldados	$\lambda_r = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}}$	$\lambda_e = 1.17 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}}$

Onde k_c é dado por: $0.35 < 4 \cdot \left(\frac{h_e}{t_{we}}\right)^{-0.5} < 0.763$

Para perfis laminados:

$$Q_s = \begin{cases} 1 & se \quad \lambda_r \le \lambda \\ 1.415 - 0.74 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} & se \quad \lambda_r < \lambda \le \lambda_e \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \lambda^2} & se \quad \lambda > \lambda_e \end{cases} \qquad (4.17)$$

Para perfis soldados:

$$Q_s = \begin{cases} 1 & se \quad \lambda_r \le \lambda \\ 1.415 - 0.64 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{k_c \cdot E}} & se \quad \lambda_r < \lambda \le \lambda_e \\ \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c}{f_y \cdot \lambda^2} & se \quad \lambda > \lambda_e \end{cases} \qquad (4.18)$$

Abaixo, encontra-se um gráfico esquemático para qualquer tipo de flambagem local:

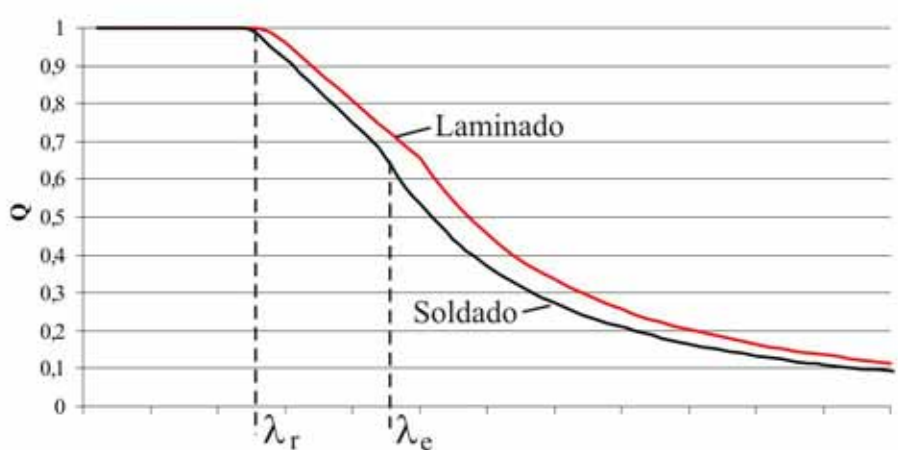


Figura 4.7- Representação esquemática da flambagem local de perfis laminados e soldados

4.1.2- Formulação para flexão

a) Classificação das seções quanto à ocorrência de flambagem local

Vigas sob flexão estão sujeitas a fenômenos de instabilidade assim como colunas sob compressão. Classificam-se as seções transversais em quatro categorias, em função da capacidade do perfil de desenvolver flambagem local:

Tabela 4.4- classificação das seções transversais

Classe	***Fenômeno***	***M_n***	***Esbeltez limite***
Super compacta	Não há ocorrência de flambagem local. De fato, a seção transversal atinge o momento de plastificação total e as subseqüentes rotações inelásticas que permitem a redistribuição de momentos fletores em estruturas hiperestáticas.	$M_p = Z f_y$	λ_p
Compacta	Não há ocorrência de flambagem local, atingindo-se o momento de plastificação total da seção. Neste caso, não há redistribuição de momentos fletores em estruturas hiperestáticas.	$M_p = Z f_y$	λ_p
Não compacta	A seção transversal atinge o momento fletor de escoamento, mas não consegue atingir o momento de plastificação.	Interpolação linear entre M_p e M_r	λ_r
Esbelta	A flambagem local das chapas comprimidas impede que a seção transversal atinja o momento de escoamento.	$M_r = W f_{cr}$	$5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, para FLA

A diferenciação entre seções supercompactas e seções compactas só faz sentido quando a estrutura é hiperestática e está sendo analisada em regime inelástico com consideração de redistribuição de momentos fletores.

b) Verificação do estado limite de flambagem lateral com torção (FLT)

A flambagem lateral com torção pode ser entendida a partir da consideração da flambagem por flexão com a torção de uma barra, como mostrado na figura abaixo:

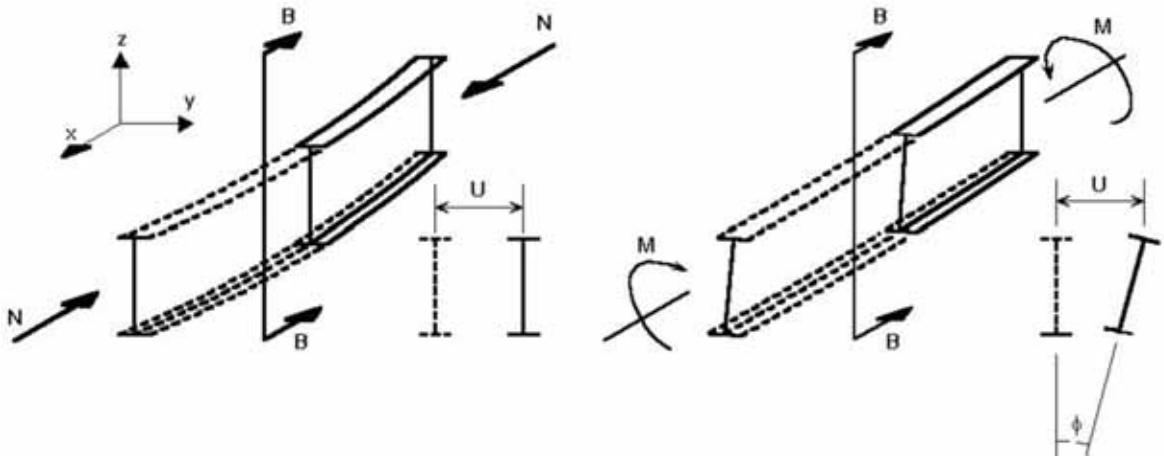


Figura 4.8- Flambagem por flexão e flambagem lateral com torção

A viga em flexão possui compressão na parte superior e tração na parte inferior. A tensão de compressão no "T" superior causa flambagem por flexão em torno do eixo de menor inércia da viga, enquanto que a tensão de tração da parte inferior do perfil causa um efeito estabilizante. Estes efeitos combinados provocam a rotação ϕ da seção transversal juntamente com o deslocamento lateral u, como mostra a figura 4.8.

Os fatores preponderantes para este fenômeno são:

- Comprimento destravado do perfil, que afeta diretamente a força de flambagem elástica;
- Condições de extremidade do elemento, que também afeta a força de flambagem elástica;
- A geometria da seção;
- A forma do diagrama de momentos fletores na barra.

Coeficiente de amplificação dos momentos fletores:

A dedução das expressões para o cálculo dos efeitos de segunda ordem em vigas sob flexão pura baseia-se em um diagrama de momentos fletores uniforme. O efeito da forma da distribuição dos mimentos fletores ao longo da barra é levado em conta pelo coeficiente de amplificação dos momentos fletores C_b, dado por:

Vigas sem contenção lateral:

$$C_b = \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \qquad (4.19)$$

Onde:

M_{max} : Momento fletor máximo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A : Momento fletor, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado;

M_B : Momento fletor, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C : Momento fletor, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado.

A tabela abaixo resume os principais cálculos referentes à metodologia de cálculo:

Tabela 4.5- Cálculo do momento resistente para flambagem lateral com torção

Momentos Resistentes	*Momento plástico:*	$M_{pl} = f_y \cdot Z_x$	
	Momento de início de escoamento:	$M_r = (f_y - f_r) \cdot W_x$	
	Momento crítico para a FLT:	$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \beta_1}{\lambda} \cdot \sqrt{1 + \frac{\beta_2}{\lambda^2}}$	
Índices de esbeltez	*Índice de esbeltez do perfil:*	$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$	
	Índice de esbeltez limite para plasticidade:	$\lambda_p = 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Índice de esbeltez limite para a FLT:	$\lambda r = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\beta_1}{M_r} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot \beta_2}{(\beta_1)^2} \cdot (M_r)^2}}$	
	Coeficientes de cálculo:	$\beta_1 = \pi \cdot \sqrt{G \cdot E \cdot I_t \cdot A}$	$\beta_2 = \frac{E \cdot C_w}{G \cdot I_t} \cdot \left(\frac{\pi}{r_y}\right)^2$

Onde f_r é a tensão residual de fabricação do perfil.

c) Verificação do estado limite de flambagem local de mesa (FLM)

A flambagem local de mesa ocorre quando as tensões de compressão decorrentes da flexão causam flambagem local em suas placas constituintes. Desta forma, há uma redistribuição das tensões, semelhante ao caso de flambagem local em barras comprimidas. O formulário pertinente ao cálculo encontra-se na tabela abaixo:

Tabela 4.6- Cálculo do momento resistente para flambagem local de mesa

Momentos Resistentes	*Momento plástico:*	$M_{pl} = f_y \cdot Z_x$	
	Momento de início de escoamento:	$M_r = \left(f_y - f_r\right) \cdot W_c$	
	Momento crítico para a FLT:	***Perfis laminados***	***Perfis soldados***
		$M_{cr} = \dfrac{0.69 \cdot E \cdot W_c}{\lambda^2}$	$M_{cr} = \dfrac{0.90 \cdot k_c \cdot E \cdot W_c}{\lambda^2}$
Índices de esbeltez	*Índice de esbeltez limite para plasticidade:*	$\lambda_r = 0.83 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_y - f_r}}$	$\lambda_r = 0.95 \cdot \sqrt{\dfrac{E \cdot k_c}{f_y - f_r}}$
	Índice de esbeltez do perfil:	$\lambda = \dfrac{b}{t_w}$	
	Índice de esbeltez limite para a FLT:	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_y}}$	

d) Verificação do estado limite de flambagem de alma (FLA)

A flambagem local da alma baseia-se no mesmo fenômeno da flambagem local de mesa. Neste caso, há uma redistribuição de momentos fletores que causa maiores solicitações na mesa comprimida e diminui a capacidade resistente da viga como um todo. Deve-se levar em conta as tensões de compressão causadas pela compressão axial da seção, já que a flambagem é causada pelas tensões normais de compressão resultantes.

Tabela 4.7- Cálculo do momento resistente para flambagem local de alma

Momentos Resistentes	*Momento plástico*	$M_{pl} = f_y \cdot Z_x$
	Momento de escoamento	$M_r = f_y \cdot W_x$
	Momento resistente para a situação de FLA:	Não se aplica a vigas não esbeltas.

Índices de esbeltez	*Índice de esbeltez do perfil:*	$\lambda = \dfrac{h}{t_w}$
	Índice de esbeltez limite para plasticidade:	$\begin{cases} 3.76\cdot\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}\cdot\left(1 - 2.75k_N\right) & \text{se } k_N \le 0.125 \\ 1.12\cdot\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}\cdot\left(2.33 - k_N\right) \ge 1.49\sqrt{\dfrac{E}{f_y}} & \text{se } k_N > 0.125 \end{cases}$
	Índice de esbeltez limite para a instabilidade:	$\lambda_r = 1.49\cdot\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}\cdot\left(3.83 - 2.83\cdot k_N\right) \le 5.70\cdot\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}\cdot\left(1 - 0.74\cdot k_N\right)$
	Coeficientes de cálculo:	$k_N = \dfrac{1.1\cdot N_{sd}}{N_y}$ com $k_N = 0$ se $N_{sd} \ge 0$.

O momento fletor resistente é dado pelo menor valor daqueles calculados nos itens 4.1.2-b,4.1.2-c ou 4.1.2-d.:

$$M_{rd} = \frac{min\left(M_{r_{FLM}}, M_{r_{FLA}}, M_{r_{FLT}}\right)}{1.1} \qquad (4.21)$$

e) Interação entre esforço normal e momentos fletores:

Caso o perfil esteja submetido a esforços normais juntamente com momentos fletores, deve-se fazer a seguinte verificação:

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{N_{sd}}{2\cdot N_{rd}} + \left(\dfrac{M_{sd_y}}{M_{rd_y}} + \dfrac{M_{sd_z}}{M_{rd_z}}\right) & se \ \dfrac{N_{sd}}{N_{rd}} < 0.2 \\ \dfrac{N_{sd}}{N_{rd}} + \dfrac{8}{9}\cdot\left(\dfrac{M_{sd_y}}{M_{rd_y}} + \dfrac{M_{sd_z}}{M_{rd_z}}\right) & se \ \dfrac{N_{sd}}{N_{rd}} \ge 0.2 \end{cases} \qquad (4.22)$$

Onde $\alpha \le 1.0$

4.1.3- Formulação para o esforço cortante:

A verificação do elemento estrutural para o esforço cortante se faz a partir da análise do perfil em regime plástico, onde a tensão última é dada, aproximadamente, por $f_y \div \sqrt{3}$. A figura a seguir apresenta a distribuição de tensões para um perfil I:

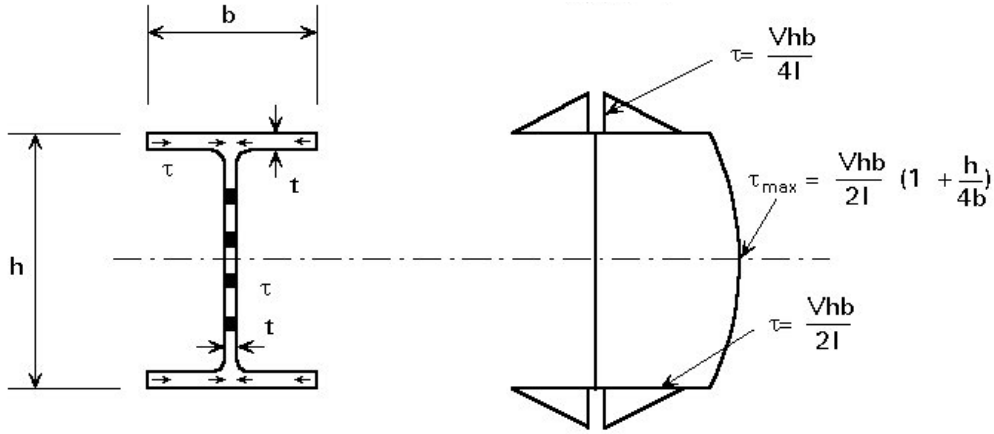


Figura 4.9- Distribuição do esforço cortante em uma seção tipo I

Como a tensão cisalhante distribui-se majoritariamente na alma do perfil, a verificação ignora a participação dos flanges na resistência ao cortante.

Tabela 4.8- Cálculo do cortante resistente

Esforços cortantes resistentes	***Cortante plástico***	$V_{pl} = 0.60 \cdot d \cdot t_w \cdot f_y$
	Cortante de escoamento:	$V_r = \frac{\lambda_p}{\lambda_V} \cdot V_{pl}$
	Cortante para a situação de instabilidade:	$V_{cr} = 1.28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda_V} \right)^2 \cdot V_{pl}$
Índices de esbeltez	*Índice de esbeltez do perfil:*	$\lambda_V = \frac{h}{t_w}$
	Índice de esbeltez limite para plasticidade:	$\lambda_p = 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$
	Índice de esbeltez limite para a instabilidade:	$\lambda_r = 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$
	Coeficientes de cálculo:	$k_v = \begin{cases} 5 \cdot \left[1 + \left(\frac{a}{h} \right)^{-2} \right] & se \quad \frac{a}{h} \le 3 \\ 5 & se \quad \frac{a}{h} > 3 \quad ou \quad \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{h \div t_w} \right)^2 \end{cases}$

4.2- Verificação segundo a NBR 14323:

4.2.1- Formulação para compressão simples:

A força normal resistente de cálculo em situação de incêndio é dada por:

$$N_{rd_{fi}} = \chi_{fi} \cdot Q_{fi} \cdot A_g \cdot \kappa_{fy} \cdot f_y \qquad (4.23)$$

Para:
$$\chi_{fi} = \begin{cases} 1 & se \quad \lambda_o \leq 0.2 \\ \dfrac{1}{\beta_\theta + \sqrt{\beta_\theta^2 - \left(\lambda_{o_{fi}}\right)^2}} & se \quad \lambda_o > 0.2 \end{cases} \text{, para } \lambda_{o_{fi}} = \lambda_o \cdot \sqrt{\frac{\kappa_{fy}}{\kappa_E}} \qquad (4.24)$$

Com:
$$\beta_\theta = \frac{1 + \alpha_\theta \cdot \lambda_{o_{fi}} + \left(\lambda_{o_{fi}}\right)^2}{2} \text{ , para } \alpha_\theta = 0.022 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (4.25)$$

Onde:

Q_{fi}: coeficiente de redução devido à flambagem local, calculado em *4.1.1-c*. Neste caso, deve-se substituir σ na equação 4.14 por f_y;

κ_{fy}: fator de redução da tensão de escoamento conforme *2.3*;

κ_E: fator de redução do módulo de elasticidade conforme *2.3*;

A_g: área da seção transversal;

χ_{fi}: fator de redução devido a flambagem por flexão do elemento.

A NBR 14323 [4] entende que todos os tipos de perfis possuem o mesmo comportamento em situação de incêndio. Por isso, há apenas uma curva de flambagem. O gráfico a seguir compara a curva em incêndio com as outras quatro curvas em temperatura ambiente da NBR 8800 [2]:

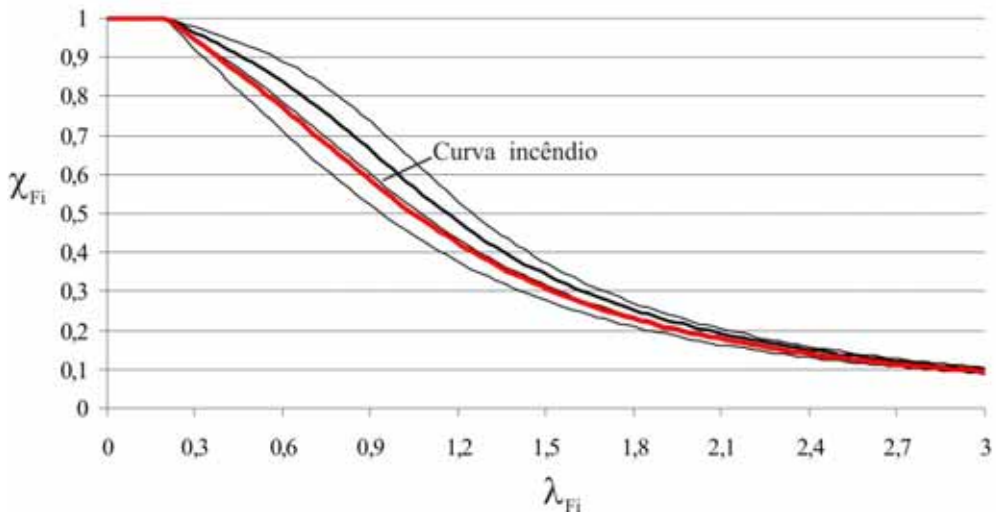


Figura 4.10- Curva de flambagem por flexão em situação de incêndio e as quatro curvas da NBR 8800

4.2.2- Formulação para flexão:

a) Fatores benéficos da variação de temperaturas na seção transversal:

A NBR 14323 [4] utiliza fatores de correção para suas expressões, já que ela considera que o perfil encontra-se com temperatura constante na seção transversal e ao longo do seu comprimento:

Tabela 4.9- Fator de correção κ_1 para distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal

Situação	κ_1
Viga com todos os quatro lados expostos	1,00
Viga envolvida por material de proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado	1,40
Viga sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado	1,15

Tabela 4.10- Fator de correção κ_2 para distribuição de temperatura ao longo do comprimento da barra

Situação	κ_2
Apoios de uma viga estaticamente indeterminada	1,15
Todos os outros casos	1,00

b) Verificação das instabilidades decorrentes da flexão:

A formulação para a flexão simples baseia-se naquela desenvolvida pela NBR 8800 contando apenas com a adição dos fatores de correção do item anterior e da degradação mecânica do aço com o aumento da temperatura. Desta forma, tem-se:

Flambagem local de alma:

$$M_{rd_{fi_{FLA}}} = \begin{cases} \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot M_{pl} & se \quad \lambda \le \lambda_p \\ \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot \left[M_{pl} - \left(M_{pl} - M_r \right) \cdot \dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & se \quad \lambda_p < \lambda \le \lambda_r \end{cases} \qquad (4.26)$$

Flambagem local de mesa:

$$M_{rd_{fi_{FLM}}} = \begin{cases} \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot M_{pl} & se \quad \lambda \le \lambda_p \\ \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot \left[M_{pl} - \left(M_{pl} - M_r \right) \cdot \dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & se \quad \lambda_p < \lambda \le \lambda_r \\ \kappa_E \cdot M_{cr} & se \quad \lambda > \lambda_r \end{cases} \qquad (4.27)$$

Flambagem lateral com torção:

$$M_{rd_{fi_{FLT}}} = \begin{cases} \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot M_{pl} & se \ \ \lambda \le \lambda_p \\ \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_{fy} \cdot min\left[M_{pl} - \left(M_{pl} - M_r \right) \cdot \dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}, M_{pl} \right] & se \ \lambda_p < \lambda \le \lambda_r \\ \kappa_E \cdot M_{cr} & se \ \lambda > \lambda_r \end{cases} \qquad (4.28)$$

O momento fletor resistente é dado pelo menor valor daqueles calculados acima:

$$M_{rd_{fi}} = min\left(M_{rd_{fi\ FLM}}, M_{rd_{fi\ FLA}}, M_{rd_{fi\ FLT}} \right) \qquad (4.29)$$

c) Interação entre esforço normal e momentos fletores:

Caso o perfil esteja submetido a esforços normais juntamente com momentos fletores, deve-se fazes a seguinte verificação:

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{N_{sd_{fi}}}{2 \cdot N_{rd_{fi}}} + \left(\dfrac{M_{sd_{fi_y}}}{M_{rd_{fi_y}}} + \dfrac{M_{sd_{fi_z}}}{M_{rd_{fi_z}}} \right) & se \ \ \dfrac{N_{sd_{fi}}}{N_{rd_{fi}}} < 0.2 \\ \dfrac{N_{sd_{fi}}}{N_{rd_{fi}}} + \dfrac{8}{9} \cdot \left(\dfrac{M_{sd_{fi_y}}}{M_{rd_{fi_y}}} + \dfrac{M_{sd_{fi_z}}}{M_{rd_{fi_z}}} \right) & se \ \ \dfrac{N_{sd_{fi}}}{N_{rd_{fi}}} \ge 0.2 \end{cases} \qquad (4.22)$$

Onde $\alpha \le 1.0$

4.2.3- Formulação para o esforço cortante:

O esforço cortante em situação de incêndio deriva da formulação apresentada em 4.1.3:

$$V_{rd_{fi}} = \begin{cases} \kappa_{fy} \cdot V_{pl} & se \ \ \lambda \le \lambda_p \\ \kappa_{fy} \cdot V_{pl} \cdot \dfrac{\lambda_p}{\lambda} & se \ \ \lambda_p < \lambda \le \lambda_r \\ 1.28 \kappa_{fy} \cdot V_{pl} \cdot \left(\dfrac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 & se \ \ \lambda > \lambda_r \end{cases} \qquad (4.23)$$

5- Análise e verificação estrutural de um edifício de 14 andares

5.1- Concepção estrutural

As plantas referentes ao edifício em análise encontram-se em anexo.

a) Elementos resistentes ao carregamento vertical

O carregamento vertical, basicamente compreendido pelo peso próprio da estrutura, como os elementos de aço, lajes, revestimentos e paredes, e sua carga de utilização, como móveis, pessoas, equipamentos, carros e etc. Estas cargas, normalmente aplicadas sobre as lajes, são transmitidas pelos elementos estruturais conforme mostra a figura a seguir:

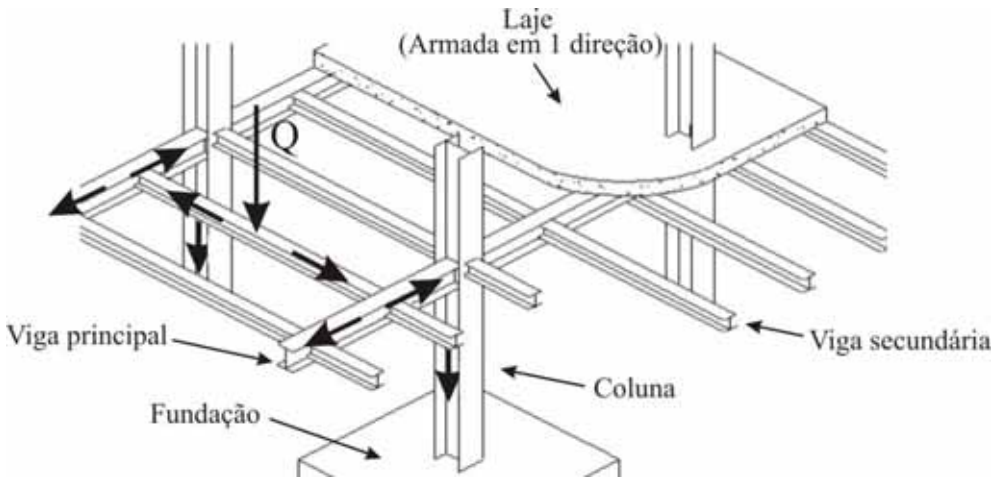


Figura 5.1- Caminho das cargas verticais

A figura acima representa a estrutura de um pavimento do tipo "grelha", onde os esforços verticais são transmitidos por um conjunto de vigas dispostas de maneira ortogonal até as colunas, que por sua vez encaminham tais esforços às fundações.

As lajes, armadas em uma direção, possuem vãos livres da ordem de 3m e podem ser simplesmente apoiadas nas vigas, contínuas ou semicontínuas. A adoção da fôrma metálica incorporada à laje, conhecida como *steel deck,* torna a construção muito mais rápida, já que não precisa de escoramento para vãos inferiores a 3.5 m. Outra vantagem deste sistema é a utilização da forma metálica como armadura positiva. Desta maneira, arma-se a laje com armadura negativa e com a armadura mínima positiva, necessária caso haja um incêndio já que o *steel deck* pode aquecer-se ao ponto de perder toda sua resistência ou destacar-se do concreto devido a difernça de temperatura entre os materiais.

Quando conectores de cisalhamento são incorporados ao piso, a laje passa a contribuir na rigidez e na resistência à flexão da viga. Este tipo de viga, conhecida como viga-mista, otimiza a utilização dos materiais, dada a vocação natural do concreto a compressão e a do aço a tração. A figura a seguir mostra de maneira esquemática a utilização desta tipologia estrutural:

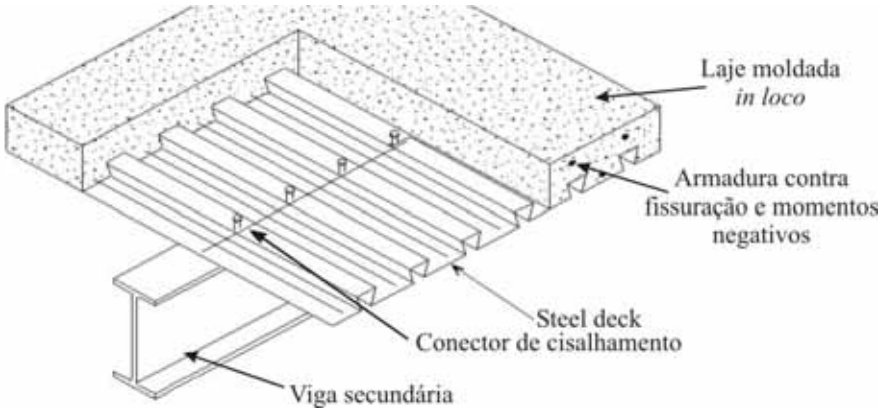


Figura 5.2- Viga-mista com steel deck

A utilização do vigamento em grelha, composto por vigas secundárias e primárias, consiste em uma solução de rápida montagem, favorecendo um dos mais importantes aspectos da construção em aço-a rápida velocidade de construção.

As vigas secundárias são aquelas que possuem os maiores vãos, visto que a interação com a laje aumenta sua resistência a flexão. O espaçamento entre as vigas principais é delimitado pela distância entre as colunas, que normalmente varia de 5 a 10 metros.

As ligações entre as vigas e os pilares, assim como entre as vigas principais e secundárias, podem ser classificadas em função da sua capacidade de rotação. Ao contrário das ligações monolíticas das estruturas de concreto, as ligações entre elementos de aço pode ter diferentes graus de flexibilidade em função do seu detalhe, como mostra a figura a seguir:

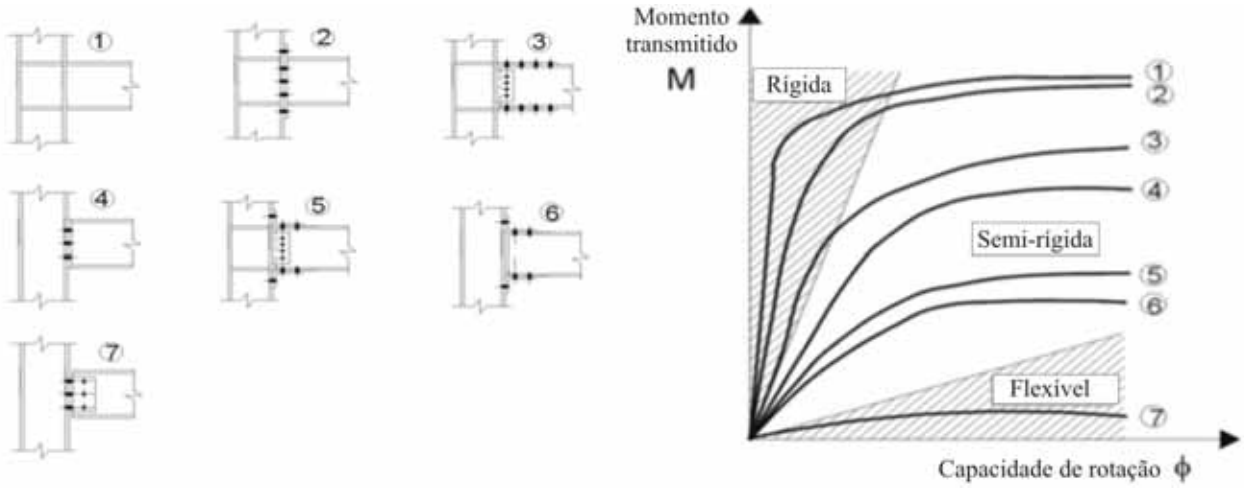


Figura 5.3- Capacidade de rotação dos diversos tipos de ligação

As fundações podem ser definidas como rasas ou profundas, que são escolhidas dependendo da capacidade resistente do solo e da solicitação imposta pela estrutura. As fundações, que são normalmente executadas em concreto armado, recebem os esforços das colunas através de uma chapa de base , que aumenta a área de contato entre a coluna e a fundação, diminuindo a tensão normal atuante e por conectores de cisalhamento, responsáveis por transmitir os esforços cortantes e os momentos fletores à fundação.

A figura a seguir mostra o lançamento da estrutura dos pavimentos. Foi utilizado o mesmo vigamento para o pavimento tipo, para as garagens e para a cobertura:

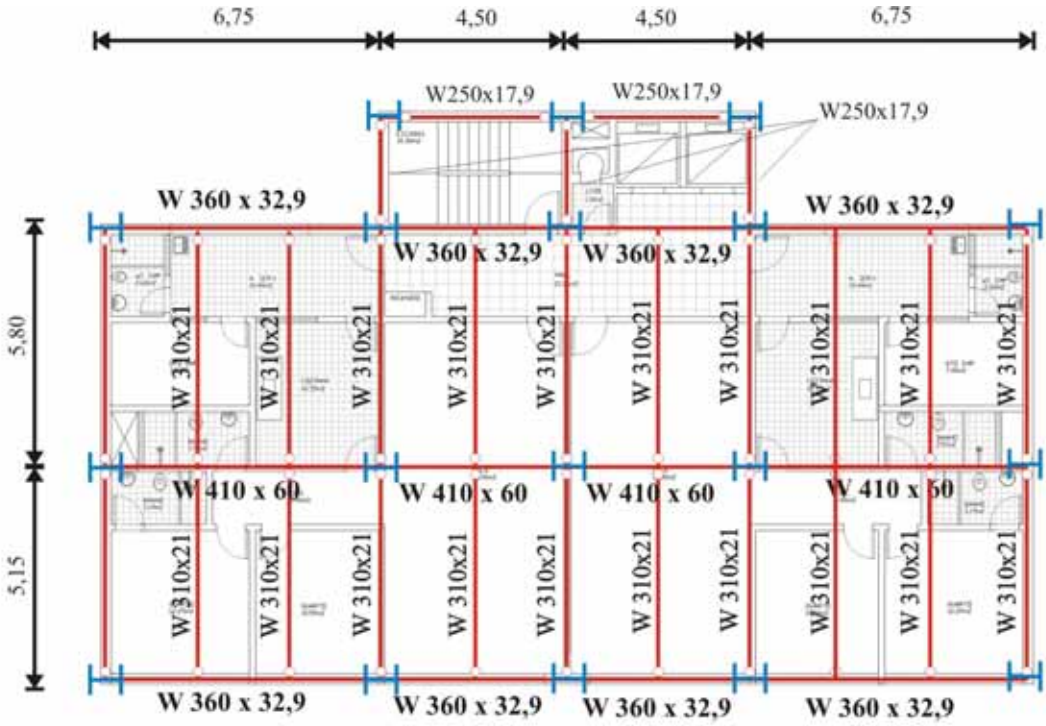


Figura 5.4- Lançamento do vigamento dos pavimentos

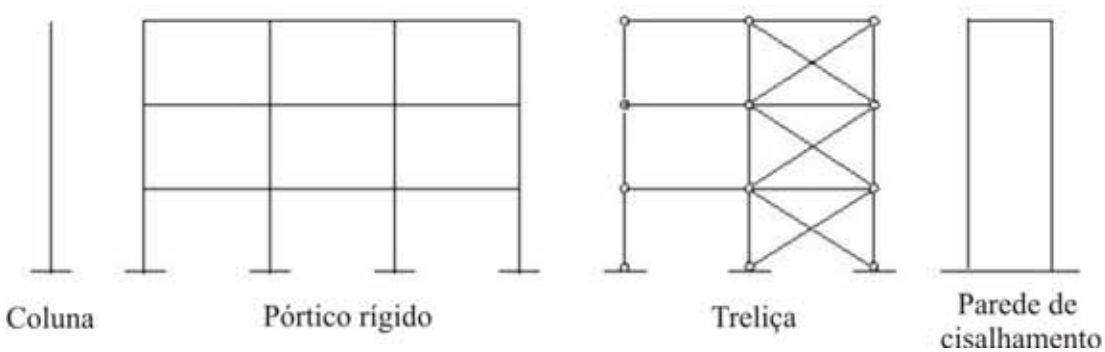
b) Elementos resistentes ao carregamento horizontal

Apesar da função básica da estrutura ser a de resistir aos carregamentos verticais, ela deve ter estabilidade lateral suficiente para suportar as ações horizontais, normalmente impostas pelo vento. Denomina-se sistema de contraventamento o conjunto de elementos estruturais convenientemente dispostos de modo a absorver e transmitir às fundações os esforços decorrentes das ações horizontais.

A transmissão dos esforços deve-se ao comportamento de diafragma rígido da laje, que por ser considerada indeformável no plano médio de sua espessura, transmite os esforços horizontais aos elementos de contraventamento. Esta distribuição é proporcional à rigidez de cada elemento, fazendo que os elementos de contraventamento mais rígidos recebem maiores esforços.

Os sistemas de contraventamento mais comuns são:

- Coluna simples;
- Treliças;
- Pórticos;
- Paredes de cisalhamento



5.5- Sistemas de contraventamento

Treliças:

O sistema de contraventamento em treliça é feito por ligações que não transmitem momento fletor. Por isto, seus elementos possuem apenas solicitações normais de tração ou compressão. Normalmente este é o sistema de contraventamento mais econômico, já que suas ligações são simples de ser executadas e os elementos resistentes são esbeltos, quando comparados com aqueles que resistem aos momentos fletores.

Apesar desta grande vantagem econômica, o contraventamento em treliça possui características arquitetônicas distintas, merecendo o devido cuidado do arquiteto para incorporá-lo à edificação.

Pórticos com ligações rígidas ou semi-rígidas:

Os pórticos com conexões rígidas ou semi-rígidas transmitem os esforços decorrentes da ação horizontal pelos mesmos elementos resistentes às ações verticais, ou seja, pelas vigas e colunas. Neste caso, o comportamento global da estrutura está diretamente relacionado com a capacidade de rotação das ligações, como mostra a figura 5.3. As estruturas com ligações flexíveis apresentam maior deslocabilidade horizontal, ocasionando maiores efeitos P-Δ que são nocivos à estabilidade global.

Apesar desta aparente desvantagem econômica, os sistemas de contraventamento em pórtico interferem menos no layout da edificação. Isto aumenta a flexibilidade na criação dos ambientes de um edifício, que é muitas vezes um fator decisivo no projeto.

Parede de cisalhamento

Paredes de alvenaria estrutural ou de concreto armado podem ser usadas como sistema de contraventamento. Estes elementos com elevada rigidez ao esforço cortante resistem aos esforços horizontais decorrentes da ação do vento. Os esforços internos são majoritariamente decorrentes das deformações cisalhantes. Como a teoria clássica das vigas desconsidera este tipo de deformação, as paredes de cisalhamento devem ser modeladas como:

- Viga de Timoshenko, onde as deformações impostas pelo esforço cortante não são desprezíveis,
- Viga-Parede, cuja formulação é baseada na teoria clássica da elasticidade para placas solicitadas na sua linha média;
- Método dos elementos finitos, onde a modelagem da parede é trabalhosa, mas que apresenta os resultados mais confiáveis.

A seguir, são mostrados os sistemas de contraventamento do edifício a ser calculado.

Escolheu-se o sistema de contraventamento em pórtico para a fachada, visto que o sistema treliçado iria prejudicar a visibilidade das janelas, além de não possuir características arquitetônicas compatíveis com o projeto de arquitetura. Por outro lado, as laterais do edifício possuem características propícias para a adoção do sistema de contraventamento em treliça. As paredes paralelas que cercam as escadas e os elevadores irão receber um contraventamento em “K”, como é mostrado nas figuras a seguir:

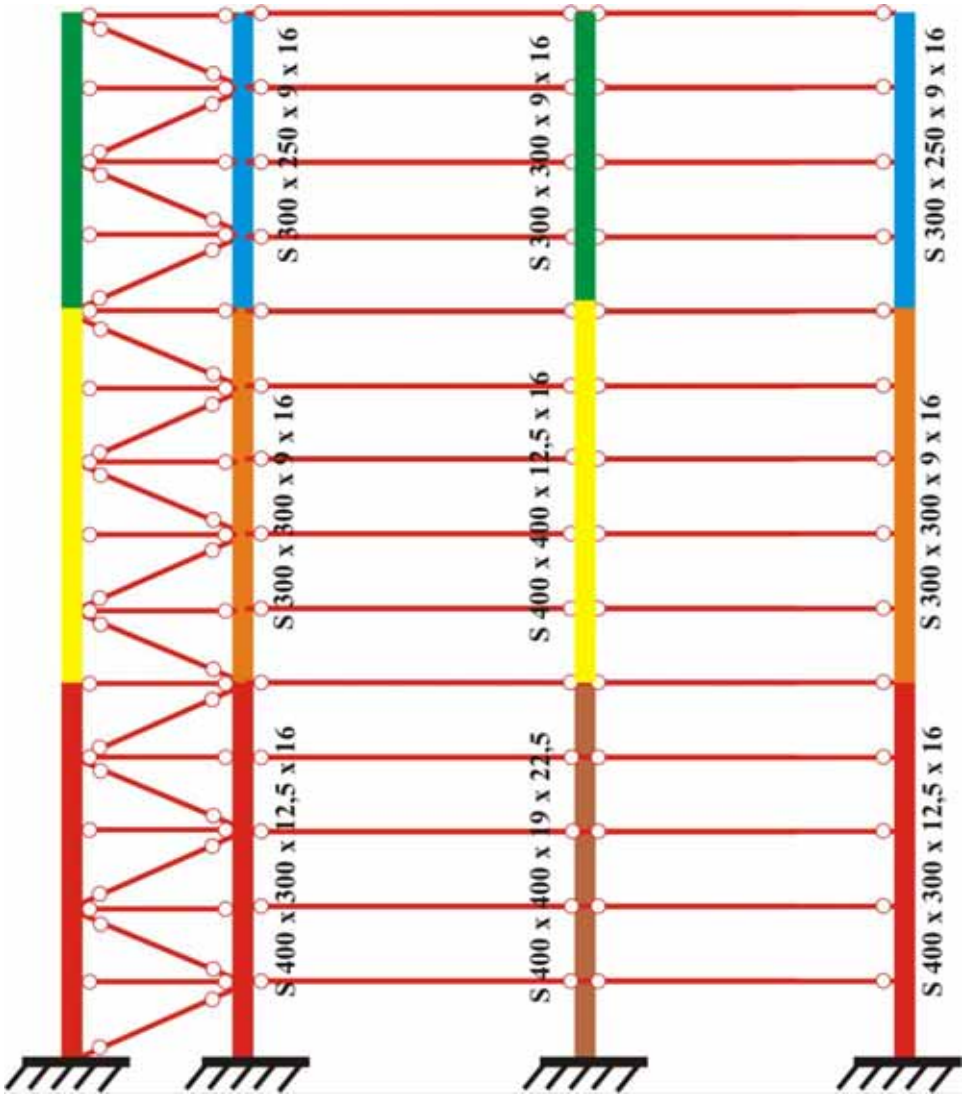


Figura 5.7- Contraventamento em treliça para os pórticos laterais

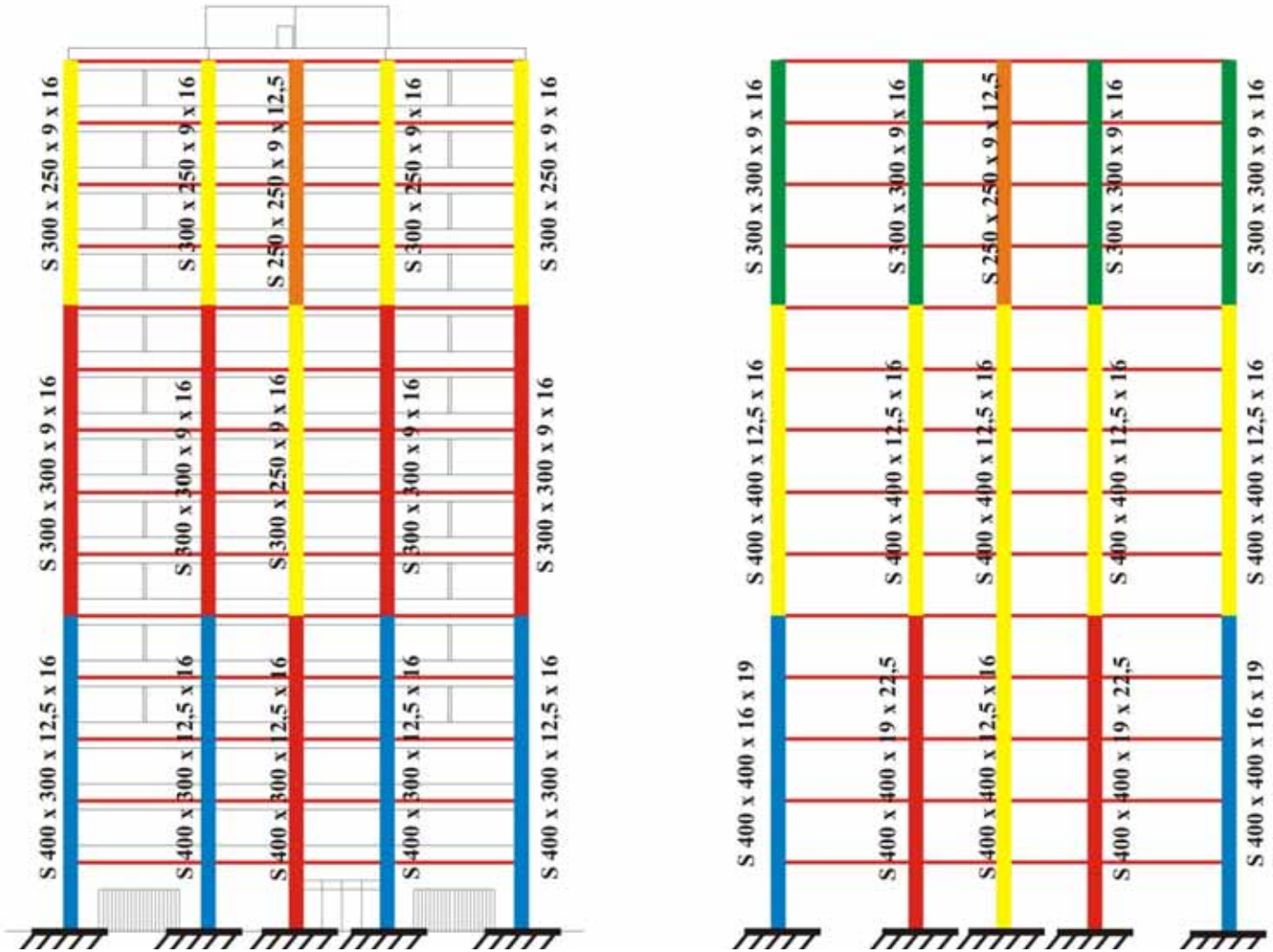


Figura 5.6- Contraventamento para os pórticos paralelos à fachada

5.2- Carregamento na estrutura:

a) Ações verticais:

Carregamento atuante nas lajes após a cura do concreto:

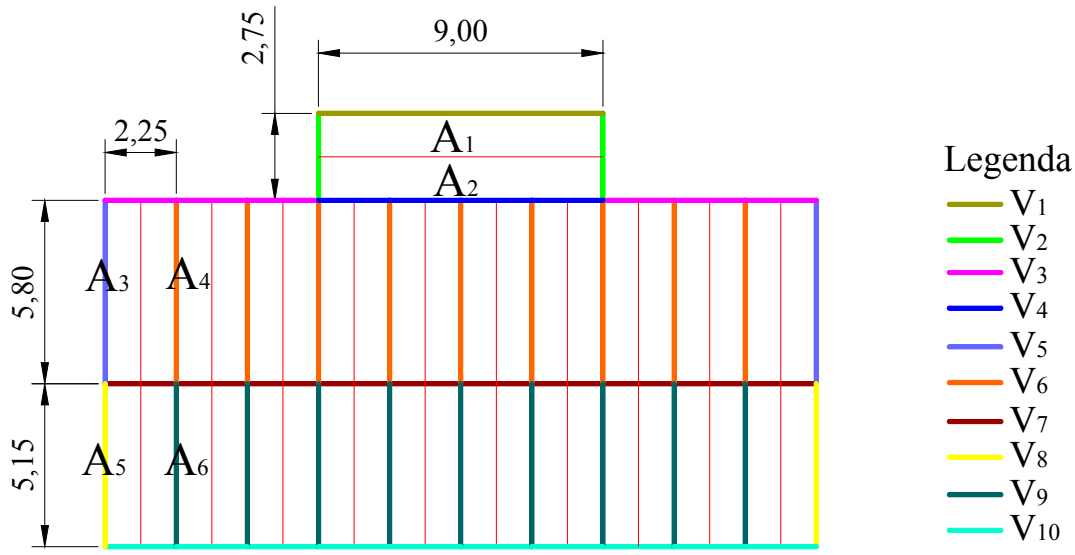
A tabela a seguir apresenta as ações distribuídas sobre as lajes, calculadas a partir das prescrições da NBR 6120 [1]:

Tabela 5.1- Ações distribuídas nas lajes

	Descrição	***Carregamento (kN/m²)***
Pavimento tipo	Peso próprio da laje *(h = 10 cm)*	2,5
	Peso próprio do revestimento	0,7
	Peso próprio das paredes sobre a laje	1,0
	Carga de utilização para residências	2,0
Garagens	Peso próprio da laje *(h = 12 cm)*	3,0
	Carga de utilização para garagens	3,0

Distribuição dos carregamentos sobre as vigas:

O carregamento aplicado na laje foi distribuído sobre o vigamento dos pavimentos através do método dos quinhões de carga, cujo resultado é mostrado a seguir:



Área (m²)	
A_1	12,4
A_2	12,4
A_3	6,6
A_4	13,1
A_5	5,8
A_6	11,6

Figura 5.7- Distribuição das ações no pavimento

A tabela a seguir resume a distribuição das ações verticais atuantes na laje sobre as vigas, que é calculada a partir da seguinte fórmula:

$$w_{viga} = \frac{A \cdot w_{Laje}}{L_{viga}} \qquad (5.1)$$

Além disso, o peso próprio das vigas foi estimado em 0,40 kN/m.

Tabela 5.2- Carregamento pelo método dos quinhões de carga para o pavimento tipo

Viga	***Comprimento (m)***	***Área de influência (m²)***	***Pp resultante nas lajes (kN/m²)***	***Pp distribuído (kN/m²)***	***Carga de utilização (kN/m²)***	***Q distribuído (kN/m²)***
V1	9,00	12,40	4,20	5,79	2,00	2,76
V2	2,75	0,00	4,20	0,00	2,00	0,00
V3	7,75	0,00	4,20	0,00	2,00	0,00
V4	9,00	13,10	4,20	6,11	2,00	2,91
V5	5,80	6,60	4,20	4,78	2,00	2,28
V6	5,80	13,10	4,20	9,49	2,00	4,52
V7	2,25	0,00	4,20	0,00	2,00	0,00
V8	5,15	5,80	4,20	4,73	2,00	2,25
V9	5,15	11,60	4,20	9,46	2,00	4,50
V10	2,25	0,00	4,20	0,00	2,00	0,00

b) Ações horizontais:

Consideração das imperfeições iniciais:

A NBR 8800 [2] considera o efeito das imperfeições iniciais na estrutura através de dois procedimentos- a adoção de cargas fictícias, aplicadas em cada pavimento, ou através do desaprumo de h/200 entre andares, onde h é o pé-direito do pavimento.

Este trabalho de fim de curso utiliza a metodologia do desaprumo, calculada a seguir:

Pé-direito dos andares: 3,00 m

Desaprumo: $\frac{300\ cm}{200} = 1.5\ cm$

Cálculo da carga de vento

A carga estática devida ao vento foi calculada de acordo com a NBR 6123/ Força devidas ao vento em edificações[3]. Para uma edificação residencial com 46 m de altura, localizada numa região plana de uma cidade densamente povoada (classe 5), com a maior dimensão menor do que 50 m (Classe b),

tem-se a seguinte distribuição de velocidades do vento ao longo da altura, supondo uma velocidade básica do vento de 35 m/s:

$$v(z) = 25 \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{0.16} \qquad (5.2)$$

Pressão dinâmica do vento em função da altura segue a seguinte lei de variação em N/m²:

$$f(z) = 0.613 \cdot v(z)^2 \cdot \left(C_e - C_i \right) \qquad (5.3)$$

Onde:

C_i : coeficiente de forma interno, calculado pela tabela 4;

C_e: coeficiente de forma externas, calculado pelo item 6.2.

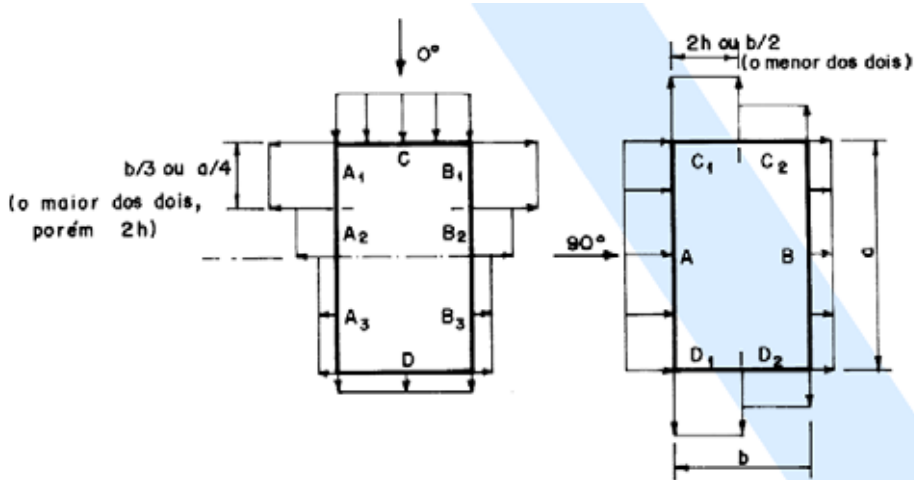


Figura 5.8- Determinação do fator de forma externo para o vento incidente a 0° e 90°.

A partir dos procedimentos descritos na NBR 6123[3], foram calculados os seguintes coeficientes de forma:

Tabela 5.3- Coeficientes de forma para o edifício

Vento a 0°	**$A_1 = B_1$**	**$A_2 = B_2$**	**$A_3 = B_3$**	**C**	**D**	**C_i**
	-1,0	-0,5	-0,481	-0,3	+0,8	-0,3
Vento a 90°	**A**	**B**	**$C_1 = D_1$**	**$C_2 = D_2$**	**-**	**C_i**
	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-	+0,2

Como discutido no item 5.1-b, as lajes possuem um papel fundamental na distribuição dos esforços nos elementos de contraventamento. Seu funcionamento como um diafragma rígido, dimensionado como um sistema auto-equilibrado, a torna responsável por absorver e transmitir os esforços aos elementos de contraventamento. Para representar este comportamento estrutural, deve-se concentrar todas as ações horizontais nas lajes. Para as ações decorrentes do vento, deve-se calcular a integral ao longo da altura no trecho que compreende a área de influência da laje:

$$w_{andar} = \frac{a}{\Delta h} \cdot \int_{h-\frac{\Delta h}{2}}^{h+\frac{\Delta h}{2}} f(z)\, dz \qquad (5.4)$$

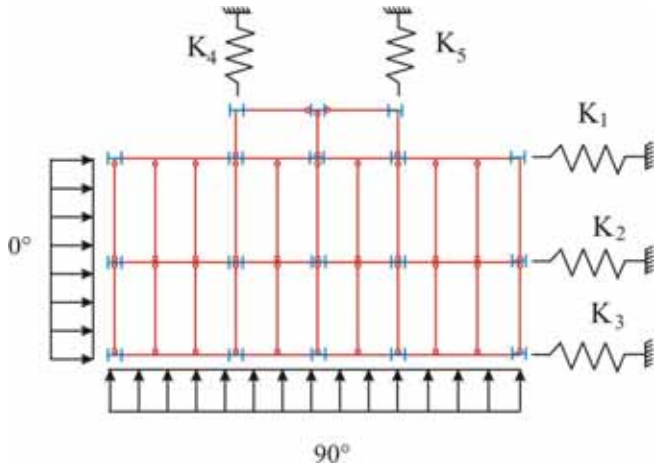
Onde:
h : Altura da laje do andar em análise;
Δh : Pé-direito do andar;
a : Comprimento da face exposta ao vento

Distribuição da força de vento pelos elementos de contraventamento:

As lajes transmitem as ações do vento proporcionalmente à rigidez dos elementos de contraventamento. Definindo a rigidez equivalente de um sistema de contraventamento como:

$$K = \frac{F}{\Delta} \qquad (5.5)$$

Onde F é a força aplicada no topo do elemento de contraventamento necessária para causar um deslocamento de 1 unidade no local de aplicação da força, obteve-se as seguintes rijezas equivalentes para os elementos de contraventamento:



Sistema	*K*
1	32,5 %
2	35 %
3	32,5%
4	50 %
5	50 %

Figura 5.9- Cálculo da rigidez equivalente dos sistemas de contraventamento

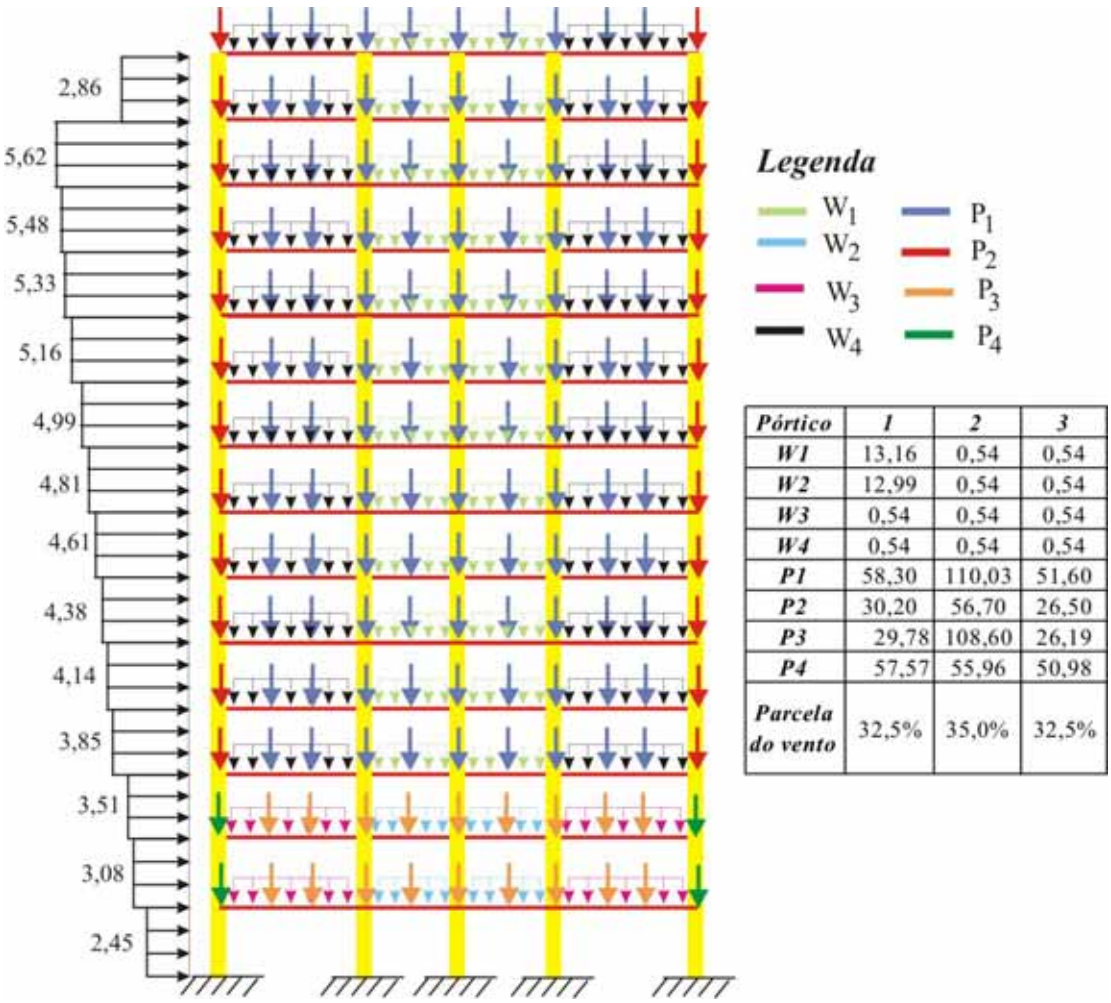
Os pórticos treliçados P4 e P5 foram considerados rígidos o suficiente para que absorvessem todos os esforços decorrentes do vento, desprezando a rigidez das colunas birrotuladas.

c) Resumo do carregamento atuante na estrutura:

As figuras a seguir representam o carregamento resultante na estrutura, a partir da combinação do ELU calculada pelo projeto de revisão da NBR 8800 [2]:

$$F = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.4 \cdot 0.6 \cdot V \qquad (5.6)$$

A denominação dos pórticos é mostrada na figura 5.9:



Pórtico	1	2	3
W1	13,16	0,54	0,54
W2	12,99	0,54	0,54
W3	0,54	0,54	0,54
W4	0,54	0,54	0,54
P1	58,30	110,03	51,60
P2	30,20	56,70	26,50
P3	29,78	108,60	26,19
P4	57,57	55,96	50,98
Parcela do vento	32,5%	35,0%	32,5%

Figura 5.10- Representação do carregamento sobre os pórticos rígidos

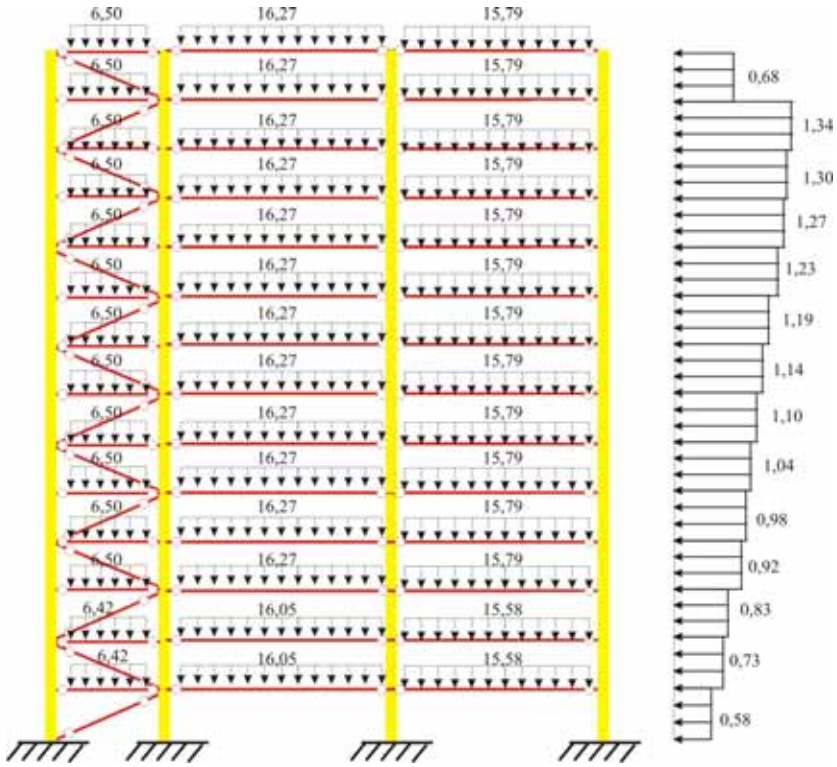


Figura 5.11- Representação do carregamento sobre o pórtico treliçado

5.3- Análise e verificação da estrutura para a temperatura ambiente

a) Resultado da análise linear geométrica amplificada

A seguir, encontra-se o resultado da análise linear elástica com amplificação do diagrama dos momentos fletores pelo método B1-B2 para o pórtico 2. Foi utilizado 1 elemento por barra, já que a formulação linear é exata e, portanto, é verificada a continuidade da solução.

Os desenhos foram gerados com o programa VIEW3D[23].

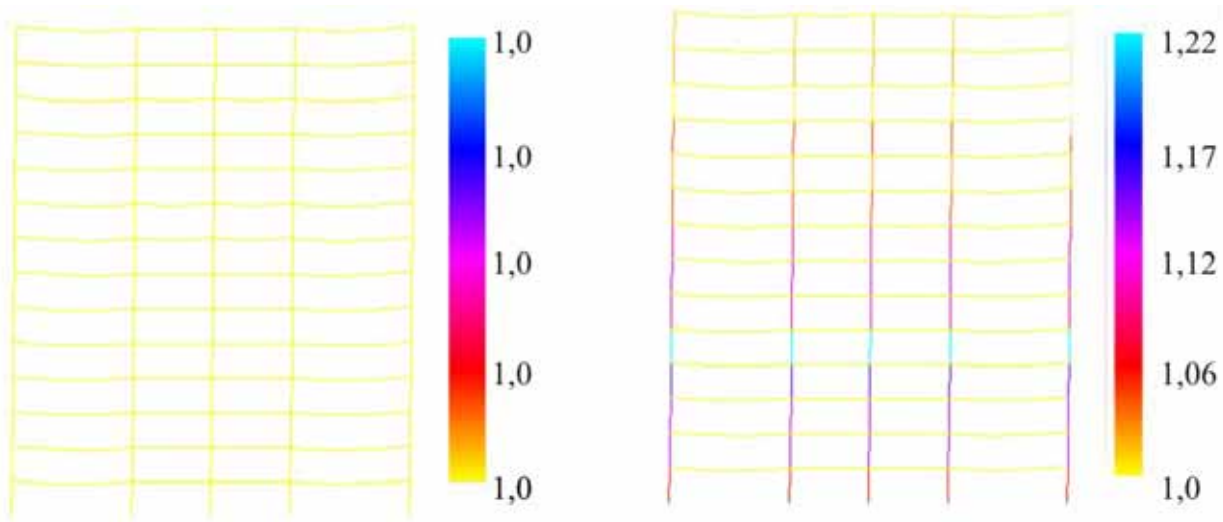


Figura 5.12- Coeficientes de amplificação B1 e B2, respectivamente

A figura anterior mostra que a estrutura não é sensível aos efeitos p-δ.

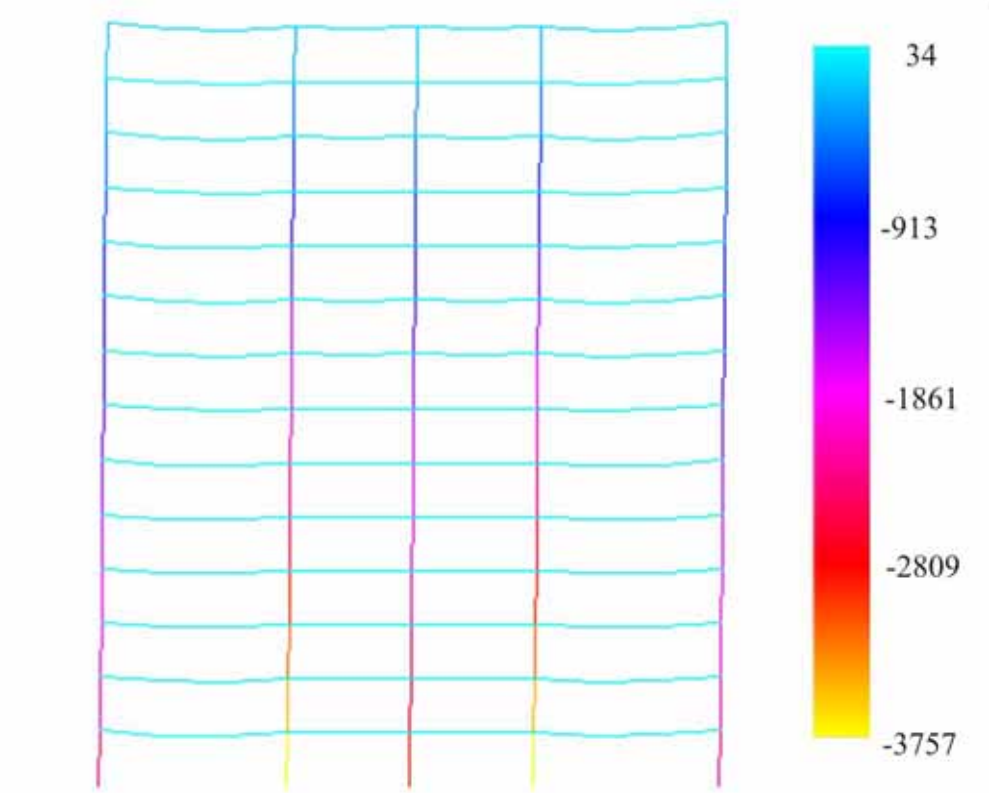


Figura 5.13- Representação dos esforços normais (kN)

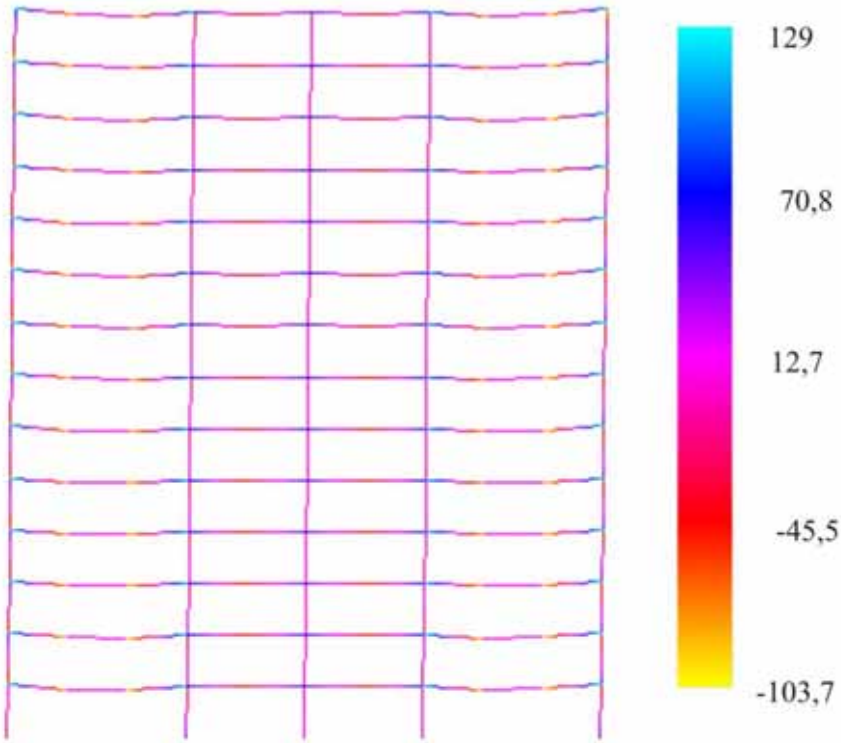


Figura 5.14- Representação dos esforços cortantes (kN)

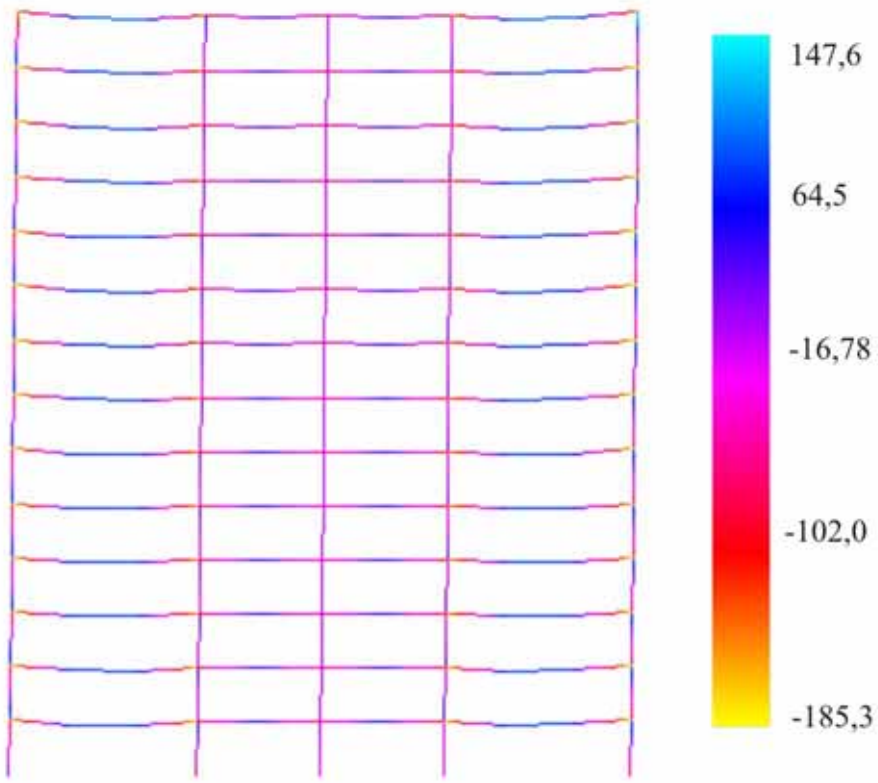


Figura 5.15- Representação dos momentos fletores (kNm)

b) Verificação dos elementos

A verificação da NBR 8800 [2] se faz em elementos isolados. A figura a seguir mostra a numeração das barras adotada pelo procedimento de verificação desenvolvido em ambiente MATHCAD:

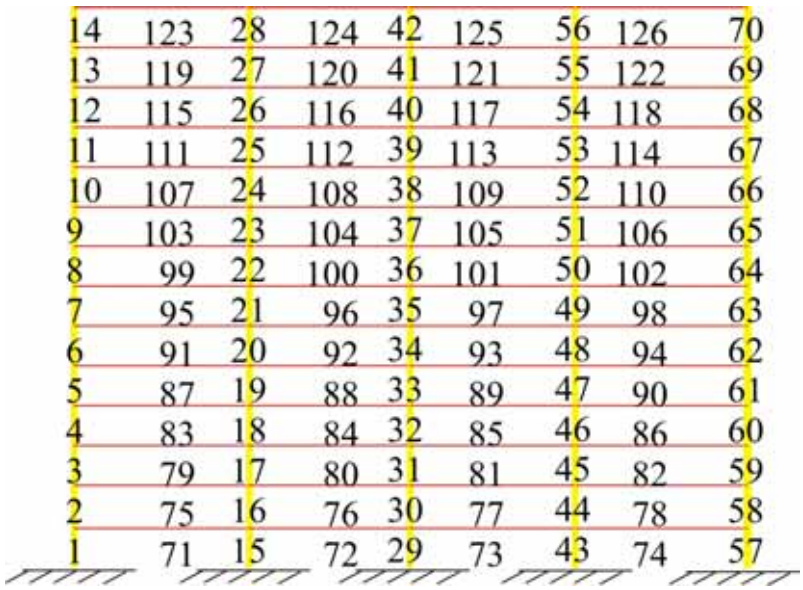


Figura 5.16- Numeração das barras para a verificação

As tabelas a seguir resumem a verificação da estrutura. Foram utilizados os mesmo índices do capítulo 4:

Tabela 5.4- Verificação ao esforço normal do pórtico P2

		Esforços solicitantes máximos			***Verificação ao esforço normal***					
Barra	***Seção***	N_{sd} ***(kN)***	V_{sd} ***(kN)***	M_{sd} ***(kNm)***	***Q***	K_X	K_Y	λ_0	χ	N_{sd} / N_{rd}
1	1	-2335,8	-29,1	-65,8	1,00	1,36	0,78	0,27	0,97	0,50
2	1	-2168,7	-61,6	97,4	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,46
3	1	-1999,2	-59,7	89,8	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,43
4	1	-1832,8	-58,7	86,8	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,39
5	1	-1669,6	-61,1	-88,6	1,00	1,36	0,77	0,27	0,98	0,35
6	4	-1501,8	-59,6	86,1	1,00	1,42	0,79	0,27	0,97	0,39
7	4	-1336,7	-62,4	90,3	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,34
8	4	-1166,7	-63,5	92,8	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,30
9	4	-999,6	-63,6	93,0	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,26
10	4	-831,8	-71,6	-110,2	1,00	1,30	0,73	0,25	0,98	0,21
11	7	-664,1	-54,7	-82,8	1,00	1,64	0,83	0,42	0,92	0,26
12	7	-497,4	-63,2	92,2	1,00	1,47	0,79	0,37	0,94	0,19
13	7	-330,1	-60,0	89,6	1,00	1,47	0,79	0,37	0,94	0,13
14	7	-162,2	-84,5	-147,1	1,00	1,31	0,65	0,33	0,95	0,06
15	2	-3754,3	41,4	63,9	1,00	1,39	0,78	0,27	0,97	0,68
16	2	-3471,5	32,3	52,4	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,63
17	2	-3188,1	30,1	46,1	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,58
18	2	-2917,6	26,5	40,3	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,53
19	2	-2647,0	26,5	41,1	1,00	1,40	0,76	0,27	0,97	0,48
20	5	-2375,2	22,8	35,5	1,00	1,52	0,81	0,29	0,97	0,62
21	5	-2107,0	24,7	37,2	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,54
22	5	-1841,5	25,0	37,8	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,48
23	5	-1579,4	23,8	-36,6	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,41
24	5	-1320,0	30,1	48,4	1,00	1,38	0,74	0,27	0,98	0,34
25	8	-1060,5	18,9	30,7	1,00	1,80	0,84	0,46	0,90	0,43
26	8	-797,3	23,3	-35,5	1,00	1,65	0,80	0,42	0,92	0,32
27	8	-534,4	18,5	-29,7	1,00	1,65	0,80	0,42	0,92	0,21
28	8	-273,6	32,6	55,8	1,00	1,51	0,69	0,38	0,93	0,11
29	3	-2894,5	13,3	-26,2	1,00	1,42	0,78	0,27	0,97	0,75
30	3	-2678,4	2,7	7,6	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,69
31	3	-2463,9	1,2	3,6	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,64
32	3	-2262,0	0,8	2,1	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,59
33	3	-2062,0	0,5	1,2	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,53

Barra	*Seção*	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kNm)	Q	K_X	K_Y	λ_0	χ	N_{sd} / N_{rd}
34	6	-1864,4	0,3	0,8	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,48
35	6	-1662,7	0,2	0,5	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,43
36	6	-1456,5	0,3	0,7	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,38
37	6	-1246,9	0,1	-0,4	1,00	1,50	0,79	0,29	0,97	0,32
38	6	-1033,2	1,6	3,2	1,00	1,37	0,71	0,26	0,98	0,27
39	9	-822,5	0,7	-1,3	1,00	2,35	0,88	0,73	0,77	0,56
40	9	-614,5	0,6	0,9	1,00	2,04	0,83	0,63	0,82	0,39
41	9	-407,2	0,8	1,3	1,00	2,04	0,83	0,63	0,82	0,26
42	9	-197,3	0,7	1,0	1,00	1,93	0,76	0,60	0,84	0,12
43	2	-3757,1	-4,8	-24,1	1,00	1,39	0,78	0,27	0,97	0,68
44	2	-3470,3	-30,1	51,1	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,63
45	2	-3184,3	-26,2	41,9	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,58
46	2	-2913,0	-24,1	37,1	1,00	1,44	0,78	0,28	0,97	0,53
47	2	-2641,1	-24,4	36,6	1,00	1,40	0,76	0,27	0,97	0,48
48	5	-2369,1	-21,1	-32,7	1,00	1,52	0,81	0,29	0,97	0,61
49	5	-2099,9	-23,1	35,0	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,54
50	5	-1834,4	-23,1	-35,0	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,47
51	5	-1571,6	-21,9	33,9	1,00	1,47	0,79	0,28	0,97	0,41
52	5	-1311,5	-29,6	-49,4	1,00	1,38	0,74	0,27	0,98	0,34
53	8	-1063,0	-17,4	-27,7	1,00	1,80	0,84	0,46	0,90	0,43
54	8	-799,0	-20,7	31,3	1,00	1,65	0,80	0,42	0,92	0,32
55	8	-535,5	-15,6	25,1	1,00	1,65	0,80	0,42	0,92	0,21
56	8	-274,1	-29,4	-50,6	1,00	1,51	0,69	0,38	0,93	0,11
57	1	-2335,7	49,1	84,2	1,00	1,36	0,78	0,27	0,97	0,50
58	1	-2165,5	61,4	93,3	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,46
59	1	-1991,4	57,1	86,3	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,42
60	1	-1828,8	56,5	86,8	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,39
61	1	-1661,9	58,5	88,8	1,00	1,36	0,77	0,27	0,98	0,35
62	4	-1498,5	57,0	88,1	1,00	1,42	0,79	0,27	0,97	0,39
63	4	-1330,0	59,5	-89,6	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,34
64	4	-1164,4	60,0	90,1	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,30
65	4	-997,9	60,4	-91,5	1,00	1,39	0,78	0,27	0,98	0,26
66	4	-830,5	68,6	110,9	1,00	1,30	0,73	0,25	0,98	0,21
67	7	-663,1	52,1	84,7	1,00	1,64	0,83	0,42	0,92	0,26
68	7	-496,6	60,2	-91,0	1,00	1,47	0,79	0,37	0,94	0,19
69	7	-329,3	57,4	-89,1	1,00	1,47	0,79	0,37	0,94	0,13
70	7	-161,0	82,8	147,6	1,00	1,31	0,65	0,33	0,95	0,06
71	10	34,5	122,7	-176,3	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,04

Barra	*Seção*	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kNm)	Q	K_X	K_Y	λ_0	χ	N_{sd} / N_{rd}
72	10	-20,3	67,9	-72,3	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,01
73	10	-10,8	59,3	-163,0	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,01
74	10	13,1	121,6	-176,2	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,02
75	10	0,7	124,9	-178,1	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,00
76	10	1,5	70,8	-78,0	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
77	10	1,9	60,7	-83,4	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
78	10	-3,4	121,9	-179,5	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
79	10	2,1	124,5	-176,8	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,00
80	10	4,3	69,6	-78,2	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
81	10	3,7	57,9	-80,1	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
82	10	0,2	115,5	-169,0	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
83	10	5,9	121,3	-177,4	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
84	10	4,5	70,9	-81,1	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
85	10	3,9	57,2	-153,3	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
86	10	2,8	115,6	-173,2	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
87	10	2,4	125,9	-181,5	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,00
88	10	4,7	72,3	-84,6	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
89	10	3,9	56,3	-83,6	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
90	10	-0,7	114,6	-171,8	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
91	10	6,9	123,1	-183,1	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
92	10	3,6	70,3	-80,2	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
93	10	2,7	58,4	-79,3	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
94	10	3,4	114,0	-177,7	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
95	10	5,4	128,1	-189,4	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
96	10	3,8	68,1	-75,3	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
97	10	2,6	60,7	-74,1	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
98	10	1,2	112,5	-178,5	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
99	10	4,7	125,1	-189,6	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
100	10	4,6	66,3	-71,1	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
101	10	3,8	62,4	-70,4	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
102	10	1,3	111,5	-181,7	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
103	10	12,7	125,8	-193,9	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
104	10	5,2	64,2	-66,2	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
105	10	2,6	64,2	-65,8	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
106	10	9,0	110,7	-184,6	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,01
107	10	-11,9	125,7	-190,9	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,01
108	10	-2,0	64,3	-66,9	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
109	10	-2,1	61,4	-63,0	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00

Barra	*Seção*	N_{sd} *(kN)*	V_{sd} *(kN)*	M_{sd} *(kNm)*	Q	K_X	K_Y	λ_0	χ	N_{sd} / N_{rd}
110	10	-15,6	110,6	-182,8	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,02
111	10	13,6	124,7	-183,7	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,02
112	10	7,8	67,0	-75,0	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,01
113	10	6,9	61,3	-74,9	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
114	10	8,9	111,6	-175,6	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,01
115	10	2,2	125,3	-184,5	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,00
116	10	5,7	67,2	-75,2	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,00
117	10	4,5	60,9	-131,7	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,00
118	10	-2,0	110,8	-178,7	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,00
119	10	30,0	126,1	-194,1	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,03
120	10	14,6	65,9	-71,0	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,01
121	10	13,7	62,2	-71,6	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,01
122	10	26,2	109,9	-183,9	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,03
123	10	-82,1	119,7	-166,0	1,00	1,00	1,00	1,44	0,36	0,10
124	10	-50,9	72,6	-92,5	1,00	1,00	1,00	0,95	0,63	0,03
125	10	-51,2	56,3	-89,3	1,00	1,00	1,00	0,96	0,63	0,03
126	10	-82,0	116,6	-154,9	1,00	1,00	1,00	1,43	0,37	0,09

Tabela 5.5- Verificação ao esforço cortante e ao momento fletor do pórtico P2

		Verificação ao momento fletor												***Verificação ao esforço cortante***			
Barra	***Seção***	C_m	λ_r	λ_e	λ_{FLT}	λ_r	λ_e	λ_{FLM}	λ_r	λ_e	λ_{FLA}	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$	α	λ_r	λ_e	λ_V	$\frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
1	1	3,0	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,12	0,61	70	88	20	0,00
2	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,18	0,62	70	88	20	0,00
3	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,57	70	88	20	0,00
4	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,53	70	88	20	0,00
5	1	3,0	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,50	70	88	20	0,00
6	4	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,22	0,59	70	88	27	0,01
7	4	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,23	0,55	70	88	27	0,01
8	4	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,24	0,51	70	88	27	0,01
9	4	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,24	0,47	70	88	27	0,01
10	4	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,29	0,47	70	88	27	0,01
11	7	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,42	0,64	70	88	26	0,02
12	7	2,3	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,47	0,57	70	88	26	0,02
13	7	2,3	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,46	0,52	70	88	26	0,02
14	7	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,75	0,79	70	88	26	0,02
15	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,09	0,76	70	88	16	0,00
16	2	2,2	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,07	0,69	70	88	16	0,00
17	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,06	0,63	70	88	16	0,00
18	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,06	0,58	70	88	16	0,00
19	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,06	0,53	70	88	16	0,00
20	5	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,09	0,70	70	88	27	0,00
21	5	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,10	0,63	70	88	27	0,00
22	5	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,10	0,56	70	88	27	0,00
23	5	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,09	0,49	70	88	27	0,00
24	5	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,13	0,45	70	88	27	0,01
25	8	2,2	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,16	0,57	70	88	26	0,01
26	8	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,18	0,48	70	88	26	0,01
27	8	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,15	0,35	70	88	26	0,01
28	8	2,2	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,29	0,34	70	88	26	0,01
29	3	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,07	0,81	70	88	27	0,00
30	3	2,1	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,02	0,71	70	88	27	0,00
31	3	2,1	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,01	0,65	70	88	27	0,00
32	3	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,01	0,59	70	88	27	0,00
33	3	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,00	0,54	70	88	27	0,00
34	6	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,00	0,48	70	88	27	0,00
35	6	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,00	0,43	70	88	27	0,00
36	6	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,00	0,38	70	88	27	0,00

Barra	*Seção*	C_m	λ_r	λ_e	λ_{FLT}	λ_r	λ_e	λ_{FLM}	λ_r	λ_e	λ_{FLA}	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$	α	λ_r	λ_e	λ_V	$\frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
37	6	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,00	0,32	70	88	27	0,00
38	6	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,01	0,27	70	88	27	0,00
39	9	3,0	50	234	48	11	37	28	108	163	22	0,01	0,57	70	88	22	0,00
40	9	2,3	50	234	48	11	37	28	108	163	22	0,01	0,40	70	88	22	0,00
41	9	2,3	50	234	48	11	37	28	108	163	22	0,01	0,27	70	88	22	0,00
42	9	2,3	50	234	48	11	37	28	108	163	22	0,01	0,07	70	88	22	0,00
43	2	2,5	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,03	0,71	70	88	16	0,00
44	2	2,2	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,07	0,69	70	88	16	0,00
45	2	2,2	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,06	0,63	70	88	16	0,00
46	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,05	0,57	70	88	16	0,00
47	2	2,3	50	271	31	11	37	21	108	163	16	0,05	0,52	70	88	16	0,00
48	5	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,08	0,69	70	88	27	0,00
49	5	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,09	0,62	70	88	27	0,00
50	5	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,09	0,55	70	88	27	0,00
51	5	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,09	0,48	70	88	27	0,00
52	5	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,13	0,45	70	88	27	0,00
53	8	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,14	0,55	70	88	26	0,01
54	8	2,3	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,16	0,46	70	88	26	0,01
55	8	2,2	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,13	0,33	70	88	26	0,00
56	8	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,26	0,31	70	88	26	0,01
57	1	2,2	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,15	0,64	70	88	20	0,00
58	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,17	0,61	70	88	20	0,00
59	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,56	70	88	20	0,00
60	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,53	70	88	20	0,00
61	1	2,3	50	224	31	11	37	25	108	163	20	0,16	0,49	70	88	20	0,00
62	4	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,23	0,59	70	88	27	0,01
63	4	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,23	0,55	70	88	27	0,01
64	4	2,3	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,23	0,51	70	88	27	0,01
65	4	3,0	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,24	0,47	70	88	27	0,01
66	4	2,2	50	181	30	11	37	32	108	163	27	0,29	0,47	70	88	27	0,01
67	7	2,2	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,43	0,65	70	88	26	0,02
68	7	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,47	0,56	70	88	26	0,02
69	7	3,0	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,46	0,52	70	88	26	0,02
70	7	2,2	50	230	38	11	37	33	108	163	26	0,76	0,79	70	88	26	0,02
71	10	3,0	43	113	56	9	23	23	88	101	46	0,70	0,72	60	75	46	0,10
72	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,29	0,29	60	75	46	0,05
73	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,64	0,65	60	75	46	0,05
74	10	3,0	43	113	56	9	23	23	90	102	46	0,69	0,70	60	75	46	0,10
75	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,70	0,70	60	75	46	0,10

Barra	*Seção*	C_m	λ_r	λ_e	λ_{FLT}	λ_r	λ_e	λ_{FLM}	λ_r	λ_e	λ_{FLA}	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$	α	λ_r	λ_e	λ_V	$\frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
76	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,31	0,31	60	75	46	0,06
77	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,33	0,33	60	75	46	0,05
78	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,71	0,71	60	75	46	0,10
79	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,70	0,70	60	75	46	0,10
80	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,31	0,31	60	75	46	0,05
81	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,32	0,32	60	75	46	0,05
82	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,67	0,67	60	75	46	0,09
83	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,70	0,70	60	75	46	0,10
84	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,32	0,32	60	75	46	0,06
85	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,60	0,61	60	75	46	0,05
86	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,68	0,68	60	75	46	0,09
87	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,72	0,72	60	75	46	0,10
88	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,33	0,34	60	75	46	0,06
89	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,33	0,33	60	75	46	0,04
90	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,68	0,68	60	75	46	0,09
91	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	102	46	0,72	0,73	60	75	46	0,10
92	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,32	0,32	60	75	46	0,06
93	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,31	0,31	60	75	46	0,05
94	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,70	0,70	60	75	46	0,09
95	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,75	0,75	60	75	46	0,10
96	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,30	0,30	60	75	46	0,05
97	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,29	0,29	60	75	46	0,05
98	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	103	46	0,70	0,70	60	75	46	0,09
99	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,75	0,75	60	75	46	0,10
100	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,28	0,28	60	75	46	0,05
101	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,28	0,28	60	75	46	0,05
102	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	103	46	0,72	0,72	60	75	46	0,09
103	10	3,0	43	113	56	9	23	23	90	102	46	0,76	0,77	60	75	46	0,10
104	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,26	0,26	60	75	46	0,05
105	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,26	0,26	60	75	46	0,05
106	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	102	46	0,73	0,73	60	75	46	0,09
107	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,75	0,76	60	75	46	0,10
108	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,26	0,26	60	75	46	0,05
109	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,25	0,25	60	75	46	0,05
110	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,72	0,73	60	75	46	0,09
111	10	3,0	43	113	56	9	23	23	90	102	46	0,72	0,73	60	75	46	0,10
112	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	102	46	0,30	0,30	60	75	46	0,05
113	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	102	46	0,30	0,30	60	75	46	0,05
114	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	102	46	0,69	0,70	60	75	46	0,09
115	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,73	0,73	60	75	46	0,10
116	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,30	0,30	60	75	46	0,05
117	10	3,0	43	113	56	9	23	23	91	103	46	0,52	0,52	60	75	46	0,05

Barra	Seção	C_m	λ_r	λ_e	λ_{FLT}	λ_r	λ_e	λ_{FLM}	λ_r	λ_e	λ_{FLA}	$\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$	α	λ_r	λ_e	λ_V	$\frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
118	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,70	0,71	60	75	46	0,09
119	10	3,0	43	113	56	9	23	23	88	101	46	0,77	0,78	60	75	46	0,10
120	10	3,0	43	113	56	9	23	23	90	102	46	0,28	0,28	60	75	46	0,05
121	10	3,0	43	113	56	9	23	23	90	102	46	0,28	0,29	60	75	46	0,05
122	10	3,0	43	113	56	9	23	23	89	102	46	0,72	0,74	60	75	46	0,09
123	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,65	0,70	60	75	46	0,09
124	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,36	0,38	60	75	46	0,06
125	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,35	0,37	60	75	46	0,04
126	10	3,0	43	113	56	9	23	23	92	139	46	0,61	0,66	60	75	46	0,09

c) Comparação da análise linear com a análise não-linear geométrica

Utilizando a formulação matricial não-linear geométrica desenvolvida no item 3.3 para analisar o Pórtico 2, obteve-se o seguinte deslocamento horizontal para o último pavimento:

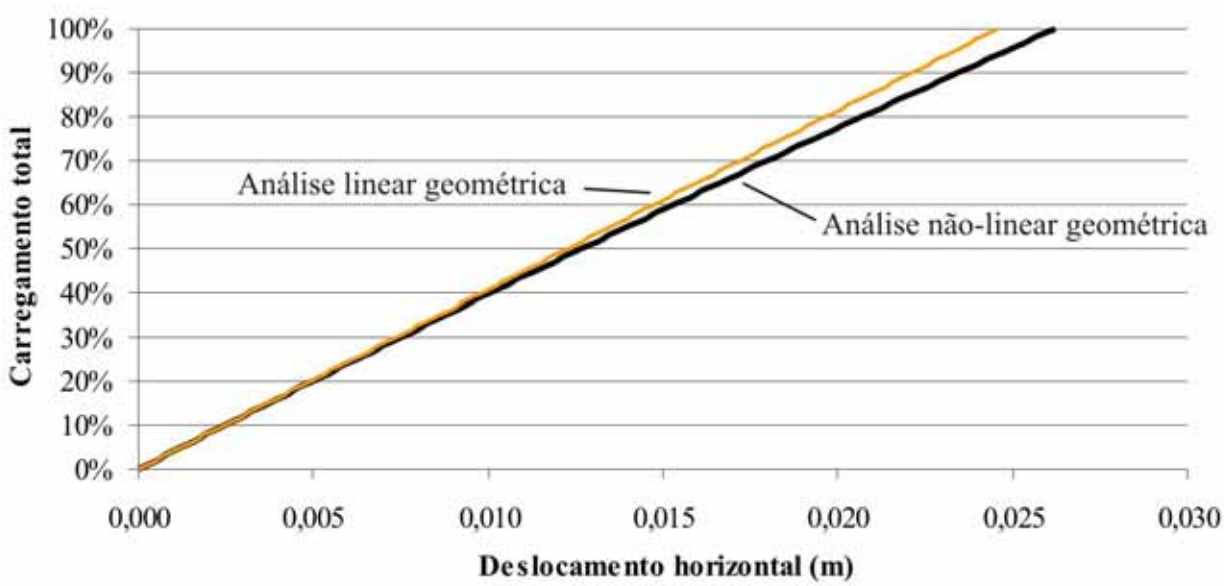


Figura 5.17- Comparação entre o deslocamento do último andar da análise linear com a não-linear geométrica

Conforme mostrado acima, a diferença entre as duas análises é menor que 10%. Por isto, a estrutura é pouco sensível ao efeito P-Δ, como mostrado na figura 5.12. As próximas figuras mostram a diferença entre os esforços internos calculados pela análise linear e pela não-linear geométrica. Diferenças positivas indicam que a análise linear está a favor da segurança:

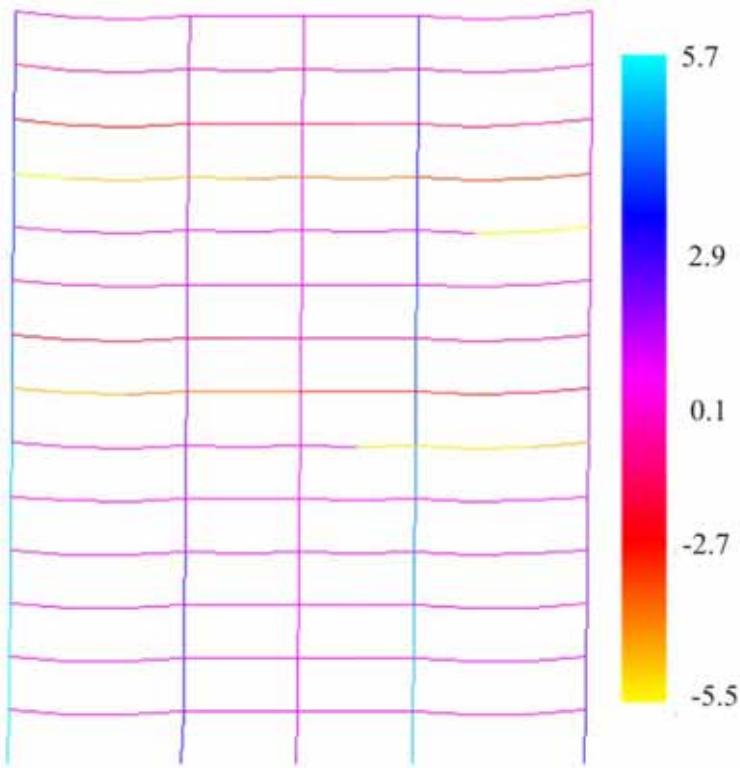


Figura 5.18- Diferença (absoluta) entre os esforços normais da análise linear e da não-linear geométrica (kN)

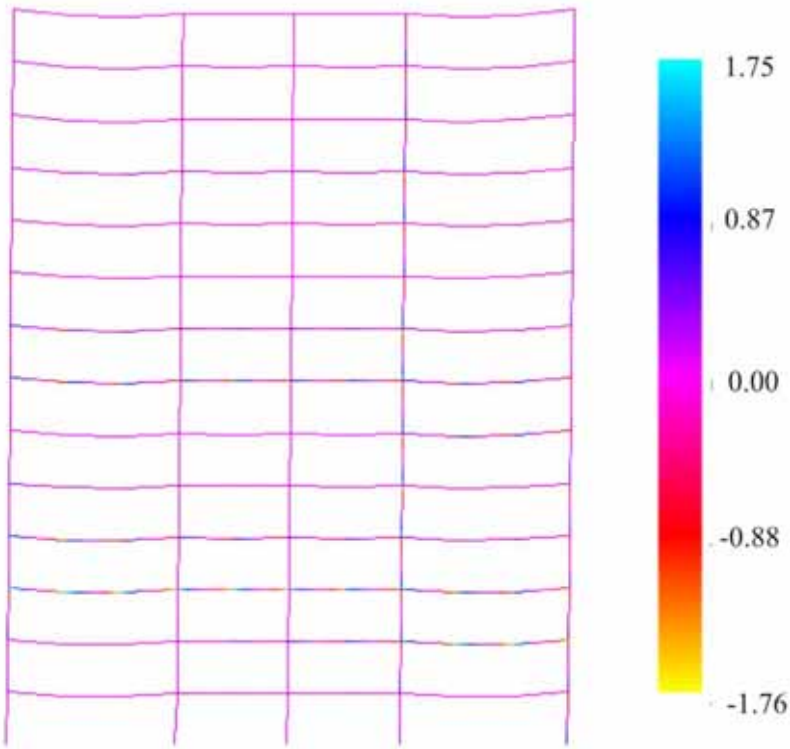


Figura 5.19- Diferença (absoluta) entre os esforços cortantes da análise linear e da não-linear geométrica (kN)

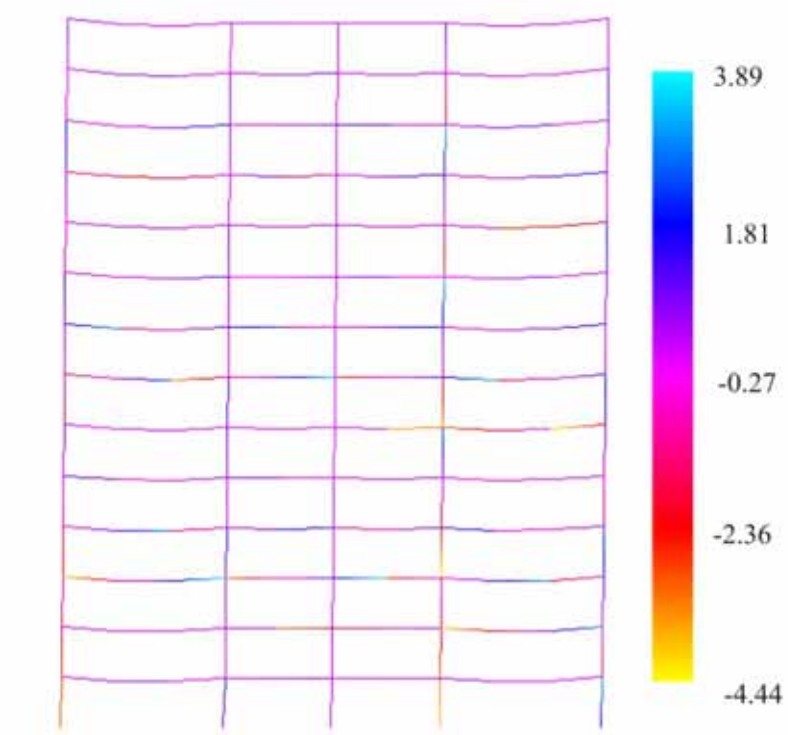


Figura 5.20- Diferença (absoluta) entre os momentos fletores da análise linear e da não-linear geométrica (kNm)

5.4- Análise e verificação da estrutura em situação de incêndio

a) Definição da compartimentação do incêndio:

Analisando a planta do pavimento tipo, percebe-se que o *shaft* dos banheiros, assim como as suas janelas, não estão corretamente dimensionados para promover a dispersão da fumaça. Deve-se então modificar a planta de arquitetura para que cada pavimento possa ser considerado como um compartimento vertical. A Instrução Técnica nº 9 do Estado de São Paulo[16] considera que cada unidade residencial deva ser tratada como um compartimento horizontal. A tabela a seguir resume as principais características da compartimentação:

Tabela 5.6- Áreas do compartimento

Descrição dos Cômodos	***Área das aberturas verticais (m²)***	***Altura média das aberturas verticais (m²)***	***Área do piso (m²)***	***Área das paredes (m²)***	***Área do teto (m²)***	***Proteções ativas ao incêndio***	***Inércia térmica do compartimento*** $\frac{J}{m^2 \cdot K \cdot s^{0.5}}$
Sala	8,75	1,20	35,88	71,37	35,88	Nenhuma	1160
Circulação	0,00	0,00	5,53	29,89	5,53	Nenhuma	1160
Quarto 1	7,00	1,20	12,25	42,7	12,25	Nenhuma	1160
Quarto 2	6,00	1,20	10,50	39,65	10,50	Nenhuma	1160
Dep. de serviço	0,00	0,00	7,00	33,55	7,00	Nenhuma	1160
Banheiro 1	0,30	1,80	3,19	22,875	3,19	Nenhuma	1160
Banheiro 2	0,65	1,80	3,51	24,4	3,51	Nenhuma	1160
Cozinha	0,00	0,00	10,35	39,345	10,35	Nenhuma	1160
Área de Serviço	5,25	1,50	10,40	43,92	10,40	Nenhuma	1160
Wc Serviço	0,00	0,00	2,60	20,13	2,60	Nenhuma	1160

Após definir as características de cada compartimento, deve-se determinar qual pavimento será mais solicitado caso haja um incêndio. Ou seja, qual pavimento terá seus elementos estruturais sujeitos à combinação mais desfavorável de degradação mecânica com grandes solicitações.

Analisando as plantas de arquitetura, percebem-se duas situações distintas: a garagem, que possui as maiores solicitações, mas com baixa degradação mecânica e o 1º pavimento tipo, com solicitações menores e maior degradação mecânica. Optou-se por estudar o pavimento tipo, pois pavimentos residenciais têm maior carga de incêndio e mais facilidade de atingir a situação de inflamação generalizada.

A figura a seguir indica as faces das barras que estarão expostas ao fogo e suas respectivas seções. As faces dos perfis parcialmente embutidas na alvenaria estão sendo consideradas para que as hipóteses da análise térmica descrita no Capítulo 2 sejam válidas.

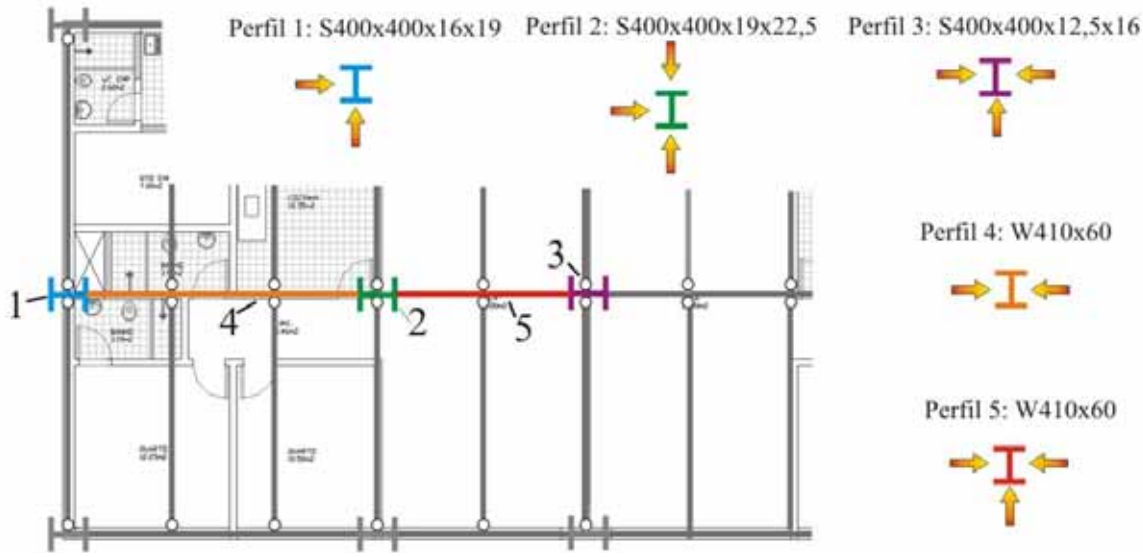


Figura 5.21- Elementos expostos ao fogo no pavimento tipo

b) Resultados da análise térmica:

Distribuição de temperaturas no perfil:

A determinação do campo de temperaturas nos perfis foi feita usando a curva ISO 834 [20] para materiais celulósicos e a curva parametrizada descrita no Eurocódigo parte 1.2. Os perfis foram protegidos por uma camada de 2,5 cm de argamassa projetada. As propriedades térmicas deste material encontram-se em anexo, juntamente com as características geométricas e mecânicas dos perfis.

A compartimentação possui as seguintes características:

- Grau de ventilação: $\upsilon = 0{,}053\ m^{0.5}$;
- Tempo de ocorrência da temperatura máxima: 20 minutos. Como $t_{max} = t_{lim}$,o incêndio é controlado pelo combustível;
- Carga de incêndio relacionada à área total do compartimento: $q_{td} = 73.9\ MJ/m^2$;
- Fator $\Gamma = 0{,}305$;
- Temperatura máxima: $\theta_{máx} = 606\ °C$
- Duração total do incêndio: 3,5 horas;
- Tempo requerido de resistência ao fogo: 90 minutos.

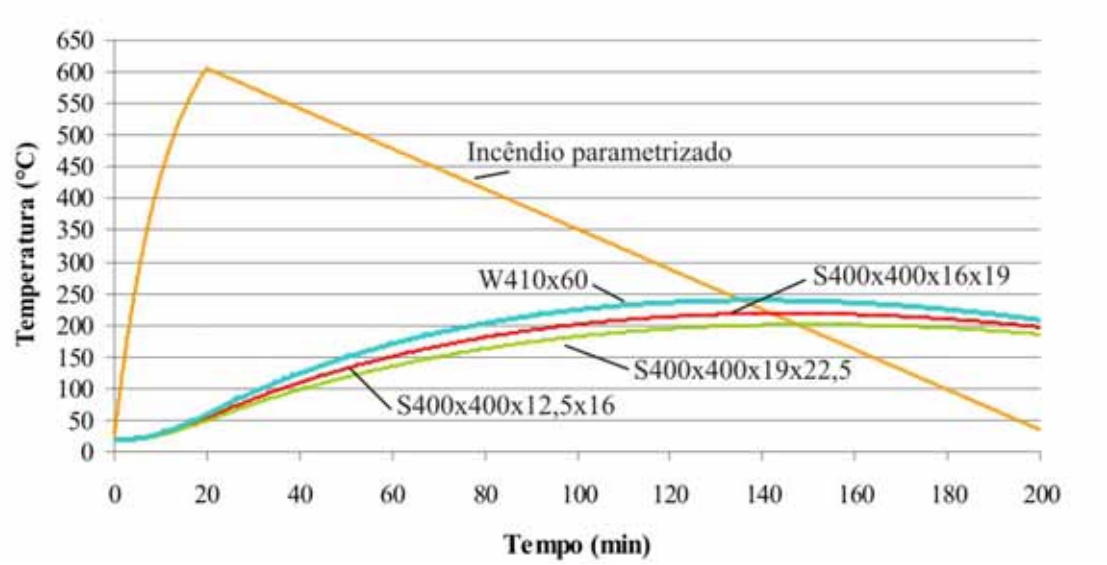


Figura 5.22- Temperatura nos perfis durante o incêndio compartimentado segundo a NBR 14323

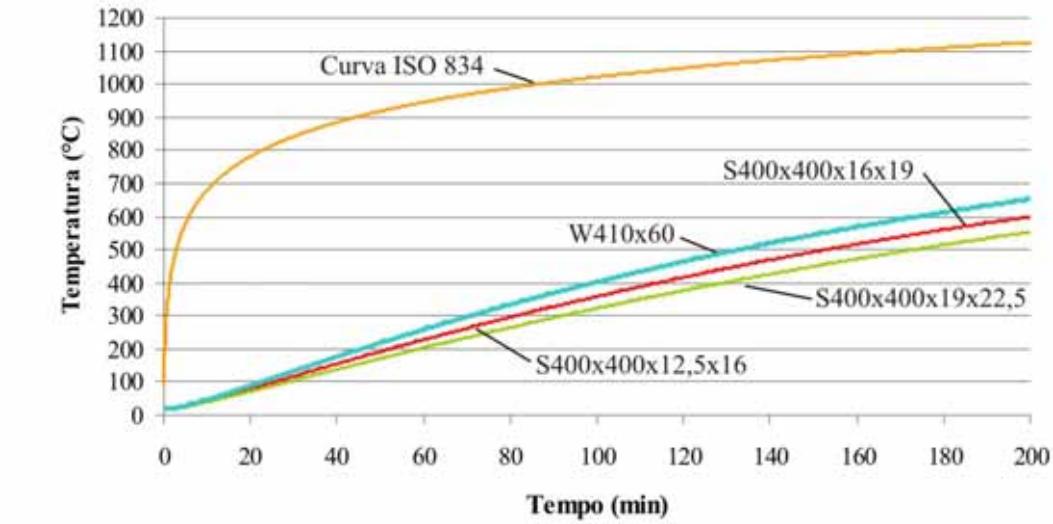


Figura 5.23- Temperatura nos perfis durante o incêndio-padrão segundo a NBR 14323

Propriedades mecânicas equivalentes:

Como foi observado nos gráficos anteriores, o incêndio-padrão gera temperaturas nos perfis maiores do que as da curva parametrizada. Por isso, a redução das propriedades geométricas do incêndio segundo a curva ISO 834 [20] gera maiores degradações mecânicas do que o incêndio compartimentado. A quantidade de faces expostas também teve um papel importante na determinação do campo, já que a diferença entre os perfis 4 e 5 deve-se apenas ao número de faces expostas, como mostra a figura 5.21.

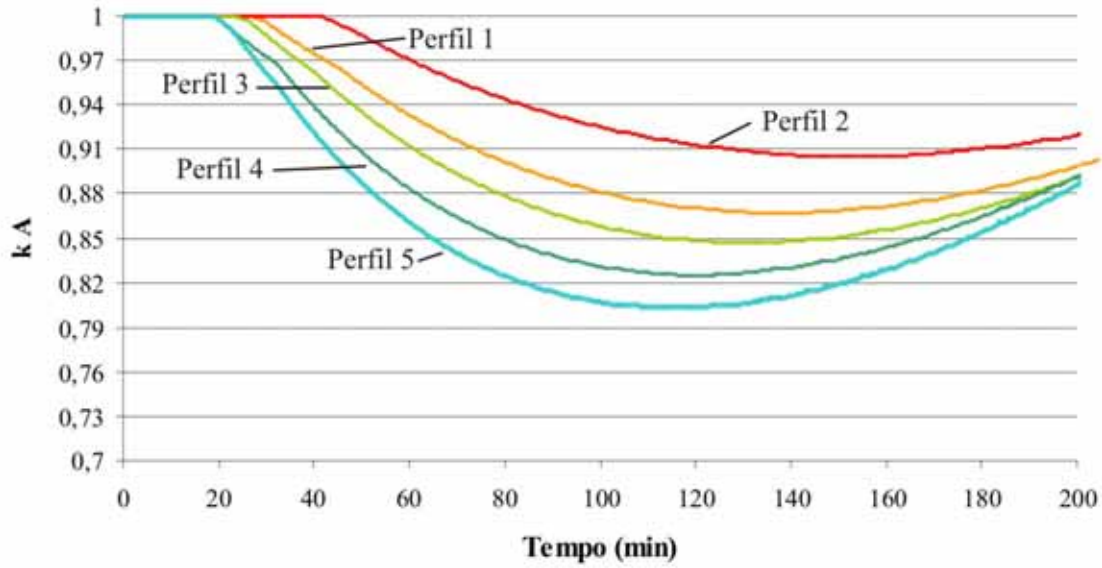


Figura 5.24- Redução da rigidez axial durante o incêndio compartimentado pelo modelo das três zonas

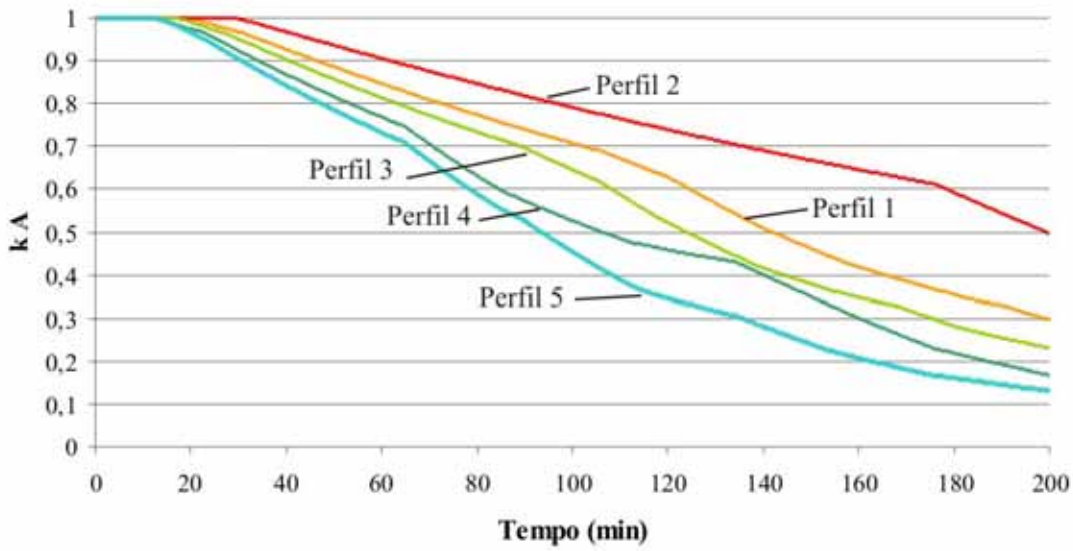


Figura 5.25- Redução da rigidez axial durante o incêndio-padrão pelo modelo das três zonas

Os perfis submetidos ao incêndio parametrizado possuem um limite inferior para as perdas de rigidez, enquanto que os perfis submetidos ao incêndio padrão perdem toda suas rigidezes com o passar do tempo. O número de faces expostas também influencia a degradação das propriedades

geométricas. Os perfis 4 e 5 possuem a mesma seção transversal, embora aquele que possui mais faces expostas ao incêndio possui maior degradação mecânica. As próximas figuras mostram a degradação da rigidez flexional para os dois casos de incêndio:

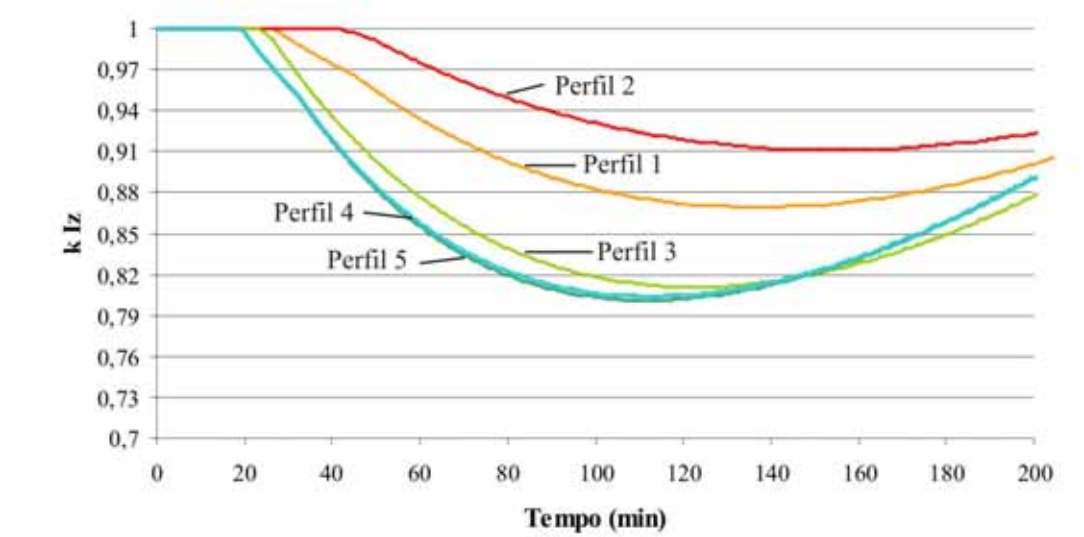


Figura 5.26- Redução da rigidez flexional durante o incêndio compartimentado pelo modelo das três zonas

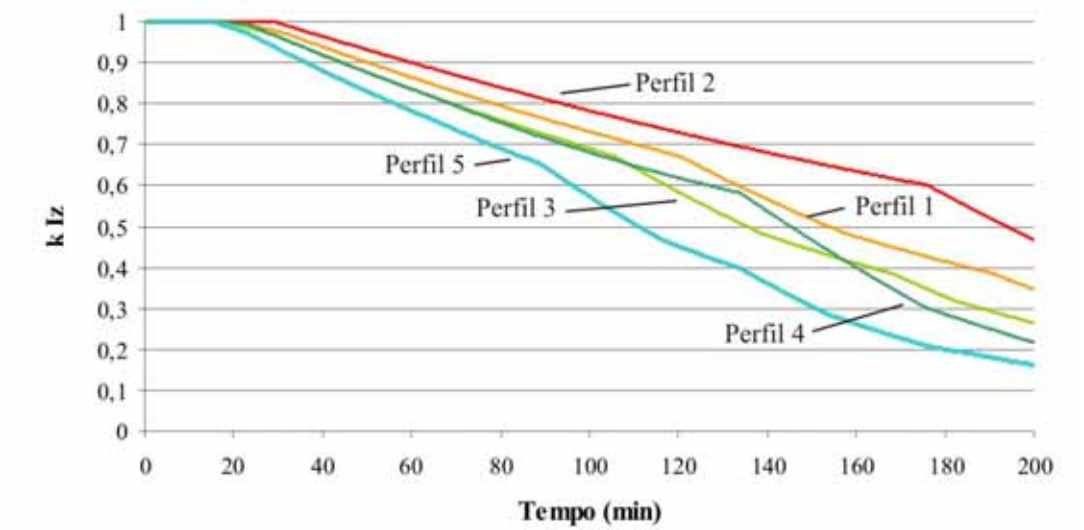


Figura 5.27- Redução da rigidez flexional durante o incêndio-padrão pelo modelo das três zonas

c) Resultados da análise não-linear geométrica:

A seguir são apresentados os resultados da análise não-linear geométrica em situação de incêndio. Foi usada a combinação de ações descritas na NBR 14323 [4]:

$$F = 1.2 \cdot G + 0.21 \cdot Q + F_{incendio} \qquad (5.7)$$

Foi aplicado todo o carregamento de peso próprio e de utilização antes do carregamento de incêndio, cuja aplicação foi feita por um procedimento incremental simples de passo único ao longo do tempo. Esta aproximação é razoável visto que o intervalo de tempo utilizado foi muito pequeno.

A figura a seguir mostra o resultado da análise para a estrutura no início do incêndio. As deformadas estão ampliadas em 20 vezes e o diagrama de esforços cortantes foi omitido visto que sua variação não foi captada pelo visualizador VIEW3D [23].

A próxima figura, assim como as seguintes, mostram a parte da estrutura que está sendo mais afetada pelas ações térmicas. Os esforços estão sendo mostrados sobre a deformada da estrutura.

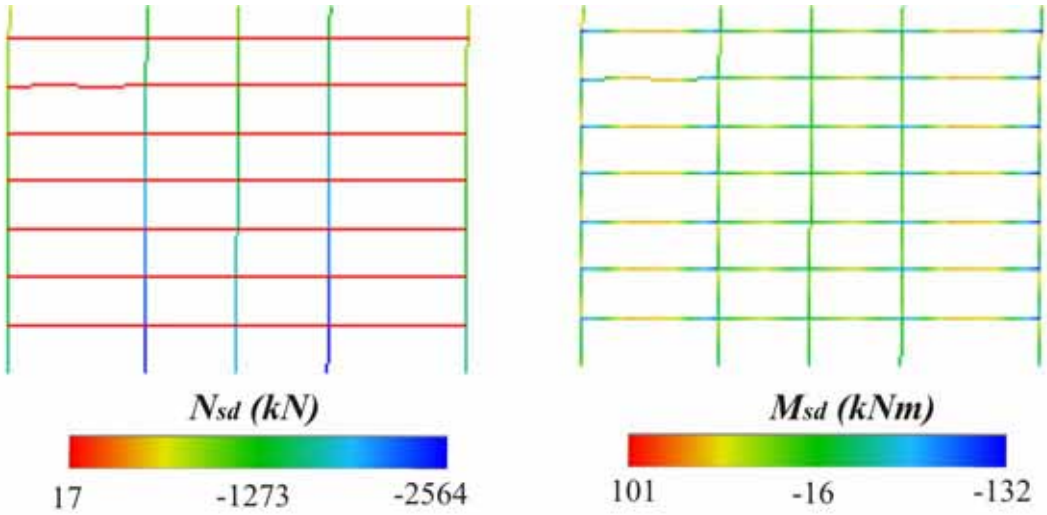


Figura 5.28- Análise da estrutura no momento da inflamação generalizada

t = 30 minutos:

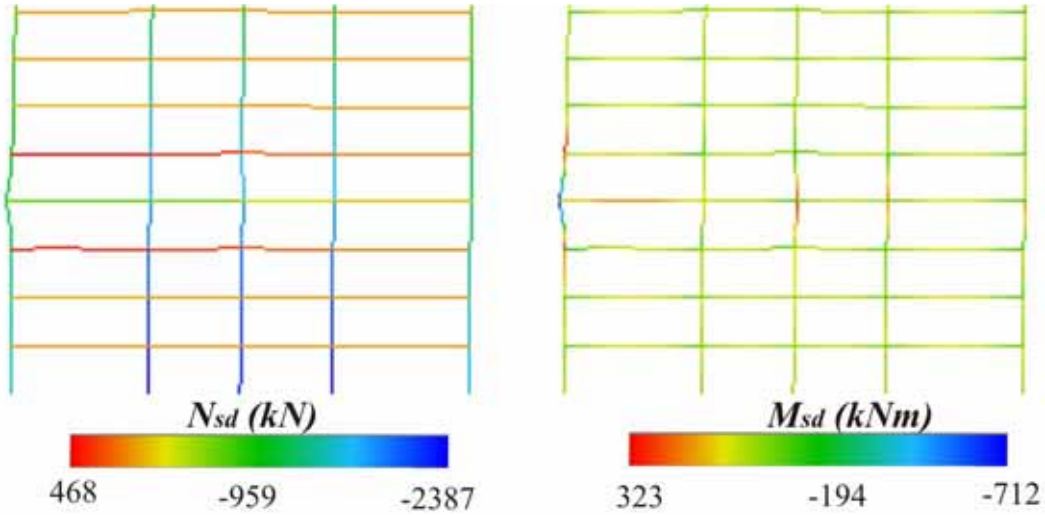


Figura 5.29- Análise da estrutura para o incêndio compartimentado em t = 30 minutos

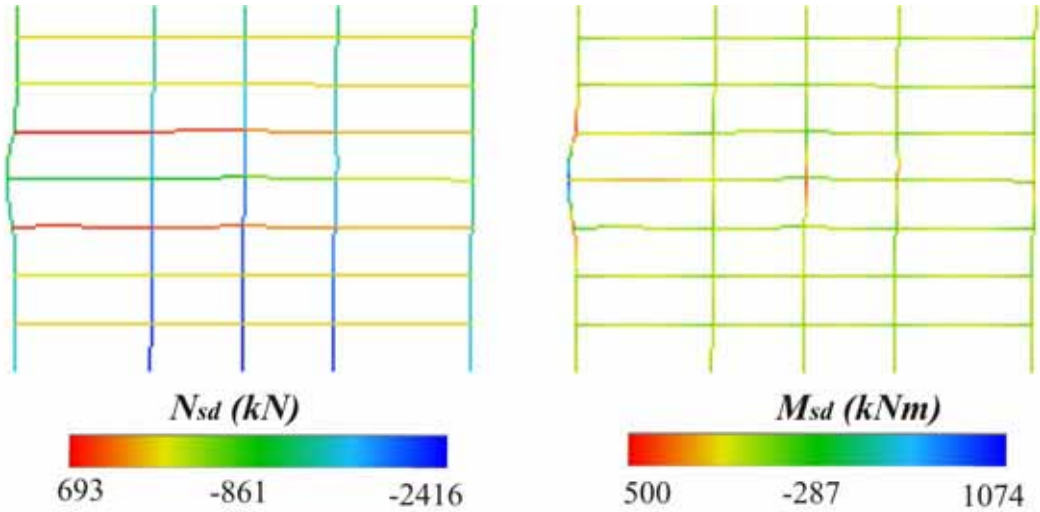


Figura 5.30- Análise da estrutura para o incêndio-padrão em t = 30 minutos

t = 60 minutos:

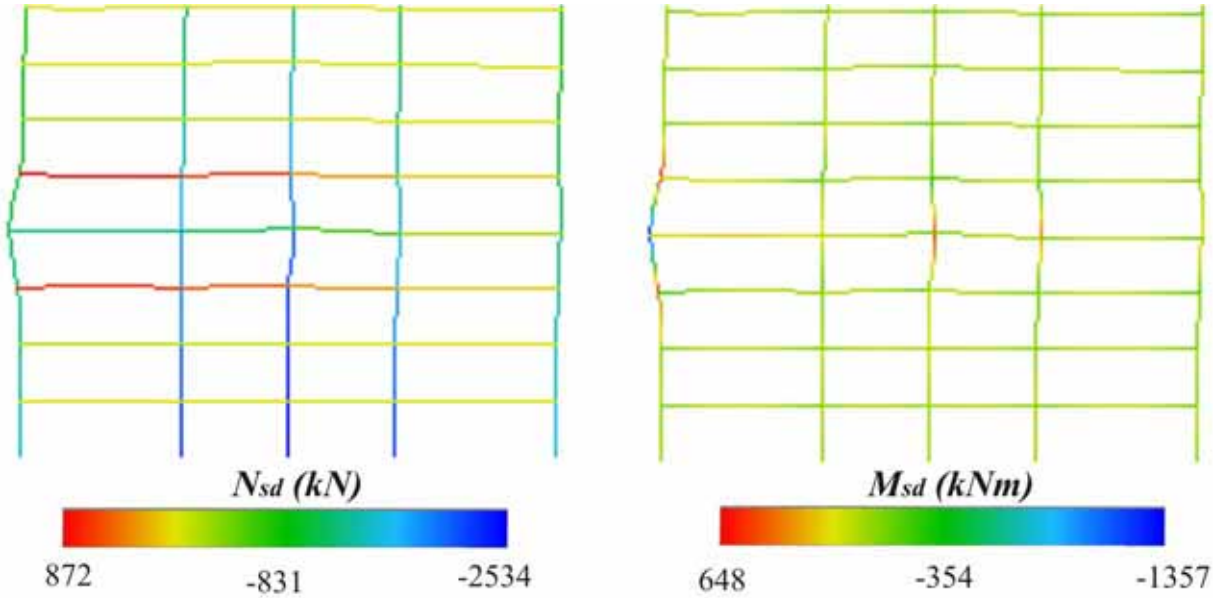


Figura 5.31- Análise da estrutura para o incêndio compartimentado em t = 60 minutos

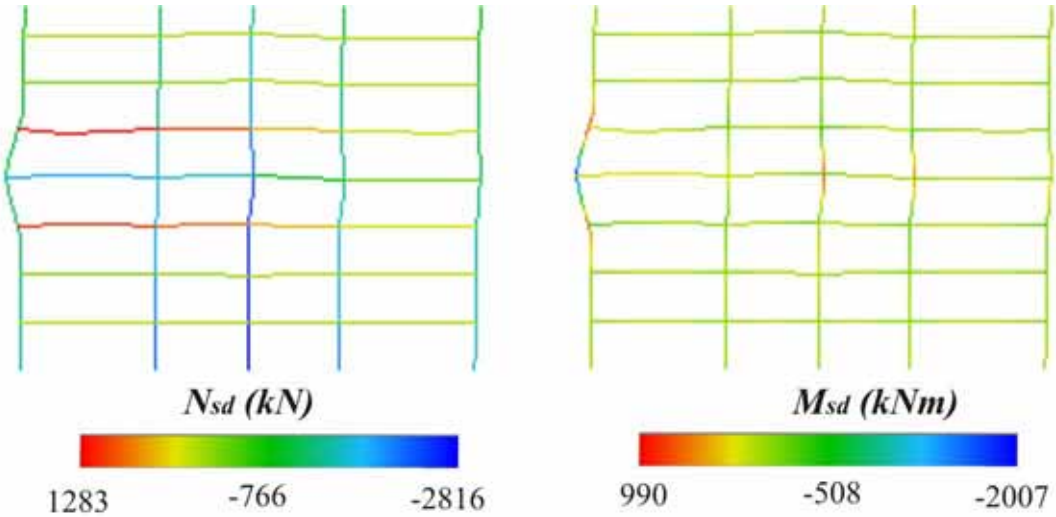


Figura 5.32- Análise da estrutura para o incêndio-padrão em t = 60 minutos

t = 90 minutos:

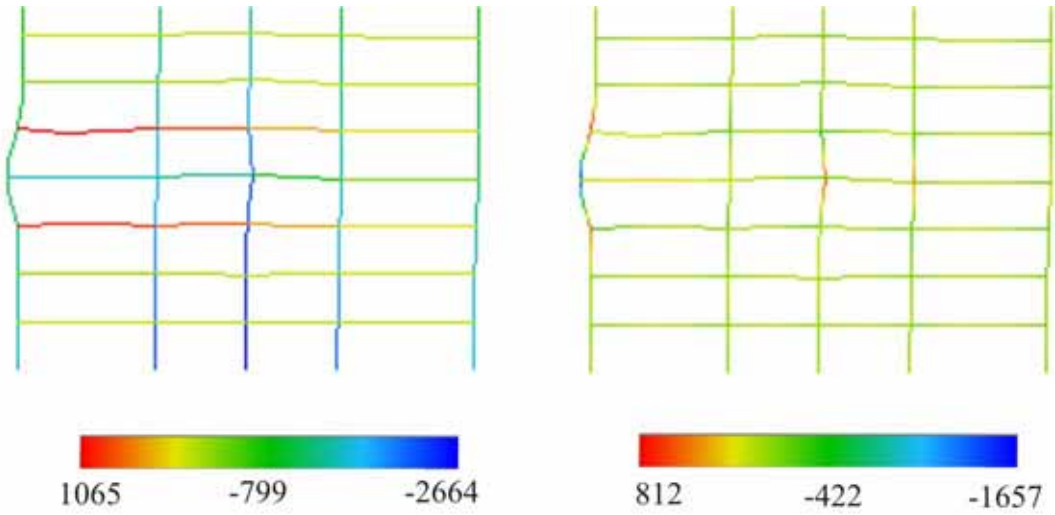


Figura 5.33- Análise da estrutura para o incêndio compartimentado em t = 90 minutos

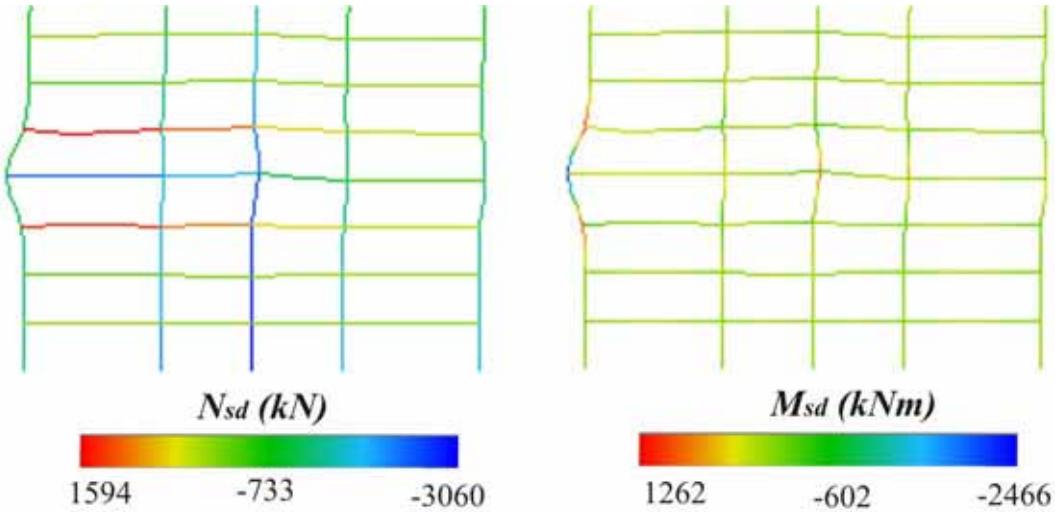


Figura 5.34- Análise da estrutura para o incêndio-padrão em t = 90 minutos

t = 120 minutos:

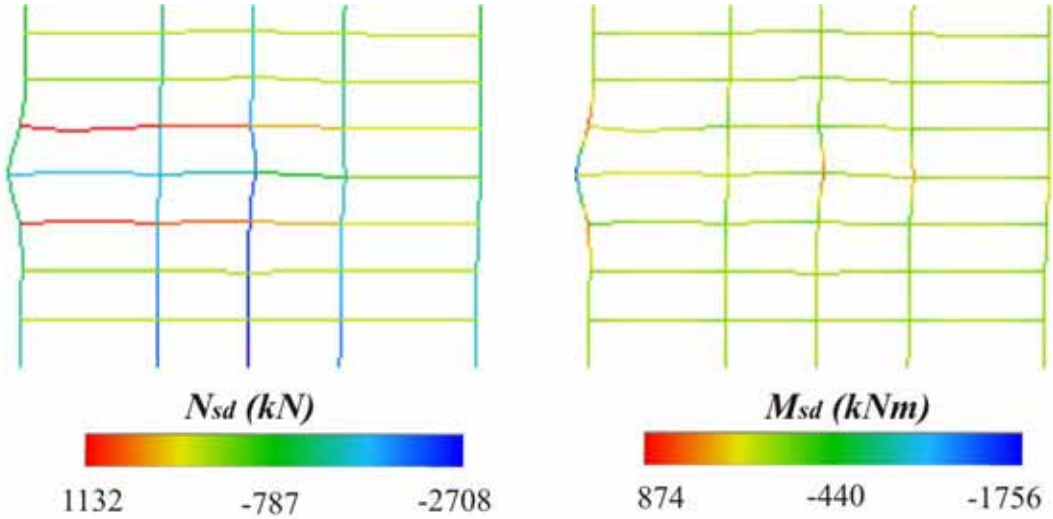


Figura 5.35- Análise da estrutura para o incêndio compartimentado em t = 120 minutos

Acompanhando o desenvolvimento da deformada da estrutura, percebe-se que a viga do teto do pavimento submetido ao incêndio tende a se dilatar. As vigas dos outros pavimentos funcionam como tirantes, que impedem a dilatação da viga aquecida. Enquanto a viga constituída pelo perfil 4 tende a se dilatar linearmente, a viga constituída pelo perfil 5 encurva-se devido ao gradiente térmico causado pelo aquecimento da face inferior.

As colunas aquecidas são aliviadas, já que as deformações térmicas introduzem esforços com sentido contrário daqueles gerados pelas cargas de gravidade. Além deste efeito, as colunas constituídas pelos perfis 1 e 3 possuem gradientes térmicos sobre o eixo de flexão principal, causando flexão semelhante aquela que acontece com as vigas.

d) Verificação da resistência

Comparando os esforços internos gerados pelas deformações térmicas com a resistência das barras calculadas segundo os procedimentos descritos no item 4.2, percebe-se que as solicitações excedem a resistência das barras.

A NBR 14323 [4] considera que a diminuição da rigidez devida ao aumento da temperatura aumenta a capacidade de adaptação plástica dos elementos de aço. Baseada nesta premissa, a norma despreza os esforços decorrentes da deformação térmica, desde que eles não sejam capazes de criar um mecanismo. Portanto, a verificação estrutural é feita para os esforços solicitantes presentes no momento da inflamação generalizada, e a resistência calculada em função dos coeficientes de degradação mecânica baseados no fator de massividade da seção transversal.

As tabelas a seguir mostram a verificação dos elementos para o incêndio-padrão e para a curva parametrizada. No caso do incêndio-padrão, os elementos devem ser verificados no seu TRRF, enquanto que a verificação no incêndio compartimentado deve ser feita para a temperatura máxima, que ocorre em t = 140 minutos.

Tabela 5.7- Verificação dos elementos submetidos ao incêndio compartimentado

Perfil	***S 400 x 400 x 16 x 19***	***S 400 x 400 x 19 x 22,5***	***S 400 x 400 x 12,5 x 16***	***W 410 x 60***
Barras	4	18	32	83
Temperatura média (°C)	218,64	200,54	239,55	239,55
k_E	0,88	0,90	0,86	0,86
k_{fy}	1,00	1,00	1,00	1,00
N_{sd} *(kN)*	1223	1415	2014	1,14
N_{rd} *(kN)*	5290	6243	4368	2578
M_{sd} *(kN m)*	46,3	19,0	13,2	102
M_{rd} *(kN m)*	1349	1571	1142	608

Tabela 5.8- Verificação dos elementos submetidos ao incêndio-padrão

Perfil	***S 400 x 400 x 16 x 19***	***S 400 x 400 x 19 x 22,5***	***S 400 x 400 x 12,5 x 16***	***W 410 x 60***
Barra	4	18	32	83
Temperatura média (°C)	327,77	294,18	369,04	369,04
k_E	0,77	0,81	0,73	0,73
k_{fy}	1,00	1,00	1,00	1,00
N_{sd} *(kN)*	1223	1415	2014	1,14
N_{rd} *(kN)*	5287	6240	4363	2572
M_{sd} *(kN m)*	46,3	19,0	13,2	102
M_{rd} *(kN m)*	1345	1565	1138	605

Em ambos os casos, os esforços foram menores do que a resistência, de modo que a segurança estrutural está garantida caso haja um incêndio, pelo método apresentado na NBR 14323 [4].

Este resultado é contraditório com aquele mostrado pela análise elástica apresentada no item anterior, pois os esforços devidos à deformação térmica são predominantes sobre aqueles gerados pelo carregamento vertical.

Analisando a ordem de grandeza dos esforços térmicos, percebe-se que a estrutura apenas suportaria tais esforços se fosse analisada no domínio elasto-plástico. Então, a analise elástica apresentada neste trabalho não é capaz de representar todas as fases do incêndio, sendo necessária a utilização de uma formulação elasto-plastica, além da verificação da capacidade de redistribuição dos esforços dos elementos estruturais. O dimensionamento da estrutura no domínio elástico tornaria o projeto anti-econômico, inviabilizando a construção em aço.

Por outro lado, a NBR 14323 [4] se mostra muito contrária a segurança, já que ela assume a hipótese de que as colunas serão capazes de redistribuir totalmente os esforços. Além disso, a norma indica o uso da curva ISO 834 [20], que gera maiores esforços internos, como mostrado na análise estrutural do item anterior.

6- Conclusões

A segurança estrutural de edificações em situação de incêndio tem sido o objeto de estudo no mundo inteiro por várias décadas, apesar deste assunto ser relativamente recente no Brasil.

A concepção de uma edificação segura deve ser um trabalho conjunto entre engenheiros e arquitetos, já que a definição dos ambientes deve ser feita levando-se em conta as rotas de fuga, e a compartimentação vertical e horizontal do incêndio.

As proteções ativas, assim como o dimensionamento adequado das aberturas, têm um papel importantíssimo no desenvolvimento do incêndio. O correto dimensionamento das janelas propicia uma dispersão mais rápida dos gases quentes, enquanto que as proteções ativas diminuem o risco de uma inflamação generalizada. Além disso, as proteções passivas são essenciais para a estabilidade dos elementos estruturais, já que os esbeltos perfis de aço se aquecem rapidamente.

O custo da proteção passiva é alto, podendo tornar um projeto de estrutura metálica inviável. Por isso, o dimensionamento do sistema de proteção contra incêndios deve ser ponderado entre as relações custo/benefício das proteções ativas e passivas. Sem dúvida, a utilização do incêndio compartimentado gera uma estrutura resistente a incêndios mais econômica do que o uso das curvas de incêndio-padrão, como foi mostrado nos capítulos 2 e 5.

A análise térmica é uma etapa fundamental na análise de segurança estrutural contra incêndio. A partir de uma modelagem de incêndio mais elaborada, como o incêndio compartimentado, aproxima o carregamento térmico daquele que é realmente imposto a estrutura. Da mesma maneira, deve-se utilizar modelos que considerem a variação da temperatura na seção transversal, como a modelagem em elementos finitos ou pelo das três zonas, que é uma boa aproximação para o MEF.

A análise estrutural elástica não representa adequadamente o comportamento estrutural durante o incêndio. Os momentos fletores gerados pelas deformações térmicas dos elementos expostos ao incêndio excedem sua capacidade resistente. A estrutura apenas conseguira suportar os esforços introduzidos pelas deformações térmicas no regime elasto-plástco. Softwares de análise avançada de estruturas, como o SAAFE [21] permitem este tipo de análise.

A aproximação da NBR 14323 [4] para o efeito de adaptação plástica dos esforços térmicos descrito no item 5.4-d mostrou-se contra a segurança, pois estes esforços mostraram na análise estrutural do item anterior muito maiores do que o carregamento vertical, devendo ser considerado do dimensionamento.

Portanto, muitos estudos ainda precisam ser feitos nesta área, visto que a NBR 14323 ainda não representa adequadamente o comportamento estrutural de maneira correta. Alem disso, a modelagem mais precisa do incêndio poderia representar uma maior economia no custo do sistema de proteção térmica.

Bibliografia:

1- ABNT, 1980, NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento
2- ABNT, 1986, NBR-8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Projeto de revisão, 2003).
3- ABNT, 1988, NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações – procedimento
4- ABNT, 1999, NBR-14323 – Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio (Projeto de revisão, 2003).
5- ABNT, 2000, NBR-14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento
6- Açominas, 2003, Catálogo de perfis- Informações Técnicas
7- American Institute of Steel Construction, 1999, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings
8- BATTISTA, R. C., COPPE/UFRJ, 2006, Notas de Aula – Análise de Estrutural I
9- CEN , 2001, EC-1/Parte-2 General actions – actions on structures exposed to fire
10- CEN, 2001, EC-3/Parte-2 – European Prestandard Draft, Eurocode 3: "Design of steel structures", Part 1.2: Structural fire design
11- CEN, 2003, EC-3 – European Prestandard Draft, Eurocode 3: "Design of Steel Structures", Part 1.1– General Rules and Rules for Buildings
12- Chen, W. F., Lui, E. M., 1991, Stability Design of Steel Frames, CRC Press, inc.
13- Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2005, Instrução Técnica nº 2 - Conceitos Básicos de Segurança Contra Incêndio
14- Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2005, Instrução Técnica nº 7 - Separação entre Edificações (Isolamento de Risco)
15- Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2005, Instrução Técnica nº 8 - Segurança Estrutural nas Edificações
16- Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2005, Instrução Técnica nº 9 - Compartimentação Horizontal e vertical
17- ESDEP COURSE, http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/toc.htm, acessado em 30/06/2006
18- Fernandes, D. H., 2004, Análise Não-Linear Elástica de Pórticos Planos em Aço Sob a Ação de Incêndio, Tese M.Sc. COPPE/UFRJ
19- Franssen, J.–M., Kodur, V. K. R., Mason, J., 2000, SAFIR: A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire, University of Liège.
20- ISO 834-1, 1999, Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.
21- Landesmann, A., 2003, Modelo Não-Linear Inelástico para Estruturas Metálicas Aporticadas em Condições de Incêndio, Tese D.Sc. COPPE/UFRJ
22- Pfeil, W., Pfeil, M., 2000, Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático, LTC
23- Real, P. V., 2003, Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural, Edições Orion
24- Ribeiro, F. L. D., Manual do programa VIEW3D

25- Silva, R. G. L., 2004, Avaliação dos Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios de Aço Utilizando Métodos aproximados e Análise Rigorosa, Tese de M.Sc. DEES- UFMG
26- SILVA, V. P., 2001, Estruturas de Aço em Situação de Incêndio, Editora Zigurate
27- TIMOSHENKO, S. P., GERE, J. M., 1998, Mecânica dos Sólidos Volumes 1 e 2, LTC
28- Vargas, M. R., Silva, V. P., 2003, Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço, CBCA
29- ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L, 1989, The Finite Element Method, McGraw-Hill