

Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas  
Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

# **Análise de Estruturas Reticuladas em Aço em Temperaturas Elevadas**

**Thalita Cardoso Dias**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. Dra. Andréa Regina Dias da Silva

Campus Morro do Cruzeiro  
Ouro Preto, MG – Brasil  
Agosto, 2018

D541a      Dias, Thalita Cardoso.  
Análise de estruturas reticuladas em aço em temperaturas elevadas  
[manuscrito] / Thalita Cardoso Dias. - 2018.  
78f.: il.: color; grafs; tabs.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Andréa Regina Dias da Silva.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Área de Concentração: Construção Metálica.

1. Análise Termoestrutural. 2. Estruturas em Aço. 3. Não linearidade física e geométrica. 4. Método de Newton-Raphson. I. Silva, Andréa Regina Dias da. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.014

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS RETICULADAS EM AÇO SOB  
TEMPERATURAS ELEVADAS**

**AUTORA: THALITA CARDOSO DIAS**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 16 de agosto de 2018, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Andréa Regina Dias Silva, D. Sc. – UFOP (Presidente)



Prof. Henor Artur de Souza, D. Sc. – UFOP



Prof. Alexandre da Silva Galvão, D. Sc. – UFSJ

*“Sempre que houver alternativas, tenha cuidado. Não opte pelo conveniente, pelo confortável, pelo respeitável, pelo socialmente aceitável, pelo honroso. Opte pelo que faz o seu coração vibrar. Opte pelo que gostaria de fazer, apesar de todas as consequências.”*

**Osho.**

*“E no final, o amor que você recebe é igual ao amor que você doa.”*

**The Beatles**

Aos meus pais, Odilon e Sônia.

# Agradecimentos

A Deus, por tudo.

Aos meus pais, Odilon e Sônia, por todo suporte, amor, valores, incentivo e compreensão neste e em todos desafios da minha vida.

Aos meus irmãos, Rogério e Thalles, e aos familiares, que sempre me apoiaram e por todo carinho dado.

A minha orientadora, profa. Andréa Regina Dias da Silva, por sua orientação, paciência e confiança.

As minhas amigas da graduação, com quem pude também conviver durante o mestrado. Obrigada por todo o apoio, amizade, risadas e pelos momentos inesquecíveis.

Aos amigos do mestrado, em especial Letícia, pelos momentos de descontração, amizade e companheirismo.

As repúblicas Gaby's e Bem-Me-Quer, e amiga Kerllyn, por terem me acolhido e oferecido suas casas em Ouro Preto durante este período.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC) pelos ensinamentos.

À UFOP pela ajuda financeira.

Resumo da Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

## **ANÁLISE DE ESTRUTURAS RETICULADAS EM AÇO EM TEMPERATURAS ELEVADAS**

**Thalita Cardoso Dias**

Agosto/2018

*Orientador(a):* Andréa Regina Dias da Silva

O projeto de estruturas mais esbeltas de peso reduzido associado ao projeto de proteção contra incêndio é usualmente dispensado, pois torna o seu custo final mais oneroso. Os desastres causados por incêndios são de grandes proporções, sendo importante o conhecimento do comportamento da estrutura em situações de incêndio para prevenir a precoce falha estrutural. Durante o aquecimento ocorre alterações nas propriedades do material, em especial a brusca degradação das propriedades mecânicas. Este trabalho teve como objetivo o desenvolvimento de um modelo numérico para as análises linear, não linear geométrica e avançada estática de estruturas em aço reticuladas sob altas temperaturas baseada no Método dos Elementos Finitos. O efeito da temperatura foi incluído como fonte de não linearidade pelos deslocamentos que surgem devido aos esforços provenientes da elevação da temperatura, e também pela diminuição das suas propriedades mecânicas. O comportamento do material foi adotado como elástico perfeitamente plástico. A simulação do escoamento do material foi feita pelo Método da Rótula Plástica Refinado. A solução do problema estático não linear foi feita por meio de uma análise incremental-iterativa de Newton-Raphson modificado. As propriedades mecânicas foram adotadas segundo a norma europeia EN 1994-1-2. As análises de validação do modelo proposto foram feitas no programa computacional CS-ASA, que já realiza análise avançada em condições de temperatura ambiente. Foram realizadas análise para validação do modelo proposto.

Abstract of Dissertation presented as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering.

## **INELASTIC ANALYSIS OF STEEL RETICULATED STRUCTURES AT HIGH TEMPERATURES**

**Thalita Cardoso Dias**

August/2018

*Advisor:* Andréa Regina Dias da Silva

The design of leaner structures of reduced weight associated with the design of protection against fire is usually dispensed, as it makes its final cost more expensive. The disasters caused by fires are of great proportions, being important the knowledge of the behavior of the structure in situations of fire to prevent the early structural failure. During heating, changes in the properties of the material occur, especially the abrupt degradation of the mechanical properties. This dissertation has the purpose of the development of a numerical model for linear, nonlinear geometric and advanced static analysis of reticulated steel structures under high temperatures based on the Finite Element Method. The effect of temperature was included as a non-linearity due to the displacements that appear owing to efforts arising from the temperature increase, and also by the decrease of steel mechanical properties. The behavior of the material was adopted as perfectly plastic elastic. The simulation of the plastic deformation was done by the refined plastic hinge method. The solution of the non-linear static problem was done through Newton-Raphson's modified method. The mechanical properties were adopted according to European standard EN 1994-1-2. The validation analyzes of the proposed model were done in the CS-ASA computer program, which already performs advanced analysis in ambient temperature conditions. Analyzes were done to validate the proposed model.

# Sumário

<b>Lista de Figuras</b>	<b>ix</b>
<b>Lista de Tabelas</b>	<b>xi</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Iniciais .....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Justificativa.....	4
1.4 Organização do trabalho.....	5
<b>2 SISTEMA COMPUTACIONAL</b>	<b>6</b>
2.1 Características Gerais .....	6
<b>3 FUNDAMENTOS DA ANÁLISE TÉRMICA</b>	<b>8</b>
3.1 Introdução.....	8
3.2 Fundamentos sobre Incêndio .....	10
3.2.1 Tipos de Incêndio .....	13
3.2.1.1 Incêndio Natural ou Parametrizado .....	13
3.2.1.2 Incêndio Padrão .....	14
3.2.1.3 Incêndio Localizado .....	17
3.2.1.4 Modelos de Zonas.....	17
3.2.1.5 Fluidodinâmica Computacional (CFD) .....	18
3.3 Propriedades Mecânicas .....	19
3.3.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade.....	19
3.3.2 Massa específica .....	20
3.4 Propriedades Térmicas .....	21
3.4.1 Dilatação térmica.....	21
3.4.2 Calor específico .....	22
3.4.3 Condutividade térmica.....	24
3.5 Transferência de calor .....	26
3.6 Elevação da temperatura na seção transversal.....	27
<b>4 METODOLOGIA PARA ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR</b>	<b>30</b>



4.1	Introdução.....	30
4.2	Não Linearidade Geométrica.....	31
4.3	Não Linearidade Física.....	32
4.3.1	Método da Zona Plástica (MZP) .....	35
4.3.2	Método da Rótula Plástica (MRP).....	35
4.4	Formulações para análise avançada.....	37
4.4.1	Elemento Finito .....	37
<b>5</b>	<b>SOLUÇÃO DO PROBLEMA ESTÁTICO NÃO LINEAR</b>	<b>41</b>
5.1	Introdução .....	41
5.2	Estratégia de Solução Não Linear .....	41
5.2.1	Solução Incremental Preditada .....	43
5.2.1	Ciclo de Iterações .....	44
5.3	Metodologia para solução do problema termoestrutural .....	47
<b>6</b>	<b>ANÁLISES NUMÉRICAS</b>	<b>49</b>
6.1	Introdução .....	49
6.2	Vigas Engastada-Livre.....	49
6.3	Viga Biapoiada .....	53
6.4	Pilar biapoiado.....	55
6.5	Pórtico de Williams .....	59
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b>	<b>63</b>
7.1	Introdução .....	63
7.2	Sugestões para Futuras Pesquisas .....	64
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>65</b>
	<b>APÊNDICE A: REAÇÕES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DEVIDO A TEMPERATURA</b>	<b>72</b>
A.1	Introdução .....	72
A.2	Deformações térmicas para distribuição uniforme da temperatura .....	72
A.3	Deformações térmicas para distribuição não uniforme da temperatura .....	74
A.4	Reações de engastamento perfeito.....	75
A.5	Reações de engastamento perfeito para elemento finito viga-coluna.....	77

# Lista de Figuras

2.1	Programa CS-ASA: análises e efeitos considerados .....	7
3.1	Elementos do triângulo do fogo .....	11
3.2	Curva temperatura-tempo real .....	12
3.3	Curva incêndio natural .....	15
3.4	Curvas incêndio padrão EUROCODE .....	16
3.5	Estágio pré-flashover num compartimento .....	18
3.6	Redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade em função da temperatura.....	21
3.7	Amostras de aço ampliadas 500x .....	22
3.8	Valores referentes a dilatação térmica.....	23
3.9	Variação do calor específico com a temperatura.....	24
3.10	Variação da condutividade térmica com a temperatura .....	25
3.11	Formas da transferência de calor .....	27
4.1	Efeitos de segunda ordem: P- $\Delta$ e P- $\delta$ .....	31
4.2	Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural .....	32
4.3	Processo de plastificação da seção transversal.....	33
4.4	Relação momento-curvatura.....	34
4.5	Discretização da seção transversal pelo MZP .....	36
4.6	Discretização no MRP .....	37
4.7	Elemento Finito adotado .....	38
4.8	Superfície de início de escoamento e de plastificação total .....	40
5.1	Fluxograma da solução do problema termoestrutural .....	47
6.1	Propriedades da viga em balanço .....	50
6.2	Curvas deslocamento em função da temperatura: distribuição uniforme .....	50
6.3	Trajétória de equilíbrio: distribuição não uniforme para temperatura de 200°C.....	51
6.4	Trajétória de equilíbrio: distribuição não uniforme para temperatura de 400°C.....	52

6.5	Trajectoria de equilíbrio: distribuição não uniforme para análise linear geométrica .....	52
6.6	Curva temperatura-deslocamento para distribuição de temperatura uniforme .....	53
6.7	Propriedades da viga biapoiada .....	53
6.8	Curva temperatura-deslocamento para distribuição de temperatura uniforme .....	54
6.9	Análise para temperatura não uniforme curva temperatura-deslocamento .....	55
6.10	Propriedades do pilar biapoiado .....	56
6.11	Curva temperatura-deslocamento para perfil IPE 360 .....	57
6.12	Curva Carga-Deslocamento submetida a temperatura de 200°C .....	57
6.13	Curva Carga-Deslocamento submetida a temperatura de 400°C .....	58
6.14	Curva Carga-Deslocamento para perfil IPE270 submetida a diferentes temperaturas .....	58
6.15	Pórtico Williams .....	59
6.16	Deslocamento horizontal no meio da viga exposto ao incêndio padrão nas 4 faces .....	60
6.17	Trajectorias de equilíbrio para análise de segunda ordem inelástica .....	61
6.18	Trajectoria de equilíbrio análise não linear geométrica .....	62
A.1	Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas isostáticas temperatura uniforme .....	73
A.2	Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas hiperestáticas temperatura uniforme .....	73
A.3	Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas isostáticas temperatura não uniforme .....	74
A.4	Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas hiperestáticas gradiente de temperatura .....	74
A.5	Forças de engastamento perfeito de um carregamento uniformemente distribuído .....	75
A.6	Superposição dos efeitos das reações de engastamento para variação uniforme de temperatura .....	76
A.7	Superposição dos efeitos das reações de engastamento para variação não uniforme de temperatura .....	76
A.8	Elemento viga-coluna com forças térmicas nodais .....	78

# Lista de Tabelas

3.1	Fatores de redução do aço .....	20
5.1	Deslocamento horizontal normalizado, $u/L$ , no topo da coluna .....	46
6.1	Fatores de redução do aço .....	54

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações Iniciais

O maior desafio na vida profissional de um engenheiro civil é obter um projeto econômico, e que ao mesmo tempo garanta a estabilidade e segurança da estrutura final. As estruturas em aço se destacam quanto a sua ductilidade, que caracteriza a capacidade de sofrer grandes deformações antes de romper. Assim, o uso de projeto em estruturas de aço onde se consegue peças mais esbeltas e peso reduzido passa a ser mais requerido. Uma das considerações durante a elaboração de um projeto em estruturas em aço é o uso de proteção contra incêndio. Esse porém é usualmente dispensado pois torna o custo final mais oneroso. Assim, os projetistas são levados a elaborar projetos que, mesmo em situações de incêndio, consigam manter a estabilidade global da estrutura durante o tempo mínimo necessário para que se possa fazer a desocupação dos usuários em segurança.

Devido aos desastres de grandes proporções que ocorrem em situações de incêndio, a preocupação com a segurança aumentou e ganhou mais importância. No que diz respeito a estruturas de aço, a atenção deve ser redobrada pois esse material em temperaturas elevadas tem sua resistência mecânica reduzida, fazendo com que a estrutura perca sua capacidade portante. Durante o aquecimento ocorre uma brusca degradação da resistência do material, e também aumento dos efeitos inelásticos na estrutura (IU; CHAN, 2006).

As análises estruturais em situações de incêndio são, em geral, bastante complexas (DORR, 2010). Para se fazer simulações reais do comportamento estrutural necessita-se de grandes recursos como, por exemplo, a construção de edifícios em escala real com tamanho e grau de ventilação diferentes, o que torna a avaliação de difícil aplicação. Então, geralmente, as análises termoestruturais são feitas computacionalmente, por meio

de softwares especializados. Esses softwares, em sua maioria, são desenvolvidos com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Tal método vem sendo bastante utilizado para resolução e análise de problemas estruturais fornecendo resultados muito confiáveis. Nesse sentido, encontram-se na literatura diversos trabalhos relacionados à análise numérica termoestrutural de elementos de aço baseada no MEF ou em outros softwares do mercado. Ali, Simms e O'Connor (1997) testaram experimentalmente a influência da restrição axial em colunas de aço sob diferentes níveis de temperatura. Os resultados obtidos com os experimentos levaram a concluir que restrições axiais geram um acréscimo significativo da força axial a qual a coluna estará submetida, acarretando no aumento do efeito de flambagem da coluna, além de diminuir a reduzir a resistência ao fogo das colunas.

Souza Junior (1998) desenvolveu uma formulação baseada no MEF para pórticos planos submetidas a altas temperaturas, distribuídas uniformemente na seção transversal e ao longo do elemento. Foi considerado dois tipos de não linearidade, física e geométrica, no desenvolvimento das matrizes de rigidez. Também foram considerados grandes deslocamentos, rotações moderadas e pequenas deformações elásticas. Os resultados obtidos demonstraram que a diminuição do módulo de elasticidade levou ao aumento da deflexão dos elementos, e também pode-se observar que os efeitos de segunda ordem foram importantes para traçar corretamente as curvas deslocamento-tempo.

Landesmann (2003) desenvolveu um modelo computacional baseado no MEF, para análise não linear elastoplástica de estruturas de aço, planas e aporticadas, expostas a elevadas temperaturas. Nesse trabalho, a evolução da plasticidade do material foi acompanhada pelo método da rótula plástica refinado.

Iu e Chan (2004) fizeram uma análise inelástica de segunda ordem em condições de incêndio de estruturas de aço desprotegidas. A formulação numérica dessa pesquisa é baseada no MEF, e a plasticidade do material é avaliada pelo método da rótula plástica refinado. Elementos de viga-coluna foram considerados. As mudanças das propriedades mecânicas do aço foram adotadas segundo prescrições normativas, e foi admitida distribuição uniforme e não uniforme da temperatura. Esse trabalho foi expandido em Iu e Chan (2006), onde estudaram a influência da força axial junto ao momento fletor para prever o comportamento dos membros em elevadas temperaturas.

Mouço (2008) trabalhou em uma ferramenta computacional com formulação corrotacional, considerando a não linearidade física e geométrica para análise de estruturas aporticadas de aço e mistas em situação de incêndio. Um estudo numérico para

avaliar a segurança em situações de incêndio de estruturas mistas e em aço foi realizado por Mouço et al. (2008). Foi considerado o comportamento não linear inelástico dos materiais, e as análises foram feitas pelo programa SAAFE (Sistema de Análise Avançada de Fogo e Estruturas). O escoamento do aço foi acompanhado pelo do método da rótula plástica refinado.

Em Kimura (2009) estudou-se o comportamento de pilares de aço em situações de incêndio levando-se em consideração a compartimentação do incêndio, os efeitos da não linearidade geométrica. O software ANSYS v9.0 (ANSYS, 2004) foi usado nas simulações numéricas.

Devido as simplificações das avaliações propostas pelas normas, um programa computacional que efetua análise avançada via MEF foi desenvolvido por Ribeiro (2009). Esse sistema computacional prevê o comportamento dos elementos estruturais em aço e mistas em elevadas temperaturas, por meio de análise termomecânica e não linear de modelos tridimensionais. Os resultados obtidos foram comparados com os encontrados na literatura, e também capazes de fornecer auxílio para avaliação dos métodos simplificados que são apresentados em normas.

Já em Dorr (2010) estudou-se a influência da restrição axial em pilares de aço em elevadas temperaturas, através de análises numéricas com base no MEF. Em Rigobello (2011) foi desenvolvido um código computacional baseado no MEF para análise termoestrutural de estruturas de aço apertadas, utilizando um elemento finito de pórtico não linear 3D de formulação posicional. Um estudo numérico para avaliar o contato de paredes de alvenaria com pilares de aço foi realizado por Kimura, Neto e Silva (2010). As análises foram feitas pelo programa ANSYS, e foram consideradas paredes em contato com a alma e paredes com mesa e alma de um pilar de perfil I, impondo imperfeição geométrica do tipo global. A elevação da temperatura foi determinada segundo a curva de incêndio padrão da norma ISO 834 (ISO, 1999). Ao final, concluiu-se que o efeito da imperfeição geométrica fica mais notório quando aumenta a magnitude da força aplicada.

Seguindo a mesma linha de pesquisa de Ribeiro (2009), Pierin, Silva e Rovere (2014) apresentaram o programa computacional ATERM que realiza análise térmica de estruturas bidimensionais de qualquer material empregados na construção civil, em regime transiente via Método dos Elementos Finitos. Para validar o trabalho, os resultados foram comparados aos programas Super Tempcalc e ANSYS e apresentaram boa correlação.

Neste contexto, este trabalho vem contribuir para pesquisas na área de estruturas de aço em situação de incêndio. Na próxima seção serão descritos os objetivos da pesquisa, e no decorrer dos outros capítulos serão abordados os temas que serão envolvidos para a realização da pesquisa.

## **1.2 Objetivos**

O objetivo deste trabalho é realizar análises linear, não linear geométrica e inelástica de estruturas reticuladas de aço em situações de temperatura elevada.

Para atender o objetivo proposto, foi implementado no sistema computacional CS-ASA- Computational System for Advanced Structural Analysis (SILVA, 2009) — que já realiza análises avançadas de estruturas reticuladas de aço — as devidas alterações para a consideração da influência da temperatura no comportamento estrutural. São consideradas seções compactas, do tipo I e H, e o aço com comportamento elástico perfeitamente plástico. Formulações geometricamente não lineares são consideradas. As ações térmicas são consideradas por meio de deformações, que simularão o efeito da não linearidade geométrica nas estruturas, e as propriedades térmicas do aço foram adotadas segundo prescrições normativas. O efeito do aumento da temperatura é considerado por meio das forças de engastamento perfeito, que geram deslocamentos na estrutura e, dessa forma, para as análises não lineares geométrica e inelástica estes deslocamentos são considerados como não linearidades geométricas. A análise inelástica é feita por meio da abordagem da rótula plástica refinada.

## **1.3 Justificativa**

Cabe ressaltar que o tema proposto por este estudo é de interesse do PROPEC/Deciv/EM/UFOP e está relacionado com as seguintes linhas de pesquisa: Mecânica computacional, a qual tem o propósito de estudo e desenvolvimento de métodos e técnicas que possibilitem avanços na simulação computacional de sistemas de engenharia, e Comportamento e Dimensionamento de Estruturas em Aço, que tem o objetivo de estudar o comportamento de diversas partes de uma estrutura.

O estudo aqui proposto é necessário para melhorar os conhecimentos do comportamento de estruturas de aço e como suas propriedades mecânicas se reduzem quando expostas a elevada temperatura influenciam na resposta estrutural, que poderá



provocar o colapso estrutural do elemento afetado em um intervalo de tempo inferior ao necessário para garantir a desocupação da edificação.

## **1.4 Organização do trabalho**

No Capítulo 2 faz-se uma breve explicação sobre o sistema computacional CS-ASA, no qual serão feitas as análises e intervenções para cumprir o objetivo deste trabalho.

No Capítulo 3 estão apresentados os conceitos sobre análise térmica, para melhor compreensão dos mecanismos de incêndio, alteração das propriedades do aço, e elevação da temperatura.

No Capítulo 4 detalha-se as fontes de não linearidade física e geométrica que serão consideradas no trabalho. Será retratado os aspectos importantes para a resolução de problemas estruturais não lineares para o elemento finito de viga-coluna usado na modelagem e o processo de discretização do sistema estrutural. Em seguida, no Capítulo 5, tem-se uma breve revisão da solução do problema estático não linear e também é apresentado o algoritmo da metodologia utilizada para a consideração dos efeitos térmicos também.

No Capítulo 6 são expostos os quatro exemplos feitos para a validação estratégias para solução do problema térmico propostas pelo trabalho, onde foi considerada a distribuição da temperatura uniforme e não uniforme.

No Capítulo 7 apresenta algumas observações e conclusões referentes à pesquisa. Com o objetivo de continuar este trabalho e expandir o sistema computacional CS-ASA para a análise térmica, algumas sugestões para trabalhos futuros também são apresentadas.

As forças térmicas que surgem devido ao acréscimo de temperatura são brevemente exemplificadas no Apêndice A assim como esses esforços internos são considerados por meio do Método da Rigidez.

# Capítulo 2

## Sistema Computacional

### 2.1 Características Gerais

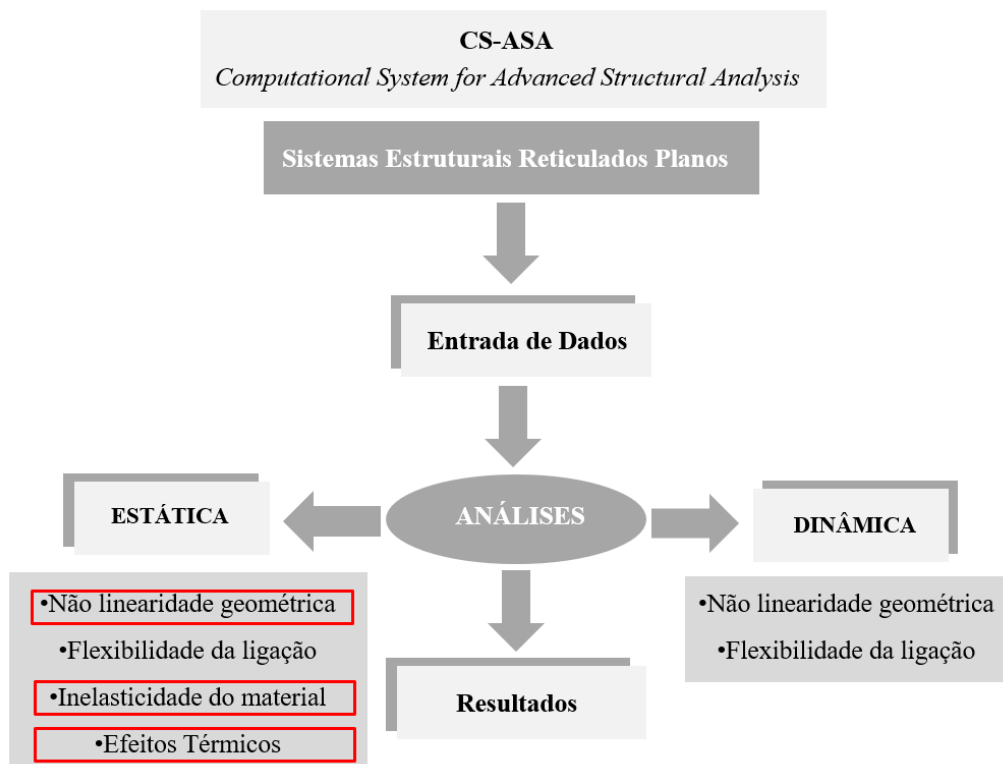
As análises realizadas neste trabalho, como dito anteriormente, foram realizadas em um programa computacional existente. A ferramenta computacional adotada é o CS-ASA (Computational System for Advanced Structural Analysis), que é baseado no Método dos Elementos Finitos. O CS-ASA foi elaborado para realizar a análise estática e dinâmica de estruturas em aço com destaque ao estudo e análise das metodologias utilizadas para análise não linear.

Implementado em linguagem Fortran 90/95 (CHAPMAN, 2003), utiliza uma programação estruturada em módulos (classes) de forma que pode ser modificado internamente sem alterar o programa que o utiliza.

A base computacional utilizada foi desenvolvida anteriormente por Silveira (1995), que a criou para investigar a instabilidade elástica de colunas, arcos e anéis com restrições unilaterais de contato. Sob orientação de Silveira (1995) outros trabalhos foram desenvolvidos nesta base, dentre eles: Galvão (2000, 2004), Rocha (2000), Pinheiro (2003), Machado (2005), Rocha (2006), Santos (2007) e Silva (2009). Deve-se dar o devido destaque para Silva (2009), que fez a implementação dos módulos (classes), possibilitando fazer implementações internas com mais facilidade ao programa. Posteriormente, outros trabalhos também foram implementados no CS-ASA, sendo eles feitos por Maximiano (2012), Gonçalves (2013), Batelo (2014), Muñoz (2015). Mais recentemente, Lemes (2015) expandiu o programa proporcionando realizar análise avançada de estruturas de concreto e mistas (aço e concreto), e foram feitas pesquisas considerando o efeito térmico por Barros (2016) e Maximiano (2018).

A leitura dos dados é feita por meio de arquivo de formato texto. São necessários dois arquivos, dependendo do tipo de análise (linear ou não linear). O primeiro deles fornece dados gerais da estrutura como: propriedades geométricas e do material, condições de contorno e carregamento atuante. Caso seja feita análise não linear é necessário o segundo arquivo de texto com dados importantes para resolver esta, tais como: estratégia de incremento de carga e de iteração, o incremento inicial do parâmetro de carga, o método de Newton-Raphson (padrão ou modificado) e o critério de convergência. Outro arquivo é necessário no caso de análises dinâmicas, porém este tipo de análise não foi realizado neste trabalho.

Na Figura 2.1 ilustra-se a metodologia de solução e as análises feitas pelo CS-ASA. Com o presente trabalho foi possível realizar as análises linear, não linear geométrica e inelástica (a partir da abordagem da rótula plástica refinada) de estruturas reticuladas de aço em situações de elevada temperatura. Para a resolução do problema termoestrutural, as ações térmicas foram introduzidas no arquivo de dados por meio de carregamentos oriundos das reações de engastamento perfeito que estão melhor detalhadas no Apêndice A.



**Figura 2.1** Programa CS-ASA: análises e efeitos considerados

# Capítulo 3

## Fundamentos da Análise Térmica

### 3.1 Introdução

As duas preocupações principais da segurança contra incêndio são prevenir perdas de vida, e reduzir a perda patrimonial. Os usuários da edificação, quando em situações de incêndio, ficam expostos a fumaça e ao calor proveniente do incêndio, além da possibilidade de os elementos de construção desabarem sobre os usuários. A perda patrimonial não diz respeito apenas à edificação, mas também aos estoques, documentos, equipamentos e objetos que a constituem (RIBEIRO, 2009).

No Brasil houve um crescimento de pesquisas relacionadas à segurança contra incêndio, principalmente no estado de São Paulo, depois que ocorreram dois incêndios de grandes proporções, onde muitas vidas foram perdidas: no Edifício Andraus (1972) e no Edifício Joelma (1974). Para Ferreira, Correia e Azevedo (2006), a ocorrência desses eventos percebeu-se a necessidade de elaborar regulamentos e normas de segurança contra incêndio. Esses regulamentos e normas foram baseados em legislações já existentes de outros países. Com a normatização da segurança contra incêndio, busca-se alcançar também a limitação da propagação do fogo no interior do edifício e também para os edifícios vizinhos, além de descomplicar o combate ao incêndio pelos bombeiros (PILOTO, 2000).

No que se diz respeito a estruturas em aço, o cuidado em relação a situações de incêndio deve ser reforçado, fazendo-se o uso de medidas de segurança contra incêndio ativas e passivas. As proteções ativas destinam-se a limitar o incidente de incêndio de grandes proporções, podendo-se citar detectores de fumaça, chuveiros automáticos ou ação da brigada de incêndio. As medidas de proteção ativas podem ser acionadas manual ou automaticamente, e somente em situação de emergência. Já as proteções passivas têm

o objetivo de reduzir a possibilidade de ocorrer o colapso estrutural, e facilitar a desocupação do edifício e a ação dos bombeiros (PILOTO, 2000). Os tipos mais comuns de proteções passivas são: argamassas projetadas, fibras projetadas, placas de lã de rocha, placas de gesso acartonado, mantas e tintas intumescentes (MOUÇO, 2006). De acordo com o Corpo de Bombeiros de São Paulo (2005), a compartimentação (vertical e horizontal) é uma medida de combate a incêndio passiva que visa dificultar a propagação das chamas e da fumaça de um incêndio, e deve ser definida no projeto arquitetônico. O uso de proteção ativa e passiva em um projeto metálico pode se tornar inviável devido ao seu alto custo. É necessário que o engenheiro tenha um conhecimento e experiência no assunto para que se possa tomar as melhores decisões na etapa de projeto, tornando-o seguro e econômico (MOUÇO, 2006).

Frente a esse cenário, viu-se a necessidade de os engenheiros adquirirem embasamento para projetar edifícios que sejam eficientes em situações de incêndio para atender à sociedade (ONO, 2007). Inicialmente o conceito de temperatura crítica, juntamente com ensaios experimentais foram os principais meios de verificação da capacidade resistente das estruturas em situação de incêndio (CALDAS, 2004). Assim, houve um aumento no número de pesquisas em relação a estruturas de aço e mistas em situação de incêndio, fundamentadas na norma ABNT NBR 14323:1999 (RIBEIRO, 2009). Porém, nos últimos anos, essas pesquisas têm sido realizadas baseadas em modelos computacionais de cálculo estrutural, que têm como vantagem estimar as deformações da estrutura não se limitando às dimensões do forno de ensaio, como ocorre em ensaios experimentais (ONO, 2007).

A determinação de um modelo de distribuição da temperatura nos elementos estruturais sob elevadas temperaturas é necessária para os métodos simplificados e para os métodos avançados de cálculo. No que diz respeito aos elementos de aço, a definição do modelo de distribuição da temperatura é mais simples pois para o aço os gradientes de temperatura são menores devido a sua alta condutividade térmica (RIBEIRO, 2009).

Segundo Wang (2002), em situações de incêndio o aço torna-se menos resistente e mais flexível, e assim, na verificação dos elementos é necessário considerar esses efeitos no comportamento da estrutura. A verificação da resistência nos estados limites últimos e nos estados limites de utilização das estruturas em aço pode ser feita com base em seus componentes, em cada parte da estrutura, separadamente, ou de maneira global (PILOTO, 2000).

Segundo Pfeil e Pfeil (2000), no caso do aço estrutural, temperaturas superiores a 100°C reduzem as resistências ao escoamento e à ruptura, bem como seu módulo de elasticidade, e também tendem a eliminar o patamar de escoamento bem definido, tornando o diagrama tensão-deformação arredondado. Quando em exposição a incêndio a verificação é feita pelos mesmos métodos utilizados em temperatura ambiente, porém, deve-se utilizar os coeficientes de redução nas propriedades do material para considerar a degradação por efeito térmico (SOUZA JUNIOR, 1998).

## **3.2 Fundamentos sobre Incêndio**

Para realizar a análise térmica é primordial entender os mecanismos de incêndio. O incêndio pode ocorrer de diferentes maneiras, cada qual com sua particularidade e de difícil modelagem.

O fogo é um fenômeno natural de extrema importância para a evolução da humanidade. Com o passar dos anos, o homem aprendeu a produzir e dominar o fogo, onde suas utilidades eram iluminar, cozinhar, afugentar animais e o frio. Nos dias atuais além das utilidades descritas, sua importância é presente em indústrias, moradias e em diversos setores da sociedade. Porém, ocasionalmente, o fogo pode fugir de controle do homem ocasionando incêndios, que tem como maiores consequências perdas materiais e de vidas (CALDAS, 2004).

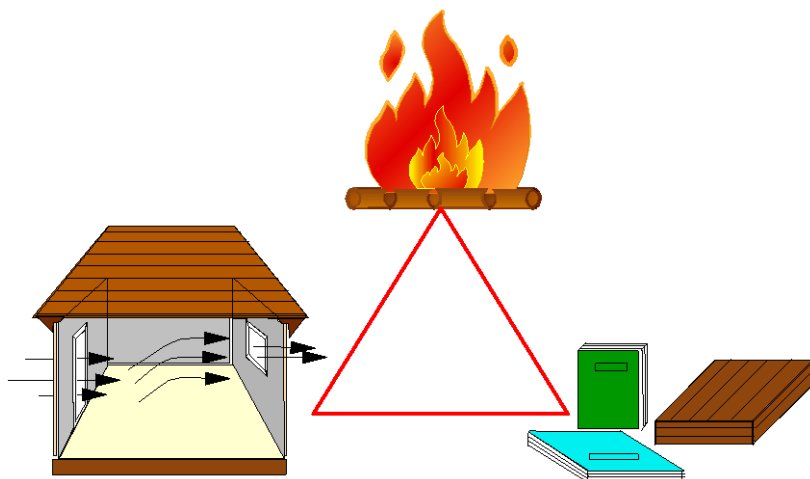
Sabe-se que para obter fogo são necessários três componentes: combustível, comburente e calor, também conhecido como “triângulo do fogo”, como ilustrado na Figura 3.1 (LANDESMANN, 2003). Na Figura 3.1 encontram-se esquematizadas as combinações necessárias para ocorrência de incêndio, onde a ventilação (esquerda) indica o comburente, os livros e madeira ilustrados à direita estão representando o combustível, e o fogo corresponde ao calor. Para Caldas (2004), o fogo é uma reação exotérmica onde ocorre oxirredução.

Entende-se por comburente, o oxigênio. Só ocorre fogo enquanto houver oxigênio no ambiente. O calor é a fonte de ignição da chama e o combustível é qualquer material que possa ser queimado aumentando a magnitude do incêndio, tal como papel, móveis, entre outros (DORR, 2010).

Entender o mecanismo de propagação do fogo ajuda a utilizar os vários dispositivos e formas de combate a incêndios. Um exemplo é o emprego de extintores a base de CO<sub>2</sub>

(gás carbônico) que substitui o oxigênio nas imediações do foco do incêndio cessando a combustão (CALDAS, 2008).

O incêndio real pode ser dividido em três fases: crescimento, desenvolvimento e decaimento (arrefecimento). Para a análise estrutural é importante conhecer o comportamento em cada uma dessas fases. A curva temperatura-tempo é usada para descrever tal comportamento (DORR, 2010).



**Figura 3.1** Elementos do triângulo do fogo

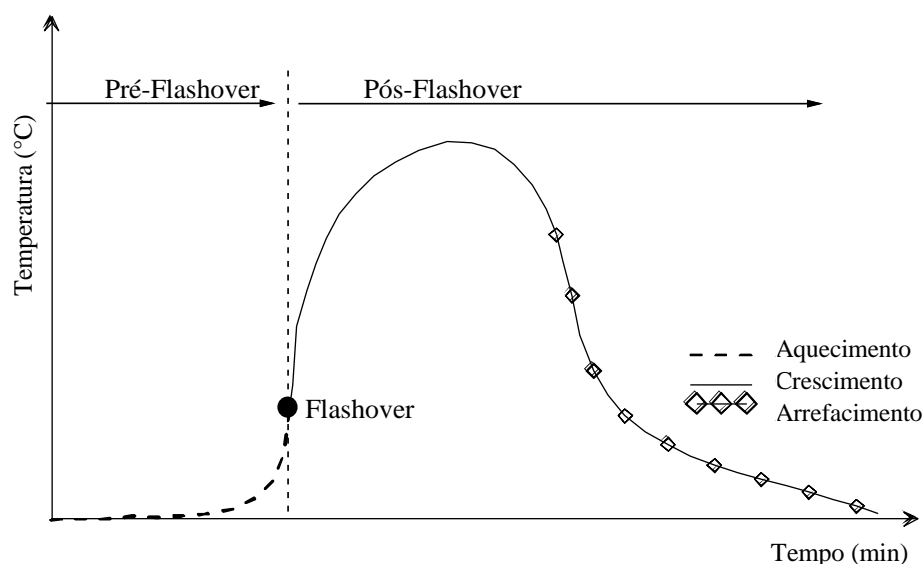
**Fonte:** Adaptado de LANDESMANN, 2003.

Durante a fase de crescimento, o incêndio não atinge altas temperaturas e pode ser contido com maior facilidade fazendo-se o uso dos diferentes tipos de proteção ativa, dentre os quais pode-se citar os extintores, os hidrantes, os sprinklers e os alarmes de incêndio. Isso acontece até uma determinada temperatura, chamada de flash-over quando o incêndio se generaliza. A temperatura de flashover geralmente é 300°C e pode variar dependendo do tipo e da quantidade de combustível e comburente existente. Essa fase é chamada de desenvolvimento e tem duração até que todo o material combustível seja queimado, atingindo temperaturas de 1000° a 1200°C. Após o consumo de todo material, a temperatura decai e o incêndio diminui até acabar. Essa última etapa também pode ser chamada de pós flashover (LANDESMANN, 2003). A variação da temperatura com o tempo pode ser ilustrada conforme mostra a Figura 3.2.

As ações térmicas que surgem devido a exposição ao fogo, podem ser representadas de diferentes maneiras. De acordo com Franssen, Kodur e Zaharia (2009), a dinâmica de incêndio pode ser simulada por curvas temperatura-tempo, Incêndio Localizado, Modelos

de Zonas, e Fluidodinâmica Computacional (CFD). Entre os modelos de representação de incêndio citados, existem graus de complexidade diferentes, e pode-se separá-los em duas categorias:

- Modelos simplificados: Curvas temperatura-tempo e Incêndio Localizado;
- Modelos avançados: Modelos de Zonas e Fluidodinâmica Computacional (CFD).



**Figura 3.2** Curva temperatura-tempo real

**Fonte: Adaptado de DORR, 2010.**

Os modelos simplificados consideram a temperatura uniforme em todo o compartimento. Geralmente são utilizados para a fase pós-flashover e representados por uma curva que estabelece a variação da temperatura com o tempo. Porém podem representar a fase de pré-flashover como o Modelo de Incêndio Localizado. Esses modelos simplificados consideram a transferência de calor por convecção e também por radiação (RIGOBELLO, 2011).

Já os modelos avançados utilizam programas computacionais para reproduzir a distribuição de temperatura, e necessitam de muitos dados de entrada. A análise térmica utilizada é transiente, ou seja, as condições da temperatura são dependentes do tempo e das propriedades dos materiais. Os programas computacionais, em sua maioria, utilizam como base o Método dos Elementos Finitos (RIGOBELLO, 2011). Esses modelos e suas características serão discutidos nas subseções a seguir.



### **3.2.1 Tipos de Incêndio**

De acordo com norma internacional ISO 8421-1:1999 o incêndio é definido com uma combustão rápida que se alastra de forma descontrolada no tempo e no espaço. Segundo Pitanga (2004), a combustão é uma reação química de oxidação muito complexa (oxi-redução), que compreende um processo de decomposição ou degradação do material combustível devido ao efeito do calor (reação exotérmica). As condições de ventilação, quantidade e o tipo de material combustível são fatores determinantes da quantidade de energia liberada durante o incêndio.

Com o intuito de simplificar o que ocorre nas estruturas devido à ação térmica, os modelos matemáticos que descrevem a variação da temperatura com o tempo são utilizados, e podem ser representados por curvas padronizadas (curva-padrão) ou parametrizadas pelas características individuais de cada caso de incêndio, chamadas curvas naturais (CALDAS, 2008).

#### **3.2.1.1 Incêndio Natural ou Parametrizado**

Devido aos inúmeros fatores que podem influenciar o desenvolvimento do incêndio, Dorr (2010) evidencia que a curva temperatura-tempo real é de difícil obtenção. Geralmente, os projetistas fazem uso de curvas obtidas por meio de ensaios, chamadas de incêndio natural ou parametrizadas, e também, incêndio natural compartimentado. Essas curvas não consideram a primeira fase do incêndio, tendo apenas dois trechos: um ascendente (desenvolvimento) e um decrescente linearizado (resfriamento), que foram desenvolvidos com base em ensaios e tentam retratar com mais veracidade os incêndios reais em compartimentos de edificações.

A curva de incêndio natural pode ser adotada facilmente, porém, deve se tomar o devido cuidado para cada caso analisado. Para Rigobello (2011) os fatores que mais influenciam o comportamento da curva são: carga de incêndio, grau de ventilação e características térmicas do material componente da vedação.

O Cômite Europeu de Normatização lançou a norma EC 1991-1-2 (CEN, 2002), que fornece a obtenção de curvas parametrizadas. Essa curva está esquematizada na Figura 3.3. Recomenda-se que esse modelo seja utilizado para compartimentos com área superior a 500m<sup>2</sup>, com altura máxima de 4 metros e sem abertura no telhado. A Equação (3.1) descreve o cálculo da elevação da temperatura de curvas parametrizadas segundo o Eurocode 1 Parte 1-2 (CEN, 2002).

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (3.1)$$

onde  $t^*$  é um tempo fictício que pode ser determinado por:

$$t^* = t\Gamma \quad (3.2)$$

sendo  $\theta_g$  a temperatura dos gases, ( $^{\circ}\text{C}$ ), no tempo  $t$ , ( $h$ ). O parâmetro  $\Gamma$  é calculado por:

$$\Gamma = \frac{(v/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad (3.3)$$

$b = \sqrt{\rho c_a \lambda}$  com  $100 \leq b \leq 2200$  e constantes térmica do material de vedação do compartimento  $\rho$  (peso específico, em  $\text{kg/m}^3$ ),  $c_a$  (calor específico, em  $\text{J/kgK}$ ) e  $\lambda$  (condutividade térmica, em  $\text{W/mK}$ ) com seus valores a temperatura ambiente. Ainda da Equação (3.3) o grau de ventilação,  $v$ , é dado por:

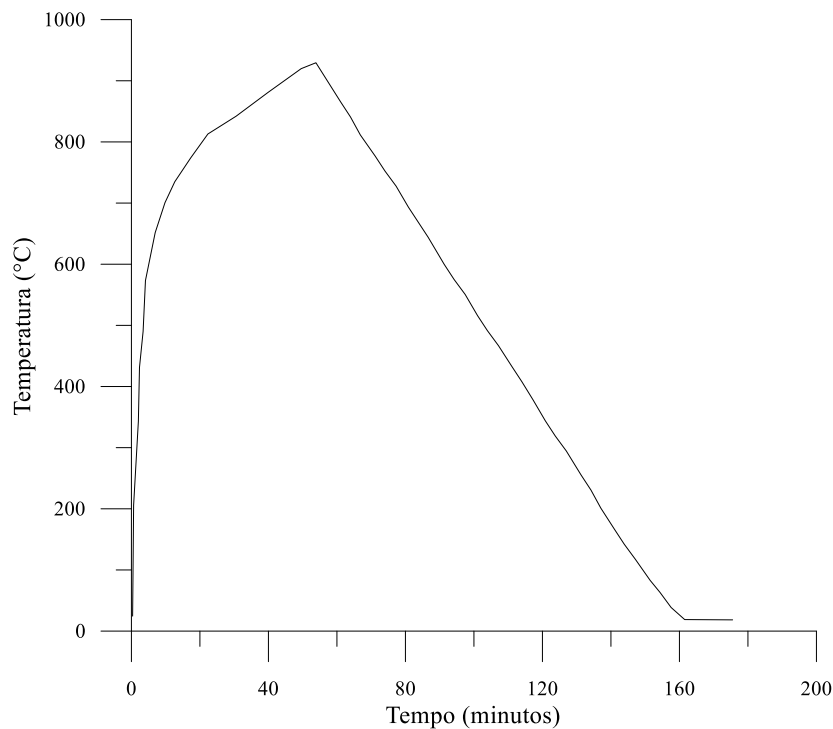
$$v = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t} \quad (3.4)$$

sendo  $0,02 \leq v \leq 0,20$ ;  $A_v$  a área total das aberturas verticais nas paredes (portas e janelas);  $h$  a altura das aberturas verticais;  $A_t$  a área total de fechamento (paredes, piso e teto, incluindo as aberturas).

### 3.2.1.2 Incêndio Padrão

Apesar de ter maior facilidade de aplicação, as curvas parametrizadas podem ser alteradas para cada situação de incêndio. Com o intuito de padronizar a curva temperatura-tempo para que se possa ter dados que sejam comparados em pesquisas, foram feitas as curvas de incêndio padrão (DORR, 2010). A diferença essencial desse tipo de curva é que ela só possui ramo ascendente, dessa maneira, a temperatura não depende das características do ambiente e da carga de incêndio e só crescem com o tempo (PIERIN, SILVA, LA ROVERE, 2014).

As curvas de incêndio padrão são dadas por prescrições normativas, e as mais conhecidas na literatura são: ISO 834 e as curvas do Eurocode 1 (Pt.1-2), e encontram-se ilustradas na Figura 3.4. De acordo com Rigobello (2011), quando utiliza-se a curva de incêndio padrão, a conclusão dos resultados deve ser bem analisada, pois não corresponde à situação real de incêndio, tendo pouco significado físico.



**Figura 3.3** Curva incêndio natural

**Fonte: Adaptado de DORR, 2010.**

A norma ISO 834 (ISO, 1999) prescreve a curva temperatura-tempo através da relação:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (3.5)$$

onde  $t$  é o tempo, (min);  $\theta_0$  é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, (°C), e geralmente tomada igual a 20°C; e  $\theta_g$  é a temperatura dos gases no instante  $t$ , (°C).

O Código EN 1991-1-2 (CEN, 2002) preconiza curvas temperatura-tempo, também chamadas de curvas nominais. São recomendadas três curvas temperatura-tempo para se determinar a temperatura de um ambiente em elevadas temperaturas:

a) Curva de incêndio padrão, ISO 834, dado na Equação (3.5).

b) Curva de incêndio para elementos exteriores:

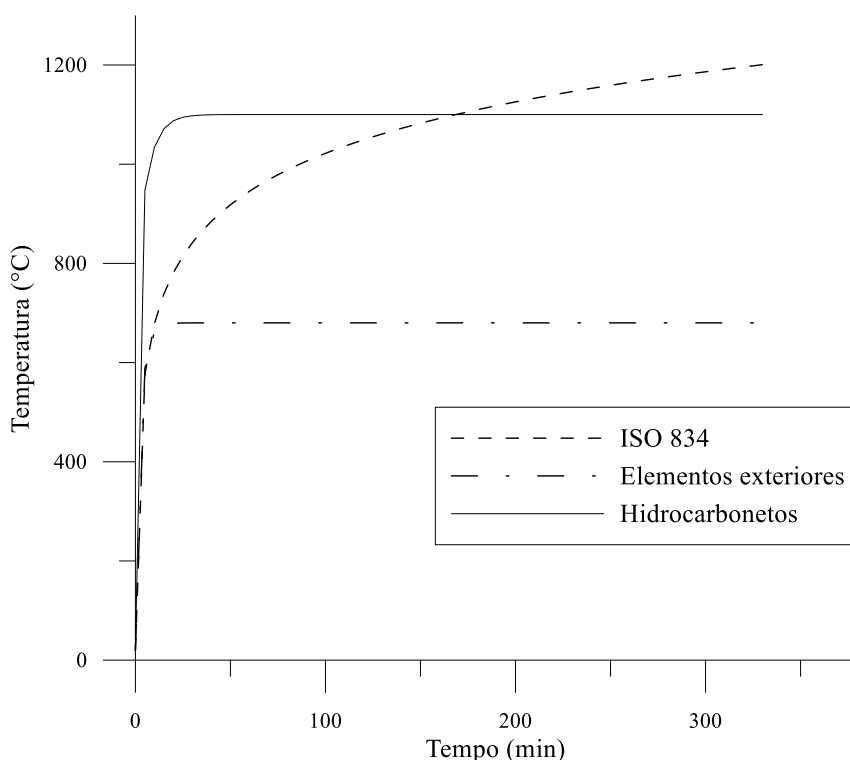
$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (3.6)$$

c) Curva de incêndio de hidrocarbonetos:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (3.7)$$

Nas Equações (3.5) e (3.6) e (3.7),  $t$  é o tempo que é dado em minutos.

Os hidrocarbonetos são compostos químicos constituídos de átomos de carbono (C) e hidrogênio (H), que podem se combinar com outros átomos como, por exemplo, oxigênio (O), enxofre (S) e nitrogênio (N). Para túneis e ambientes industriais, onde o combustível do incêndio em predominância são hidrocarbonetos, as curvas de incêndio padrão são utilizadas para o projeto (COSTA, SILVA, 2006).



**Figura 3.4** Curvas incêndio padrão EUROCODE

**Fonte: EN 19 91-1-2 (CEN, 2002).**

Devido às simplificações feitas na utilização das curvas de incêndio-padrão e por estas não apresentarem uma temperatura máxima, uma forma de tornar sua utilização mais realística é determinar a resistência ao fogo das estruturas em função de um tempo limite, chamado tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF (CALDAS, 2008). O TRRF pode ser entendido como o tempo mínimo de exposição ao incêndio-padrão que a estrutura será submetida, e é estipulado por prescrições normativas. Sua determinação depende da dimensão e do tipo de utilização do edifício, e tem valores limitados: 30, 60, 90, 120, 240 e 360 minutos. Esses valores podem ser determinados segundo o Anexo A

da norma NBR 14432 (ABNT, 2010). Os valores do TRRF não significam o tempo até que o elemento estrutural entre em colapso no caso de um incêndio ou o tempo de evacuação dos ocupantes, mas fornecem uma representação escalar do desempenho dos elementos sob ensaios (ISO 1992; ABNT, 1980).

As curvas que expressam as relações temperatura x tempo prescritas por normas, junto com procedimentos de cálculo de estruturas em altas temperaturas, são baseadas no comportamento de incêndios compartimentados (CALDAS, 2008).

### **3.2.1.3 Incêndio Localizado**

É utilizado quando não há possibilidade de atingir a temperatura de flashover. Para sua modelagem utiliza-se o código EN 1994-1-2(CEN, 2002) que apresenta um modelo analítico para analisar incêndios localizados. Esse modelo pode ser utilizado para tratar áreas como aeroportos, estacionamentos e estádios em consequência de suas grandes dimensões (RIGOBELLO, 2011).

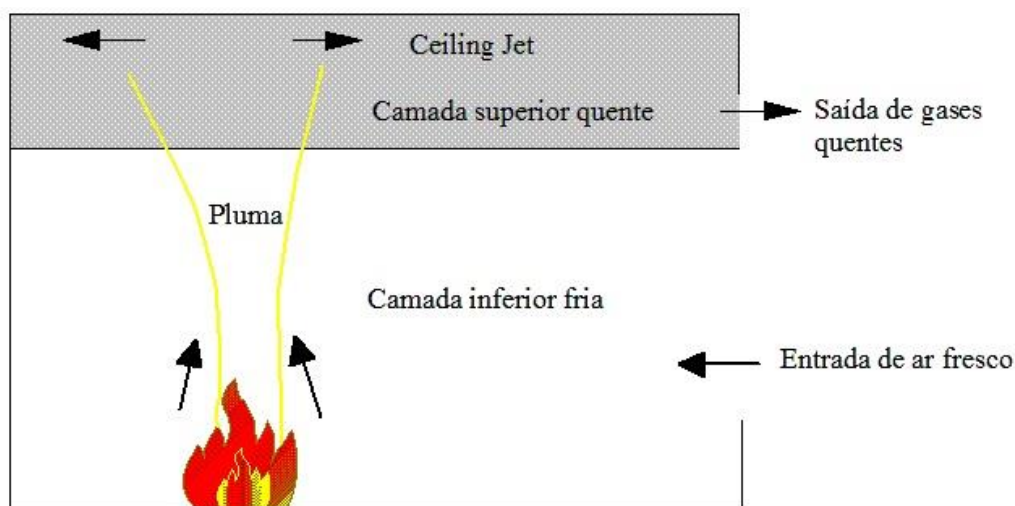
### **3.2.1.4 Modelos de Zonas**

O modelo de zonas faz uso de software numérico computacional para avaliar a distribuição da temperatura no compartimento. Baseia-se no princípio que o compartimento é dividido em zonas com propriedades térmicas distintas. Vale ressaltar que a distribuição de temperatura em cada uma das zonas é tomada como uniforme. O desenvolvimento da temperatura não é dado por equação prescrita como no caso de incêndio padrão.

O acompanhamento da evolução da temperatura é expresso por integração de equações diferenciais do equilíbrio de massa ao longo do tempo e de energia nas zonas. O movimento da fumaça e dos gases tóxicos é considerado na metodologia (FRANSSEN; KODUR; ZAHARIA, 2009). O modelo de zonas é considerado como um modelo intermediário entre os modelos simplificados e a modelagem CFD. Na Figura 3.5 encontra-se esquematizado o modelo de zonas.

O modelo de zonas pode ser dividido em *one-zone* (uma zona) ou *two-zone* (duas zonas, conectadas pela pluma). Basicamente a diferença entre esses dois modelos é que, geralmente, se emprega o modelo *one-zone* para fase pós-flashover, e o *two-zone* para fase pré-flashover (PIERIN; SILVA; LA ROVERE, 2014).

Apesar de fornecer bons resultados para incêndios compartimentados, o modelo de zonas não considera a real distribuição da temperatura que consiste em uma transição gradual e tridimensional de temperatura, de massa e de fumaça entre as camadas (RIGOBELLO, 2011). Dessa maneira, o uso da modelagem com base na fluidodinâmica computacional é a alternativa que melhor se aproxima da realidade.



**Figura 3.5** Estágio pré-flashover num compartimento

**Fonte: Adaptado de BUCHANAN, 2000.**

### 3.2.1.5 Fluidodinâmica Computacional (CFD)

O EN 1991-1-2 permite que se utilize o CFD, Fluidodinâmica Computacional, para o cálculo da distribuição da temperatura no compartimento. O procedimento utilizado pelo CFD possibilita a modelagem de incêndios localizados e da fase pré-flashover em compartimentos de geometrias complexas (PIERIN; SILVA; LA ROVERE, 2014). O Eurocode 1(Pt.1-2) não fornece um modo de dedução do fluxo de calor nos elementos estruturais, sendo esse cálculo feito pelo CFD (FRANSSEN et al., 2009). O CFD é o método mais utilizado e eficiente para a modelagem de incêndios. Em sua análise é comum considerar o escoamento de fluidos, a transferência de calor e a associação desses dois fenômenos com a resolução das equações fundamentais da mecânica dos fluidos (RIGOBELLO, 2011).

Segundo Souza Junior (2004), o CFD exige esforço computacional e também maior cautela na fase de calibrar os dados e análise dos resultados. Os resultados obtidos

utilizando essa técnica fornecem temperatura, velocidade e concentração das espécies químicas em cada ponto do compartimento modelado.

### **3.3 Propriedades Mecânicas**

A análise estrutural em situações de incêndio é muito importante visto que, independentemente do tipo de material (aço, concreto ou madeira, por exemplo), suas propriedades mecânicas diminuem consideravelmente, podendo antecipar a falha dos componentes estruturais e ocorrer perdas de vidas e materiais (DORR, 2010). Segundo Kodur e Harmathy (2002), as propriedades que definem o comportamento dos elementos estruturais em condições de incêndio são resistência, rigidez, deformação térmica e fluência do material dos elementos.

Independentemente de se considerar uma análise plástica ou elástica, durante a análise estrutural o diagrama tensão-deformação é utilizado para determinar a capacidade resistente dos membros estruturais (PITANGA, 2004). As propriedades mecânicas do aço em situações de incêndio são diferentes das propriedades em temperatura ambiente. Segundo Wang e Moore (1993), isso acontece porque a relação tensão-deformação é dependente da temperatura.

Durante a ocorrência do incêndio, a análise do comportamento de uma estrutura considera os deslocamentos, as deformações e as tensões na estrutura correspondentes ao carregamento externo acoplado aos efeitos térmicos. Esses efeitos térmicos estão associados à dilatação térmica e à degradação das propriedades mecânicas devido ao aumento da temperatura (RIGOBELLO, 2011). As dilatações térmicas restringidas pelos elementos vizinhos, causadas pelo aumento da temperatura, geram tensões adicionais aumentando o carregamento solicitante na estrutura (PILOTO, 2000).

As propriedades mecânicas do aço, que são fortemente afetadas com a elevação da temperatura, são resistência e rigidez (RIGOBELLO, 2011). A queda da resistência pode ser representada através de curvas tensão-deformação com a temperatura (SOUZA JUNIOR, 1998). A rigidez do aço sofre um decréscimo progressivo devido em parte à diminuição do módulo de elasticidade (PILOTO, 2000).

No item seguinte serão expostos como as propriedades mecânicas do aço se alteram com o acréscimo da temperatura segundo a norma EN 1994-1-2(CEN,2005).

### 3.3.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

De acordo com o código EN 1994-1-2(CEN,2005), para taxas de aquecimento entre 2 e 50 K/min, os fatores de redução da resistência ao escoamento efetivo ( $k_{y,\theta}$ ), limite de proporcionalidade ( $k_{p,\theta}$ ) e módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ) são dados pela Tabela (3.1). Esses valores são correspondentes à relação entre a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade em uma dada temperatura  $\theta_a$  do aço, e são utilizados para perfis de aço soldados ou laminados. Segundo Piloto (2000), é esperado que ocorra um decréscimo elevado da tensão de escoamento a partir da temperatura de 400°C.

**Tabela 3.1** Fatores de redução do aço

$\theta_a$ (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,0000	0,000

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

**Fonte: EN 1994-1-2 (2005)**

A redução dos valores da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade encontram-se esquematizados na Figura 3.6.

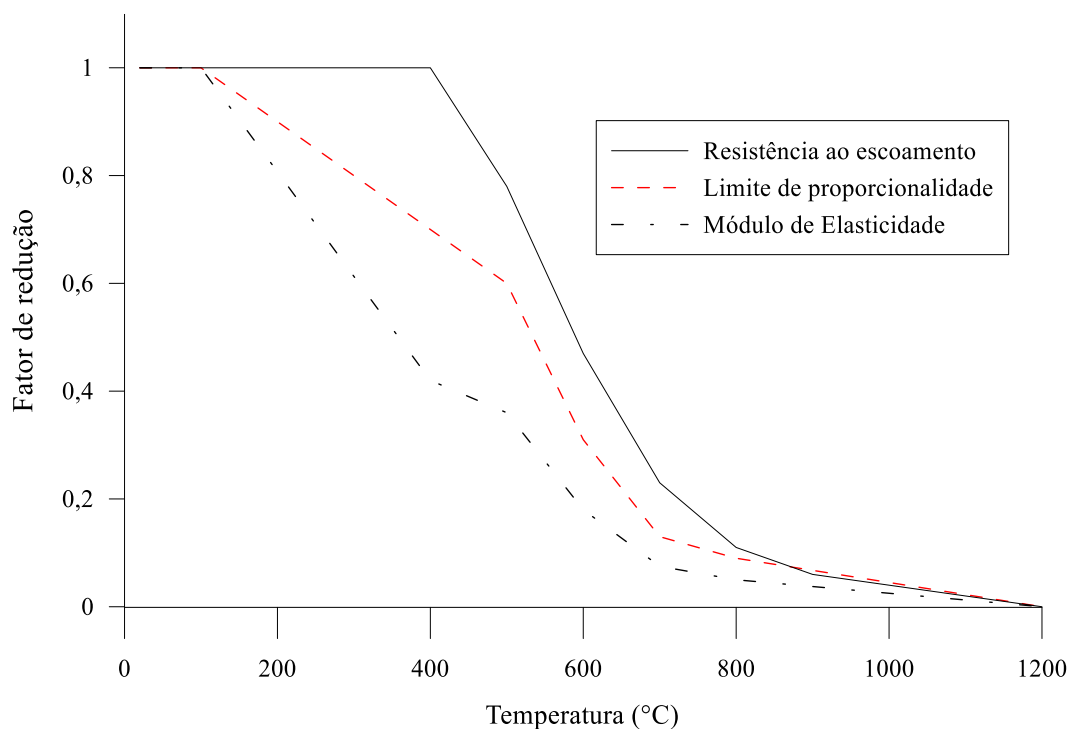
### 3.3.2 Massa específica

Independentemente do valor da temperatura, a norma EN 1994-1-2(CEN,2005) recomenda que se adote o valor de 78,50 kN/m<sup>3</sup> para a massa específica.



### 3.4 Propriedades Térmicas

O aço em elevadas temperaturas também sofre alteração em suas propriedades térmicas. A distribuição e o aumento da temperatura em um elemento estrutural são provocados pelas seguintes propriedades: dilatação térmica, o calor específico e a condutividade térmica, que se alteram dependendo da composição do material utilizado (CALDAS, 2008).



**Figura 3.6** Redução das propriedades mecânicas em função temperatura

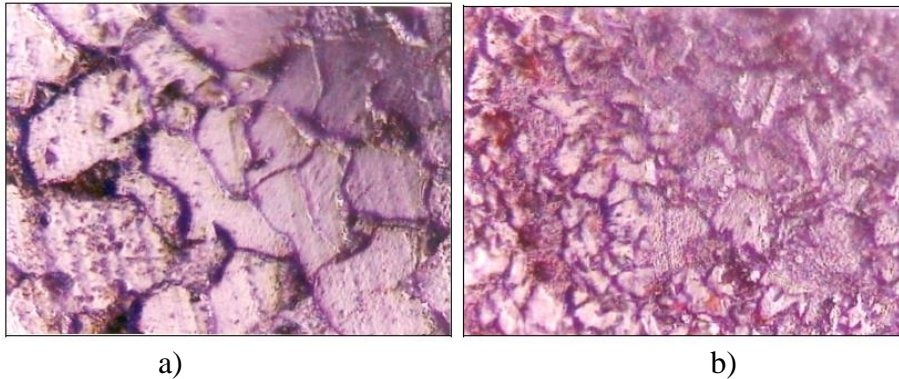
**Fonte: EN 1994-1-2 (CEN, 2005).**

Em temperatura ambiente o aço é uma mistura homogênea de materiais, porém, quando sofre acréscimo de temperatura ocorre uma modificação da fase de equilíbrio entre as ligas metálicas que o constituem, e essa diferença entre as ligas metálicas acerca de 700°C, provoca uma grande alteração das propriedades térmicas do aço (MOUÇO, 2006). Essa transformação alotrópica (responsável pela alteração de fase) que acontece no aço está ilustrada na Figura 3.7, onde se encontram as análises metalográficas de duas amostras diferentes de aço (PILOTO, 2000).

Nesta subseção serão apresentadas as propriedades térmicas do aço prescritas pelo Comitê Europeu de Normatização (CEN, 2005). As propriedades são dadas em função da temperatura do aço.

### 3.4.1 Dilatação térmica

O alongamento térmico do aço aumenta ligeiramente com a temperatura. Em torno de 730°C, o aço sofre uma mudança cristalográfica de fase assumindo uma estrutura mais densa. Essa mudança provoca absorção de energia e altera a característica da expansão térmica.



**Figura 3.7** Amostras de aço ampliadas 500x; a) a temperatura ambiente; b) submetida ao ensaio na temperatura de 600°C e resfriada naturalmente

**Fonte: PILOTO, 2000.**

O Comitê Europeu de Normatização EN 1994-1-2(CEN,2005) preconiza que a dilatação térmica do aço, definida como o quociente entre o alongamento relativo devido ao aumento de temperatura ( $\Delta l$ ) e o comprimento na temperatura de 20°C ( $l$ ), deve ser determinada da seguinte maneira:

- Para  $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$ :

$$\Delta l/l = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (3.8)$$

- Para  $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$ :

$$\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2} \quad (3.9)$$

- Para  $860^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ :

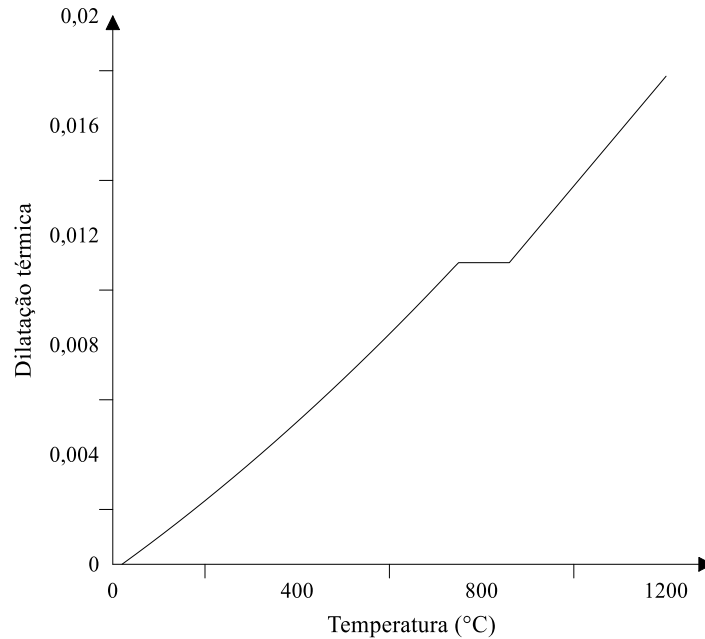
$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (3.10)$$

sendo  $\theta_a$ , como já definido anteriormente, a temperatura do aço em °C.

Na Figura 3.8 ilustra-se a variação da dilatação térmica em função da temperatura.

### 3.4.2 Calor específico

O calor específico pode ser entendido como a propriedade que representa a quantidade de energia (calor) necessária para elevar em um grau um metro cúbico de aço. Essa propriedade cresce rapidamente, mas não de maneira proporcional (PILOTO, 2000).



**Figura 3.8** Valores referentes a dilatação térmica

**Fonte: EN 1994-1-2 (CEN, 2005).**

O calor específico ( $c_a$ ) dado pelas equações a seguir. A intensidade dessa grandeza varia com a temperatura e é recomendado pelo Comitê Europeu de Normatização EN 1994-1-2(CEN,2005).

- Para  $20\text{ °C} \leq \theta_a < 600\text{ °C}$ :

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad (3.11)$$

- Para  $600\text{ °C} \leq \theta_a < 735\text{ °C}$ :

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \text{ J/kgK} \quad (3.12)$$

- Para  $735\text{ °C} \leq \theta_a < 900\text{ °C}$ :

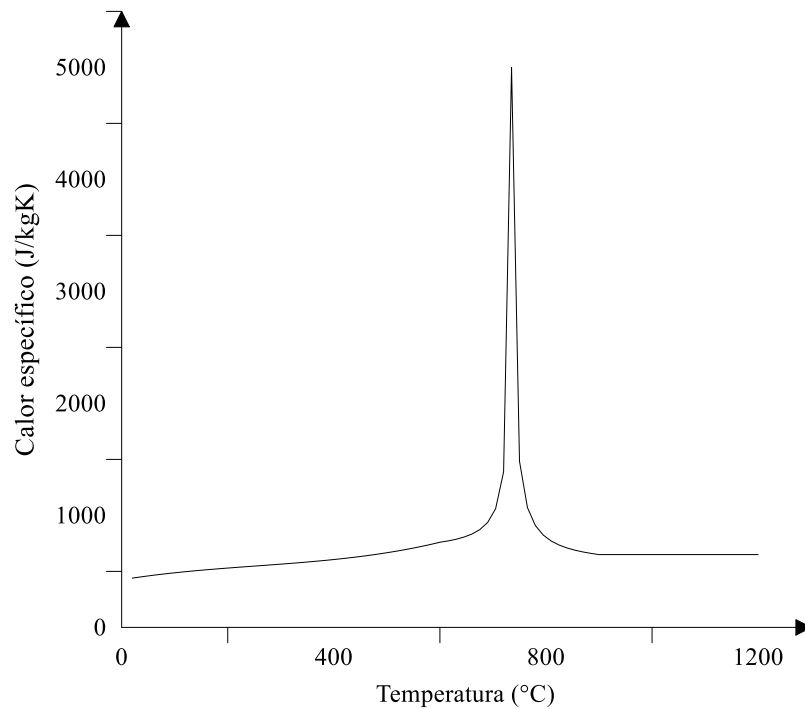
$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ J/kgK} \quad (3.13)$$

- Para  $900\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$ :

$$c_a = 650\text{ J/kgK} \quad (3.14)$$

onde  $\theta_a$  é a temperatura do aço em °C.

A variação do calor específico está esquematizada na Figura 3.9.



**Figura 3.9** Variação do calor específico com a temperatura

**Fonte:** EN 1994-1-2 (CEN, 2005).

A partir da curva mostrada na Figura 3.9 é possível observar que existe um pico no valor do calor específico por volta da temperatura de 735°C, que pode ser explicado pela transformação cristalográfica endotérmica que ocorre no aço nessa média de temperatura (PILOTO, 2000).

### 3.4.3 Condutividade térmica

A condutividade térmica pode ser explicada como a característica do material que expressa a velocidade com que o calor se propaga no seu interior (PITANGA, 2004). Rigobello (2011) cita que o valor da condutividade térmica varia de acordo com alguns fatores, sendo eles constituição química, estado físico e da temperatura dos materiais.

A condutividade térmica ( $\lambda_a$ ) em função da temperatura do aço  $\theta_a$  pode ser determinada pelas relações dadas pela norma EN 1994-1-2(CEN, 2005).

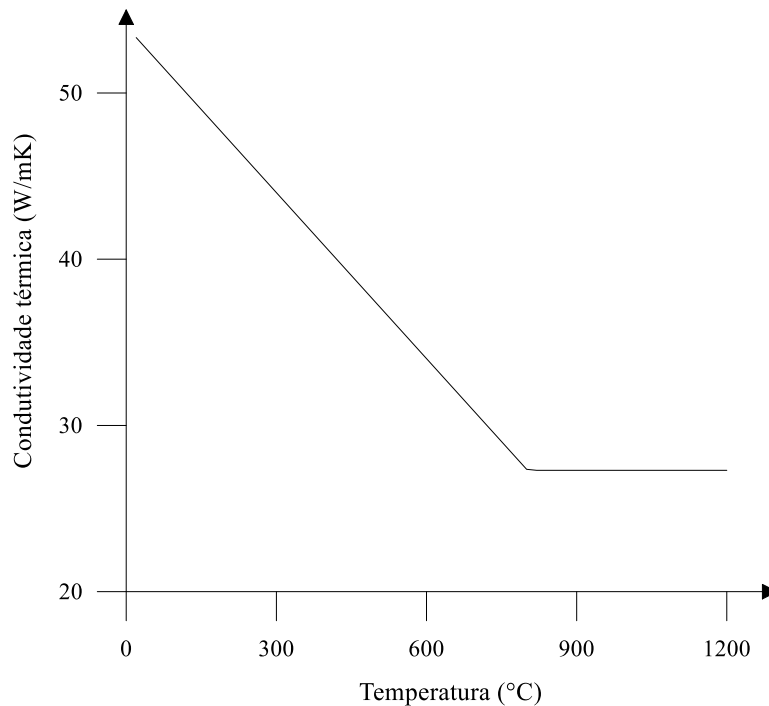
- Para  $20\text{ °C} \leq \theta_a < 800\text{ °C}$ :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK} \quad (3.15)$$

- Para  $800\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$ :

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK} \quad (3.16)$$

Como pode-se ver na Figura 3.10, a condutividade térmica do aço é grande, porém seu valor diminui com o aumento da temperatura, até chegar a um comportamento constante para temperaturas acima de  $800\text{ °C}$ .



**Figura 3.10** Variação da condutividade térmica com a temperatura

**Fonte:** EN 1994-1-2 (CEN, 2005).

### 3.5 Transferência de calor

A análise estrutural em condições de incêndio envolve muito mais cautela do que em condições de temperatura ambiente. A consideração do aumento da temperatura na estrutura ou em elementos isolados acarreta, além da perda de resistência mecânica, ações

e deformações que não existem em temperatura ambiente. A avaliação da estrutura em elevadas temperaturas, geralmente é feita em três etapas básicas: modelagem do incêndio, o mecanismo de transferência de calor e ao final a resposta estrutural (PIERIN; SILVA; LA ROVERE, 2014).

Para determinar as ações adicionais que surgem na estrutura devido ao aumento da temperatura é fundamental definir como ocorre a propagação do calor gerado no meio, e assim verificar se a estrutura é adequada para resistir a um incêndio (PILOTO, 2000). Em casos simples, o problema de transferência de calor pode ser resolvido por soluções analíticas. Porém, em elevadas temperaturas, a transferências de calor é avaliada experimentalmente ou numericamente (CALDAS, 2008).

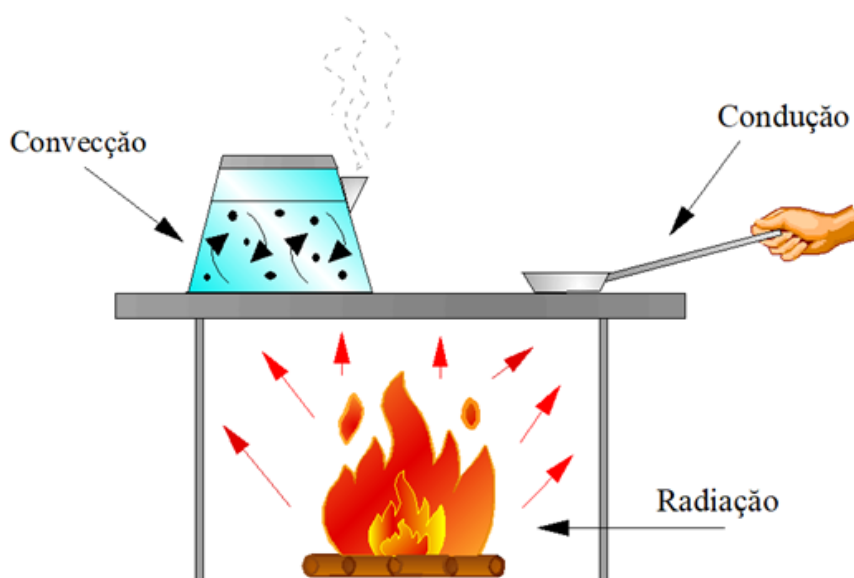
A transferência de calor pode ser interpretada como a propagação da energia calorífica de uma região para um meio sólido, líquido e gasoso, quando há diferença de temperatura entre eles. Dessa maneira, resulta um gradiente de temperatura que se origina quando o calor flui da região de maior temperatura para a de menor temperatura (RIGOBELLO, 2011).

A transferência de calor analisa o mecanismo, a duração e as circunstâncias até que o sistema encontre o equilíbrio térmico. Quando ocorre fluxo de calor entre dois corpos ou regiões dentro de um corpo, podem ocorrer dois cenários: aumento da temperatura e/ou mudança do estado físico do material. O calor trocado quando se eleva a temperatura é chamado calor sensível, e é o que ocorre quando há diferença entre o calor dos gases do ambiente e os elementos estruturais gerando fluxo de calor. Em situações de incêndio não existe mudança de estado físico (PIERIN; SILVA; LA ROVERE, 2014).

A propagação da temperatura em um meio pode ser definida por três mecanismos básicos de transferência de calor: convecção, condução e radiação, que podem ocorrer separados ou simultaneamente. Esses mecanismos estão ilustrados na Figura 3.11.

A convecção ocorre quando há diferença de densidade entre os gases do ambiente. Acontece entre o sólido e o meio fluido (gás ou líquido). Os gases frios são mais densos e tendem a se manter na parte mais baixa do ambiente, e os gases quentes são menos densos e ocupam a atmosfera superior entrando em contato com os elementos estruturais, e aumentando sua temperatura (DORR, 2010). Segundo Caldas (2008), existem dois tipos de convecção: forçada e natural. Em uma repartição incendiada têm-se correntes de convecção em várias direções e em altas velocidades gerados pelo aumento do volume fornecido pela combustão, caracterizando uma convecção forçada. Já a convecção natural ocorre quando, por exemplo, existe gradiente de temperatura num fluido.

A segunda forma de transferência de calor é a condução. Na condução é necessário um meio físico para que ocorra o fluxo de calor, que pode se dar por contato direto com a fonte de calor ou mesmo algum sólido já aquecido que entre em contato com outro. Quando se trata dos elementos estruturais, a condução ocorre ao longo do comprimento e/ou seção transversal (DORR, 2010).



**Figura 3.11** Formas da transferência de calor

**Fonte: Adaptado de DORR, 2010.**

Já na radiação não é necessário que ocorra contato entre os materiais, pois a propagação do calor acontece por meio de ondas eletromagnéticas, que podem ser absorvidas, transmitidas ou refletidas pelas superfícies (CALDAS, 2008). Geralmente o fluxo se dá do material com temperatura mais elevada para o de temperatura mais baixa (RIGOBELLO, 2011). De acordo com Piloto (2000), em situações de incêndio, as trocas de calor por radiação são as mais relevantes no processo térmico de aquecimento.

### **3.6 Elevação da temperatura na seção transversal**

O fluxo de calor, que é gerado devido a diferença da temperatura dos gases quentes provenientes do incêndio e do perfil de aço, é transmitido para a estrutura elevando sua temperatura (PITANGA, 2004).

Neste trabalho, considerou-se a elevação da temperatura segundo as prescrições da norma EN 1994-1-2(CEN, 2005) para seções do tipo ‘I’ ou ‘H’. Apenas elementos sem revestimento contra fogo foram considerados, além da distribuição da temperatura ao longo da seção longitudinal e transversal ser adotada como uniforme e não uniforme. Os resultados encontrados utilizando esse modelo térmico simplificado são mais conservadores, e foram igualmente incluídas na NBR 14323 (ABNT, 2013).

Então, a elevação da temperatura,  $\Delta\theta_{a,t}$  (°C), de um elemento estrutural de aço situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo que não pode ultrapassar 5 segundos,  $\Delta t$  (s), é determinado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A_g)}{c_a \rho_a} \cdot \varphi \Delta t \quad (3.17)$$

Nessa expressão,  $k_{sh}$  é o fator de correção para o efeito de sombreamento que pode ser considerado igual a 1,0 (seções transversais fechadas, como as seções-caixão, tubulares, circulares e retangulares) ou determinado por para seções “I” ou “H”:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (3.18)$$

onde  $(u/A_g)_b$  é o valor do fator de massividade dado em  $m^{-1}$ . Pode se entender a massividade como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil, e a área da seção transversal do perfil. Para seções “I” ou “H” com três faces expostas (lado inferior e laterais) o perímetro é igual  $2d + b$ , e para seção com os quatro lados expostos o perímetro é igual  $2(d + b)$ , onde  $d$  e  $b$  são a altura do perfil e a largura das mesas, respectivamente.

Na Equação (3.17) foram inseridos os parâmetros:  $C_a$  que corresponde ao calor específico calculado segundo descrito no item 3.4.2,  $\rho_a$  é a massa específica tomada conforme apresentado anteriormente na seção 3.3.2. Também na expressão (3.17),  $\varphi$  representa o fluxo de calor por unidade de área, ( $W/m^2$ ), e calculado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (3.19)$$

e as parcelas  $\varphi_c$  e  $\varphi_r$  dadas por:



$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (3.20)$$

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (3.21)$$

Na expressão (3.19),  $\varphi_c$  e  $\varphi_r$  são os componentes de fluxo de calor devido à convecção e radiação respectivamente, dados em W/m<sup>2</sup>. Também na Equação (3.20), têm-se os parâmetros:  $\alpha_c$  que é o coeficiente de transferência de calor por convecção, que pode ser adotado com o valor de 25 W/m<sup>2</sup> °C para incêndio padrão, e 35 W/m<sup>2</sup> °C para incêndio natural;  $\theta_g$  é a temperatura dos gases (°C);  $\theta_a$  é a temperatura na superfície do aço (°C);  $\varepsilon_{res}$  corresponde a emissividade resultante, podendo ser considerada igual a 0,7.

# Capítulo 4

## Metodologia para Análise Estática Não Linear

### 4.1 Introdução

Nas últimas décadas houve um aumento na demanda de pesquisas relacionadas a simulação mais realista do comportamento estrutural. A consideração dos efeitos não lineares na modelagem estrutural influencia significativamente na resposta do comportamento da estrutura. A resposta estrutural se torna mais precisa e segura, porém aumenta a complexidade da análise e o esforço computacional (SILVA, 2009).

A alta ductilidade do aço permite que haja uma redistribuição dos esforços antes da ruptura após alguns membros estruturais terem atingido sua resistência última. Quando se considera que o material consegue se deformar além do limite elástico, a análise é chamada de inelástica, que se associada aos efeitos de segunda ordem levam a resultados mais precisos e confiáveis (GONÇALVES, 2013).

Existem várias fontes de não linearidade, tendo mais notoriedade a não linearidade física e geométrica (SILVA, 2009).

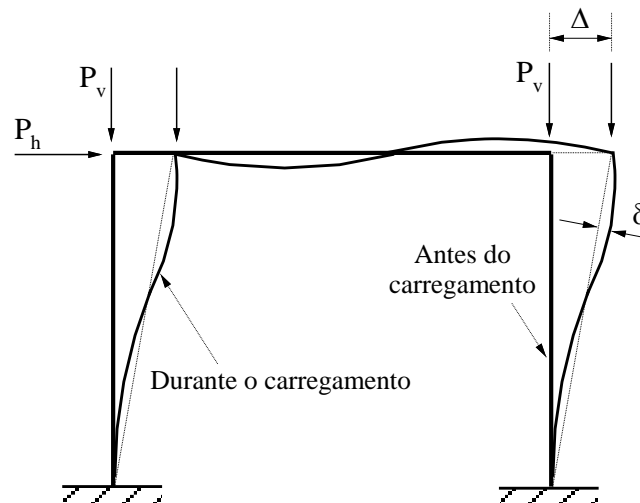
A análise de estruturas em aço em elevadas temperaturas é mais crítica quanto aos efeitos não lineares. A elevação da temperatura dos elementos estruturais aumenta o efeito da não linearidade física, pois há uma brusca queda das propriedades mecânicas do aço, assim como os deslocamentos das estruturas são maiores levando a um comportamento característico não linear geométrico (RIGOBELLO, 2011). Outra fonte de não linearidade

que pode surgir nas estruturas é o efeito catenária, especialmente quando se trata em análises de incêndio.

Nesse trabalho serão considerados dois tipos de não linearidades, sendo elas não linearidade geométrica e física.

## 4.2 Não Linearidade Geométrica

Devido aos carregamentos externos, a estrutura sofre deslocamentos. Esses deslocamentos são chamados de imperfeições geométricas, e podem ser definidos como a diferença entre a geometria de uma barra perfeita e de outra dita real (ALMEIDA, 2007). Quando esses deslocamentos são consideravelmente grandes, a deflexão lateral de um membro traz como consequência momentos fletores adicionais na presença de um esforço normal. Esse tipo de comportamento é chamado de não linearidade geométrica, ou efeitos de segunda ordem. Esses efeitos podem ocorrer tanto no contexto global (efeito  $P-\Delta$ ), quanto a nível local (efeito  $P-\delta$ ). Para modelar esse tipo de comportamento é necessário fazer considerações numéricas compatíveis. Na Figura 4.1, encontra-se ilustrado como ocorrem esses efeitos na estrutura (SILVA, 2009).



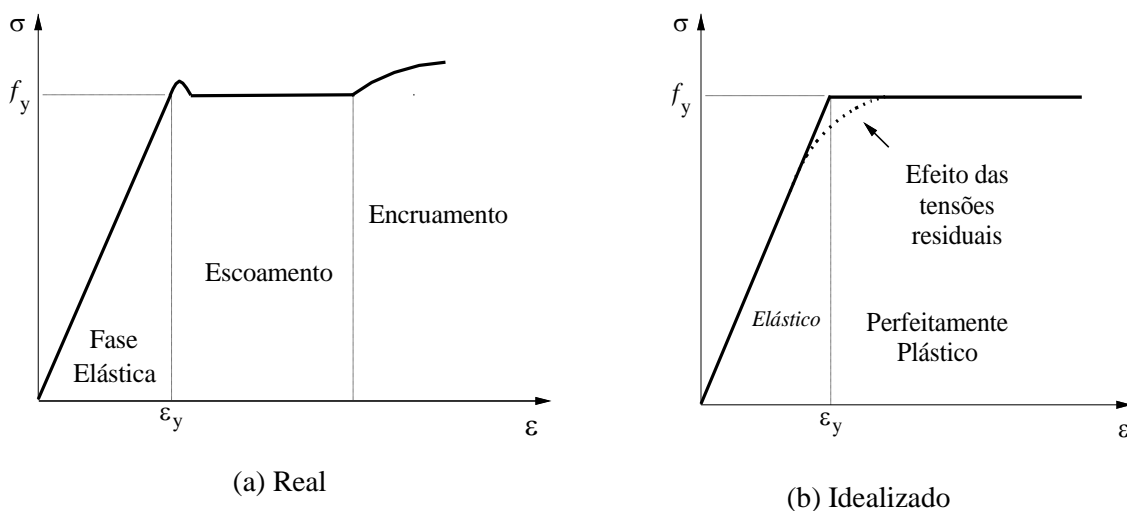
**Figura 4.1** Efeitos de segunda ordem:  $P-\Delta$  e  $P-\delta$

**Fonte: SILVA, 2009.**

### 4.3 Não Linearidade Física

Esse tipo de não linearidade ocorre quando o material não segue a lei de Hooke, ou seja, não apresenta a relação tensão-deformação sempre linear quando submetido a forças de compressão e tração. O diagrama tensão-deformação, no caso do aço estrutural, possui três fases: elástica, patamar de escoamento e encruamento. Na fase elástica o material segue a lei de Hooke, e as deformações sofridas podem ser revertidas após cessar o carregamento. Ao atingir um determinado nível de tensão, chamada tensão de escoamento ( $f_y$ ), o material continua deformando sem aumento de tensão. A deformação relacionada ao início do escoamento é denotada por  $\epsilon_y$ , e as deformações sofridas se tornam irreversíveis, sendo denominadas deformações plásticas. Após passar pelo patamar de escoamento, o material volta a resistir ao acréscimo de tensões e acontece o endurecimento do material devido as deformações.

Na avaliação da plastificação do aço, são adotados dois tipos de comportamento: o real e o idealizado, que se encontram ilustrados na Figura 4.2. Por simplificação, é comum considerar o comportamento idealizado, tratando o aço como um material de comportamento elástico-perfeitamente plástico (GONÇALVES, 2013).

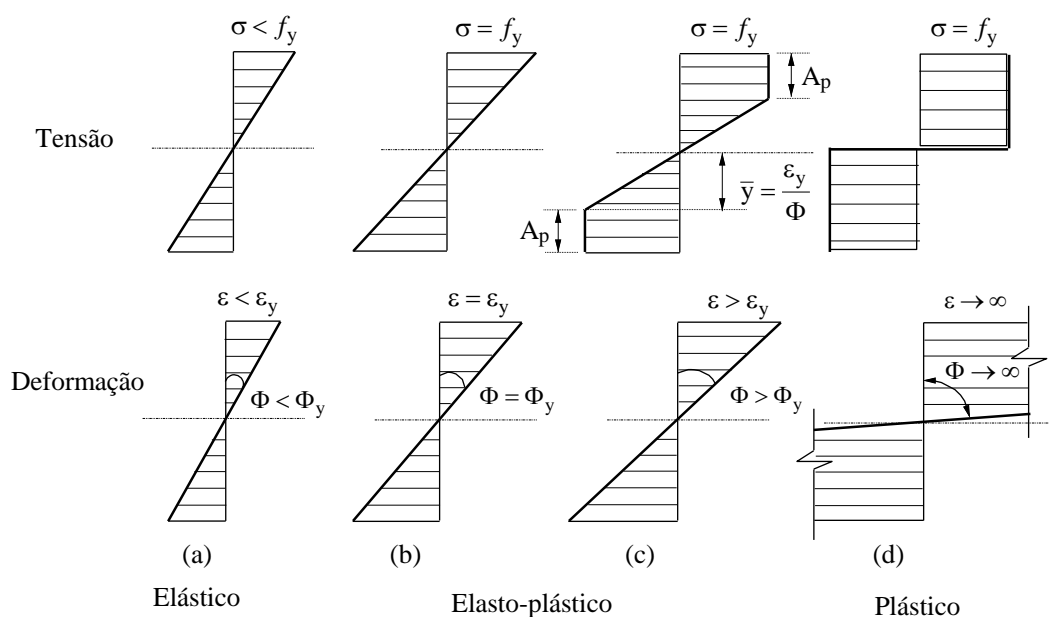


**Figura 4.2** Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural

**Fonte: GONÇALVES, 2013.**

Ao utilizar o comportamento elástico-perfeitamente plástico, a evolução da plastificação de uma seção de aço quando está sendo carregada encontra-se também ilustrada na Figura 4.3. Enquanto o valor de  $\epsilon < \epsilon_y$ , e  $\sigma < f_y$ , a seção encontra-se no regime

elástico. Quando  $\sigma = f_y$ , as fibras mais externas começam a escoar, enquanto as outras ainda permanecem no regime elástico, e neste momento a seção se encontra em regime elastoplástico. Aumentando-se o carregamento externo, a  $\sigma$  se iguala ao valor de  $f_y$ , e assim a seção toda se encontra plastificada.

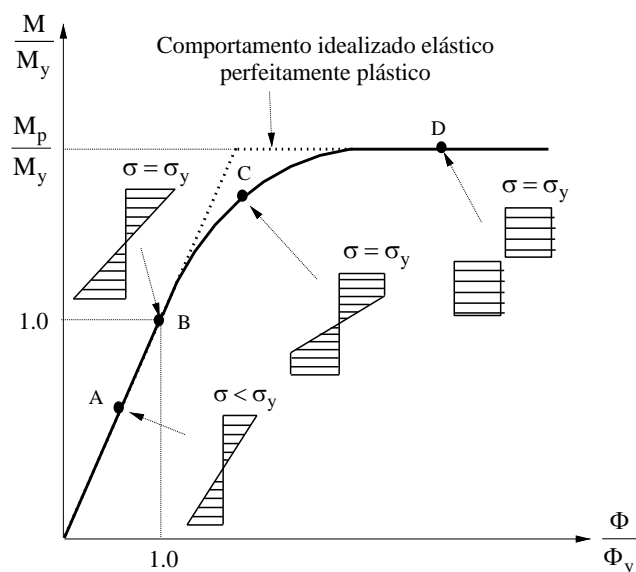


**Figura 4.3** Processo de plastificação da seção transversal  
**Fonte: SILVA, 2009.**

Para acompanhar a plastificação do material é necessário estudar o escoamento das fibras da seção, desde o início da degradação até a plastificação total da seção. Esse processo pode ser avaliado pela relação momento-curvatura, que depende da forma da seção transversal. A relação momento-curvatura do comportamento idealizado e real, encontra-se ilustrado na Figura 4.4. No comportamento real, ao atingir a capacidade de momento ou momento plástico ( $M_p$ ), a plastificação total ocorre instantaneamente. A curva real ilustra a plastificação gradativa da seção ressaltando 4 pontos: A (regime elástico), B (início de escoamento), C (regime elastoplástico) e D (regime plástico).

Adicionalmente, a não linearidade física também pode ser considerada na relação momento-rotação das ligações. Considera-se que as ligações tenham um comportamento intermediário entre os dois casos extremos (rígidas ou rotuladas), caracterizando-se como semirrígidas. Também pode-se considerar a não linearidade física de rótulas inelásticas

de mecanismos de colapso localizados, tais como, plastificação de componentes estruturais (SILVA, 2009).



**Figura 4.4** Relação momento-curvatura  
**Fonte:** SILVA, 2009.

A análise linear das estruturas de aço possui fácil aplicação, baixo esforço computacional, e por isso, é a mais utilizada pelos engenheiros na prática. Porém, seu uso é restrito para análise de membros individuais, baseado em recomendações normativas, e como desvantagem apresenta a incapacidade de retratar o comportamento real das estruturas quando carregadas. Neste tipo de análise as equações de equilíbrio são desenvolvidas com base na configuração indeformada.

Quando se trata do aço, é importante que se recorra a análise inelástica (análise que considera a degradação do material), pois é um material dúctil, e dessa forma consegue resistir a grandes deformações antes de se romper. A ductilidade confere aos elementos estruturais de aço a capacidade de redistribuir os esforços após atingir sua resistência limite. Portanto, é interessante explorar esse benefício proporcionado por esse material (GONÇALVES, 2013).

A maioria dos problemas de engenharia pode ser descrita por equações diferenciais. Muitas vezes podem ser resolvidas analiticamente, porém nem sempre é possível e sua obtenção é bastante trabalhosa. Nesse contexto, atualmente têm-se utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF) para obter soluções numéricas aproximadas. O MEF é um método numérico, que consiste em discretizar o corpo contínuo em elementos, e esses

elementos são interligados por nós (pontos nodais), onde é feita a resolução da equação diferencial. Dessa forma, os elementos e nós formam as malhas e dentro de condições de convergência, quanto maior o refinamento, mais preciso será o resultado, ou seja, mais próximo se estará da solução exata. Porém, conseqüentemente, a adoção de um maior número de elementos acarretará em um gasto computacional maior. Portanto, cada caso deve ser analisado cuidadosamente para a adoção de malhas adequadas para a solução desejada.

No âmbito da análise inelástica existem dois métodos baseados no MEF, que são muito utilizados para representar a plasticidade do membro estrutural. Esses métodos são: método da zona plástica (ou plasticidade distribuída), e método da rótula plástica (ou plasticidade concentrada). Esses métodos se diferem pelo grau de refinamento na forma de apresentar a evolução da plasticidade do membro estrutural, e serão apresentados nos próximos itens.

#### **4.3.1 Método da Zona Plástica (MZP)**

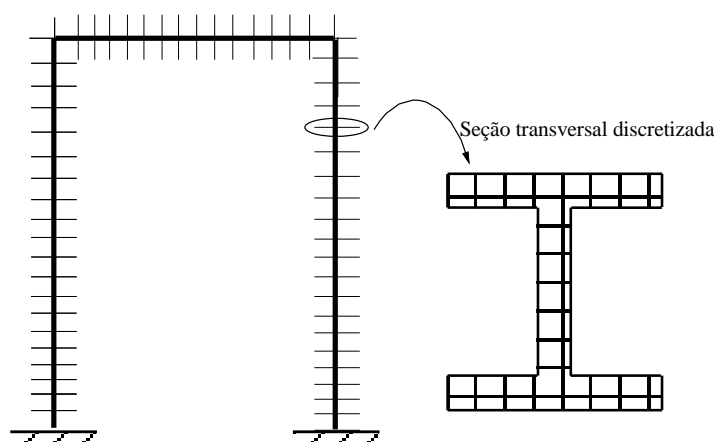
O método da zona plástica é considerado como um método de solução mais preciso, e tem maior gasto computacional. Nesse método a seção transversal é discretizada em elementos finitos, e cada um desses elementos é dividido em fibras, como ilustra a Figura 4.5. Assim, as tensões são calculadas em cada uma das fibras, além de possibilitar acompanhar a evolução do escoamento da seção transversal. Os efeitos de segunda ordem e as tensões residuais podem ser introduzidos diretamente na análise. É recomendado para avaliação da evolução da plastificação de estruturas simples devido ao alto custo computacional (SILVA, 2009). De acordo com Chen e Kim (1997), a análise feita através da zona plástica dispensa a verificação capacidade individual dos membros.

Existem muitas pesquisas que envolvem o uso da zona plástica, podendo ser citados: Vogel (1985), Ziemian (1990), Clarke (1994), Li e Lui (1995), Kim e Lee (2002), Jiang et al. (2002), Alvarenga e Silveira (2009a,b), Alvarenga (2010) e Sreenath et al. (2011).

#### **4.3.2 Método da Rótula Plástica (MRP)**

Já o método da rótula plástica não necessita da integração das propriedades da seção transversal e, portanto, reduzem significativamente o esforço computacional

(RIGOBELLO, 2011). A ocorrência da plastificação é concentrada nos nós dos elementos, onde se formam as rótulas plásticas, que pode ser visto na Figura 4.6.



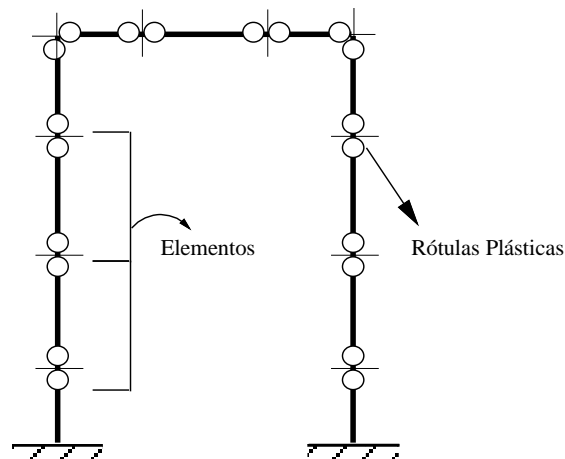
**Figura 4.5** Discretização da seção transversal pelo MZF

**Fonte: GONÇALVES, 2013.**

O método da rótula plástica pode ser dividido em abordagens: refinada e elastoplástica. No método da rótula plástica elastoplástica a seção permanece em regime elástico até atingir sua capacidade plástica, formando a rótula plástica. Esse método é mais simples, não considera as tensões residuais, e dependendo do tipo de problema não fornece bons resultados pois pode superestimar a resistência e rigidez dos membros estruturais (CHEN; TOMA, 1994). O segundo método já considera as tensões residuais e consegue-se acompanhar a evolução da plastificação do material (SILVA, 2009). É considerado um método de análise avançada e a verificação não necessita ser feita membro a membro (GONÇALVES, 2013). Como exemplo de pesquisas voltadas para esse tema, tem-se: King *et al.* (1992), Liew *et al.* (1994), Chan e Chui (2000), e Ziemian e McGuire (2002).

Nesse contexto, destaca-se o método da rótula plástica refinado, que tem se mostrado um método eficiente no acompanhamento da plastificação do material (GONÇALVES, 2013). O método da rótula plástica refinado tem como princípio a modificação da matriz de rigidez do elemento, através de algumas estratégias de refinamento. A superfície ou curva de plastificação depende da geometria da seção, dos materiais empregados e dos limites de deformação fixados como últimos (CALDAS, 2004).





**Figura 4.6** Discretização no MRP

Fonte: GONÇALVES, 2013.

## 4.4 Formulações para análise avançada

A consideração dos efeitos da não linearidade geométrica,  $P-\Delta$  e  $P-\delta$ , na análise estrutural leva a outro tipo de análise, chamada análise de segunda ordem. Já a avaliação do comportamento estrutural considerando a degradação do material é chamada de análise inelástica (CHAN; CHUI, 2000). Segundo Silva (2009), a análise feita levando em conta tanto os efeitos da não linearidade geométrica e da inelasticidade do material caracteriza uma análise avançada, ou, análise inelástica de segunda ordem. Essa análise avançada produz resultados mais precisos e confiáveis.

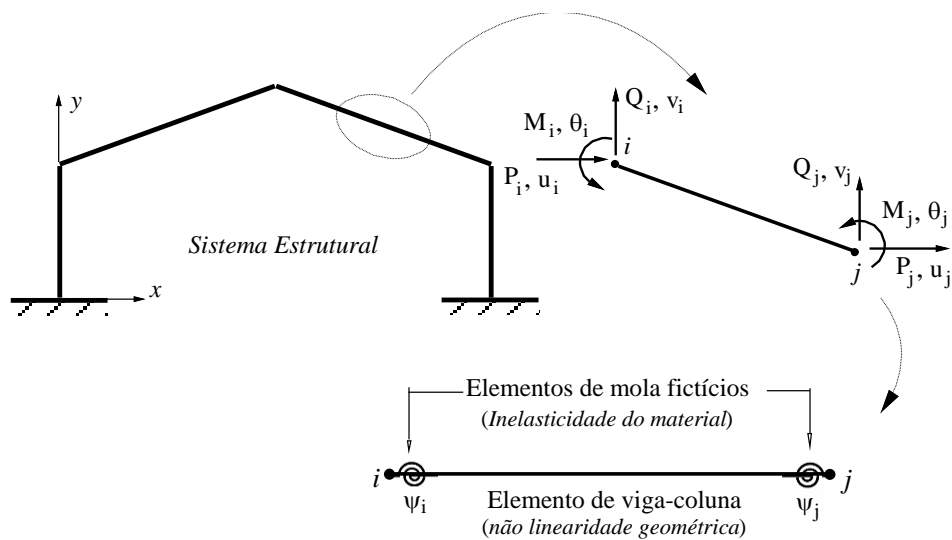
Na próxima seção serão mostradas as formulações utilizadas neste trabalho para realizar a análise inelástica de segunda ordem.

### 4.4.1 Elemento Finito

Adota-se neste trabalho um elemento reticulado plano de viga-coluna com pontos nodais  $i$  e  $j$ , aos quais estão associados três graus de liberdade: deslocamento axial,  $u$ , deslocamento transversal,  $v$ , e rotação,  $\theta$ . Na Figura 4.7 ilustra-se esse elemento. Além dos deslocamentos, as forças nodais estão também indicadas.

Na formulação do elemento, o sistema corrotacional — sistema de eixos ortogonais ligado aos extremos dos elementos, que se movimenta simultaneamente com as deformações — é adotado. O referencial Lagrangiano atualizado é usado na análise inelástica de segunda ordem proposta neste trabalho. Nesse tipo de referencial, a condição de equilíbrio de referência é a última condição equilíbrio determinada.

As análises foram realizadas utilizando o elemento finito que se encontra ilustrado na Figura 4.7, cuja formulação já se encontra implementada no CS-ASA. Mais especificamente a formulação PHF-2 (SILVA, 2009) será usada. Essa formulação é baseada no Método da Rótula Plástica Refinado. Os efeitos da inelasticidade do material são simulados através de molas fictícias nas extremidades do elemento como pode ser visto na Figura 4.7. A mola com rigidez rotacional é introduzida, então, para acompanhar a evolução da plasticidade do material devido a ação do momento fletor. A ação da carga axial na estrutura também é considerada na determinação dessa rigidez que será detalhada mais adiante.



**Figura 4.7** Elemento Finito adotado

**Fonte:** SILVA, 2009.

Na modelagem do sistema estrutural com o elemento finito ilustrado na Figura 4.7, algumas hipóteses foram consideradas:

- Todos elementos são inicialmente retos e prismáticos, e suas seções transversais permanecem planas após a deformação;
- Os perfis são compactos de forma que a seção possa desenvolver capacidade total de rotação plástica sem que haja flambagem local;
- Grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos;
- Encurtamento axial devido a curvatura oriunda de flexão no membro é desprezado;
- Os efeitos de deformação por cortante serão desprezados.

A relação força-deslocamento para o elemento finito no sistema corrotacional é expressa por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_{si} \\ \Delta M_{sj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 \\ 0 & S_{si} - S_{si}^2(k_{(6,6)} + S_{sj})/\beta & S_{si}S_{sj}k_{(3,6)}/\beta \\ 0 & S_{si}S_{sj}k_{(6,3)}/\beta & S_{si} - S_{si}^2(k_{(3,3)} + S_{sj})/\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_{si} \\ \Delta \theta_{sj} \end{Bmatrix} \quad (4.1a)$$

ou, na forma simplificada,

$$\Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_c \Delta \mathbf{u}_c \quad (4.1b)$$

sendo  $\beta = (S_{si} + k_{(3,3)})(S_{sj} + k_{(6,6)}) - k_{(6,3)}k_{(3,6)}$ . Os subscritos  $i$  e  $j$  são relacionados às extremidades do elemento e o subscrito  $c$  indica o sistema de coordenadas utilizado;  $A$  é a área da seção transversal;  $L$  é o comprimento do elemento;  $\Delta P$  e  $\Delta M$  são, respectivamente, o esforço normal e o momento fletor incrementais; e  $\Delta \delta$  e  $\Delta \theta$  são os incrementos de deformação axial e rotação nodais, respectivamente.

Os termos  $k_{(3,3)}$ ,  $k_{(3,6)}$ ,  $k_{(6,3)}$  e  $k_{(6,6)}$  em (4.1a,b) são responsáveis por simular os efeitos de segunda ordem, definidos como:

$$k_{(3,3)} = k_{(6,6)} = \frac{4EI}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (4.2a)$$

$$k_{(3,6)} = k_{(6,3)} = \frac{2EI}{L} - \frac{PL}{30} \quad (4.2b)$$

Ilustrado na Figura 4.7, o parâmetro de estado  $\psi$  está associado ao nível de plastificação nos pontos nodais do elemento. O valor desse parâmetro assume valor unitário quando o elemento está no regime elástico e se anula quando ocorre formação da rótula plástica, isto é, quando a seção está totalmente plastificada. A rigidez dos elementos de mola, em função desse parâmetro, é dada pela seguinte expressão:

$$S_s = \frac{6EI}{L} \frac{\psi}{1-\psi} \quad (4.3)$$

onde  $E$  é o módulo de elasticidade,  $I$  é o momento de inércia e  $L$  é o comprimento do elemento de viga-coluna.

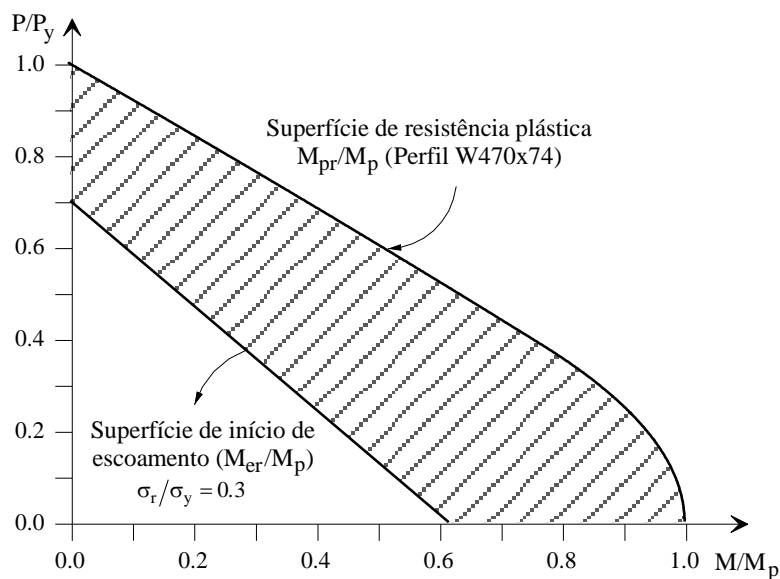
O valor do parâmetro  $\psi$  é dada pela relação:

$$\psi = \frac{|M_{pr} - M|}{|M_{pr} - M| + |M - M_{er}|} \quad (4.4)$$

sendo  $M_{er}$  o momento de início de escoamento e  $M_{pr}$  o momento de plastificação sob ação do esforço normal. Essas grandezas são determinadas por meio de funções que correlacionam as curvas de interação entre esforço normal e momento fletor. Tais curvas de interação são chamadas de superfícies de resistência sendo responsáveis por definir o instante em que inicia o processo de escoamento da seção transversal, e quando ocorre a plastificação total da seção com a formação de uma rótula plástica. A Figura 4.8 exemplifica essas curvas para um perfil específico. Detalhes sobre a obtenção dessas curvas são descritos são SILVA (2009).

De forma simplificada pode-se dizer que quando:

- $M < M_{er}$ , a seção se encontra no regime elástico ( $S_s \rightarrow \infty$  e  $\psi = 1$ );
- $M = M_{er}$ , inicia-se a redução da rigidez estrutural ( $0 < \psi < 1$ );
- $M = M_{pr}$ , a seção se plastifica ( $S_s = 0$  e  $\psi = 0$ ).



**Figura 4.8** Superfície de início de escoamento e de plastificação total

**Fonte: SILVA, 2009.**

Destaca-se que a violação da superfície de resistência implica em uma alteração na relação força-deslocamento do elemento. Cabe destacar que, ao longo da história de carregamento, a estrutura perde rigidez. Esse efeito é computado atualizando constantemente a matriz de rigidez.

# Capítulo 5

## Solução do Problema Estático Não Linear

### 5.1 Introdução

Em sua maioria, as estruturas apresentam comportamento não linear antes de alcançar seus limites de resistência. Para que esse comportamento seja devidamente representado é necessário que sejam consideradas as fontes de não linearidade.

Para que se obtenha a resposta estrutural (tensões, deformações e deslocamentos) quando uma estrutura é submetida a um determinado a um carregamento deve-se solucionar equações algébricas não lineares.

Os procedimentos utilizados para a solução das equações que descrevem os problemas estruturais não lineares precisam percorrer a trajetória de equilíbrio do sistema estrutural em análise, e quando for necessário, distinguir e passar por todos os pontos críticos (pontos limites de carga e de deslocamento e/ou pontos de bifurcação) que venham a existir.

Nas próximas seções serão descritos os procedimentos empregados para solucionar as equações que descrevem os problemas estruturais não lineares.

### 5.2 Estratégia de Solução Não Linear

A análise não linear tem como metodologia de solução inicial a divisão do caminho de carregamento do corpo sólido em um número definido de equações de equilíbrio. Dessa maneira são estabelecidas três configurações de equilíbrio:

- $t = 0$ , configuração inicial;
- $t = t$ , última configuração deformada conhecida onde tem-se definidas as variáveis de estado (tensões, deformações e deslocamentos) juntamente com a história de carregamento;
- $t + \Delta t$ , configuração deformada corrente onde se pretende descobrir as variáveis de estado.

Para simulação dos efeitos de segunda ordem incluindo os efeitos da plastificação dos membros e temperatura, a matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  é dependente dos deslocamentos nodais,  $\mathbf{U}$ , das forças internas (força axial e momento fletor),  $\mathbf{P}$ , do parâmetro de estado  $\psi$  podendo ser representada de forma simplificada pela equação:

$$\mathbf{K} = f(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \psi) \quad (5.1)$$

Como mencionado, ao longo do carregamento os elementos sofrem modificação na matriz de rigidez, e essa precisa ser atualizada constantemente para capturar o estado de equilíbrio devido as alterações na geometria, os efeitos do escoamento do material e aqueles causados pela variação da temperatura. Dessa forma, faz-se necessário o uso de uma análise incremental-iterativa.

A solução de um problema estático não linear de forma incremental e iterativa, pode ser dividido em duas fases: predita e corretiva. Estas fases e a estratégia de incremento de carga e iteração serão descritas nas próximas seções.

Para o entendimento do problema estático não linear é necessário fazer algumas observações:

- Para  $k = 0$ , tem-se a solução incremental predita e, para outros valores, tem-se o ciclo iterativo;
- $\lambda$  e  $\mathbf{U}$  definem o parâmetro de carga e os deslocamentos nodais totais, respectivamente;
- $\Delta\lambda$  e  $\Delta\mathbf{U}$  caracterizam, respectivamente, o incremento do parâmetro de carga e dos deslocamentos nodais, medidos a partir da última configuração de equilíbrio;
- $\delta\lambda$  e  $\delta\mathbf{U}$  denotam, respectivamente, a correção do parâmetro de carga e dos deslocamentos nodais obtidos durante o processo iterativo.

### 5.2.1 Solução Incremental Predita

A fase predita está relacionada a solução dos deslocamentos incrementais, através das equações de equilíbrio da estrutura, devido a um acréscimo de carregamento. Para a obtenção da solução incremental predita ( $\Delta\lambda^0$ ,  $\Delta\mathbf{U}^0$ ) é preciso realizar a montagem da matriz de rigidez,  $\mathbf{K}$ , utilizando os dados do passo anterior (última configuração de equilíbrio). A partir daí consegue-se obter o vetor de deslocamentos nodais tangenciais,  $\delta\mathbf{U}_r$ , dado por:

$$\delta\mathbf{U}_r = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{F}_r \quad (5.2)$$

Utilizando-se uma estratégia de carga, é possível realizar seleção automática do incremento inicial do parâmetro de carga,  $\Delta\lambda^0$ , que pode estar vinculada a uma equação de restrição. Neste trabalho foi utilizada a técnica do incremento do deslocamento generalizado apresentada por Yang e Kuo (1994). Assim sendo, o cálculo do parâmetro é feito através da expressão:

$$\Delta\lambda^0 = \pm\Delta\lambda_1^0 \sqrt{\frac{({}^1\delta\mathbf{U}_r^T){}^1\delta\mathbf{U}_r}{({}^1\delta\mathbf{U}_r^T)\delta\mathbf{U}_r}} = \pm\Delta\lambda_1^0 \sqrt{GSP} \quad (5.3)$$

onde o sobrescrito e subscrito 1 significam os valores de  $\Delta\lambda^0$  e  $\delta\mathbf{U}_r$  adquiridos no primeiro passo de carga, e  $GSP$  (*Generalized Stiffness Parameter*) é o parâmetro de rigidez generalizado do sistema. O valor de  $GSP$  apresenta valor negativo para os passos de carga situados nas regiões próximas aos pontos limites e, para os demais, esse parâmetro continuará apresentando valor positivo.

Após a determinação de  $\Delta\lambda^0$ , escalonando  $\delta\mathbf{U}_r$  obtêm-se os deslocamentos nodais incrementais tangenciais. Ou seja,

$$\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0 \delta\mathbf{U}_r \quad (5.4)$$

Desta maneira os parâmetros de carga  $\Delta\lambda$  e  $\mathbf{U}$  são atualizados através de:

$${}^{(t+\Delta t)}\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0 \quad (5.4a)$$

$${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^0 \quad (5.4b)$$

As equações (5.4a-b) não satisfazem a condição de equilíbrio do sistema, sendo necessário o processo iterativo para corrigir a solução predita para que esta atenda a condição de equilíbrio do sistema.

### 5.2.2 Ciclo de Iterações

Na segunda fase, é feita a correção das forças internas incrementais que foram obtidas dos acréscimos de deslocamentos pela utilização de um processo iterativo de Newton-Raphson (CRISFIELD, 1991). O método de Newton-Raphson visa solucionar as raízes da equação não linear (5.1). As forças internas são então comparadas ao carregamento externo para que se possa avaliar o desequilíbrio entre as duas. Dessa maneira, novas iterações são necessárias para retornar ao equilíbrio entre forças internas e externas, definido pelo parâmetro  $\mathbf{g}$ , definido como:

$$\mathbf{g} = \lambda \mathbf{F}_r - \mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \psi) \quad (5.5)$$

em que  $\mathbf{g}$  é o vetor de forças residuais. Quando esse vetor, dentro de uma certa tolerância, pode ser admitido nulo o equilíbrio foi atingido.

O método de Newton-Raphson mantém o parâmetro de carga constante ao longo do processo iterativo e é incapaz de ultrapassar os pontos limites, comprometendo o traçado da trajetória de equilíbrio. Para que os pontos limites sejam ultrapassados o parâmetro de carga deve ser atualizado. Então os deslocamentos nodais podem ser atualizados conforme a seguinte equação de equilíbrio:

$$\mathbf{K}^{(k-1)} \delta \mathbf{U}^k = \mathbf{g}(\mathbf{U}^{(k-1)}, \lambda^k), \text{ para } k \geq 1 \quad (5.6)$$

Considerando apenas a variação dos deslocamentos durante o ciclo iterativo, o vetor de forças residuais  $\mathbf{g}$  torna-se uma função não linear apenas dos deslocamentos nodais totais,  $\mathbf{U}^{(k-1)}$  calculados na iteração anterior, e do valor corrente do parâmetro de carga total,  $\delta \lambda^k$ , que passa a ser uma incógnita determinada por:

$$\lambda^k = \lambda^{(k-1)} + \delta \lambda^k \quad (5.7)$$

onde  $\delta \lambda^k$  é a correção do parâmetro de carga.

Substituindo as Equações (5.5) e (5.7) em (5.6), obtém-se a equação utilizada durante o ciclo iterativo.

$$\mathbf{K}^{(k-1)} \delta \mathbf{U}^k = \mathbf{g}^{(k-1)} + \delta \lambda^k \mathbf{F}_r \quad (5.8)$$

Os deslocamentos nodais obtidos na equação (5.8) podem ser divididos em duas parcelas:

$$\delta \mathbf{U}^k = \delta \mathbf{U}_g^k + \delta \lambda^k \delta \mathbf{U}_r^k \quad (5.9)$$



sendo:

$$\delta \mathbf{U}_g^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)} \mathbf{g}^{(k-1)} \quad (5.10a)$$

$$\delta \mathbf{U}_r^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)} \mathbf{F}_r \quad (5.10b)$$

Quando é adotado o método de Newton-Raphson modificado, a matriz de rigidez não é atualizada durante o ciclo iterativo, o vetor de deslocamentos iterativos,  $\delta \mathbf{U}_r$ , na iteração corrente  $k$ , será igual ao vetor de deslocamentos tangenciais  $\delta \mathbf{U}_r$  (Equação 5.2). Utilizando de uma estratégia de iteração, o parâmetro de carga,  $\delta \lambda^k$ , é calculado. Vale ressaltar, que neste trabalho, foi adotado a estratégia de iteração baseada no deslocamento generalizado. Esta e outras estratégias foram detalhadas no trabalho de Silva (2009). Dessa forma, durante o ciclo iterativo a correção do parâmetro de carga no ciclo iterativo, é dada por:

$$\delta \lambda^k = - \frac{{}^t \delta \mathbf{U}_r^T \delta \mathbf{U}_g^k}{{}^t \delta \mathbf{U}_r^T \delta \mathbf{U}_g^k} \quad (5.11)$$

Posteriormente a obtenção da solução predita,  $\delta \lambda^k$  e  $\delta \mathbf{U}^k$ , as variáveis incrementais são atualizadas, e logo após as variáveis totais. Isto é:

$$\Delta \lambda^k = \Delta \lambda^{(k-1)} + \delta \lambda^k \quad (5.12)$$

$$\Delta \mathbf{U}^k = \Delta \mathbf{U}^{(k-1)} + \delta \mathbf{U}_g^k + \delta \lambda^k \delta \mathbf{U}_r^k \quad (5.13)$$

$${}^{(t+\Delta t)} \lambda^k = {}^t \lambda + \lambda^k \quad (5.14)$$

$${}^{(t+\Delta t)} \mathbf{U}^k = {}^k \mathbf{U} + \Delta \mathbf{U}^k \quad (5.15)$$

O processo iterativo não fornece solução exata, apenas aproximada. Dessa maneira é preciso estipular tolerâncias para que o processo seja encerrado. Quando se alcança uma posição de equilíbrio para a estrutura analisada, o ciclo iterativo termina quando um dos dois, ou os dois critérios de convergência forem atendidos. O primeiro critério é baseado nas forças calculado no início da iteração corrente e pode ser calculado por:

$$\zeta_1 = \frac{\|\mathbf{g}^{(k-1)}\|}{\|\Delta \lambda^{(k-1)} \mathbf{F}_r\|} \leq \zeta \quad (5.16)$$

onde o numerador caracteriza a norma Euclidiana do vetor das forças residuais; o denominador é a norma Euclidiana do vetor de incremento de carregamento externo,  $\zeta$  e é o fator de tolerância a ser definido pelo usuário.

O segundo critério é verificado ao final da iteração corrente e obedece as relações de deslocamentos, sendo definido como:

$$\zeta_2 = \frac{\|\delta\mathbf{U}^k\|}{\|\Delta\mathbf{U}^k\|} \leq \zeta \quad (5.17)$$

em que, diferente do critério de convergência das forças, o numerador é a norma Euclidiana dos deslocamentos iterativos (residuais); e o denominador é a norma Euclidiana dos deslocamentos incrementais.

Neste trabalho foi adotado o critério de convergência que obedece as relações de forças e deslocamentos.

Os passos para a solução do problema não linear podem estar resumidos na Tabela (5.1) e de forma visual pode ser visto no fluxograma da Figura 5.1.

**Tabela 5.1** Estratégia numérica generalizada para análise estática não linear

- 
1. Leitura dos dados gerais da estrutura e do tipo de análise
  2. Define o vetor de cargas nodais de referência,  $\mathbf{F}_r$
  3. Consideram-se os deslocamentos e o parâmetro de carga na última configuração de equilíbrio conhecida,  $t$ :  ${}^t\mathbf{U}$  e  ${}^t\lambda$
  4. **SOLUÇÃO INCREMENTAL TANGENTE:**  $\Delta\lambda^0$  e  $\Delta\mathbf{U}^0$ 
    - 4a. Monta-se a matriz de rigidez tangente:  $\mathbf{K} = f(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \mathbf{S}_c, \boldsymbol{\psi})$
    - 4b. Resolve:  $\delta\mathbf{U}_r = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{F}_r$
    - 4c. Define  $\Delta\lambda^0$  usando uma estratégia de incremento de carga
    - 4d. Calcula:  $\Delta\mathbf{U}^0 = \Delta\lambda^0 \delta\mathbf{U}_r$
    - 4e. Atualiza as variáveis na configuração corrente  $t + \Delta t$   
 ${}^{(t+\Delta t)}\lambda = {}^t\lambda + \Delta\lambda^0$  e  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^0$
  5. **PROCESSO ITERATIVO NEWTON-RAPHSON:**  $k = 1, 2, 3, \dots$ 
    - 5a. Avalia o vetor de forças internas:  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)} = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$
    - 5b. Calcula o vetor de forças residuais:  
 $\mathbf{g}^{(k-1)} = {}^{(t+\Delta t)}\lambda^{(k-1)} \mathbf{F}_r - {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)}$
    - 5c. Verifica a convergência  $\left\| \mathbf{g}^{(k-1)} / \Delta\lambda^{(k-1)} \mathbf{F}_r \right\|$
    - SIM** (Critério de forças): *Pare o processo iterativo e siga para o item 6*
    - 5d. Se Newton-Raphson padrão, atualiza a matriz de rigidez tangente  $\mathbf{K}$
    - 5e. Calcula a correção do parâmetro de carga,  $\delta\lambda^k$ , usando uma estratégia de iteração
    - 5f. Determina o vetor de correção dos deslocamentos nodais:  $\delta\mathbf{U}^k = \delta\mathbf{U}_g^k + \delta\lambda^k \delta\mathbf{U}_r^k$
    - 5g. Atualizam-se os parâmetros:
      - a) *Incremental:*  $\Delta\lambda^k = \Delta\lambda^{(k-1)} + \delta\lambda^k$  e  $\Delta\mathbf{U}^k = \Delta\mathbf{U}^{(k-1)} + \delta\mathbf{U}^k$
-

b) Total:  ${}^{(t+\Delta t)}\lambda^k = {}^t\lambda + \Delta\lambda^k$  e  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k$

5h. Verifica a convergência, caso seja utilizado o critério baseado em deslocamentos ou em forças e deslocamentos conjuntamente

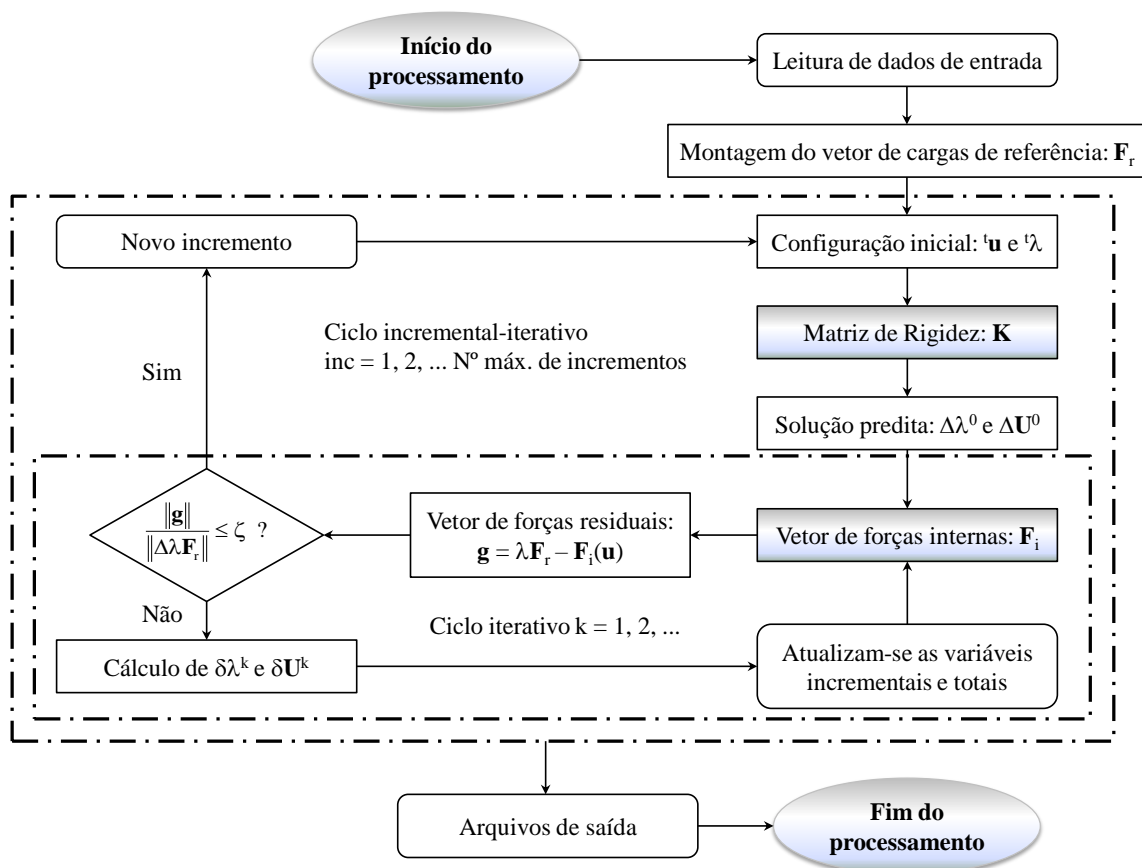
**SIM** (Critério de deslocamentos): *Pare o processo iterativo e siga para o item 6*

**SIM** (Critério de força e deslocamentos): *Pare o processo iterativo e siga para o item 6, apenas se houve a convergência no item 5c*

5i. Retorna ao passo 5

6. Atualiza as variáveis  $\mathbf{S}_c$  e  $\boldsymbol{\psi}$ , e outras que forem necessárias

**7. REALIZA UM NOVO INCREMENTO DE CARGA E RETORNA AO ITEM 4**



5.1 Fluxograma da metodologia de solução não linear

Fonte: ROCHA, 2000

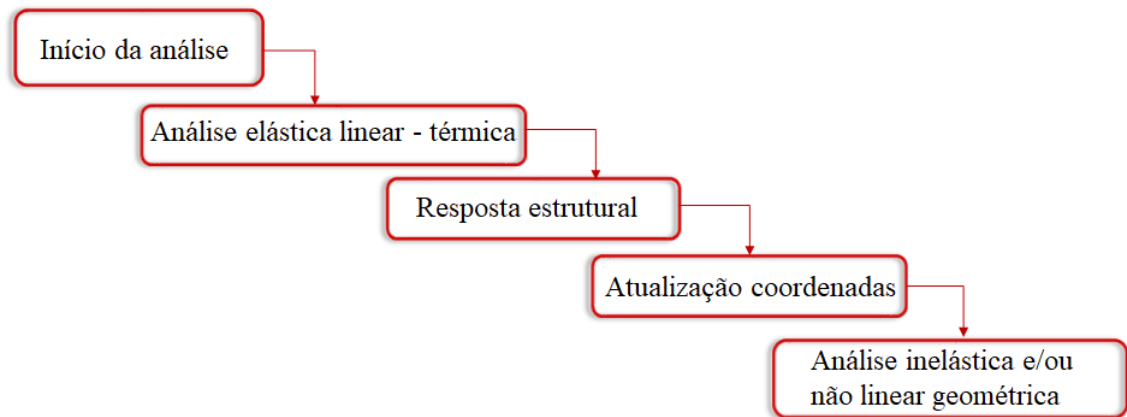
### 5.3 Metodologia para solução do problema termoestrutural

A metodologia proposta neste trabalho para inserir o efeito da temperatura consiste em considerar na análise inelástica os deslocamentos nodais que surgem devido ao aumento da temperatura como fonte de não linearidade geométrica.

O primeiro passo é fazer uma análise linear da estrutura submetida a acréscimo da temperatura. Dessa forma, as reações de engastamento perfeito descritas no Apêndice A,

serão inseridas no membro estrutural e acarretará os deslocamentos nodais. As coordenadas da estrutura são atualizadas, e então a análise inelástica não linear é feita segundo descrito no item 5.2.

As etapas da análise estão ilustradas na Figura 5.2.



**Figura 5.2** Fluxograma da solução do problema termoestrutural

# Capítulo 6

## Análises Numéricas

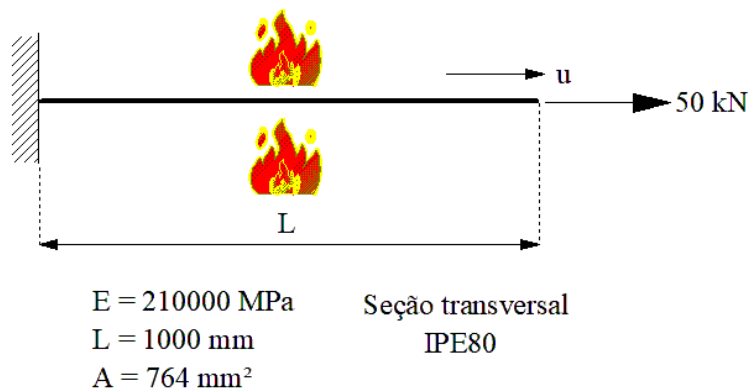
### 6.1 Introdução

O objetivo deste capítulo é avaliar a eficácia das estratégias numéricas adotadas na análise inelástica de membros estruturais em aço em situações de incêndio, descritas nos capítulos anteriores. Foram feitos três tipos de análise: linear elástica, não linear geométrica (NLG) e avançada. Os exemplos de elementos estruturais em aço em situação de incêndio foram modelados e analisados para validar o modelo proposto.

Para todos os exemplos foi utilizado incêndio padrão ISO 834 (ISO, 1999). As propriedades mecânicas foram alteradas de acordo com a norma europeia EN 1994-1-2(CEN, 2005), exceto para o exemplo da viga biapoiada. O processo iterativo foi realizado através do Método de Newton-Raphson Modificado. O critério de convergência utilizado for baseado nas forças e deslocamentos, e o fator de tolerância igual a  $10^{-4}$ . As análises inelásticas utilizaram superfície de resistência baseada na norma BS5950.

### 6.2 Viga Engastada-Livre

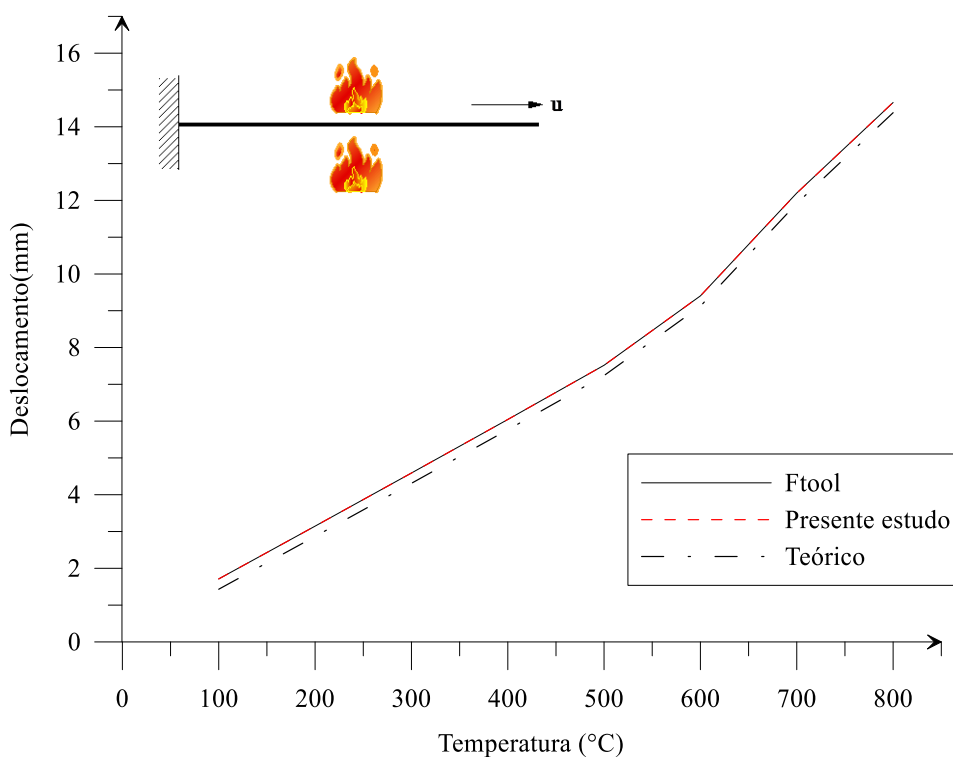
Seja a viga engastada-livre submetida a uma carga horizontal permanente de intensidade de 50 kN, conforme ilustra a Figura 6.1. Nessa mesma figura também se encontram as propriedades do material, a geometria da viga. O membro foi discretizado em 10 elementos. A degradação das propriedades mecânicas foi adotada de acordo com as recomendações do código EN 1994-1-2(CEN, 2005).



**Figura 6.1** Propriedades da viga em balanço

Primeiramente foi feita a análise linear elástica com temperatura uniforme, e foi verificado o alongamento na extremidade da viga. Os resultados encontrados foram comparados (Figura 6.2) com as respostas do programa FTOOL e com a solução teórica numérica dada por Iu e Chan (2004) dada pela Equação (6.1).

$$\Delta = \frac{PL}{EA} + \alpha(T - 20)L \quad (6.1)$$

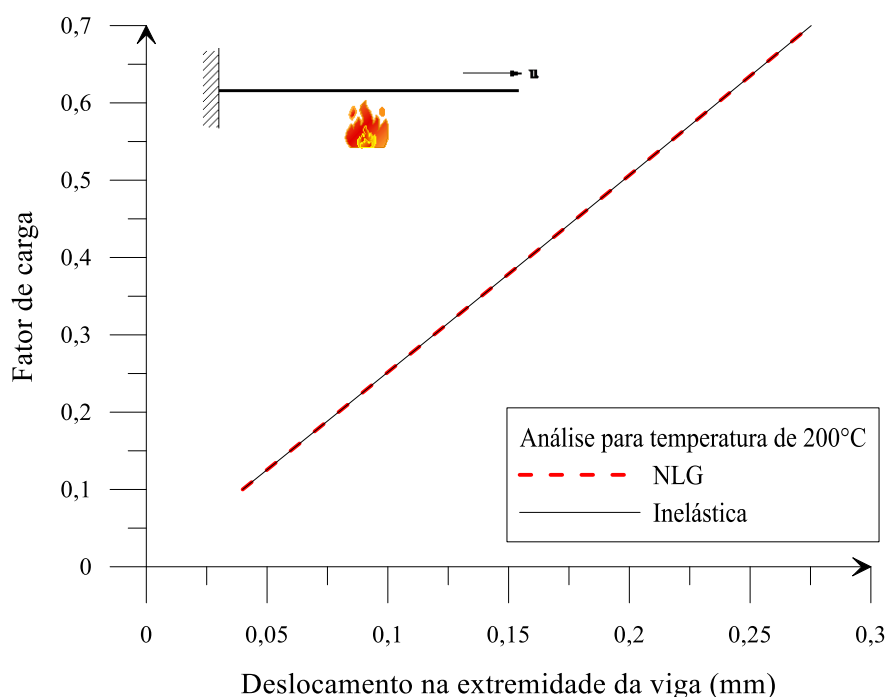


**Figura 6.2** Curvas deslocamento em função da temperatura: distribuição uniforme

De acordo com a Figura 6.2 pode-se observar que a análise linear feita pelo CS-ASA e Ftool chegaram aos mesmos resultados, possuindo uma diferença pequena do resultado proposto por Iu e Chan(2004). Também foi observado que para temperaturas superiores a 600°C os resultados da análise teórica se aproximaram mais das outras análises do que comparado a temperaturas inferiores.

Uma segunda análise foi feita considerando a distribuição não uniforme da temperatura, com apenas a fibra inferior do perfil sendo aquecida. Foram feitas análises não linear geométrica (NLG) e inelástica.

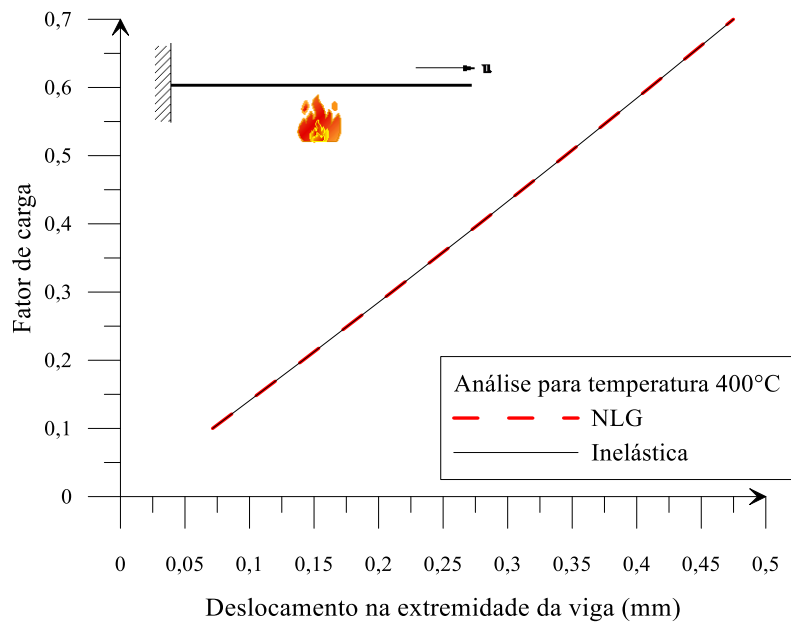
Primeiramente foi investigado se a alteração do tipo de análise seria relevante no estudo da viga, e para isso foram feitos estudos para os níveis de temperatura de 200°C e 400°C em diferentes níveis de carga. Conforme as Figuras 6.3 e 6.4 foi constatado que os resultados não se alteraram para as duas análises feitas. Foi observado apenas que os deslocamentos para a temperatura de 400°C foram maiores, o que já era esperado devido ao nível de temperatura mais elevado.



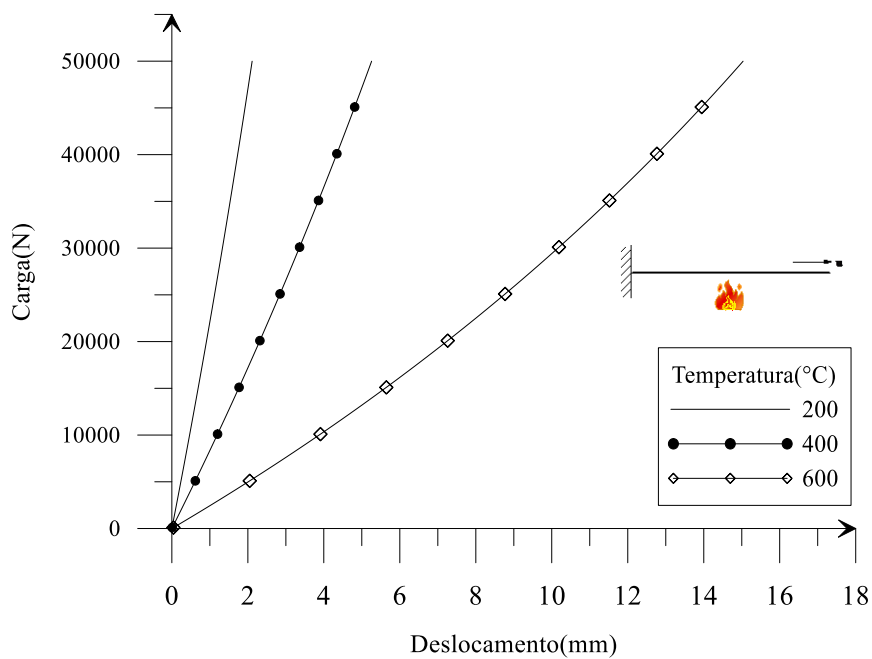
**Figura 6.3** Trajetória de equilíbrio: distribuição não uniforme para temperatura de 200°C

Seguindo o mesmo raciocínio da análise com temperatura não uniforme, foi averiguado as respostas estruturais para o nível de carregamento máximo (50 kN), e os resultados estão ilustrados nas Figura 6.5 e 6.6. Ao se comparar os resultados para as temperaturas de 200°C e 400°C para os dois tipos de análise notou-se que não foi atingido

pontos limite de carga. Já para análise inelástica e temperatura de 600°C foi atingido ponto limite de carga.

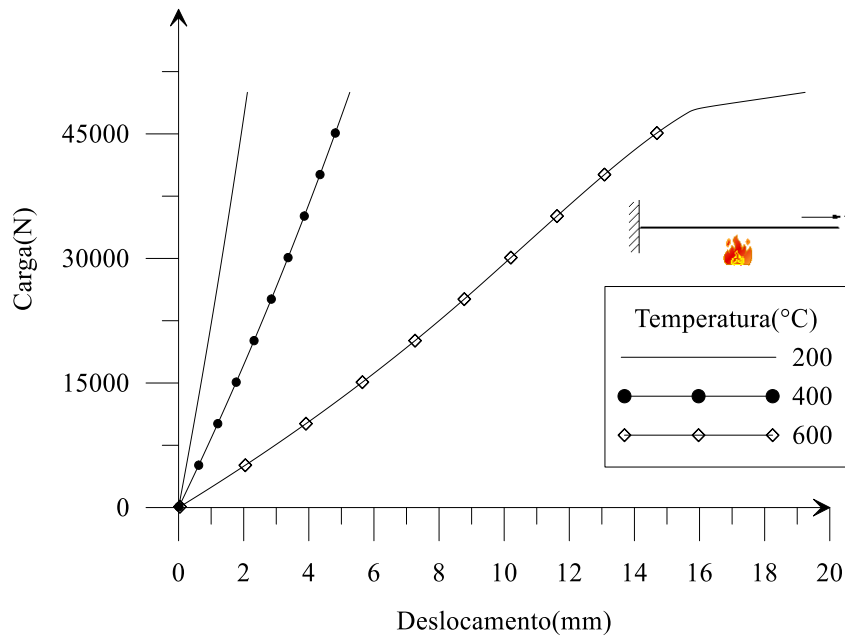


**Figura 6.4** Trajetória de equilíbrio: distribuição não uniforme para temperatura de 400°C



**Figura 6.5** Trajetória de equilíbrio: distribuição não uniforme para análise não linear geométrica

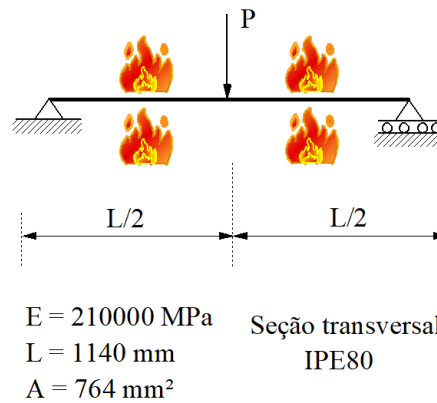




**Figura 6.6** Trajetória de equilíbrio: distribuição não uniforme para análise inelástica

### 6.3 Viga Biapoiada

A Figura 6.7 apresenta o exemplo estudado. Trata-se de uma viga biapoiada, que foi discretizada em 10 elementos. Na mesma figura ainda estão apresentadas as propriedades geométricas e do material adotado.



**Figura 6.7** Propriedades da viga biapoiada

Esta viga foi analisada anteriormente por Rubert e Shauman (1986), que utilizaram coeficientes de redução das propriedades mecânicas diferentes dos preconizados pela norma EM 1994-1-2(CEN,2005). Os valores adotados por Rubert e Shauman (1986) também foram adotados neste trabalho e se encontram na Tabela (6.1).

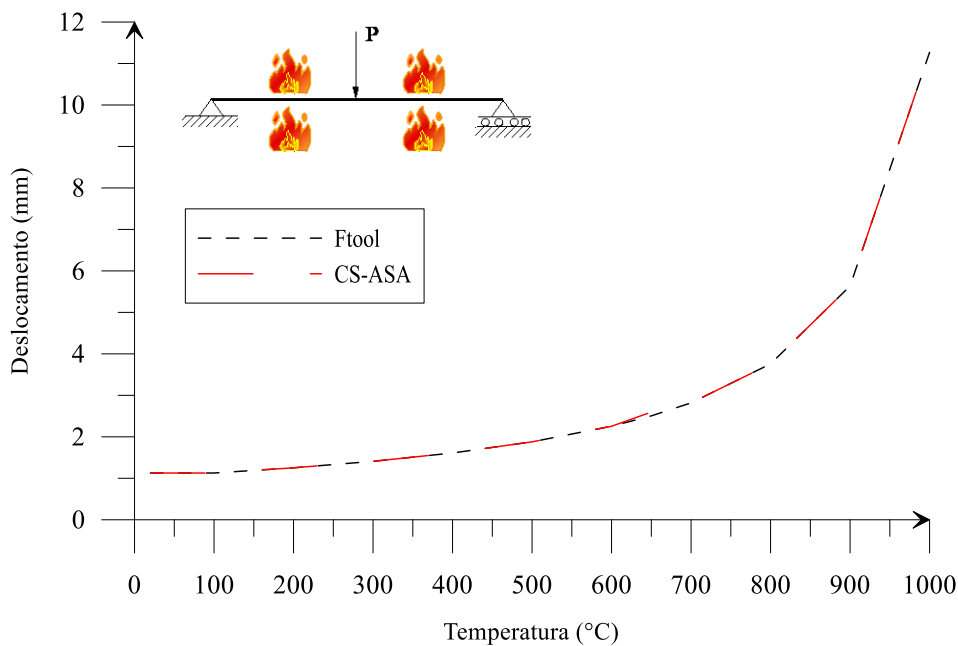
**Tabela 6.1** Fatores de redução do aço

$\theta_a$ (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,900	0,900
300	1,000	0,700	0,800
400	1,000	0,600	0,700
500	0,733	0,500	0,600
600	0,4667	0,233	0,500
650	0,333	0,100	0,450
700	0,200	0,0857	0,450
800	0,133	0,0571	0,300
900	0,0667	0,0286	0,200
1000	0,000	0,000	0,1

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

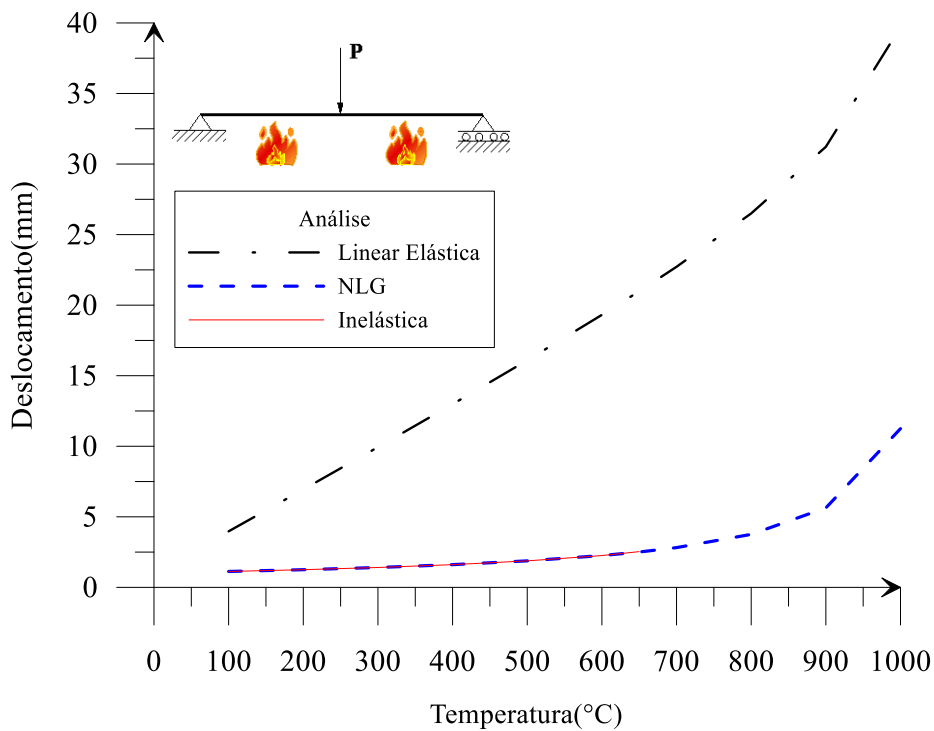
**Fonte: RUBERT e SHAUMAN, 1986**

Primeiramente foi feita análise elástica linear com distribuição da temperatura uniforme e o resultado foi comparado com o resultado do Ftool onde as curvas temperatura-deslocamento no meio da viga e mostraram concordância durante todo o aquecimento, e encontra-se ilustrado na Figura 6.8.



**Figura 6.8** Curva temperatura-deslocamento para distribuição de temperatura uniforme

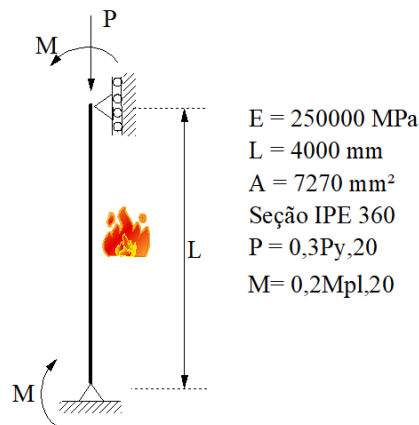
Foi feita uma segunda análise com gradiente de temperatura com apenas a fibra inferior sofrendo acréscimo de temperatura. Neste exemplo, o módulo de elasticidade da viga nesta análise térmica é baseado na temperatura da superfície (face) inferior. De fato, o  $E$  deve variar ao longo da seção para aquecimento não uniforme. Assim, a deflexão obtida desta análise é conservativa. Para distribuição de temperatura não uniforme foram feitas análises linear, não linear geométrica e inelástica. A Figura 6.9 mostra os resultados obtidos. Comparando as curvas pode-se notar que as análises NLG e inelástica obtiveram resultados semelhantes, porém para análise inelástica a viga suportou temperaturas abaixo de  $700^{\circ}\text{C}$ . Já a análise linear se distanciou bastante das outras duas, sendo mais conservadora como já se esperava.



**Figura 6.9** Análise para temperatura não uniforme curva temperatura-deslocamento

## 6.4 Pilar biapoiado

O terceiro exemplo de validação é um pilar biapoiado submetido a uma carga vertical  $P$ , e dois momentos  $M$  aplicados nas extremidades, conforme ilustrado na Figura 6.10. Nessa mesma figura, também se encontram os dados referentes ao material e propriedades geométricas. O pilar foi discretizado em 4 elementos. A carga  $P$  foi adotada como variável.

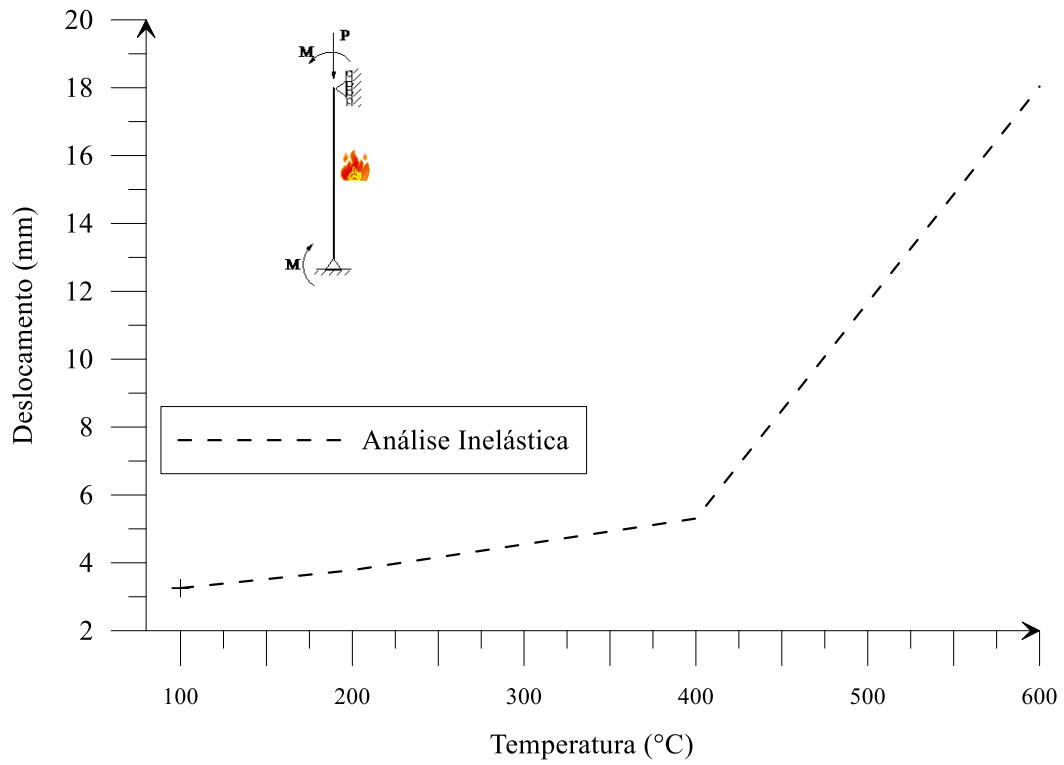


**Figura 6.10** Propriedades do pilar biapoiado

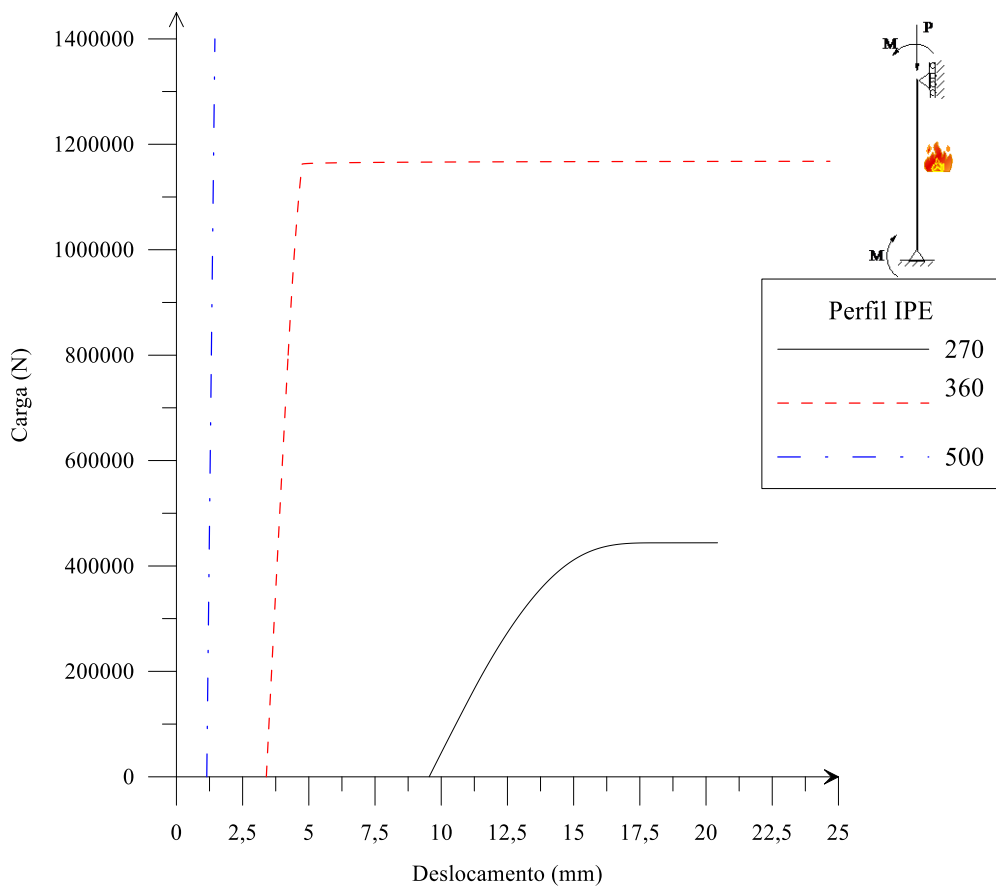
Primeiramente foi feita análise inelástica com perfil IPE 360 com distribuição da temperatura não uniforme, apenas a mesa inferior foi aquecida. Na Figura 6.11 está ilustrada curva temperatura-deslocamento para o este perfil, deslocamento horizontal no meio da coluna. O pilar não suportou temperaturas superiores a  $600^{\circ}\text{C}$ .

Para avaliar como o índice de esbeltez modificaria os resultados, também foram feitas análises para os perfis IPE 270 e IPE 500. O deslocamento é correspondente ao deslocamento horizontal no meio da coluna, e foram traçadas as trajetórias de equilíbrio para as temperaturas de  $200^{\circ}\text{C}$  e  $400^{\circ}\text{C}$ , Figuras 6.12 e 6.13 respectivamente. Ao se comparar os resultados pode-se aferir que para ambas as temperaturas as trajetórias foram semelhantes, diferenciando apenas na diminuição do nível de carga suportado e no aumento dos deslocamentos da temperatura de  $200^{\circ}\text{C}$  para  $400^{\circ}\text{C}$ . Isso já era esperado devido a diminuição das propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura.

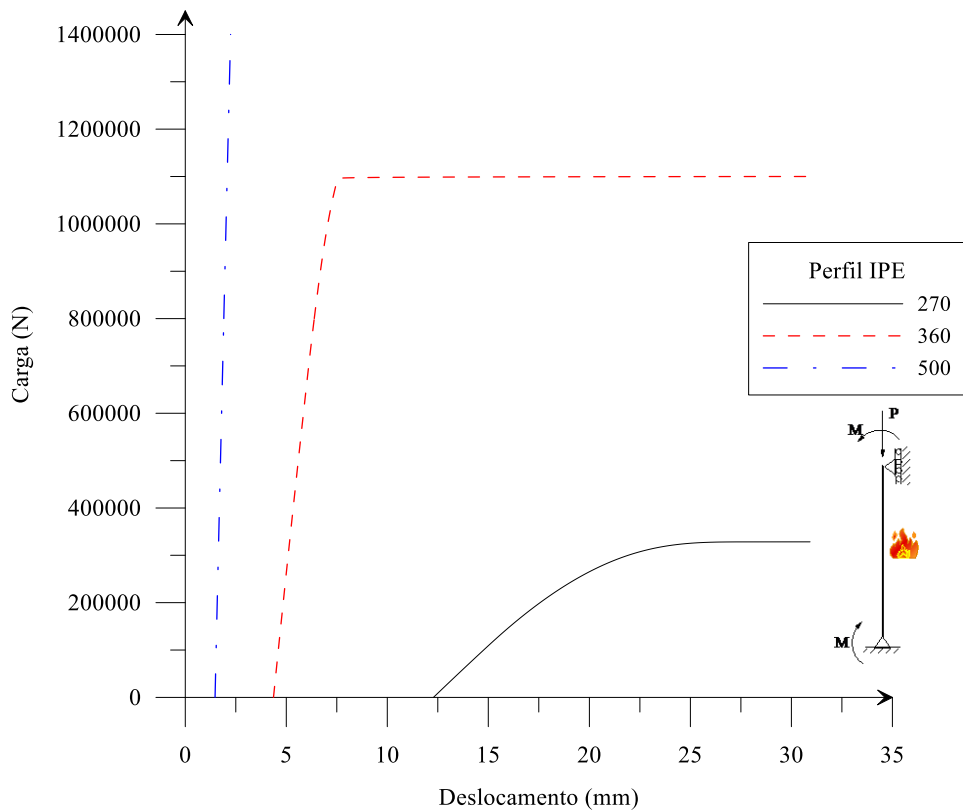
Também foi foram traçados a trajetória de equilíbrio da coluna utilizando perfil IPE 270, conforme mostra a Figura 6.14. Com essas curvas observa-se o alto grau de deterioração da resistência do pilar com o aumento da temperatura. Todas as três trajetórias têm comportamentos semelhantes, porém o nível de carga suportado é muito inferior quando se compara a temperatura de  $200^{\circ}\text{C}$  a  $600^{\circ}\text{C}$ .



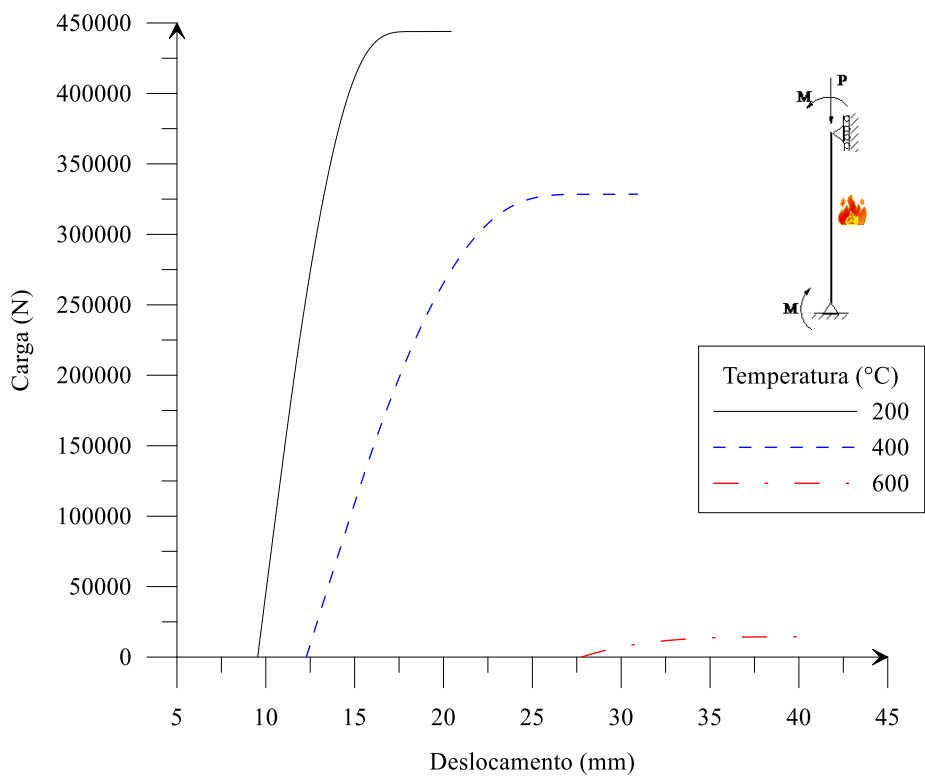
**Figura 6.11** Curva temperatura-deslocamento para perfil IPE 360



**Figura 6.12** Curva carga-deslocamento submetida a temperatura de 200 °C



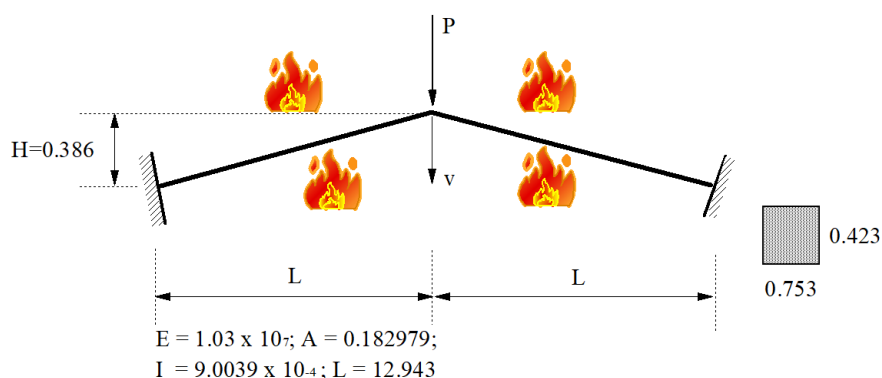
**Figura 6.13** Curva Carga-Deslocamento submetida a temperatura de 400°C



**Figura 6.14** Curva carga-deslocamento para perfil IPE270 submetida a diferentes temperaturas

## 6.5 Pórtico de Williams

O exemplo de validação apresentado na Figura 6.15, conhecida como Pórtico de Williams (Williams, 1964), será analisado em condições de temperatura elevada com distribuição uniforme. Esta estrutura já foi muitas vezes estudada para testar formulações não lineares em temperatura ambiente. Na Figura 6.15 também se encontram as propriedades física e geométrica do pórtico. O objetivo deste exemplo é verificar como a resposta não linear irá alterar com o aumento da temperatura.

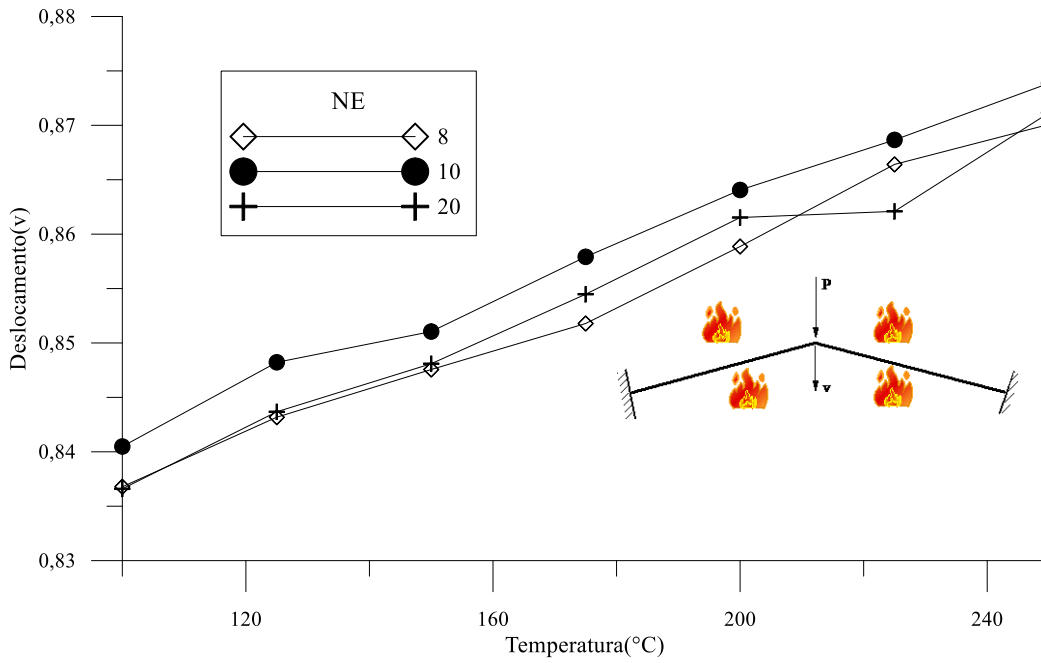


**Figura 6.15** Pórtico Williams  
**Fonte: PACOSTE; ERICKSSON, 1997**

O primeiro passo da análise de segunda ordem inelástica foi verificar a temperatura limite que o pórtico suportaria. Para testar se o refinamento da malha iria alterar a temperatura limite, foram feitas análises para malhas com número de elementos (NE) com 8, 10 e 20 elementos. Observou-se que a estrutura não suportou temperaturas superiores a 250°C para nenhum das malhas. Na Figura 6.16 encontra-se ilustrado o deslocamento vertical no centro do pórtico para as diferentes malhas, valendo ressaltar que para 10 elementos o resultado foi mais conservador. Para as malhas de 8 e 20 os resultados são bem próximos a temperaturas até 150°C, e com o acréscimo da temperatura os resultados se diferenciaram e se aproximaram ao encontrado com 8 elementos.

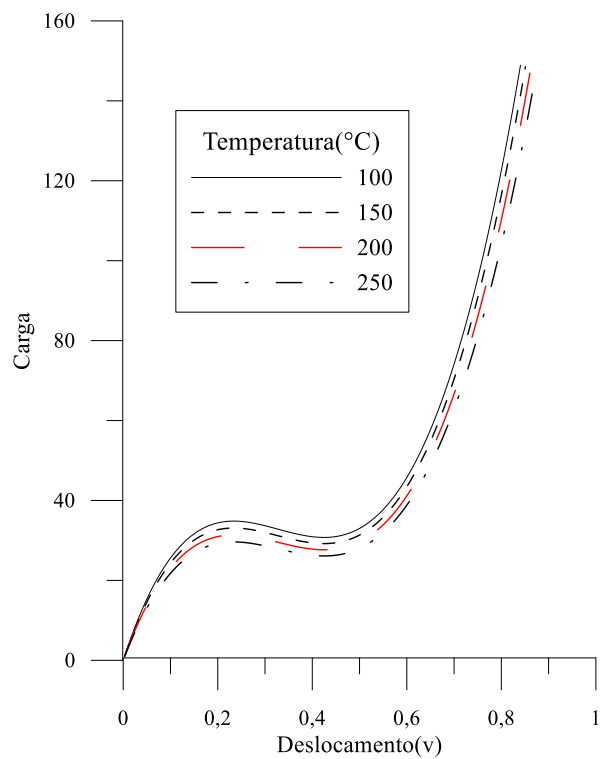
Para a mesma análise foram traçadas as trajetórias de equilíbrio para as três malhas propostas. Ao se comparar os resultados observa-se que para NE de 8 e 10 os resultados são mais conservadores, e para NE de 20 a trajetória de equilíbrio é mais abatida. As trajetórias estão ilustradas na Figura 6.17.

Também foi realizada análise não linear geométrica para NE de 20. A trajetória de equilíbrio encontra-se na Figura 6.18. Para esta análise as cargas limites foram menores com o aumento da temperatura, sendo que para temperatura de 250°C a trajetória atinge apenas um ponto limite.

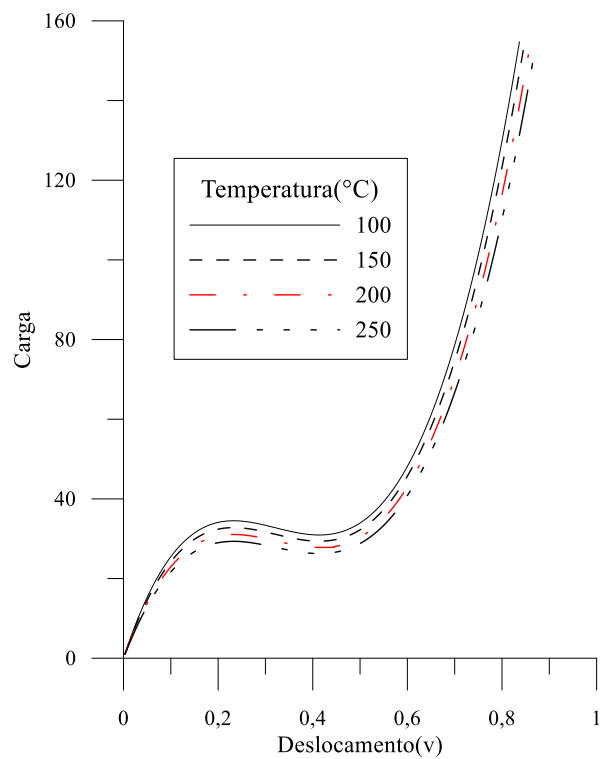


**Figura 6.16** Deslocamento horizontal no meio da viga exposto ao incêndio padrão nas 4 faces

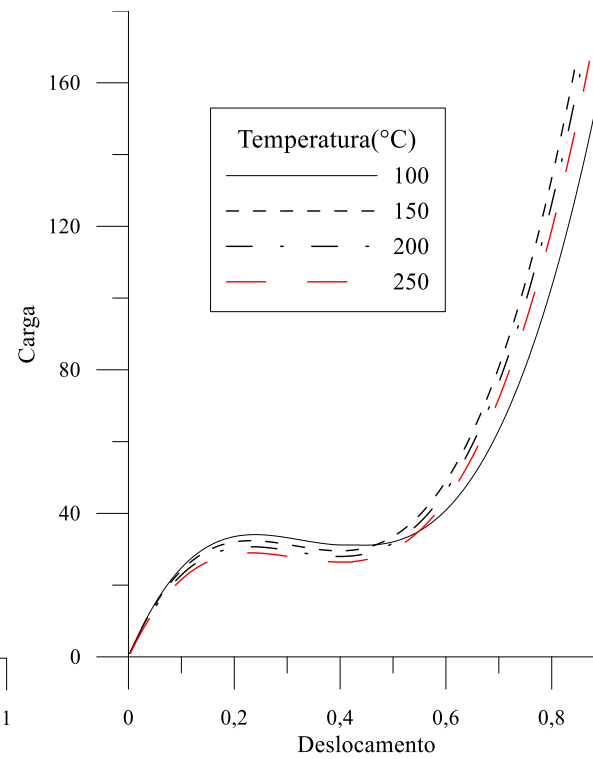




a) 8 elementos

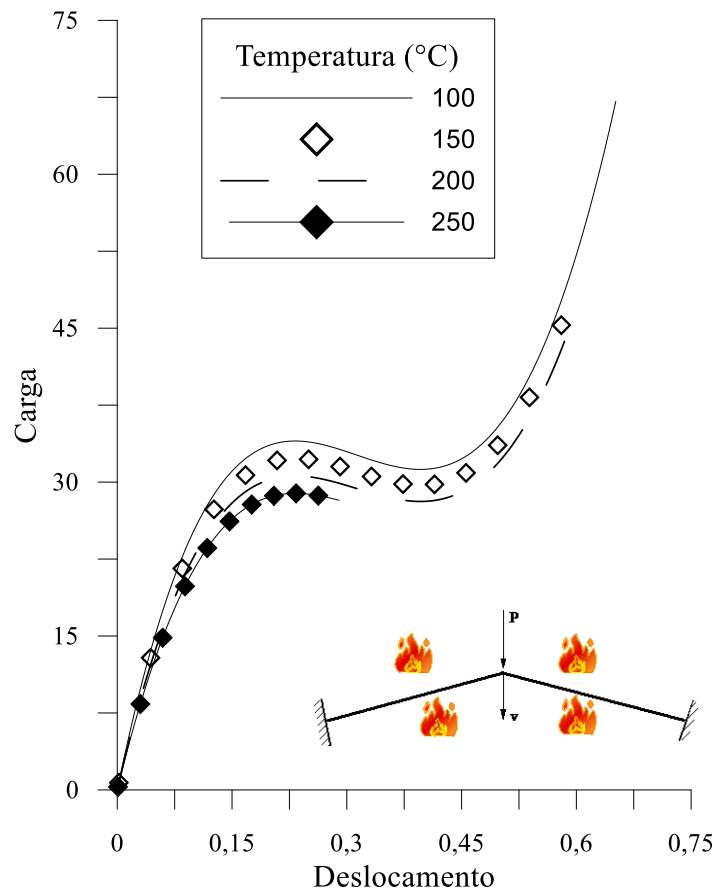


b) 10 elementos



c) 20 elementos

**Figura 6.17** Trajetórias de equilíbrio para análise de segunda ordem inelástica



**Figura 6.18** Trajetória de equilíbrio análise não linear geométrica

# Capítulo 7

## Conclusão e Sugestões

### 7.1 Introdução

Apresentou-se com esse trabalho os resultados de análise numérica de elementos em aço de seção compacta, tipo I e H, sujeita a exposição de incêndio padrão ISO 834, onde as análises propostas neste trabalho foram realizadas no programa computacional CS-ASA que já faz análises de estruturas de aço em temperatura ambiente.

Para validar as mudanças propostas, foram realizadas análises linear, não linear geométrica e inelástica das estruturas que foram apresentadas no Capítulo 6. Para as análises não lineares foram consideradas as fontes de não linearidade geométrica e física do aço.

A metodologia para a análise estática não linear foi baseada no método dos elementos finitos. Para a solução do problema estático não linear foi feita por um processo incremental-iterativo através do Método de Newton-Raphson Modificado.

A metodologia de cálculo adotada para altas temperaturas é semelhante a temperatura ambiente, exceto que, a altas temperaturas a resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e o módulo de elasticidade (E), são reduzidos pelos fatores de redução recomendados pela norma europeia EUROCODE 3-Pt. 1-2. As deformações térmicas originadas pelo aumento da temperatura são consideradas através de reações de engastamento perfeito descritas no Apêndice A.

As análises elásticas lineares apresentaram boa concordância com os resultados encontrados pelo programa Ftool.

Comparando-se as análises não linear geométrica e inelástica, pode-se notar que dependendo do tipo de estrutura as duas análises não se diferenciaram, como foi visto

para a viga engastada livre e para viga biapoada. Uma observação deve ser feita em relação a viga biapoada em que sua capacidade de carga diminui da análise NLG para inelástica. Também pode-se aferir que para as vigas analisadas o comportamento não linear não predominante.

Outra observação é que os deslocamentos em quase todas as estruturas estudadas têm um salto de valor considerável a partir de temperaturas acima de 600°C. Isso pode ser explicado pela queda dos valores do coeficiente de redução das propriedades mecânicas ( $E$  e  $f_y$ ), que está associada a mudança nas ligas metálicas que ocorrem nesta faixa de temperatura.

Para o exemplo do pilar isolado, foi observado que o nível de esbeltez foi um fator relevante na construção das trajetórias de equilíbrio. A medida que se aumentava o nível de esbeltez, as trajetórias apresentaram maior comportamento não linear. Também neste exemplo, foi visto que o aumento da temperatura levou a diminuição bem elevada das cargas suportadas.

A simulação feita utilizando diferentes números de elementos (NE) com o Pórtico de Willians, não mostrou muita diferença dos resultados. Com a adoção de NE igual a 20 observou-se um abatimento maior na trajetória de equilíbrio. Para as três escolhas de NE o comportamento não linear foi observado, como já era esperado para essa estrutura que já foi analisada para testar formulações não lineares a temperatura ambiente em diversas pesquisas. Por ser uma estrutura com alto comportamento não linear não suportou temperaturas mais altas a 250°C.

## 7.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

- Avaliação de ligações de elemento de viga-coluna sob elevadas temperaturas.
- Criar código computacional para calcular o aumento da temperatura no perfil através das leis da termodinâmica.
- Estender a análise para estruturas de concreto e mistas.
- Realizar análise que permita escolher como a estrutura estará se aquecendo (número de faces)
- Inserir no programa CS-ASA a lei constitutiva do aço dada segundo a norma europeia EUROCODE 3-Pt. 1-2.
- Melhorar a simulação do incêndio através da adoção de maiores informações (dados de entrada) para melhor representação de um incêndio real.

# Referências

ALI, F. A., SIMMS, I. W., O'CONNOR, D. J., 1997. *Behaviour of Axially Restrained Steel Columns During Fire*. Fire Safety Science. v. 5, p. 1105-1116.

ALMEIDA, S. J. C. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais**. 2007, 206f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2007.

ALVARENGA, A.R. *As Ligações Semirrígidas na Análise Avançada com Zona Plástica de Portais Planos de Aço*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2010.

ALVARENGA, A.R., SILVEIRA, R.A.M. Introduzindo as ligações na análise com EF empregando zona-plástica - Uma nova formulação. **Anais do 30º CILAMCE**, Armação de Búzios, Brasil, 2009a.

ALVARENGA, A.R., SILVEIRA, R.A.M. Second-order plastic zone analysis of steel frame - Part I: Numerical formulation and examples of validation. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 6, pp. 131-152, 2009, b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5628**. Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo - Método de Ensaio, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR-14323**. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio, Rio de Janeiro, Brasil, 2013. 89 p.

\_\_\_\_\_. **NBR-14432**. Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações, Rio de Janeiro, Brasil, 2010. 14 p.

BARROS, R. C. **Avaliação numérica avançada do desempenho de estruturas de aço sob temperaturas elevadas**. 2016, 134f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2016.

BATELO, E. A. P. **Análise dinâmica avançada de estruturas de aço sob cargas extremas**. 2014, 70f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2014.

BUCHANAN, A. H. (2000). **Structural Design for Fire Safety**. Chichester: John Wiley & Sons, Ltd.

CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto**. 2004, 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil, 2004.

CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situações de Incêndio**. 2008, 226 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, 2008.

CHAN, S.L., CHUI, P.P.T. *Non-linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*. Elsevier, Oxford, 2000.

CHAPMAN, S. J., 2003. *Fortran 90/95 for Scientists and Engineers*. McGraw-Hill, 2nd edn.

CHEN, W. F., KIM, S. E., 1997. *LRRD Steel Design using Advanced Analysis*, CRC Press, Boca Raton, Flórida.

CHEN, W.F., e SOHAL, I. *Plastic Design and Second-order Analysis of Steel Frames*, Springer-Verlag, New York, 1995.

COSTA, C. N., SILVA, V. P., 2006. Revisão Histórica das Curvas Padronizadas de Incêndio.

CLARKE, M.J., 1994. Plastic zone analysis of frames. In Chen W.F., Toma S., eds, *Advanced analysis of steel frames: Theory, software, and applications*. CRC Press, Boca Raton, pp. 259-319.

Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2005. Instrução Técnica nº 9 – Compartimentação Horizontal e Vertical.

CRISFIELD, M.A. *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. vol. 1, John Wiley & Sons Inc., USA, 1991.

DORR, J. B. **Modelos numéricos de pilares de aço em situação de incêndio considerando a influência da restrição axial**. 2010, 210f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1991-1-2. *Eurocode 1: Basis of Design and action on Structures, Parte 1.2: Actions on structures – Actions on structures exposed to fire*. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1994-1-2. *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Parte 1.2: General Rules, Structural Fire Design*. Brussels, 2005.

FRANSSEN, J. M., KODUR, V. ,ZAHARIA, R. *Designing steel structures for fire safety*. CRC Press. 2009.

FERNANDES, D. H. **Análise Não-Linear Elástica de Pórticos Planos em Aço sob Ação de Incêndio**. 2004, 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação de engenharia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

FERREIRA, W. G., CORREIA, E.V., AZEVEDO, M.C. *Dimensionamento de Estruturas de Aço e Mistas em Situação de Incêndio*. Editora Grafer, Vitória, Brasil, 2006.

GALVÃO, A. S. **Formulações Não-lineares de Elementos Finitos para Análise de Sistemas Estruturais Metálicos Reticulados Planos**. 2000, 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2000.

GALVÃO, A. S. **Instabilidade Estática e Dinâmica de Pórticos Planos com Ligações Semi-rígidas**. 2004, 245 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

GONÇALVES, G. A. **Modelagem do Comportamento Inelástico de Estruturas de Aço: Membros sob Flexão em Torno do Eixo de Menor Inércia**. 2013, 90f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2013.

ISO 834-1, 1999. *Fire resistance tests - Elements of buildings construction, Part 1: General requirements*. International Organization for Standardization. Geneva.

ISO (1992), *Fire resistance tests- elements of building construction*. International Organization for Standardization, Switzerland.

ISO 8421 – 1, 1999. *General Terms and phenomena of fire, Part 1*. International Organization For Standardization. Geneva.

IU, C. K., CHAN. S. L., 2004. *A Simulation-Bases Large Deflection and inelastic analysis of steel frames under fire*. *Journal of Constructional Steel Research*. v .60, p.1495-1524.

IU, C. K., CHAN. S. L., ZHA, X. X., 2006. *Material Yielding by Both Axial and Bending Spring Stiffness at Elevated Temperature*. *Journal of Constructional Steel Research*. v .63, p.677-685.

JIANG, J.M., CHEN, H., e LIEW, J.Y.R., 2002. Spread-of-plasticity analysis of threedimensional steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 59, pp. 193 - 212.

KIM, S.E., LEE, J., 2002. Improved refined plastic-hinge analysis accounting for lateral torsional buckling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, pp. 1431-1453.

KIMURA, E. F. A. **Análise termoestrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. 2009, 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

KIMURA, E. F. A., NETO, J. M., SILVA, V. P., 2010. Análise numérica termoestrutural de pilares de aço sob efeito da distribuição não uniforme de temperatura. *Mecânica Computacional*. v. 19, p. 6945-6956.

KING, W.S. The limit loads of steel semi-rigid frames analyzed with diferent methods. *Computers & Structures*, vol. 51(5), pp. 475-487, 1994.



KODUR, V. K. R., HARMATHY, T. Z., 2002. *Properties of Building Materials*. SFPE, Handbook of Fire Protection Eng., 3<sup>o</sup>ed.

LANDESMANN, A., 2003. **Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Apertadas em Condições de Incêndio**. 2003, f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRJ-COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

LANDESMANN, A.; MOUÇO, D. L., 2007. Análise estrutural de um edifício de aço sob condições de incêndio, Rem: Revista Escola de Minas, vol. 60, núm. 2, abril-junho, 2007, pp. 285-294, Escola de Minas, Ouro Preto, Brasil

LEMES, I. J. M. **Análise avançada via MRPR de estruturas mistas de aço e concreto**. 2015, 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2015.

LI, Y., e LUI, E.M., 1995. A simplified plastic zone method for frame analysis, *Microcomputers and Civil Engineering*, vol. 10, pp. 51-62.

MACHADO, F. C. S. **Análise Inelástica de Segunda-ordem de Sistemas Estruturais Metálicos**. 2005, 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2005.

MARTHA, L. F., 2010. Métodos Básicos da Análise de Estruturas. Elsevier Brasil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio. Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MAXIMIANO, D. P. **Uma Técnica Eficiente para Estabilizar a Estratégia do Resíduo Ortogonal na Análise Não Linear de Estruturas**. 2012, 67 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2012.

MAXIMIANO, D.P. **Análise Numérica Avançada de Estruturas de Aço e de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2018, 197f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2018.

MCGUIRE, W. e GALLAGUER, R.H. *Matrix Structural Analysis*, John Wiley & Sons, New York, 1979.

MOUÇO, D. L. **Análise e Segurança de Estruturas Mistas aço-concreto em Situação de Incêndio**. 2006, 117 f. Trabalho de conclusão de curso, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

MOUÇO, D. L., LANDESMANN, A., BATISTA, E. M., ROCHA, P. A., 2008. Segurança contra Fogo em Estruturas Mistas: Materiais e Modelos Estruturais. CONSTRUMETAL 2008 Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 2008, São Paulo. Anais do CONSTRUMETAL 2008, v. 1.

MOUÇO, D. L. **Modelo inelástico para análise avançada de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio**. 2008, 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

MUÑOZ, L. F. P. **Análise Dinâmica Não Linear de Pórticos com Base Elasto-Plástica sob Ação Sísmica**. 2015, 214 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

ONO, R., 2007. Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos. *Ambiente Construído*. v. 7, n. 1, p. 97-113.

PACOSTE, C. e ERIKSSON, A. Beam elements in instability problems. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, N° 114, p. 163-197, 1997.

PFEIL, W., PFEIL, M.S., 2000. *Estruturas de Aço. Dimensionamento Prático*. 7 ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora.

PIERIN, I., SILVA, V. P., LA ROVERE, H. L., 2014. Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. v. 8, p. 25-48.

PILOTO, P. A. G. **Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas metálicas sujeitas à ação do fogo**. 2000, 102 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2000.

PINHEIRO, L. **Análises Não lineares de Sistemas Estruturais Metálicos Rotulados e Semi-rígidos**. 2003, 245 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2003.

PITANGA, M. A. **Análise térmica de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio**. 2004, 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - CTG Engenharia civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brasil, 2004.

PETTERSSON, O., MAGNUSSON, S.E., THOR, J., (1976). *Fire Engineering Design of Steel Structures*. Publication 50, Swedish Institute of Steel Construction.

RIBEIRO, J. C. L. **Desenvolvimento e aplicação de um sistema computacional para simulação via Método dos Elementos Finitos do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio**. 2009, 249 f. (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, Brasil, 2009.

RIGOBELLO, R. **Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço apertadas em situação de incêndio**. 2011, 272 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2011.

ROCHA, G. **Estratégias Numéricas para Análise de Elementos Estruturais Esbeltos Metálicos**. 2000, 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2000.

ROCHA, P. A. S. **Análise Inelástica de Segunda Ordem de Estruturas Metálicas com Ligações Semi-Rígidas**. 2006, 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2006.

RUBERT, A., SCHAUMANN, P., 1986. *Structural steel and plane frame assemblies under fire action*. *Fire Safety Journal*, vol. 10, pp. 173-184.

SANTOS, M. N. **Emprego de Elemento Finito Híbrido na Análise Não linear de Estruturas Metálicas**. 2007, 144 f. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2007.

SREENATH, S., SARAVANAN, U., e KALYANARAMAN, V. Beam and shell elemento model for advanced analysis of steel structural members. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, pp. 1789-1796, 2011.

SILVA, A. R. D. **Sistema computacional para a análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas**. 2009, 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2009.

SILVEIRA, R. A. M. **Análise de Elementos Estruturais Esbeltos com Restrições Unilaterais de Contato**. 1995, 211 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PUC-Rio, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 1995.

SOUZA JUNIOR, V. **Análise de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas**. 1998, 51 f. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 1998.

SOUZA JUNIOR, V. **Simulação Computacional do Comportamento de Estruturas de Aço Sob Incêndio**. 2004, 126 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.

USMANI, A.S., ROTTER, J.M., LAMONT, S., SANAD, A.M., GILLIE, M.. 2001. *Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects*. *Fire Safety Journal*. Elsevier Science. vol. 36, pp. 721-744.

VOGEL, U., 1985. *Calibrating frames*. *Stahlbau*, vol. 54, pp. 295-311.

WANG, Y.C., MOORE, D.B., 1993. *Steel frames in fire: analysis*. Elsevier Science Ltd, v. 17, p. 462-472.

WANG, Y. C., 2002. *Steel and composite structures – Behaviour and design for fire safety*. Spon Press. 1st edition, Londres, Reino Unido.

WILLIAMS, F.W. An Approach to the Nonlinear Behavior of the Members of a Rigid Jointed Plane Framework with Finite Deflections, *Quart. J. Mech. Appl. Math.*, 17(4), p. 451-469, 1964,

ZIEMIAN, R.D. *Advanced Methods of Inelastic Analysis in the Limit States Design of Steel Structures*. Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering Cornell University, Ithaca, NY, 1990.

ZIEMIAN, R.D., MCGUIRE, W. Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128(10), pp. 1301-1307, 2002.

# Apêndice A

## Reações de Engastamento Perfeito devido a temperatura

### A.1 Introdução

Em situações de incêndio além da perda da resistência e rigidez do material, surgem forças adicionais a estruturas que são ocasionadas devido as deformações térmicas. Essas ações são consideradas na estrutura através de forças térmicas de engastamento perfeito (LANDESMANN & MOUÇO, 2007).

O acréscimo de temperatura acarreta a mudança da geometria do perfil do membro estrutural. De acordo com Usmani et al. (2001), o principal fator para determinar a resposta real da estrutura quando aquecida é a maneira como ela é aquecida. Outro fator que influencia na determinação da ação térmica na estrutura são as condições de apoio. Esses dois fatores associados podem levar a diferentes tipos de deformações e tensões nas peças estruturais.

Nas próximas subseções serão brevemente exemplificadas as forças térmicas que surgem devido ao acréscimo de temperatura, e como esses esforços internos serão considerados através do Método da Rigidez.

### A.2 Deformações térmicas para distribuição uniforme da temperatura

As deformações provocadas pelo aumento axial da temperatura não geram esforços internos em estruturas isostáticas. Neste tipo de estrutura, as condições de apoio têm um

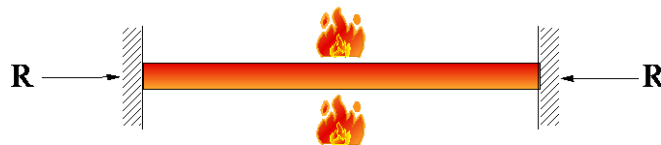
número específico de deslocamentos impedidos e outros são livres. As estruturas isostáticas não oferecem resistência para comportar uma pequena mudança no comprimento proveniente da variação de temperatura (MARTHA, 2010). Na Figura A.1 está ilustrada uma estrutura isostática sujeita a aumento de temperatura uniforme.



**Figura A.1** Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas isostáticas  
temperatura uniforme

**Fonte: Adaptado de MOUÇO, 2008.**

Os esforços internos devido a temperatura devem ser considerados em estruturas hiperestáticas. Os diferentes apoios impedem os movimentos nas estruturas hiperestáticas, provocam deformações mecânicas (que são opostas as deformações térmicas) e esforços internos. Segundo Dorr (2010), quando há restrição axial total nas extremidades do elemento ocorre grandes flechas devido a tentativa de acomodar o comprimento adicional gerado pela dilatação térmica com o arqueamento da barra, como demonstrado na Figura A.2.

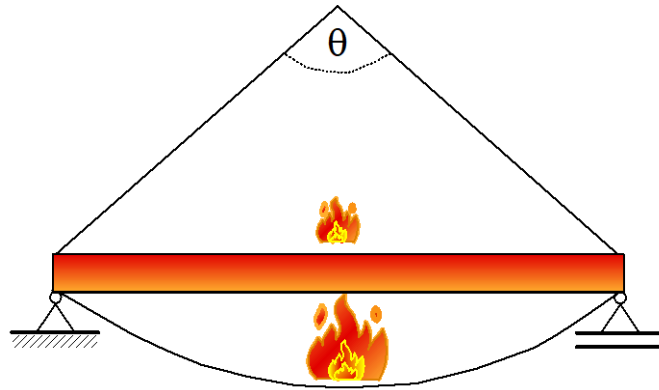


**Figura A.2** Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas hiperestáticas  
temperatura uniforme

**Fonte: Adaptado de MOUÇO, 2008.**

### A.3 Deformações térmicas para distribuição não uniforme da temperatura

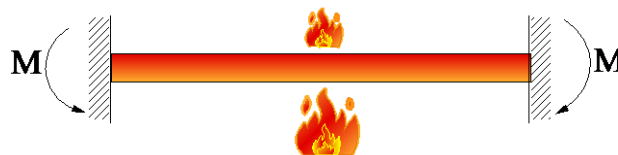
Quando submetida a um gradiente de temperatura, as estruturas isostáticas produzem uma curvatura apresentando grandes flechas e as extremidades livres podem girar (DORR, 2010), como pode ser visto na Figura A.3.



**Figura A.3** Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas isostáticas temperatura não uniforme

**Fonte: Adaptado de MOUÇO, 2008.**

Já para as barras com rotação e aumento do comprimento axial restringidos, o gradiente de temperatura não irá conferir flexa a nova configuração da peça estrutural pois estará sujeita apenas aos momentos fletores que surgem nas extremidades, ilustrado na Figura A.4.



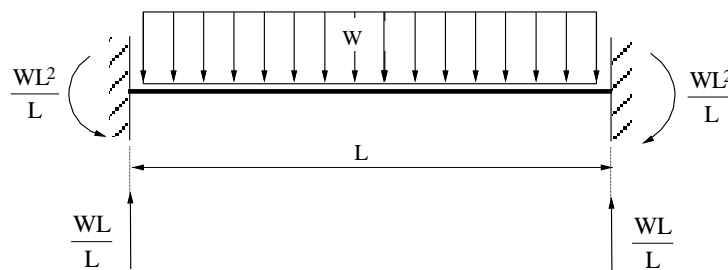
**Figura A.4** Deformações causadas pelo aumento da temperatura em estruturas hiperestáticas gradiente de temperatura

**Fonte: Adaptado de MOUÇO, 2008.**



## A.4 Reações de engastamento perfeito

As forças ou reações de engastamento perfeito são o conjunto de forças nodais que substituem o efeito das ações aplicadas nos elementos, e elas asseguram a exigência de deslocamentos e rotações nulos nas extremidades de cada elemento, como mostra a Figura A.5. Ao se aplicar um carregamento e ao mesmo tempo aplicar suas reações de engastamento perfeito em um elemento, apenas o elemento sentirá a aplicação das mesmas. Porém neste elemento surgirão esforços internos devido as reações de engastamento perfeito impostas (MOUÇO, 2006).



**Figura A.5** Forças de engastamento perfeito de um carregamento uniformemente distribuído  
**Fonte:** Adaptado de MOUÇO, 2006.

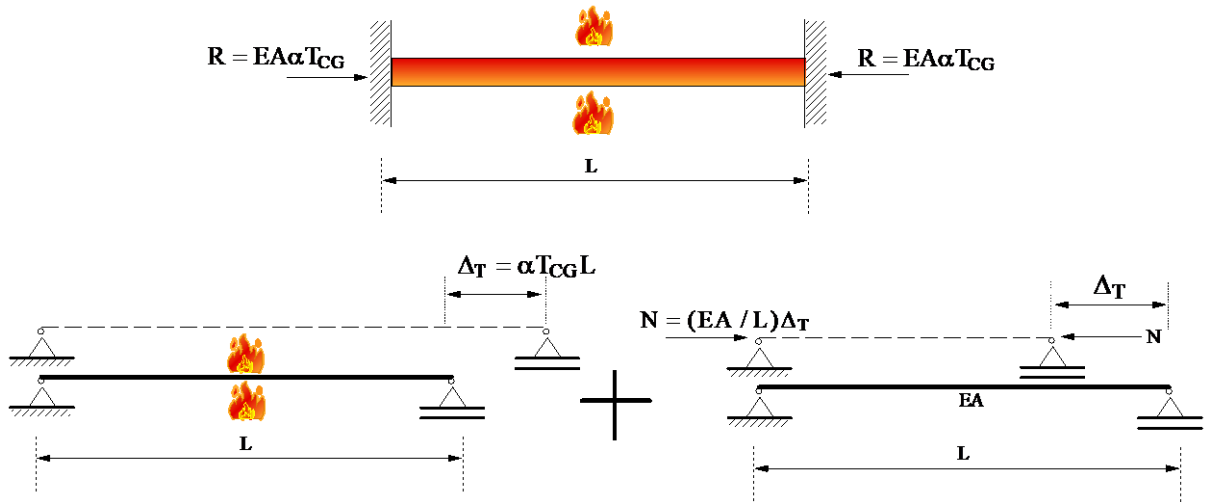
Nesse caso em que a temperatura considerada é uniforme, a variação de temperatura (TCG) ocorre no centro de gravidade da seção transversal. O material possui módulo de elasticidade  $E$  e coeficiente de dilatação  $\alpha$ . A seção transversal tem área  $A$  e inércia  $I$ .

As reações de engastamento para temperatura são calculadas com base na superposição de efeitos, que pode ser vista na Figura A.6. A estrutura base considerada é uma barra com apoio da direita com deslocamento axial liberado, onde a barra poderá se alongar ou encurtar livremente com o valor de  $\Delta T = \alpha TCGL$ . A segunda parcela da superposição são aplicadas forças axiais  $N = (EA/L)\Delta T$  contrárias ao deslocamento axial  $\Delta T$ . As reações de engastamento são forças iguais ao esforço normal  $N$ .

O alongamento  $\Delta T$  ou  $\Delta l$  é dado segundo as prescrições do EC-3/Parte-2(2001), já descrito na seção 3.4.1.

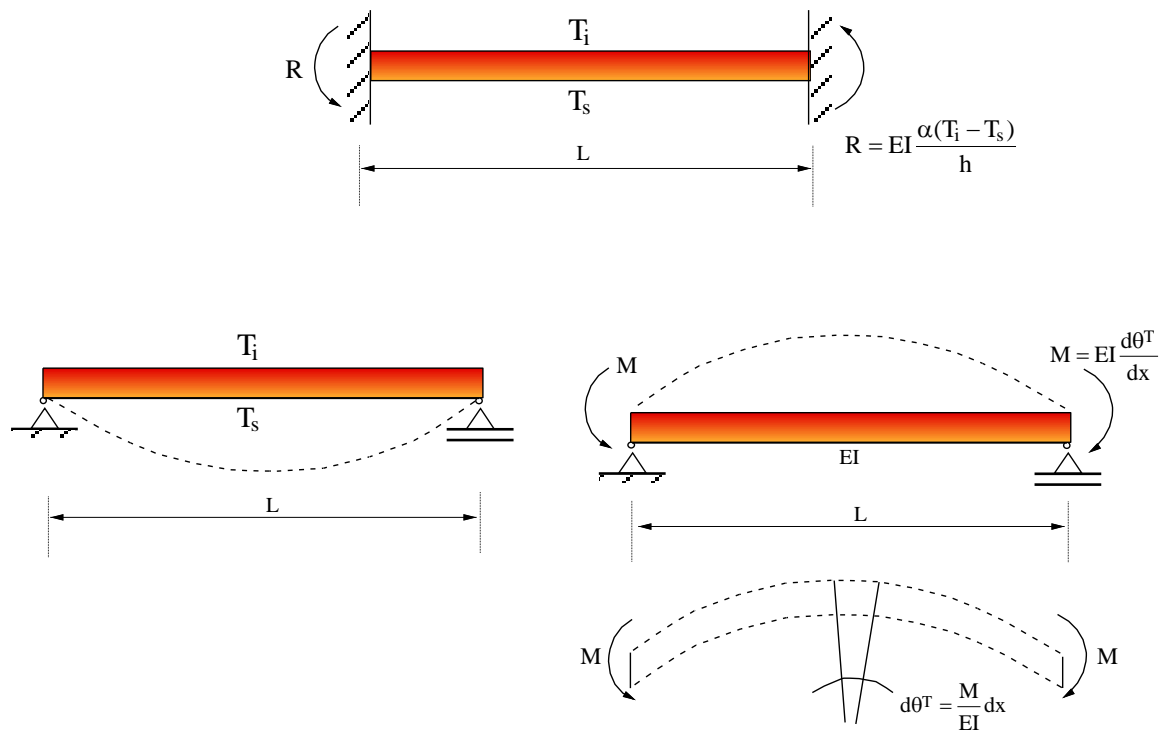
No caso de a distribuição da temperatura não ser uniforme, a superposição dos efeitos é feita como ilustrado na Figura A.7. A primeira estrutura base permite que a flexão da barra, de forma que cada elemento de comprimento infinitesimal ( $dx$ ) sofra uma rotação interna relativa,  $d\theta^T$ , dado por  $d\theta^T = \alpha(T_i - T_s)/h$ , onde  $T_i$  e  $T_s$  é a temperatura na superfície inferior e superior do elemento, respectivamente,  $h$  a altura do perfil adotado

e  $\alpha$  o coeficiente de dilatação térmica adotado. A segunda parcela da superposição é responsável por simular a aplicação dos momentos  $M = EI d\theta^T / dx$  que anulam a deformação (curvatura).



**Figura A.6** Superposição dos efeitos das reações de engastamento para variação uniforme de temperatura

Fonte: Adaptado de McGUIRE & GALLAGHER, 1979.



**Figura A.7** Superposição dos efeitos das reações de engastamento para variação não uniforme de temperatura

Fonte: Adaptado de McGUIRE & GALLAGHER, 1979.

Dessa forma, a reação de engastamento para barras submetidas a variação de temperatura transversal a reação de engastamento perfeita é dada por:

$$M_{\theta} = \frac{EI\alpha(T_i - T_s)}{h} \quad (\text{A.1})$$

## A.5 Reações de engastamento perfeito para elemento finito viga-coluna

Como dito anteriormente, as deformações térmicas que surgem com a elevação da temperatura devem ser consideradas na análise das estruturas. Supõe-se um elemento viga-coluna biengastado ilustrado na Figura A.8. A partir desse elemento, obtêm-se um vetor de carregamento que retrata o conjunto de forças nodais equivalentes. Este vetor, também conhecido como vetor de forças de engastamento perfeito ( $f_{ep}$ ), leva em conta os efeitos decorrentes do alongamento axial e também da rotação devida ao gradiente de temperatura na seção transversal. O vetor  $f_{ep}$  é dado como:

$$f_{ep} = \begin{Bmatrix} -P_{\theta 1} \\ 0 \\ -M_{\theta 1} \\ P_{\theta 2} \\ 0 \\ M_{\theta 2} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

onde as forças de engastamento perfeito são calculadas por:

$$P_{\theta} = \sum_{i=1}^n A_i E_{\theta,i} \varepsilon_{\theta,i} \quad (\text{A.3})$$

$$M_{\theta, total} = \sum_{i=1}^n P_{\theta,i} d_i \quad (\text{A.4})$$

onde :

$n$  número de zonas analisadas na seção transversal do perfil de aço;

$P_{\theta}$  é a força axial total atuante na seção transversal devido a temperatura;

$M_{\theta}$  é o momento fletor total atuante na seção transversal devido a temperatura;

$A_i$  área da zona/fibra de aço estudada;

$E_{\theta,i}$  módulo de elasticidade correspondente a temperatura da fibra analisada;

$\varepsilon_{\theta,i}$  alongamento específico;

$d_i$  distância do centro de gravidade da zona analisada até o eixo neutro.

As ações de engastamento perfeito são inclusas no modelo por meio da superposição do vetor  $f_{ep}$  com o vetor de forças nodais atuantes ( $f_c$ ), resultando no vetor corrigido de forças nos elementos ( $f_{cj}$ ), determinado pela expressão:

$$f_{cj} = f_c + f_{ep} \quad (\text{A.6})$$

O vetor  $f_{cj}$  será utilizado na análise global no lugar de  $f_c$ .



**Figura A.8** Elemento viga-coluna com forças térmicas nodais  
**Fonte:** Adaptado de FERNANDES, 2004.