



Rúben Miguel Paulos Ribeiro do Rosário
Licenciado em Engenharia Civil

Modelação Não Linear de Estruturas Metálicas e Mistas em Situação de Incêndio no *Software OpenSees*

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Luís Canhoto Neves, Professor Auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova
de Lisboa

Coorientador: Professor Doutor André Ramos Barbosa, *Assistant
Professor, Oregon State University, E.U.A.*

Júri:

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu
Arguente: Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro Providência e Costa
Vogal: Professor Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida
Vogal: Professor Doutor Luís Canhoto Neves

“Copyright” Rúben Miguel Paulos Ribeiro do Rosário, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A realização deste trabalho não teria sido possível sem a colaboração, das mais variadas formas, de pessoas a quem gostaria de exprimir o meu profundo agradecimento.

Desde já, quero agradecer ao meu orientador científico, o Professor Doutor Luís Canhoto Neves, pelo interesse e conhecimentos transmitidos ao longo da elaboração deste trabalho, e pela sua disponibilidade mesmo estando a lecionar na *University of Nottingham*.

Ao meu co-orientador, o Professor André Ramos Barbosa, que, embora sendo Professor na *Oregon State University*, mostrou a sua total disponibilidade para me transmitir os seus conhecimentos e motivação para a realização desta dissertação. Quero também agradecer pelo facto de ter apresentado o meu trabalho até ai desenvolvido na *University of California, Berkeley* e na *Oregon State University*.

Deixo também um especial agradecimento ao meu colega e amigo Filipe Ribeiro pelo seu extraordinário acompanhamento e orientação deste trabalho, que apesar de estar ocupado com o seu doutoramento nunca deixou de me tirar dúvidas. Durante todo o processo de realização deste trabalho aprendi muito com o Filipe, não só a nível de trabalho profissional mas também como pessoal. Com ele compreendi todo o processo de investigação, motivando-me sempre que o trabalho não corria como inicialmente esperado. Sendo difícil expressar-me através de meras palavras, só posso dizer que me considero um privilegiado por ter tido três orientadores nesta dissertação.

Quero agradecer aos meus colegas de mestrado pelo companheirismo e amizade que tiveram ao longo de todo este processo. Um especial obrigado ao António e Filipe Pereira pelas longas conversas sobre engenharia. Um especial agradecimento aos alunos bolseiros do Departamento de Eng^a Civil, em especial ao Leonardo Rodrigues, Hugo Fernandes, Nuno Deusdado e Mariana Barros, por me terem aturado no Gabinete 10357.

À Rita Leal, pelo apoio que me deu durante o Mestrado.

Aos meus amigos de Olhão “emigrados” em Lisboa, Duarte, Cláudio, Pedro, Milene, Raquel e Rita, que me apoiaram durante todo o Mestrado, em especial ao Tiago e à Ana pelos jantares e passeios ao final do dia, e à Sara pela guarida aos fim de semanas.

Agradeço à minha amiga Vera Gil, a principal responsável por ter frequentado este mestrado, e pelo apoio e motivação que me deu ao longo deste período.

Um especial agradecimento à Márcia, pela paciência e apoio que me deu neste último ano, motivando-me de uma forma extraordinária.

E como sem eles este trabalho não poderia ter sido possível, um grande agradecimento à minha família, em especial à minha Mãe e Irmãos pelo apoio incondicional, e também à Sónia. Aos meus sobrinhos Filipe e Simão que alegravam as minhas idas a Olhão.

Resumo

Os incêndios em edifícios representam um fenómeno que pode ter consequências devastadoras quando não controlado, não só em termos de perdas de vidas humanas, como em termos económicos.

No passado, a ocorrência de incêndios de grandes dimensões mostrou os efeitos do fogo descontrolado nos edifícios, assim como a ineficiência dos meios de segurança ativa ao fogo. Nas últimas duas décadas, estas questões motivaram o estudo e compreensão da ação dos incêndios nas estruturas dos edifícios.

Neste trabalho estuda-se a modelação da ação do fogo em estruturas metálicas e mistas, com o objetivo de contribuir para a sua melhor caracterização.

A presente tese foca-se na validação e compreensão da implementação de análises termo-mecânicas a estruturas mistas no *software* de elementos finitos *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*), contribuindo assim para futuros estudos, não só de análises de estruturas mistas sujeitas a incêndio, mas também de análises de estruturas mistas sujeitas a eventos consecutivos, como sismo seguido de incêndio.

Neste trabalho é feita uma breve descrição do fenómeno fogo, assim como dos processos inerentes à dinâmica de um incêndio que constituem uma fonte de incerteza para a modelação de cenários de incêndio num edifício. Posto isto, são abordados alguns modelos de incêndios presentes nos *Eurocódigos*, assim como o recente modelo de fogos móveis (“*Travelling fires*”).

São realizados exemplos de aplicação no *software* e dois casos de estudo. O primeiro consiste na modelação de dois ensaios ao fogo realizados na Alemanha em 1986 em estruturas metálicas à escala 1/4. O segundo consiste na modelação de um ensaio ao fogo a uma viga de betão armado simplesmente apoiada, realizado no Instituto Superior Técnico em 2010. Os modelos numéricos desenvolvidos no *OpenSees* contabilizam as não linearidades físicas e geométricas, com elementos finitos de plasticidade distribuída e com uma formulação baseada em deslocamentos. Os resultados numéricos são então comparados com os experimentais, de modo a validar as análises termo-mecânicas no *OpenSees*.

Palavras chave:

Análise Termo-Mecânica, Análise Não-Linear, Fogo, Incêndio, *OpenSees*

Abstract

If not controlled, fires in buildings are events that can result in devastating consequences, not only in terms of life safety but also in economic terms.

In the past, the occurrence of large wildfire in buildings showed their catastrophic effects, as well as the inefficiency of the active fire safety systems (AFP). In the last two decades, these issues motivated the investigation on the fire action in building structures.

This work is focused on fire modeling on steel and composite structures. The principal objectives are, to understand fire dynamics and its main effects on building structures and to validate the implementation of thermo-mechanical analysis in steel and composite structures on the finite element software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). This study is intended to contribute not only to future numerical analysis of composite structures subjected to fire alone, but also to leave space to the analysis of structures subjected to multiple-hazards, such as fire following earthquake.

This thesis contains a brief description of the fire phenomenon, as well as the inherent processes of the dynamics of a fire that constitute a source of uncertainty for modeling fire scenarios in a building. That said, some fire models from the Eurocodes are addressed, as well as the recent model of “Travelling fires”.

Two case studies are analyzed. The first consists in modeling two fire tests on steel structures, conducted in Germany in 1986 (scale 1/4). In the second case study, a fire test of a simply supported reinforced concrete beam, conducted at Instituto Superior Técnico (Portugal) in 2010, is modeled. Numerical models are developed in the OpenSees framework, accounting for physical and geometrical nonlinearities, using a finite element formulation of distributed plasticity and a displacement formulation approach. The obtained results are then compared with the experimental ones, in order to validate the thermo-mechanical analysis in OpenSees.

Keywords:

Fire, Nonlinear Analysis, *OpenSees*, Thermomechanical Analysis

Índice

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xix
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxi
1 Introdução	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Descrição do Trabalho	4
2 Ação do fogo	7
2.1 Introdução	7
2.2 Fenómeno Fogo	7
2.2.1 Combustão	8
2.2.2 Temperatura Característica do Material	10
2.2.3 Limites de Inflamabilidade	11
2.3 Transmissão de calor	11
2.3.1 Condução	11
2.3.2 Convecção	13
2.3.3 Radiação	14
2.3.4 Propriedades Térmicas Relevantes dos Materiais	15
2.4 Desenvolvimento de um Incêndio	16
2.4.1 Fases de Desenvolvimento de um Incêndio	17
2.4.2 Dinâmica de um Incêndio num Compartimento	18
2.4.3 Conceito de Carga de Incêndio e Classes de Fogo	20
2.4.4 Estimar a Temperatura de um Compartimento Sujeito a um Incêndio	22
2.4.5 Propagação de um Incêndio num Edifício	23
2.5 Modelos de Incêndio num Compartimento	25
2.5.1 Introdução	25

2.5.2	Modelos de incêndio <i>Pre-Flashover</i>	29
2.5.3	Fogos Móveis (<i>Travelling fires</i>)	32
2.5.4	Modelos de Incêndio <i>Post-Flashover</i>	34
2.6	Conclusões	40
3	Ação Térmica e Propriedades Termo-Mecânicas dos Materiais Aço e Betão	43
3.1	Introdução	43
3.2	Cálculo de temperaturas nos elementos	43
3.2.1	Transferência de Calor no Interior do Elemento	44
3.2.2	Transferência de Calor na Superfície do Elemento	44
3.2.3	Método Simplificado para o Cálculo de Temperaturas em Elementos de Aço.	45
3.2.4	Perfis de Temperatura em Elementos de Betão (<i>Anexo A do EC2</i>).	46
3.3	Propriedades Térmicas	46
3.3.1	Material Aço	46
3.3.2	Material Betão	50
3.4	Deformação Uniaxial e Propriedades Termo-mecânicas	56
3.4.1	Deformação Uniaxial	56
3.4.2	Material Aço	56
3.4.3	Material Betão	61
3.5	Conclusões	64
4	Implementação de Análises Termo-mecânicas no Software <i>OpenSees</i>	67
4.1	Considerações Iniciais	67
4.2	Implementação no <i>OpenSees</i>	68
4.2.1	Modelo Teórico para Análises Termo-mecânicas Não Lineares	70
4.2.2	Classes Adicionadas ao Software <i>OpenSees</i>	73
4.3	Exemplos	78
4.3.1	Procedimentos a Aplicar numa Análise Termo-mecânica no <i>OpenSees</i>	78
4.3.2	Exemplo 1 - Viga Simplesmente Apoiada Sujeita a uma Variação de Temperatura Uniforme	79
4.3.3	Exemplo 2 - Viga Bi-encastrada com Solução Analítica	80
4.3.4	Exemplo 3 - Importância das Restrições e da Análise Geometricamente Não Linear numa Viga	82
4.3.5	Exemplo 4 - Estudo de Sensibilidade da Malha de Elementos Finitos de um Pórtico	87
4.3.6	Exemplo 5 - Viga Mista aço-betão	91
4.4	Conclusões	97
5	Casos de Estudo	99
5.1	Introdução	99
5.2	Caso de Estudo 1	99
5.2.1	Descrição das Estruturas e do Ensaio	100
5.2.2	Modelo no <i>OpenSees</i>	100
5.2.3	Resultados	101
5.2.4	Conclusões	108

5.3	Caso de Estudo 2	108
5.3.1	Modelação da Viga de Referência VA	108
5.3.2	Modelação da Viga RC	114
5.3.3	Conclusões	122
6	Conclusões	125
6.1	Revisão Geral	125
6.2	Resultados	127
6.3	Desenvolvimentos Futuros	129
	Referências Bibliográficas	131

Índice de Figuras

2.1	Triângulo do fogo. (Adaptado de [77].)	8
2.2	Tetraedro do fogo. (Adaptado de [17].)	8
2.3	Temperaturas características dos materiais combustíveis.	10
2.4	Domínio e limites de inflamabilidade.	11
2.5	Condução no estado estacionário e transitório. (Adaptado de [14].)	12
2.6	Esquema dos regimes de escoamento de um fluido sobre uma superfície. (Adaptado de [31] e [39].)	14
2.7	Decomposição das ondas electromagnéticas (radiação) quando atinge um meio material. (Adaptado de [17].)	15
2.8	Transmissão de calor entre dois corpos por radiação. (Adaptado de [39].)	15
2.9	Fases de um incêndio (Curva teórica de um incêndio real). (Adaptado de [15] e [24].)	17
2.10	Processos de transferência de calor no interior de um compartimento sujeito a um incêndio. (Adaptado de [21].)	19
2.11	Compartimento fechado:(a) Pluma de Fumo (b) movimentação do fumo e gases junto ao teto e distribuição de temperaturas. (Adaptado de [21, 46].)	19
2.12	Perfil de pressões num compartimento, assim como o fluxo típico dos gases produzidos pelo incêndio. (Adaptado de [46].)	21
2.13	Formas de propagação de um incêndio num edifício. (Adaptado de [36].)	25
2.14	Esquema da propagação de fumo e gases num edifício. (Adaptado de [21]).	26
2.15	Exemplos de (a) um modelo CFD e (b) um modelo de duas zonas. (Adaptado de [46].)	28
2.16	Modelo de duas zonas aplicado a multi-compartimentos. (Adaptado de [16].)	28
2.17	Incêndios localizados segundo o <i>Eurocódigo</i> . [6]	30
2.18	Exemplos de curvas de incêndio obtidas pelos modelos de (a) <i>Heskestad</i> e (b) <i>Hasemi</i> . (Adaptado de [79]).	31
2.19	Ilustração das zonas próximas e distantes de um fogo móvel. (Adaptado de [84].)	32
2.20	Curvas de incêndio nominais.	35
2.21	Gravidade de um incêndio de acordo com Ingberg. (Adaptado de [16]).	36
2.22	Curvas Suecas tempo-temperatura (Pettersen 1976). (Adaptado de [16]).	37
2.23	(a) Esquema de aberturas verticais no compartimento para o cálculo das curvas paramétricas de incêndio, e (b) curvas tempo-temperatura para diferentes valores de O . (Adaptado de [30, 79]).	38

3.1	Exemplos de cálculo de fatores de massividade para elementos de aço não protegidos. (Adaptado de [5]).	47
3.2	Exemplos de perfis de temperatura em elementos de betão presentes no Anexo A do Eurocódigo 2 Parte 1-2. (Adaptado de [7]).	48
3.3	Calor específico do aço carbono em função da temperatura.	49
3.4	Condutibilidade do aço carbono em função da temperatura.	50
3.5	Transformações físicas e químicas do betão sujeito a altas temperaturas. (Adaptado de [50]).	51
3.6	Calor específico, $C_p(\theta)$ em função da temperatura para três teores de água, u , de 0%, 1.5% e 3% do peso para betão com agregados siliciosos. (Adaptado de [7]).	53
3.7	Calor específico do betão normal (NC) e betão leve (LC) segundo o EC4. (Adaptado de [1]).	53
3.8	Condutibilidade térmica do betão em função da temperatura. (Adaptado de [1]).	54
3.9	Evolução da condutibilidade térmica do betão. (Adaptado de [49]).	55
3.10	Difusividade dos materiais aço e betão. (Adaptado de [30].)	55
3.11	Extensão térmica do aço em função da temperatura segundo os Eurocódigos EC2 e EC3.	57
3.12	Variação da extensão térmica do betão.	62
4.1	Diagrama de classes elevadas na criação de um modelo de elementos finitos no OpenSees (Adaptado de [60]).	69
4.2	Fluxograma do algoritmo de uma análise termo-mecânica não linear. (Adaptado de [43]).	71
4.3	Esquema de um elemento finito constituído por secções definidas por n fibras.	72
4.4	Diagrama das classes adicionadas ao <i>OpenSees</i> para a análise termo-mecânica no decorrer deste trabalho.	74
4.5	Comportamento do material aço para temperaturas elevadas.	75
4.6	Modelo genérico de carga e descarga do material <i>Steel01Thermal</i> para temperaturas inferiores a $100^{\circ}C$.(Adaptado de [29]).	76
4.7	(a) Comportamento genérico do material betão; (b) Comportamento do modelo <i>Concrete02ThermalCA</i> desde os $20^{\circ}C$ até aos $600^{\circ}C$	76
4.8	Validação da extensão térmica dos diferentes materiais aço e betão implementados no OpenSees. (Exemplo 1).	80
4.9	Comparação dos resultados obtidos pelo OpenSees com a solução analítica. (a) modelo da viga, (b) secção do elemento e modelo elástico linear do material aço, (c) deslocamento horizontal do nó 2 e (d) esforço normal nos elementos.(Exemplo 2).	81
4.10	Deslocamento vertical a meio vão da viga (Exemplo 3).	83
4.11	Deslocamento horizontal da extremidade direita na viga não restringida (Exemplo 3).	83
4.12	Reação horizontal na extremidade direita da viga não restringida (Exemplo 3).	84
4.13	Deslocamento a meio vão da viga restringida sem consideração da deterioração do material com a temperatura (Exemplo 3).	84
4.14	Influência de um apoio elástico de translação (Exemplo 3).	86

4.15	Estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos num pórtico sujeito a um aumento de temperatura (Exemplo 4).	88
4.16	Magnitude da diferença no deslocamento vertical a meio vão obtido pelos modelos “6 ele”, “8 ele”, “10 ele” e “12 ele”, em relação ao modelo “22 ele” (Exemplo 4).	89
4.17	Esforço normal e momento fletor nas secções (Exemplo 4).	90
4.18	Magnitude da diferença dos esforços obtidos pelos modelos “6 ele”, “8 ele”, “10 ele” e “12 ele”, em relação ao modelo “22 ele” (Exemplo 4).	91
4.19	Estudo do comportamento uma viga mista de aço (Exemplo 5).	94
4.20	Valores de extensão-tensão-temperatura das fibras constituintes do perfil de aço, na secção de meio vão da viga (Exemplo 5).	95
4.21	Valores de extensão-tensão-temperatura das fibras constituintes do perfil de aço, na secção de extremidade da viga (Exemplo 5).	96
4.22	Encurvadura local na extremidade do perfil de aço de uma viga mista restringida ao alongamento axial (Testes de Cardington).	97
5.1	Estruturas ensaiadas ao fogo por <i>Rubert e Schaumann (1986)</i> [74]: (a) Estrutura EHR e (b) ZSR.	100
5.2	Modelo de fibras da secção e relação extensão-tensão do material aço nas respectivas estruturas (EHR e ZSR).	101
5.3	Deformada da estrutura EHR obtida pelo modelo construído no <i>OpenSees</i>	101
5.4	Deformada da estrutura ZSR obtida pelo modelo construído no <i>OpenSees</i>	102
5.5	Resultados experimentais de <i>Rubert e Schaumann (1986)</i> [74], resultados numéricos de <i>Izzudin et al.</i> [52] e resultados obtidos pelo <i>OpenSees</i> no modelo EHR.	103
5.6	Resultados experimentais de <i>Rubert e Schaumann (1986)</i> [74], resultados numéricos de <i>Izzudin et al.</i> [52] e resultados obtidos pelo <i>OpenSees</i> no modelo ZSR.	103
5.7	(a) Modelo elíptico de <i>Rubert e Schaumann</i> [74] (Adaptado de [80]); (b) Relação extensão-tensão do modelo elíptico para diferentes temperaturas (Adaptado de [74]).	104
5.8	Comparação entre os fatores de redução do módulo de elasticidade e tensão limite de proporcionalidade propostos por <i>Rubert e Schaumann</i> [74] e os presentes no <i>OpenSees</i>	104
5.9	Comparação da extensão térmica do aço adotada por <i>Izzuddin et al.</i> e o presente no <i>OpenSees</i>	105
5.10	(a) nas do momento com a temperatura e a curvatura na secção a meia altura do pilar (0.85 m) e no topo; (b) Evolução do momento com a temperatura e a curvatura na secção a meio da viga.(Estrutura EHR).	106
5.11	Evolução do esforço normal com o aumento de temperatura na secção a meia altura do pilar. (Estrutura EHR).	106
5.12	Evolução do momento fletor nas secções críticas: (a) Momento fletor em função da temperatura e b em função da curvatura.(Estrutura ZSR).	107
5.13	Evolução do esforço normal com o aumento de temperatura nas secções críticas. (Estrutura EHR).	107
5.14	Distribuição longitudinal das armaduras das vigas. (Adaptado de [20].)	109

5.15	Pormenorização de armaduras numa secção genérica das vigas. (Adaptado de [20]).	109
5.16	Esquema do ensaio da viga de referência. A - macaco hidráulico; B - célula de carga; C - viga de distribuição de carga; D - apoio fixo; E - apoio móvel; F - deflectómetro. (Adaptado de [20]).	110
5.17	a) Vista geral da rotura da viga VA; b) pormenor da rotura longitudinal inferior. (Adaptado de [20]).	110
5.18	Modelo de elementos finitos para a viga VA adotado no <i>OpenSees</i>	111
5.19	Gráfico da relação força-deslocamento da secção de meio vão da viga de referência VA.	112
5.20	Gráfico da relação curvatura-momento flector da secção de meio vão da viga de referência VA.	112
5.21	Gráfico extensão-tensão das armaduras inferiores e superiores, e fibra mais distante de betão à compressão (modelo da viga VA).	113
5.22	Gráfico força-tensão das armaduras inferiores e superiores, e fibra mais distante de betão à compressão (modelo da viga VA).	113
5.23	Esquema do sistema de aplicação de carga (vista frontal; dimensões em metros; sem escala). (Adaptado de [20]).	114
5.24	Corte esquemático do isolamento lateral das vigas (dimensões em metros - sem escala). (Adaptado de [20]).	115
5.25	Pórtico envolvente ao forno e campânula aplicada na travessa. (Adaptado de [20]).	115
5.26	Pormenor da viga de distribuição de carga. (Adaptado de [20]).	115
5.27	Temperaturas medidas na secção a meio vão. (Adaptado de [20]).	116
5.28	Perfil de temperaturas na viga. (Adaptado de [20]).	116
5.29	Modelo de elementos finitos para a viga RC adotado no <i>OpenSees</i>	118
5.30	Temperatura aplicada no modelo do <i>OpenSees</i> . (Adaptado de [20]).	118
5.31	Deslocamento vertical a meio vão da viga RC para vários níveis de temperatura, considerando a mesma simplesmente apoiada.	119
5.32	Erro da análise $0.71 \times Temperatura$ ao longo do Tempo, considerando a viga RC simplesmente apoiada.	120
5.33	Deslocamento horizontal na extremidade direita da viga para as análises $0.71 \times Temperatura$, $0.8 \times Temperatura$, $0.9 \times Temperatura$ e $1.0 \times Temperatura$	120
5.34	Extensão-tensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão na secção de meio vão (análise $0.71 \times Temperatura$).	121
5.35	Tensão e extensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão ao longo do tempo de aplicação da temperatura, na secção de meio vão (análise $0.71 \times Temperatura$).	121
5.36	Comparação do deslocamento vertical a meio vão, considerando a viga restringida axialmente (viga RC).	122
5.37	Comparação do deslocamento vertical a meio vão da análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga axialmente restringida, e com uma translação do gráfico na vertical por forma a acertar o deslocamento inicial (viga RC).	123

5.38	Extensão-tensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão na secção de meio vão da análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga restringida axialmente (viga RC).	123
5.39	Tensão e extensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão ao longo do tempo de aplicação da temperatura, para a análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga axialmente restringida (viga RC).	124
6.1	(a) Vista geral do edifício de Cardington onde se realizou a bateria de testes ao fogo; (b) edifício sujeito ao carregamento gravítico; (c) vista geral do hangar onde os ensaios foram realizados; (d) vista no interior de um piso sujeito ao carregamento gravítico através de sacos de areia. (Adaptado de [4])	129
6.2	Exemplo de um modelo de grelha para a modelação do ensaio “ <i>Test 1 - Restrained Beam</i> ” realizado no edifício de Cardington.	130

Índice de Tabelas

2.1	Temperaturas características de alguns materiais combustíveis. (Adaptado de [21].)	10
2.2	Densidades de carga de incêndio para diferentes tipos de ocupação (MJ/m^2). (Adaptado de [6]).	21
2.3	Taxa de crescimento do incêndio e taxa máxima da libertação de calor por metro quadrado (RHR_f) para diferentes tipos de ocupação (Adaptado de [6]).	23
3.1	Relação tensão-extensão para o aço carbono a temperaturas elevadas. (Adaptado de [5, 7]).	58
3.2	Fatores de redução para a relação tensão-extensão de aço de carbono estrutural. (Adaptado de [5]).	59
3.3	Fatores de redução para a relação tensão-extensão para aços de betão armado, laminados a quente (NR) e endurecidos a frio (ER). (Adaptado de [7]).	60
3.4	Relação tensão-extensão para o betão a temperaturas elevadas. (Adaptado de [7].)	62
3.5	Valores dos parâmetros principais das relações tensão-extensão para betões NC (agregados siliciosos e calcários) e LC, a diferentes temperaturas. (Adaptado de [7].)	63
4.1	Esforços máximos nas vigas (Exemplo 3).	85
4.2	Reação horizontal máxima no encastramento da viga para as diferentes análises (Exemplo 5).	92
5.1	Tabela resumo das temperaturas de colapso das estruturas EHR e ZSR.	104
5.2	Propriedades mecânicas do aço das armaduras ordinárias. (Adaptado de [20].)	109
5.3	Propriedades mecânicas do betão aos 28 dias. (Adaptado de [20].)	109
5.4	Deslocamento vertical a meio vão devido apenas à carga vertical aplicada.	120

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

- EC1 - Eurocódigo 1 [6]
- EC2 - Eurocódigo 2 [7]
- EC3 - Eurocódigo 3 [5]
- EC4 - Eurocodigo 4 [1]

Siglas

- BRE - *Building Research Establishment*
- CFD - *Computational Fluid Dynamics* (Dinâmica dos Fluidos Computacional)
- EF - Elementos finitos
- Elefir-EN - *Software* para avaliação da resistencia ao fogo de elementos de aço de acordo com EC1 e EC3
- FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia
- IST - Instituto Superior Técnico
- MATLAB - *The Language of Technical Computing* (*software* interativo para cálculo numérico)
- NEES - *Network for Earthquake Engineering Simulation*
- NSF - *National Science Foundation*
- OpenSees - *Open System for Earthquake Engineering Simulation*
- UNL - Universidade Nova de Lisboa
- SFPE - *Society of Fire Protection Engineers*

Símbolos

- λ - Condutibilidade térmica
- λ_x - Condutibilidade térmica segundo x
- λ_y - Condutibilidade térmica segundo y
- λ_z - Condutibilidade térmica segundo z
- λ_a - Condutibilidade do material aço
- λ_c - Condutibilidade do material betão
- $\lambda_{c,leve,\theta}$ - Condutibilidade do material betão leve
- α - Difusividade térmica
- C - Calor específico
- C_p - Calor específico do betão seco
- $C_{p,pico}$ - Valor de pico do calor específico do betão em função da percentagem de teor em água
- C_a - Calor específico do material aço
- ρ - Peso volúmico
- b - Efusividade térmica
- RHR_f - Taxa máxima de libertação de calor por metro quadrado
- θ_g - Temperatura da atmosfera
- O - Fator de aberturas de um compartimento
- \vec{q}_x - Fluxo de calor no interior do corpo
- k - Constante física referente ao meio onde se propaga o calor
- Q_c - Fluxo de calor por convecção
- h_c - Coeficiente de transferência de calor por convecção
- θ - Temperatura
- θ_m - Temperatura da superfície de um determinado corpo
- θ_g - Temperatura do fluido que rodeia uma determinada superfície de um corpo
- θ_r - Temperatura de radiação efetiva
- θ_s - Temperatura da envolvente da superfície
- θ_a - Temperatura no aço à temperatura ambiente

- q_r - Fluxo emitido por uma superfície de um corpo por radiação
- σ - Constante de *Stefan-Boltzmann*
- ϕ - Fator que tem em conta a quantidade de energia calorífica que chega à superfície recetora vinda de outra emissora
- Φ - Fator de vista
- ε_m - Emissividade de uma superfície
- ε_f - Emissividade do fogo
- ε_T - Deformação total do material
- ε_i - Deformação inicial
- ε_{th} - Deformação térmica livre de restrições
- ε_m - Deformação mecânica
- ε_{creep} - Deformação de fluência
- ε_{tr} - Deformação transiente
- $\varepsilon_{s,\theta}$ - Extensão térmica do aço
- ε_c - Extensão térmica do betão
- \dot{q} - Taxa de libertação de energia
- Δh_c - Calor da combustão
- \dot{m} - Taxa de perda de massa
- A_v - Área das aberturas de ventilação
- h_v - Altura das aberturas de ventilação
- L_f - Altura da chama
- z_0 - Origem virtual da chama
- D - Diâmetro do incêndio
- Q - Taxa de libertação de calor do incêndio
- L_h - Comprimento da chama
- Q_H^* - Taxa de libertação de calor adimensional
- z' - Posição vertical da fonte de calor virtual
- \dot{h}_{net} - Fluxo de calor efetivo recebido pela área de superfície do teto exposto ao fogo
- α_c - Coeficiente de transferência de calor por convecção

- α_c - Coeficiente de transferência de calor por convecção
- \dot{Q} - Taxa de libertação de calor
- A_f - Área máxima da base do incêndio
- \dot{Q}'' - Taxa de libertação de calor por unidade de área
- t_b - Tempo de combustão no local do incêndio
- $q_{f,d}$ - Densidade de carga de incêndio
- T_{max} - Temperatura máxima
- T_∞ - Temperatura ambiente
- T_{ff} - Temperatura na zona distante das chamas
- r_{ff} - Distância desde o centro do fogo até ao fim da zona distante das chamas
- r_{nf} - Distância desde o centro do fogo até ao fim da zona próxima das chamas
- O - Fator de aberturas
- Γ - Coeficiente de expansão
- t - Tempo
- t_{lim} - Tempo limite de aquecimento
- t_{max} - Tempo máximo da fase de aquecimento
- $q_{t,d}$ - Valor de cálculo da densidade de carga de incêndio
- θ_{max} - Temperatura máxima
- t^* - Tempo fictício
- t_{max}^* - Tempo fictício que corresponde ao tempo para ocorrer a temperatura máxima
- O_{lim} - Fator de aberturas modificado
- Γ_{lim} - Coeficiente de expansão modificado
- $\Delta\theta_{a,t}$ - Distribuição da temperatura na secção de um elemento de aço não protegido
- k_{sh} - Fator de correção para o efeito de sombra
- A_m - Área da secção do perfil
- $\dot{h}_{net,d}$ - Valor de cálculo do calor efetivo por unidade de área
- Δt - Intervalo de tempo
- ΔT_r - Incremento de temperatura na fibra
- ρ_a - Peso volúmico do material aço

- $[A_m/V]$ - Fator de massividade de uma secção
- $k_{y,\theta}$ - Coeficiente de redução da tensão de cedência efetiva do aço em função da temperatura
- $k_{p,\theta}$ - Coeficiente de redução da tensão limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
- $k_{E,\theta}$ - Coeficiente de redução do módulo de elasticidade tangente do aço em função da temperatura
- f_y - Tensão de cedência do aço à temperatura ambiente
- E_a - Módulo de elasticidade tangente do aço à temperatura ambiente
- $B^T(x)$ - Matriz de transformação das tensões-deslocamentos
- F_{th} - Carga térmica induzida no elemento
- F_{sec} - Força na secção
- F_u - Força não equilibrada
- F_{ex} - Força do carregamento externo (pontual e distribuído)
- F'_{re} - Força resistente do material atualizada
- \bar{z} - Centróide da secção
- $f_{c,\theta}$ - Tensão máxima de compressão do betão

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Gerais

Os incêndios em edifícios podem ter consequências devastadoras quando não controlados, não só em termos de perdas de vidas humanas como em termos económicos.

Os grandes incêndios em edifícios mostraram os efeitos do fogo descontrolado, assim como a ineficiência dos meios de segurança ativa ao fogo, motivando nas últimas duas décadas o estudo e compreensão da ação dos incêndios nas estruturas dos edifícios, em especial nas estruturas metálicas e mistas (aço-betão).

As consequências de incêndios em estruturas de edifícios altos podem ser mais graves comparativamente a outras estruturas, devido a sistemas estruturais complexos, assim como a sua elevação vertical que dificulta os meios de extinção imediata do fogo, propagando-se assim na vertical para outros pisos. Como exemplos deste fenómeno, temos os incêndios no *First Interstate Bank* em Los Angeles (1998), no *Parque Central Tower* em Caracas (2004), e no *Mandarin Oriental Hotel* em Beijing (2009). No caso do *First Interstate Bank* e no *Parque Central Tower*, os sistemas de controlo ativo de incêndio (*Sprinklers*) não funcionaram devido à falta de manutenção, o que facilitou a propagação do incêndio pelos pisos no sentido vertical. No caso do *Mandarin Oriental Hotel* o sistema de controlo ativo de incêndio ainda não tinha sido instalado, visto que a construção do edifício ainda não tinha terminado quando este foi atingido por fogo de artifício, o que desencadeou o incêndio. Neste caso, o fogo propagou-se do telhado para os pisos inferiores, tendo estado ativo durante 5 horas. No entanto, tanto neste edifício como no *Parque Central Tower*, o colapso da estrutura não se verificou, contudo, o incêndio causou danos significativos no sistema estrutural [34].

Existem outros exemplos recentes onde colapsos progressivos devido à ação do fogo foram verificados: *Architecture Faculty Building of Delft* em 2009 (estrutura de betão armado), *Windsor Tower of Madrid* em 2005 (estrutura mista aço-betão), e no *World Trade Center (WTC)* em Nova Iorque (2001) (estrutura maioritariamente constituída por aço). Nos dois últimos casos, observaram-se dois mecanismos de colapso diferenciados [34].

Na *Architecture Faculty Building of Delft*, um dos cenários possíveis de que se suspeita ter causado o colapso progressivo, foi a perda de rigidez dos elementos horizontais que provocaram grandes excentricidades das cargas verticais. Na *Windsor Tower*, o colapso progressivo deveu-se à perda de rigidez dos elementos verticais, o que resultou num impacto de uma laje com a laje inferior (*Pancake-type progressive collapse*). No caso do

WTC, o colapso progressivo pode-se ter iniciado pelo colapso de um elemento horizontal [34]. Segundo [51], a presença de um núcleo vertical de elevada rigidez e a baixa rigidez dos elementos horizontais foram responsáveis pela encurvadura dos pilares externos (na envolvente do edifício), mesmo a temperaturas baixas. É de salientar que, no caso da *Windsor Tower*, o colapso limitou-se ao mesmo número de pisos envolvidos no incêndio, já no *WTC* o colapso progressivo foi total, tendo sido apenas afetado pelo incêndio um número limitado de pisos. Este fato leva à conclusão que o colapso progressivo pode-se propagar para zonas não afetadas diretamente pelo fogo [34].

Em Portugal não têm ocorrido acidentes de grandes dimensões no que confere a incêndios em edifícios, no entanto, é de salientar o grande incêndio de Lisboa nos armazéns do Chiado (1988), que chamou a atenção para a importância da proteção dos edifícios contra incêndios, criando-se regulamentação sobre a matéria. Neste acidente, devido aos materiais existentes nos edifícios (lojas comerciais) e a presença de gases inflamáveis, ocorreram sucessivas explosões e temperaturas elevadas que impediram o avanço dos bombeiros.

A história tem-nos mostrado que a probabilidade de ocorrência de um incêndio durante ou após um sismo de intensidade considerável, é elevada. O tipo de construção e as condições meteorológicas, entre outros fatores, podem contribuir para a ocorrência das condições necessárias ao desenvolvimento de um incêndio num edifício já danificado devido a um sismo. Os registos de sismos que ocorreram no passado mostram que os danos causados pelo fogo são, por vezes, superiores aos danos causados pelo sismo [61].

De fato, o efeito do fogo em estruturas já danificadas por um sismo é mais severo. Os códigos estruturais para análise sísmica de edifícios admitem um certo grau de dano nos elementos estruturais, o que deixa os mesmos mais vulneráveis aos efeitos do fogo, nomeadamente, através da abertura de fissuras nos materiais, o que provoca o aumento mais rápido das temperaturas no seu interior e conseqüente perda de resistência. Esta situação representa um cenário único no dimensionamento estrutural, que não é contemplado nos códigos estruturais.

Posto isto, é necessário desenvolver metodologias de verificação de segurança estrutural ao fogo, tendo em conta também que este tipo de cenários pode ocorrer em simultâneo. Têm-se vindo a desenvolver metodologias baseadas no desempenho estrutural (“*Performance-based engineering*”) aplicadas apenas ao fogo, assim como a combinação de cenários de sismo, seguido de fogo, explosões e tsunamis.

Posto isto, para além de se desenvolver estratégias de evacuação e proteção ativa contra o incêndio, é muito importante perceber o comportamento e resposta estrutural ao fogo [34].

A evolução dos procedimentos e métodos para combater o incêndio, assim como para melhorar o comportamento das estruturas dos edifícios sujeitas ao fogo, tem tido como base incêndios ocorridos no passado. Estes procedimentos e métodos têm sido compilados nos regulamentos de segurança ao fogo, formando assim uma abordagem prescritiva. Esta abordagem pode levar a um projeto estrutural não económico. Com uma melhor compreensão sobre o fenómeno do incêndio, assim como o comportamento da estrutura sujeita a altas temperaturas, é possível conceber métodos para o dimensionamento de estruturas mais seguras e económicas. A indústria do aço identificou o custo dos sistemas de proteção deste material ao fogo como um dos principais obstáculos para a construção metálica [88].

Grande parte dos projetistas de estruturas parte do princípio que uma estrutura metálica

necessita de materiais de proteção ao fogo, dimensionados através de testes padrão de resistência ao fogo. Esta visão faz sentido quando é usada uma abordagem prescritiva. Contudo, esta abordagem tem vindo a cair em desuso com a evolução dos meios computacionais, e com o conhecimento mais aprofundado dos fenómenos inerentes ao incêndio, que permitem aplicar análises para dimensionamento baseado no desempenho.

Segundo [88] e [37], a diferença entre uma abordagem prescritiva e uma baseada no desempenho, para estruturas metálicas sujeitas a incêndio, pode ser descrita da seguinte forma: numa abordagem prescritiva, a temperatura individual de cada elemento estrutural, com ou sem isolamento térmico, expostos a curvas de incêndio padrão, é limitada aproximadamente a $550^{\circ}C$. Este limite deve-se à consideração de que o aço a partir desta temperatura não tem qualquer resistência estrutural. Nesta abordagem a interação dos diferentes elementos sujeitos a diferentes temperaturas e carregamentos não é considerada, ignorando assim as consequências desta interação que poderão ser condicionantes no dimensionamento.

Numa abordagem baseada no desempenho, o comportamento global e local da estrutura é simulado (interação entre os elementos), sendo a temperatura dos elementos apenas mais uma das inúmeras variáveis do problema podendo ser obtida através de vários tipos de cenários de fogo. Como é evidente, uma análise baseada no desempenho pode ser mais difícil de aplicar em relação a uma análise prescritiva, no entanto esta pode trazer benefícios significativos [88]. A essência de uma análise baseada no desempenho em engenharia, seja em engenharia do fogo, sísmica ou qualquer outro tipo, é determinar os parâmetros de desempenho da estrutura (como por exemplo deslocamentos relativos entre elementos) com um grau razoável de confiança. Esta análise fornece uma transparência superior nos critérios de dimensionamento, com base no conhecimento do comportamento estrutural através do uso de análises não lineares [37].

No início dos anos 90, a comunidade científica e a indústria do aço concluiu que o conhecimento do comportamento de estruturas metálicas sujeitas ao fogo era muito pobre, começando a partir de então a estudar este tipo de problemas. O ponto alto deste tipo de estudos ocorreu com os ensaios à escala real nos laboratórios do *Building Research Establishment (BRE)* em Cardington, Reino Unido, nos anos 90. Estes testes deram um impulso vital para a compreensão do comportamento estrutural e têm servido como base para o desenvolvimento das análises ao fogo de estruturas metálicas [88].

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal a verificação e validação da recente implementação de análises termo-mecânicas no *software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*. O *OpenSees* foi inicialmente concebido como ferramenta necessária para a realização de análises baseadas na metodologia “*Performance-Based Earthquake Engineering*”. A implementação de análises termo-mecânicas neste *software* tem uma importância acrescida pelo facto deste permitir a programação de análises sequenciais, o que possibilita o estudo do comportamento de estruturas sujeitas a eventos consecutivos, assim como simultâneos. Posto isto, a possibilidade de realização deste tipo de análises é de extrema importância para o estudo de estruturas metálicas e de betão armado sujeitas a incêndio, assim como estruturas sujeitas a sismos seguidos de réplicas e incêndio. Tal capacidade de cálculo do *software*

permitirá assim a avaliação da robustez de estruturas sujeitas a eventos múltiplos, assim como, a realização de estudos que forneçam a informação probabilística sobre a possibilidade de ocorrência de colapso em função da intensidade do sismo e da gravidade de um incêndio e explosões.

Para tal, neste trabalho são feitas algumas modificações no código do *software*, onde são acrescentadas novas classes que contemplam outros modelos de comportamento dos materiais. Inicialmente são estudados exemplos onde são conhecidas as soluções analíticas. Posto isto, é estudado o comportamento de vigas sujeitas ao aumento de temperatura, percebendo assim a importância das restrições ao alongamento térmico do material e os efeitos da não linearidade geométrica. É realizado um estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos num pórtico, de modo a compreender a influência da malha com o aumento de temperatura nos elementos.

Por fim, são realizados dois casos de estudo. No primeiro caso modelam-se dois ensaios ao fogo a estruturas de aço à escala 1/4 realizados na Alemanha (1986). No segundo caso é modelado um ensaio ao fogo a uma viga de betão armado realizado no Instituto Superior Técnico em 2010. Tais estudos são realizados por forma a avaliar o ajuste dos resultados do modelo aos medidos no ensaio experimental.

Em resumo, com este trabalho é possível demonstrar a aplicabilidade das análises termo-mecânicas no *OpenSees*, assim como perceber os comportamentos-chave de uma estrutura sujeita a temperaturas elevadas.

1.3 Descrição do Trabalho

Este trabalho organiza-se em 6 capítulos, sendo o presente a introdução.

No Capítulo 2 faz-se uma introdução ao fenómeno fogo e incêndio, assim como os conceitos-chave para a modelação de cenários de incêndio na aplicação à Engenharia Civil. É abordado o fenómeno fogo e todos os seus processos inerentes como a combustão, temperaturas características dos materiais combustíveis e limites de inflamabilidade; os processos de transmissão de calor (condução, convecção e radiação); a dinâmica do fogo descontrolado (incêndio) associado aos processos de transmissão de calor, carga de incêndio e geometria dos espaços onde este se desenvolve; e por ultimo são abordados alguns modelos presentes no *Eurocódigo* e o recente modelo de fogos móveis (“*travelling fires*”) desenvolvido na *University of Edinburgh*.

No Capítulo 3 são abordadas as propriedades térmicas e termo-mecânicas dos materiais aço e betão. São apresentados os modelos presentes nos *Eurocódigos 2, 3 e 4*, relativos à deterioração das propriedades dos materiais, assim como da extensão térmica e relação força-deformação dos mesmos. Neste capítulo são também apresentados os métodos simplificados para o cálculo de temperaturas nos elementos estruturais presentes nos *Eurocódigos 1, 2 e 3*.

No Capítulo 4 é descrita a implementação das análises termo-mecânicas não-lineares no *software OpenSees*, assim como as alterações realizadas na “*source*” do *software* para a realização deste trabalho. Por outro lado, faz-se referência a alguns exemplos de aplicação no *OpenSees*, por forma a se compreender o comportamento de estruturas sujeitas a temperaturas elevadas, demonstrando a importância das restrições ao alongamento térmico dos elementos estruturais e dos efeitos de segunda ordem.

No Capítulo 5 são realizados dois casos de estudo. No primeiro caso de estudo é

realizada a modelação no *OpenSees* de duas estruturas ensaiadas ao fogo na Alemanha por Rubert e Schaumann em 1986 [74]. No segundo caso, é modelado um ensaio ao fogo de uma viga simplesmente apoiada realizado no Instituto Superior Técnico em 2010 [20]. Em ambos os casos são descritos os modelos de elementos finitos usados, assim como as simplificações realizadas, e apresentados os resultados da respectiva análise e a sua comparação com os ensaios experimentais.

Por último, irão ser tecidas as considerações finais ao trabalho no Capítulo 6, assim como propostas para desenvolvimentos futuros do mesmo.

Capítulo 2

Ação do fogo

2.1 Introdução

Ao longo da História ocorreram inúmeros acidentes, e consequentes perdas materiais e humanas, devido a fogos descontrolados. Após a segunda guerra mundial, o estudo do fogo começou a ser visto como uma ciência complexa que envolve o conhecimento de outras disciplinas, como a física, química, comportamento humano, toxicologia, engenharia, entre outros.

O conhecimento do fenómeno fogo por parte do homem consistiu durante muitos anos no domínio da sua ignição. No entanto, o estudo da sua dinâmica, propagação e extinção não eram assuntos aprofundados pela comunidade científica até recentemente. Quando um fogo atinge proporções tais, relativamente ao espaço e ao tempo, torna-se descontrolado, passando a designar-se por incêndio. Desde modo, é necessário compreender o fenómeno do fogo, e todos os processos inerentes a este, por forma a compreender a dinâmica de um incêndio [77].

O presente Capítulo tem como objetivo principal compreender a dinâmica do incêndio, e os aspectos inerentes à modelação da sua acção. O Capítulo irá ser dividido em quatro secções: (i) O fenómeno fogo e os principais conceitos; (ii) A transmissão de calor, e os mecanismos de transmissão da energia calorífica; (iii) Desenvolvimento de um incêndio, descrevendo o modo como um incêndio se propaga em edifícios; e por fim (iv) Modelos de incêndio num compartimento, onde se apresentarão abordagens para modelar o incêndio de modo a se conseguir estimar a evolução da temperatura no tempo.

2.2 Fenómeno Fogo

A definição de fogo, segundo a norma internacional *ISO 8421-1* [40], é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor acompanhado de fumo, chama ou ambos. Este processo de combustão não é mais que uma decomposição material que consome oxigénio, produzindo e libertando dióxido de carbono, assim como energia sob a forma de calor. A definição de fogo segundo [21] é: “*A combustão é uma reação química exotérmica, normalmente auto-sustentada, entre uma matéria combustível e um comburente. Esta reação não é mais do que uma oxidação, isto é, uma combinação da matéria redutora (combustível) com o oxidante (comburente).*”

O fogo ocorre quando se verificam determinados processos químicos e físicos, i.e.,

para existir a reação de combustão é necessário reunir um conjunto de três fatores: (1) combustível, (2) comburente, e (3) energia de ativação (ignição). É comum esquematizar o conjunto destes três fatores sob a forma de um triângulo, denominando-o como “Triângulo do fogo”(Figura 2.1). Assim são apresentadas, de uma forma simplificada, as condições necessárias para que se inicie a combustão, ou seja, o fogo (ver Figura 2.1). Contudo, o fogo é um fenómeno mais complexo, como se irá ver com o decorrer desta secção.

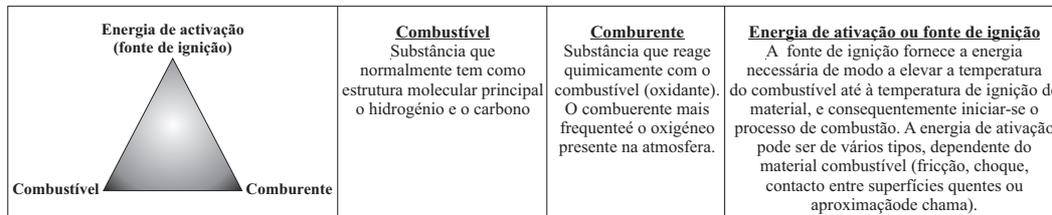


Figura 2.1: Triângulo do fogo. (Adaptado de [77].)

A Figura 2.1 mostra os elementos necessários para que se inicie a combustão. Logo que iniciado o processo de combustão, a fonte de ignição deixa de ser um fator necessário para a continuidade do processo. Esta é substituída pela própria energia de reação, formando-se assim reações em cadeia. Assim sendo, a continuidade da combustão (auto-sustentação) e sua expansão são garantidas pelas reações em cadeia, podendo-se representar o fenómeno do fogo por um tetraedro (“Tetraedro do fogo” - Figura 2.2), em lugar do “Triângulo do fogo”.

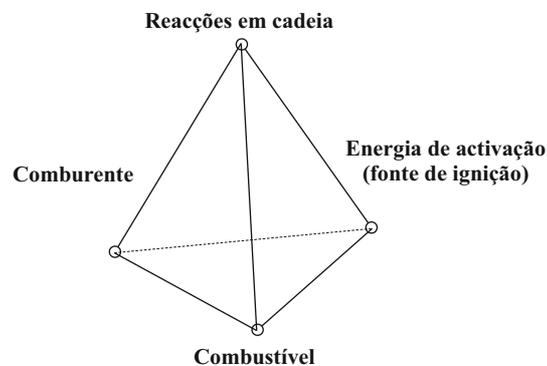


Figura 2.2: Tetraedro do fogo. (Adaptado de [17].)

De seguida serão descritos os conceitos que influenciam o fenómeno fogo, assim como: (i) A combustão, (ii) Temperaturas características dos materiais, e (iii) Limites de inflamabilidade.

2.2.1 Combustão

Os fenómenos que ocorrem durante a reação de combustão podem ser traduzidos por equações de transporte, conservação da massa, conservação da quantidade de movimento e conservação da energia [17].

A combustão pode ser ainda caracterizada quanto à sua velocidade de ocorrência, dependendo das características do combustível, grau de inflamabilidade, do comburente e da geometria, i.e., da superfície de combustível exposta diretamente ao comburente. Assim, podem-se encontrar os seguintes tipos de combustão: (1) lentas, (2) vivas, e (3) explosões. Esta forma de classificação tem como parâmetros: a temperatura emitida, a velocidade de propagação das chamas no combustível, a energia emitida por radiação, e a pressão exercida pelos gases resultantes da combustão. Para distinguir as combustões lentas das vivas é adoptada a temperatura de $500^{\circ}C$, ou seja, para temperaturas inferiores a este valor temos uma combustão lenta, de outro modo, uma combustão viva. A velocidade de propagação das chamas tem como referência a velocidade de propagação do som na atmosfera ($340m.s^{-1}$), parâmetro usado para distinguir a combustão viva de uma explosão [21].

A combustão lenta caracteriza-se também por não emitir radiação luminosa e em certas situações não existir produção de chama ou fumo (exemplo: oxidação do ferro quando este é exposto ao ar húmido). Outras das suas propriedades é a sua difícil deteção. Na verdade, uma combustão lenta em espaços pouco ventilados pode levar a uma combustão espontânea, designada auto ignição, como explicado mais à frente [21].

A combustão viva ocorre quando existe emissão de radiação luminosa e emissão de chama e fumos mais ou menos opacos. A chama é originada pela combustão dos gases libertados pela decomposição do material na presença do comburente. A sua intensidade depende da temperatura irradiada e da quantidade de comburente. É importante também perceber o conceito de incandescência, que se define como a luminosidade gerada pelo aumento de temperatura num corpo. Quando a combustão se propaga em frações de segundos, sem que seja atingida a velocidade de propagação do som no ar, utiliza-se o termo “combustão muito viva” (este tipo de combustão é frequente em espaços muito ventilados).

Se a velocidade de propagação das chamas ultrapassa a velocidade de propagação do som, diz-se que a combustão é instantânea, usualmente conhecida por explosão. Este processo ocorre quando as partículas do material combustível apresentam uma granulometria muito fina ou quando existe uma mistura de gases com grande concentração de oxigénio na atmosfera, formando uma mistura muito inflamável. Por exemplo, num edifício pode ocorrer uma combustão instantânea quando se dá um incêndio em compartimentos pouco ventilados, propícios à acumulação de gases inflamáveis que apresentam produtos resultantes da combustão ainda mal consumidos e muito ricos em carbono. Ou então, se neste compartimento do edifício onde ocorre o incêndio, o aumento de temperatura fizer estilhaçar os envidraçados, ocorrendo assim uma súbita entrada de ar (oxigénio, i.e., comburente) no seu interior. Numa combustão instantânea, o aumento de temperatura e pressão atmosférica são bruscos. A explosão é um tipo de combustão um pouco mais complexa do que foi aqui apresentado, no entanto a sua compreensão mais aprofundada sai fora do âmbito deste trabalho.

Os processos da combustão para além de dependerem do material combustível, também dependem do seus diferentes estados físicos: (i) combustíveis no estado sólido, como por exemplo a madeira, plásticos, derivados de petróleo entre outros, (ii) combustíveis no estado líquido, como os diluentes, álcoois, benzenos, combustíveis fósseis derivados do petróleo, etc., e por fim (iii) combustíveis no estado gasoso (metano, butano, hidrogénio, entre outros).

Na maior parte dos casos, esteja um material combustível no estado sólido ou líquido, o mecanismo de combustão inicia-se com a combustão de um gás ou vapor, iniciando-se logo sob a forma de chamas [21]. O aumento de temperatura de um material leva a libertação de

gases inflamáveis, sendo que os materiais considerados muito inflamáveis libertam gases combustíveis à temperatura ambiente.

2.2.2 Temperatura Característica do Material

Independentemente do estado físico, cada material combustível apresenta temperaturas características. As temperaturas características dos materiais podem-se distinguir em três tipos, estando descritas na Figura 2.3: (i) temperatura de inflamação, (ii) temperatura de combustão, e (iii) temperatura de auto-ignição.

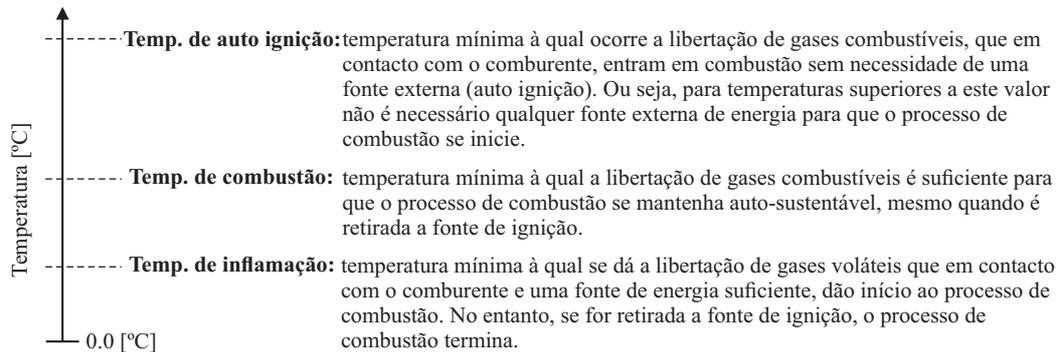


Figura 2.3: Temperaturas características dos materiais combustíveis.

As temperaturas características de vários combustíveis líquidos, assim como mais informações sobre este tópico, podem ser consultadas, por exemplo, em *SFPE Handbook - secção 2 capítulo 8* [22]. A título de exemplo, na Tabela 2.1 são apresentados vários materiais e respetivas temperaturas características.

Material Combustível	Temperatura de inflamação [°C]	Temperatura de combustão [°C]	Temperatura de ignição [°C]
Madeira de pinho	+225	+265	+280
Papel	+230	— — —	+230
Carvão de madeira	— — —	— — —	+250 a +350
Polietileno	+340	— — —	+350
Poliestireno	+345	— — —	+490
Gasolina	-46	— — —	+280
Álcool etílico	+12	— — —	+425
Acetona	-18	— — —	+335
Petróleo	+30	+43	+250 a +450
Óleo lubrificante pesado	+221	+264	+400
Propano	— — —	— — —	+450
Acetileno	— — —	— — —	+305

Tabela 2.1: Temperaturas características de alguns materiais combustíveis. (Adaptado de [21].)

2.2.3 Limites de Inflamabilidade

A continuidade da reação de combustão só é assegurada se a mistura do comburente e do combustível respeitarem determinadas condições. Ou seja, para que uma determinada mistura seja inflamável deve existir uma concentração estequiométrica¹, i.e., não pode existir demasiada quantidade de combustível para pouco comburente, ou vice-versa. O domínio de inflamabilidade de uma determinada mistura combustível/comburente podem ser esquematizados segundo a Figura 2.4, sendo caracterizado por um limite superior e inferior.

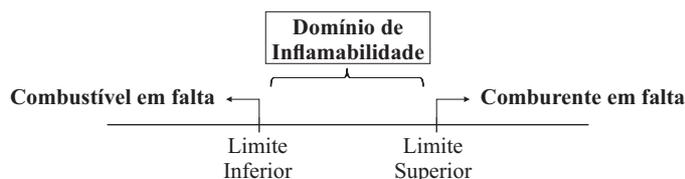


Figura 2.4: Domínio e limites de inflamabilidade.

O limite superior de inflamabilidade é a concentração máxima de combustível que garante a combustão da mistura combustível/comburente. O limite inferior de inflamabilidade é a concentração mínima de combustível que assegura a combustão da mistura.

Estes limites variam consoante o gás combustível. Na bibliografia especializada pode-se encontrar os valores de concentração de diferentes gases combustíveis [22].

2.3 Transmissão de calor

À propagação de um incêndio encontram-se associados vários processos físicos de transferência de calor. Sendo a ação do fogo um processo que transmite energia sob a forma de calor, é necessário compreender os modos de propagação de energia calorífica de um corpo para outro, ou até mesmo de uma região para outra, seja esta constituída por um meio sólido, líquido ou gasoso.

A energia calorífica pode ser medida através de uma quantidade mensurável, que ao mesmo tempo representa o seu significado físico, a temperatura. O fluxo de calor é provocado pelo diferencial de temperaturas num dado sistema. Este flui sempre das regiões com temperaturas mais elevadas para as mais baixas. Logo o conhecimento exato das temperaturas no sistema é de grande importância para o estudo da propagação da energia calorífica.

Em engenharia, para o cálculo da propagação do calor consideram-se as seguintes formas de transmissão: (1) condução, (2) convecção, e (3) radiação.

2.3.1 Condução

Quando existe um gradiente de temperatura num determinado corpo, a experiência mostra que ocorre uma transferência de calor, i.e., transferência de energia calorífica da região de

¹Concentração ideal das substâncias de uma determinada mistura para que ocorra a reação. Neste caso, representa a concentração ideal de comburente/combustível para que se dê a combustão.

temperatura alta para a região de temperatura baixa [39].

A condução é o transporte molecular de calor (Difusão) através de um meio sólido ou fluido em repouso, sendo este o principal processo de transmissão de calor no material. Este transporte é feito sem que haja movimento de massa. De acordo com [17]:

“Nos líquidos e gases, a transmissão por condução deve-se à colisão das moléculas durante o seu movimento aleatório.”

Este fenómeno pode processar em dois regimes diferentes: (1) condução em regime estacionário, ou (2) condução em regime transitório.

A condução em regime estacionário ocorre quando a diferença de temperaturas aplicadas a um determinado corpo permanece constante, por forma a que a sua distribuição de temperaturas permaneça constante em relação ao tempo (Figura 2.5(a)).

Quando as condições do meio que envolve um determinado corpo são subitamente alteradas durante num certo intervalo de tempo, o fluxo de calor (\dot{q}) no interior deste irá variar no tempo até que seja estabelecida uma nova condição de equilíbrio. A este regime de condução é dado o nome de transitório (Figura 2.5(b)).

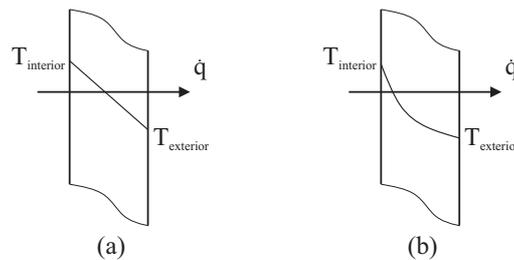


Figura 2.5: Condução no estado estacionário e transitório. (Adaptado de [14].)

O regime transitório é de extrema importância para a determinação da velocidade de aquecimento de um corpo, para que seja possível determinar o tempo que este leva a atingir a temperatura de ignição, assim como as alterações sofridas nas suas propriedades (quando estas são variáveis com o aumento de temperatura).

Numa situação de regime estacionário, a transferência de calor por condução é diretamente proporcional ao gradiente de temperatura entre dois pontos, multiplicado por uma constante de proporcionalidade (condutibilidade térmica). A lei fundamental que rege a transmissão de calor por condução é conhecida como a equação de *Fourier*, e foi proposta em 1822 por *J. B. Fourier*. Esta permite calcular a energia por unidade de tempo. Para o caso de um problema unidimensional em regime estacionário é dada pela Equação 2.1.

$$\vec{q}_x = -k \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad (2.1)$$

onde, k é a constante física referente ao meio onde se está a propagar o calor (condutividade térmica), \vec{q}_x o fluxo de calor no interior do corpo (W/m^2), T temperatura no interior do elemento ($^{\circ}C$) e x a coordenada de posição (m).

O sinal negativo inserido na equação 2.1 satisfaz o segundo princípio da termodinâmica, ou seja, o calor deve fluir no sentido das regiões com temperatura mais baixa.

As deduções da equação de *Fourier* poderão ser encontradas em bibliografia especializada (tal como [14]). Em determinados casos, a resolução das equações de *Fourier* é difícil devido à geometria complexa dos problemas, sendo nestas situações necessário o recurso a métodos numéricos.

2.3.2 Convecção

É de conhecimento comum que um determinado metal aquecido irá arrefecer mais rapidamente se for colocado em frente a um ventilador, do que se for deixado a arrefecer exposto ao ar parado [39]. A este fenómeno de transferência de calor, dá-se o nome de convecção.

A convecção corresponde à transferência de energia calorífica através de um líquido ou de um gás, efetuada à custa do movimento do próprio fluido, ou gás. Segundo [17], a convecção envolve os efeitos combinados da condução e movimento dos fluidos. Este processo ocorre quando surge uma diferença de pressão num fluido provocada por variações térmicas, pois na generalidade, a densidade dos gases e os líquidos diminuem quando a sua temperatura se eleva. A este movimento dos fluidos dá-se o nome de correntes de convecção. Estas processam-se normalmente no sentido ascendente quando o fluido é aquecido, e descendente quando é arrefecido.

Em engenharia, para a determinação das trocas de calor por convecção, adota-se, apesar da sua complexidade, que a transmissão de calor entre uma superfície de um corpo (com determinada temperatura θ_m) e o fluido que a rodeia (à temperatura θ_g) seja dada pela *lei do arrefecimento de Newton* (Equação 2.2).

$$Q_c = h_c A (\theta_m - \theta_g) \quad (2.2)$$

onde, h_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção que depende, entre outros fatores, do regime de convecção, do tipo de fluido e da diferença de temperatura. E A a área da superfície pela qual o calor está sendo transferido.

Devido à influência do movimento do fluido no campo das temperaturas, assim como a forma e dimensões da superfície do corpo, a determinação do fluxo de calor por convecção é complexa. Segundo [39], o estudo da transferência de calor por convecção requer, além de um balanço de energia, uma análise da dinâmica dos fluidos dos problemas considerados.

A convecção pode desenvolver-se em dois regimes: (i) natural ou (ii) forçada. É denominada por convecção natural, quando o movimento do fluido é devido aos próprios efeitos térmicos (por exemplo: durante um incêndio). Convecção forçada, quando o movimento do fluido deve-se a uma ação mecânica (por exemplo: uma ventoinha).

A determinação do valor dos coeficientes de convecção depende de varios fatores como, por exemplo, as propriedades do fluido (exemplo: viscosidade), geometria e características da superfície do corpo. Estes fatores influenciam o regime de escoamento do fluido sobre a superfície do corpo. Como é esquematizado na Figura 2.6, este pode-se desenvolver em três tipos: (i) escoamento em regime laminar, (ii) regime de transição, e (iii) regime turbulento. O regime laminar caracteriza-se por velocidades baixas sem grandes variações bruscas, enquanto que o regime turbulento caracteriza-se por um gradiente de velocidades com valor crítico, o que provoca instabilidade entre camadas do fluido. O regime de transição representa a passagem do escoamento laminar para o turbulento ou vice-versa. Como está esquematizado na Figura 2.6, a velocidade do fluido é tanto maior quanto mais

distante da superfície do corpo estiver.

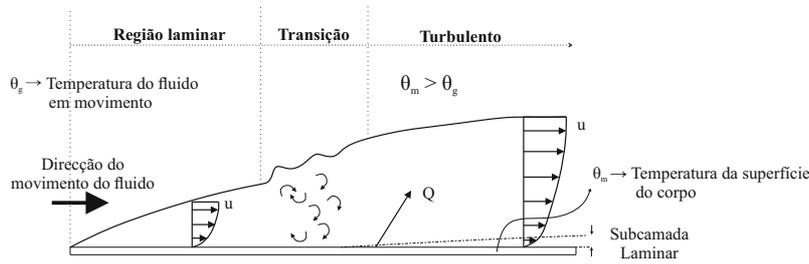


Figura 2.6: Esquema dos regimes de escoamento de um fluido sobre uma superfície. (Adaptado de [31] e [39].)

Apesar do coeficiente de convecção ser sempre determinado de forma aproximada, é possível a partir de uma análise dimensional, das propriedades físicas do fluido independentes da temperatura e do regime de escoamento, estabelecer leis semi-empíricas que tornem possível o seu cálculo para diferentes situações.

2.3.3 Radiação

Ao contrário dos mecanismos de condução e convecção, a transferência de calor por radiação não necessita de suporte material nem de movimento de matéria para ocorrer, i.e., o calor transmitido por radiação pode ser transferido no vácuo.

Segundo as leis da termodinâmica, o calor de um determinado corpo é transformado em radiação electromagnética, transmitindo o calor para outro corpo, através de radiação térmica. Ou seja, todos os corpos emitem e absorvem radiação electromagnética de diversos comprimentos de onda, com uma intensidade que depende da temperatura a que se encontram e do estado da sua superfície [17].

Ao fenómeno de transformação do calor de um determinado corpo em radiação, designa-se por emissão. O contrario, i.e., a transformação da radiação em calor, denomina-se de absorção. A emissão da radiação propaga-se, normalmente, de igual modo em todas as direcções. A propagação das ondas de radiação é influenciada pelas características de cada meio que encontra ao longo do seu percurso [21].

A radiação, i.e., as ondas electromagnéticas que incidem num determinado meio material, assim como a sua energia associada, não são totalmente absorvidas. Parte desta é reflectida, e/ou transmitida através do corpo, se este for transparente (Figura 2.7).

Segundo a lei de *Stefan-Boltzmann* o fluxo máximo que pode ser emitido de uma superfície por radiação (corpo negro, i.e., corpo radiante puro) é dada pela Equação 2.3,

$$q_r = \sigma \cdot \theta_m^4 \quad (2.3)$$

onde, θ_m é a temperatura absoluta em graus Kelvin (K), σ a constante de *Stefan-Boltzmann* ($5.67 \times 10^{-8} (Wm^{-2} \cdot K^{-4})$).

Para um corpo real (não radiante puro), o calor emitido por radiação é caracterizado com base nos corpos negros, em que o valor da emissividade da superfície ε , que traduz a eficiência da superfície a emitir calor por radiação, está situado no intervalo $0 \leq \varepsilon \leq 1$.

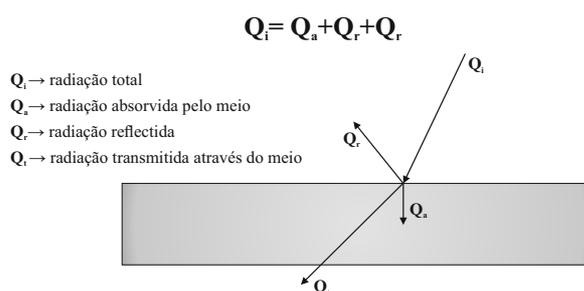


Figura 2.7: Decomposição das ondas electromagnéticas (radiação) quando atinge um meio material. (Adaptado de [17].)

No caso de uma superfície que esteja completamente envolvida por outra substancialmente maior, como por exemplo uma parede de um compartimento sujeito a um incêndio, a troca do fluxo de calor entre esta e a sua envolvente é dada pela Equação 2.4.

$$q = \phi \cdot \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta_m^4 - \theta_s^4) \quad (2.4)$$

θ_m é a temperatura da superfície, θ_s a temperatura da envolvente e ϕ o fator que tem em conta a quantidade de energia que chega a uma superfície recetora vinda de outra emissora. Nesta Equação, considera-se que entre as duas superfícies existe um gás com características que não interferem na transferência de calor por radiação (Figura 2.8).

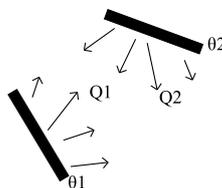


Figura 2.8: Transmissão de calor entre dois corpos por radiação. (Adaptado de [39].)

2.3.4 Propriedades Térmicas Relevantes dos Materiais

- **Condutibilidade térmica:** grandeza física presente na equação de *Fourier* (k), e que está associada ao material, i.e., ao meio onde se desenvolve o calor por condução. Esta expressa a taxa temporal de transmissão, de energia através de um material. [78]

As unidades *S.I.* para esta grandeza são o Watt por metro e por Kelvin ($[W/m.K]$).

Quanto maior for esta grandeza, maior capacidade tem o respectivo material de conduzir a energia calorífica, ou seja, melhor condutor.

Exemplos de materiais bons condutores, temos os metais, tanto os sólidos (exemplo: aço) como os líquidos (exemplo: mercúrio). Como maus condutores temos a cortiça e a madeira, por exemplo.

- **Calor específico:** é uma grandeza física que traduz a capacidade do material armazenar calor. Por outras palavras, a quantidade de energia necessária para elevar em um grau a temperatura de um metro cúbico do material. Expressa-se em Joule por quilograma e por Kelvin [$J/kg.K$].
- **Emissividade:** razão entre o poder emissivo de uma superfície de um corpo e de um corpo negro (corpo radiante puro). Toma valores compreendidos entre a unidade (correspondente a corpo negro) e zero, e representa a maior ou menor tendência de um corpo, emitir radiação. A emissividade de um corpo depende da sua natureza material, da área exposta e da temperatura a que se encontra.
- **Difusividade térmica:** característica resultante da combinação de três propriedades: calor específico, massa volúmica e condutibilidade térmica. Esta é de extrema importância para o cálculo da evolução da temperatura de um material em regime transitório, pois expressa a rapidez com que o material se ajusta à temperatura na sua envolvente. Pode ser expressa através da seguinte equação:

$$\alpha = \frac{\lambda}{C\rho} \quad (2.5)$$

onde α é a difusividade térmica (adimensional), λ condutibilidade térmica, C calor específico e ρ peso volúmico.

- **Efusividade térmica:** característica também resultante da combinação do calor específico, massa volúmica e a condutibilidade térmica, sendo muito importante para o cálculo da temperatura nas construções quando sujeitas a um incêndio, pois é proporcional à troca de energia calorífica entre o ar e as paredes consideradas semi-infinitas [30].

$$b = \sqrt{\lambda C\rho} \quad (2.6)$$

onde b é a efusividade térmica (adimensional).

2.4 Desenvolvimento de um Incêndio

Um incêndio não é mais do que uma combustão sem controlo. Este caracteriza-se pela emissão de chamas, fumo e gases, assim como o consumo de oxigénio. Como explicado na Secção 2.2, para a ocorrência de uma combustão são necessário três fatores: (i) fonte de calor (energia de activação), (ii) combustível e (iii) comburente (oxigénio). No entanto, o incêndio só se mantém, e propaga, se estiverem reunidas as condições necessárias, como por exemplo, a mistura comburente/combustível e determinadas temperaturas (ver Limites de inflamabilidade, Secção 2.2.3).

A progressão e desenvolvimento de um incêndio dependem essencialmente dos seguintes fatores:

- Tipo e quantidade de combustíveis presentes no espaço/compartimento onde este se desenvolve (carga de incêndio);

- Estado físico, forma e distribuição em que estes combustíveis se encontram, assim como a sua exposição face ao fogo;
- Quantidade de comburente (normalmente oxigénio);
- Relação intensidade de energia libertada/tempo;
- Geometria do espaço/compartimento (volume, compartimentação, etc...);
- Características da ventilação do espaço/compartimento;
- Condições meteorológicas da sua envolvente.

2.4.1 Fases de Desenvolvimento de um Incêndio

O desenvolvimento de um incêndio pode representar-se através de uma curva teórica, onde é possível distinguir-se determinadas fases (sem que não haja nenhuma intervenção com vista à sua extinção). Na Figura 2.9 encontra-se representada uma curva teórica da evolução das temperaturas de um incêndio ao longo do tempo, distinguindo-se as seguintes fases: ignição, propagação (ou asfixia, se esta ocorrer), combustão generalizada, combustão contínua e declínio.

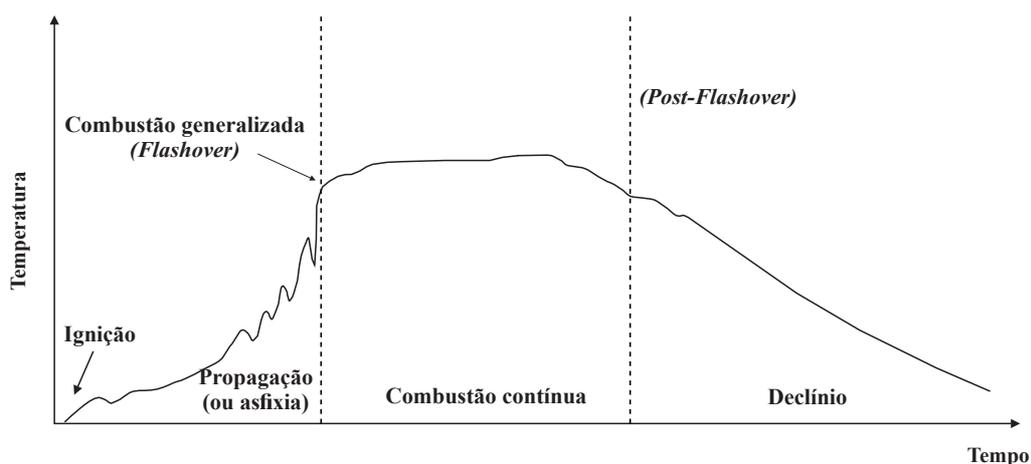


Figura 2.9: Fases de um incêndio (Curva teórica de um incêndio real). (Adaptado de [15] e [24]).

Um incêndio tipicamente, inicia-se num foco muito pequeno depois de se dar a ignição de um qualquer material combustível. A fase de propagação depende essencialmente da disponibilidade de combustível e comburente (oxigénio). Se for garantida a continuidade das condições necessárias à sua propagação (entrada de oxigénio no espaço/compartimento e saída dos gases produzidos pelo fogo), o incêndio desenvolve-se em função do combustível disponível (carga de incêndio). A fase de propagação pode ser comandada pelo combustível disponível ou pelo comburente, por exemplo, quando um incêndio se desenvolve num compartimento que dificulta a entrada de oxigénio, o agente limitante será o comburente [21].

Quando se verifica carência de oxigénio, os gases provenientes da combustão acumulam-se, o que pode levar à asfixia do próprio incêndio (por exemplo o monóxido de carbono), ou seja, o fim do incêndio sem que ocorra o consumo total do combustível disponível (carga de incêndio). Esta fase de asfixia pode tornar-se perigosa se, por algum motivo ocorrer uma entrada repentina de oxigénio resultado, como por exemplo, do estilhaçar de envidraçados devido ao aumento de temperatura no compartimento. O aumento repentino de oxigénio que juntamente com a acumulação dos gases provoca a reativação da combustão com uma intensidade bastante elevada que pode tomar a forma de uma explosão, a que se denomina de explosão de fumo (*backdraft*).

A passagem da fase de propagação para a fase de combustão contínua, denomina-se como inflamação generalizada (*Flashover*), que corresponde ao envolvimento, em simultâneo, de todo o combustível presente no compartimento. Durante a combustão contínua, o combustível é consumido até se iniciar a fase de declínio, que se caracteriza pela diminuição da intensidade do incêndio (diminuição das chamas, fumos e gases provenientes do processo de combustão).

2.4.2 Dinâmica de um Incêndio num Compartimento

Mecanismos de transferência de calor no compartimento

“Os mecanismos de desenvolvimento e propagação de um incêndio estão intimamente ligados aos processos de transferência de calor” [17]

Num compartimento de um edifício, as trocas de energia calorífica são realizadas através de processos de convecção dos gases quentes sobre as paredes e tetos, e por radiação das chamas e fumo sobre todos os elementos que se encontram visíveis no interior do compartimento. Quanto à condução, esta é feita em todos os materiais presentes no compartimento, que ainda não sofreram combustão (paredes, mobiliário etc.) [17].

A transmissão de calor num compartimento sujeito a um incêndio é feita em regime transitório, pois a temperatura varia no tempo e no espaço. Na Figura 2.10 encontra-se representado um esquema dos processos de transferência de calor no interior de um compartimento sujeito a um incêndio.

Fluxo através das aberturas do compartimento

Um incêndio num compartimento, em função do seu desenvolvimento e das condições de propagação do fumo e gases, provoca um aumento de pressões na zona do incêndio, e por sua vez, correntes de convecção.

Pensando num compartimento fechado sujeito a um incêndio, os fumos e os gases ascendem formando um cone invertido designado por “pluma de fumo”. Desde logo, os gases vão-se acumulando junto ao teto e com a evolução da sua produção, espalham-se na horizontal (radialmente), arrefecendo, e descendo quando encontra uma parede ou algum outro objeto no seu caminho (formando também o processo de convecção) [21].

Passando agora para um compartimento fechado, considerando algumas aberturas (normalmente o mais comum, pois o aumento de temperatura no interior de um compartimento provoca o estilhaçamento dos envidraçados, logo o incêndio deixa de ser totalmente confinado).

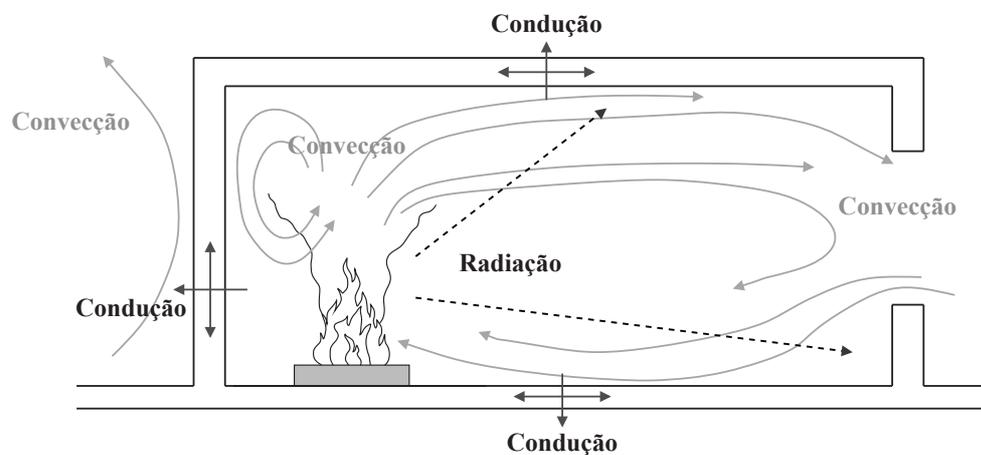


Figura 2.10: Processos de transferência de calor no interior de um compartimento sujeito a um incêndio. (Adaptado de [21]).

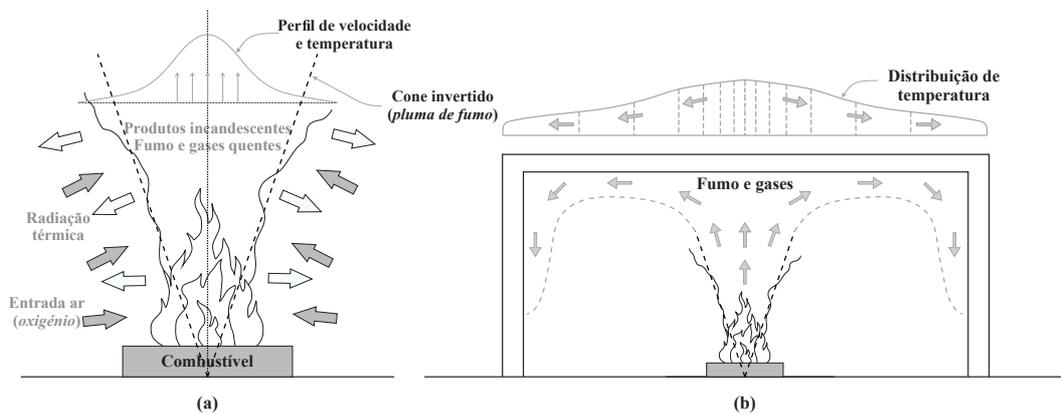


Figura 2.11: Compartimento fechado: (a) Pluma de Fumo (b) movimentação do fumo e gases junto ao teto e distribuição de temperaturas. (Adaptado de [21, 46]).

No decorrer das fases descritas anteriormente (Secção 2.4.1), através da observação da movimentação dos fluxos de massa, podem distinguir-se diversas fases. Considerando um compartimento em que as aberturas não se encontram ao nível do teto, é possível distinguir quatro fases (esquemáticas na Figura 2.12) ([16, 46]).

Fase 1: Pressão no interior do compartimento superior à exterior, devido à expansão dos gases quentes, provocada pela diminuição da sua densidade quando aquecidos. Assim o fluxo através das aberturas é do interior para o exterior.

Fase 2: A pressão interior continua a ser superior à pressão exterior e o fluxo ainda se dá apenas num sentido. Esta fase ocorre quando o fumo e os gases quentes atingem as aberturas. É frequente durar apenas alguns segundos.

Fase 3: Existe um fluxo dos gases quentes para o exterior através do topo das aberturas. De forma a haver um equilíbrio de massa, através da metade inferior das aberturas verifica-se a entrada de ar frio do exterior para o interior. Esta fase prolonga-se durante um período considerável, até ocorrer a combustão generalizada (*Flashover*).

Fase 4: Por último, esta fase caracteriza-se pelo compartimento se encontrar uniformemente cheio de fumo, assumindo-se que existe apenas um valor de temperatura no interior do compartimento. É ainda de referir que em muitos casos, a fase de combustão generalizada (*Flashover*) ocorre entre as fases 3 e 4.

Na Figura 2.12 são apresentados os gráficos de pressões qualitativos para as diferentes fases, onde P_i representa o valor de pressão interior, e P_θ no exterior. É denominado de “Plano Neutro” a cota para a qual a pressão no interior se iguala à pressão no exterior.

2.4.3 Conceito de Carga de Incêndio e Classes de Fogo

A carga de incêndio constitui o conteúdo do compartimento onde este se desenvolve, definindo-se como sendo o potencial calorífico do conjunto dos materiais combustíveis existentes num só compartimento [17]. Este valor é obtido através do somatório do poder calorífico de todos os materiais combustíveis presentes, e exprime-se em kJ , $kcal$ ou kg de madeira².

Neste ponto é também importante perceber o conceito de densidade de carga de incêndio, sendo esta definida como a carga de incêndio por unidade de área do compartimento.[17]

O cálculo da quantidade de carga de incêndio de um determinado compartimento ou edifício não é uma tarefa fácil, devido à sua variabilidade ao longo do tempo. No Anexo E do NP EN 1991-1-2 de 2010 [6] são dadas as indicações para o cálculo da densidade de carga de incêndio. Na Tabela 2.2 apresentam-se valores de densidades de carga de incêndio segundo o tipo de ocupação do espaço.

Classes de Fogo

A norma NP EN 2:1993 [8] considera quatro classes de fogos dependentes da natureza do material combustível, designando-as pelas letras “A”, “B”, “C” e “D”. Em 2007 foi introduzida uma nova classe, designada pela letra “E”.

²Também é comum utilizar-se, como unidade de carga de incêndio, o quilograma de madeira. Considera-se que $1kg$ de madeira em combustão direta liberta $18835kJ$.

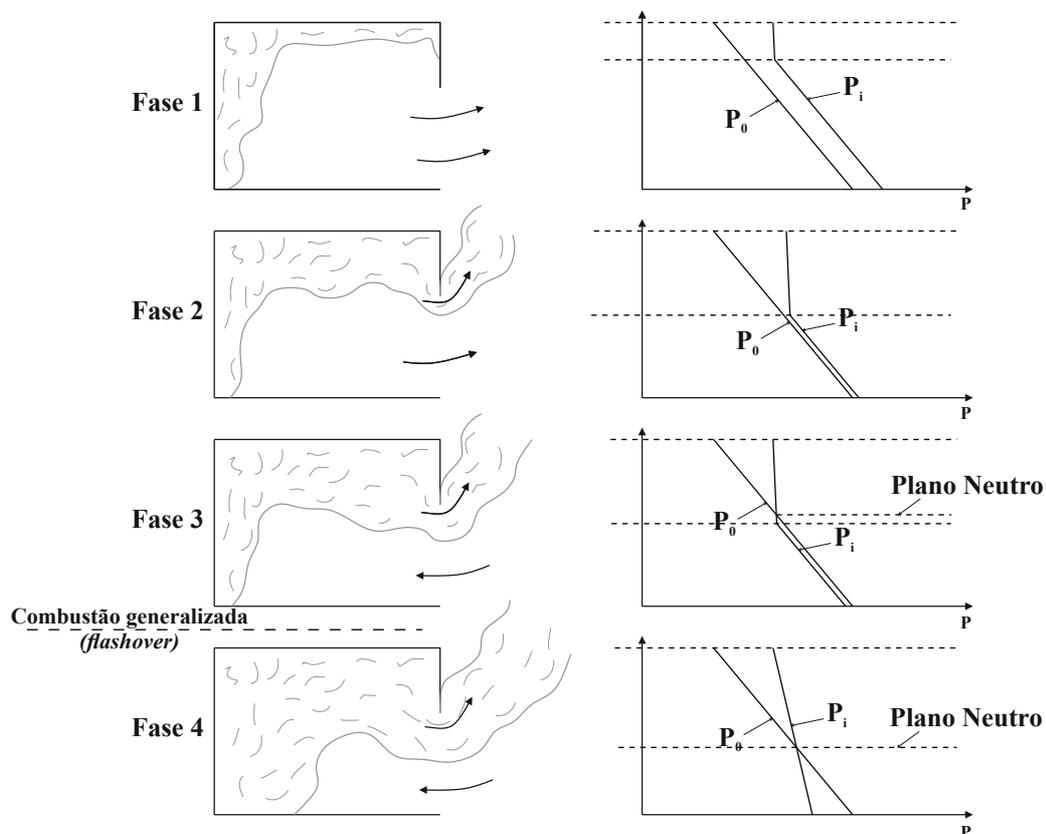


Figura 2.12: Perfil de pressões num compartimento, assim como o fluxo típico dos gases produzidos pelo incêndio. (Adaptado de [46]).

Tabela 2.2: Densidades de carga de incêndio para diferentes tipos de ocupação (MJ/m^2). (Adaptado de [6]).

Tipos de ocupação	Médio	Quantilho 80%
Apartamentos	780	948
Quartos de hospital	230	280
Quarto de hotel	310	377
Livrarias	1500	1824
Escritórios geral	420	511
Salas de aulas	285	347
Centros comerciais	600	730
Teatro/cinema	300	365
Transportes (espaço público)	100	122

Nota: Admite-se uma distribuição de Gumbel para o quantilho de 80%

- **Classe A:** fogos que envolvam a combustão de materiais sólidos, geralmente de origem orgânica, como por exemplo a madeira, carvão, papel e materiais têxteis;
- **Classe B:** fogos que envolvam a combustão de líquidos, ou sólidos liquidificáveis, como por exemplo, álcoois, éteres, acetonas, a cera, parafina e vernizes;
- **Classe C:** fogos que tenham gases como carga combustível, assim como metano, propano, butano, gás natural, acetileno e hidrogénio, entre outros;
- **Classe D:** fogos que envolvem metais como carga combustível predominante, por exemplo metais leves como o lítio, sódio, potássio, magnésio, alumínio, titânio, etc.;
- **Classe E:** fogos que envolvem óleos alimentares.

2.4.4 Estimar a Temperatura de um Compartimento Sujeito a um Incêndio

As grandezas a ter em conta na quantificação dos efeitos de um incêndio confinado a um espaço (compartimento) são, por exemplo, as temperaturas atingidas, radiação emitida, movimentação dos fumos e gases tóxicos produzidos.

A previsão das temperaturas num compartimento sujeito a um incêndio é de extrema importância, de modo a prevenir determinadas situações perigosas que possam ocorrer, tais como [24]: (i) alterações das características e danos nos elementos estruturais, (ii) mudanças na velocidade da combustão, (iii) ignição de materiais presentes no compartimento, assim como o início da combustão generalizada (*Flashover*).

Toda a formulação apresentada no seguimento desta secção só é válida até à ocorrência da combustão generalizada (*Flashover*).

Estimar a Quantidade de Energia Calorífica Libertada

A previsão da energia calorífica libertada durante um incêndio é de extrema importância para que se estime a temperatura do compartimento onde o incêndio se desenvolve.

Ao longo dos anos desenvolveram-se estudos de modo a determinar a taxa de libertação de energia calorífica de vários materiais combustíveis. Como já referido nas secções anteriores, esta libertação de energia deriva do processo de combustão do material.

Tendo em conta o fenómeno de combustão descrito na Secção 2.2, e considerando uma combustão completa³, a taxa de libertação de energia é igual à relação da perda de massa ao longo do tempo [24]. Assim a taxa de energia libertada pode ser calculada pela Equação 2.7.

$$\dot{q} = \Delta h_c \cdot \dot{m} \quad (2.7)$$

onde, \dot{q} é a taxa de libertação de energia (kW), Δh_c é o calor da combustão (kJ/kg) e \dot{m} a taxa de perda de massa (kg/s), sendo a taxa de perda de massa calculada a partir da Equação 2.8,

$$\dot{m} = 0.5 \cdot A_v \cdot \sqrt{h_v} \quad (2.8)$$

³Entenda-se por combustão completa, quando toda a carga combustível presente no espaço/compartimento é consumida.

onde, A_v é a área das aberturas de ventilação (m^2) e h_v a altura das aberturas de ventilação (m).

Rockett (1976) mostrou a baixa dependência do fluxo de ar com a temperatura quando esta é superior a $150^\circ C$, e que este fluxo pode ser aproximado a uma constante multiplicada por $A_v \cdot \sqrt{h_v}$ (termo designado por “factor de ventilação”). *Thomas e Heselden (1972)* estimaram esta constante, obtendo o valor de 0.5 (esta constante depende da razão estequiométrica ar/combustível, sendo $0.5 \text{ kg/s.m}^{5/2}$ o valor mais comum encontrado na bibliografia) [17, 24].

No Anexo E da norma *NP EN 1991-1-2 de 2010* é apresentada uma tabela com a taxa máxima da libertação de calor por metro quadrado (RHR_f) e com a taxa de crescimento de incêndio de uma forma qualitativa, consoante o tipo de ocupação do compartimento (Tabela 2.3).

Tabela 2.3: Taxa de crescimento do incêndio e taxa máxima da libertação de calor por metro quadrado (RHR_f) para diferentes tipos de ocupação (Adaptado de [6]).

Tipos de ocupação	Taxa de crescimento de incêndio	$RHR_f [kW/m^2]$
Habitação	Média	250
Hospital (quarto)	Média	250
Hotel (quarto)	Média	250
Biblioteca	Rápida	500
Escritório	Média	250
Salas de aulas de uma escola	Média	250
Centros comerciais	Rápida	250
Teatro (cinema)	Rápida	500
Transportes (espaço público)	Lenta	250

Estimar a Temperatura de um Compartimento

Para estimar a temperatura de um compartimento sujeito a um incêndio, existem vários métodos presentes na bibliografia especializada, que permitem prever a temperatura antes e depois da combustão generalizada (*Pre-Flashover* e *Post-Flashover*).

Entre eles, existem métodos computacionais complexos e métodos para cálculo manual. *Walton e Thomas (1995)* fazem uma síntese dos métodos de cálculo manual num único documento (*Estimating Temperatures in Compartment Fires*), presente no livro *SFPE Handbook of Fire Protection* [24]. De entre os métodos para estimar a temperatura *Pre-Flashover* temos por exemplo: (i) Método de MacCaffrey, Quintière e Harkleroad, (ii) Método de Foote, Pagnia e Alvares, (iii) Método de Bayler e Deal, (iv) Método de Peatross e Beyler, (v) Método de Bayler, e o recente método de “fogos móveis” desenvolvido na *Universidade de Edinburgh* (este método será descrito na Secção 2.5.3). Métodos para estimar a temperatura *Post-Flashover* temos por exemplo: (i) Método Babrauskas, (ii) Método de Law, (iii) Método Sueco, e (iv) Método de MacCaffrey, Quintiere e Harkleroad. Na Secção 2.5 este assunto será aprofundado.

2.4.5 Propagação de um Incêndio num Edifício

A propagação de um incêndio num edifício, tipicamente ocorre quando se verifica o *Flashover* de um compartimento. Logo, para além da geometria do mesmo, os materiais

que o constituem apresentam uma especial importância para a propagação do calor para outros compartimento adjacentes através de condução.

Embora todos os fatores mencionados nas Secções 2.2, 2.3 e 2.4.2 influenciarem a propagação de um incêndio num edifício, nesta secção irão ser abordados outras condicionantes, nomeadamente a sua arquitetura, assim como os elementos que se encontram no seu interior e que irão condicionar a forma como o fumo e os gases do incêndio se movimentam no edifício.

A propagação de um incêndio pode ocorrer, tanto na horizontal como na vertical, sendo que, devido aos efeitos da convecção, a propagação na vertical no sentido ascendente é a mais frequente (o que não quer dizer que por vezes a propagação não se dê no sentido descendente) [21].

Com o incêndio desenvolvido num determinado compartimento de um edifício, a pressão atmosférica no seu interior aumenta de tal maneira em relação ao resto do edifício e ao seu exterior, que leva à movimentação de fumos e gases quentes provenientes da combustão para outros compartimentos do mesmo edifício. Esta movimentação é realizada através de aberturas de ventilação, como portas e janelas. Quando o incêndio é iniciado num compartimento estanque pode ocorrer: (1) uma situação de asfixia do mesmo, como vimos na Secção 2.4.1, ou (2) a resistência dos elementos de compartimentação é vencida e o incêndio propaga-se ao seu exterior. Como exemplo deste último caso, temos a quebra de envidraçados, ou outro material qualquer de compartimentação, sujeito a altas temperaturas [21].

Considerando que a situação (2) ocorre, podemos distinguir duas “vias de propagação”:

- Através da destruição de elementos protetores de vãos exteriores, em que a propagação se faz no sentido ascendente, transversalmente à fachada. Ou até mesmo a propagação para edifícios vizinhos, por radiação ou transporte de materiais incandescentes. Ver Figura 2.13.

Apesar das coberturas muito raramente estarem na sua origem, é muito comum a propagação do incêndio para edifícios adjacentes através das mesmas (este fenómeno é muito influenciado pelo chamado “efeito chaminé” que irá ser explicado mais adiante).

- Através da destruição de elementos de compartimentação interiores, em que neste caso, a propagação é feita horizontalmente a outros compartimentos à mesma cota, como por exemplo, através de corredores, vãos abertos, átrios e condutas horizontais do sistema de tratamento de ar. Mesmo que os elementos de compartimentação tenham resistência ao fogo suficiente, i.e., temperaturas características altas (ver Secção 2.2.2), através da sua condutibilidade podem provocar a ignição de outros materiais presentes em compartimentos adjacentes.

Esta via de propagação pode ainda movimentar-se verticalmente para compartimentos de cotas mais elevadas, como por exemplo, através das caixas de escadas, elevadores e ductos verticais (poderá também ocorrer para compartimentos a cotas mais baixas, sendo no entanto menos frequente). Ver Figura 2.14.

Segundo o *Manual de Segurança contra incêndio em Edifícios da Escola Nacional de Bombeiros* [21], as condutas horizontais e verticais dos edifícios, com capacidade de conduzir fumos e gases provenientes da combustão, estão na origem dos incêndios de maior gravidade.

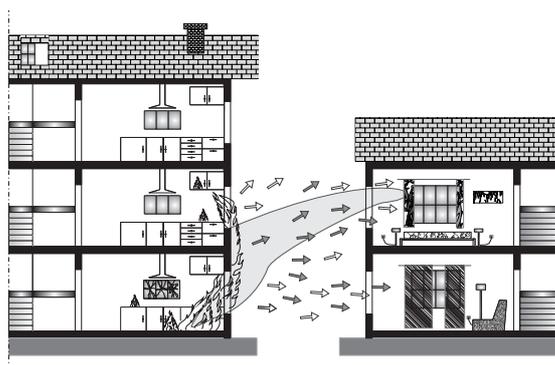


Figura 2.13: Formas de propagação de um incêndio num edifício. (Adaptado de [36].)

Movimento do Fumo e Gases num Edifício

A movimentação dos gases e fumo provenientes de um incêndio num edifício é influenciada pelos diversos fatores apresentados na Secção anterior, sendo a convecção e o chamado “efeito de chaminé” (2.14) um dos mais importantes.

A quantidade de produção de fumo e gases depende diretamente da taxa de elevação da temperatura (ver Secção 2.2).

Os fenómenos de convecção provocados pelo aumento das pressões e temperatura dos gases e fumos provenientes do incêndio, levam a que estes ascendam, e tenham como caminhos preferenciais caixas de escadas, elevadores e ductos verticais. Este movimento, normalmente denominado de “efeito chaminé” (Figura 2.14(a)), é tanto mais importante, quanto maior for o edifício. Este depende das condições de fuga de ar para o exterior, sendo intensificado pela ocorrência de um incêndio num dado piso [21].

A destruição de elementos na fachada faz com que o fumo e os gases quentes saiam para o exterior do edifício, podendo estes “encurvar” e formar um arco sobre a fachada, propagando-se assim para um piso superior, como é esquematizado na Figura 2.14b. Este fenómeno ocorre principalmente quando os ventos no exterior do edifício são normais à fachada.

2.5 Modelos de Incêndio num Compartimento

2.5.1 Introdução

Os modelos de incêndio têm como objetivo principal estimar a evolução da temperatura num compartimento. Devido à pluralidade de variáveis que podem influenciar um incêndio num edifício, a definição de um modelo de incêndio pode tornar-se uma tarefa extremamente complicada. Como já foi referido nas secções anteriores, esta variabilidade prende-se essencialmente com o fenómeno fogo, a sua dinâmica, geometria e cargas de incêndio presentes no espaço. Contudo, devido à elevada complexidade verificou-se a necessidade de se desenvolver modelos simplificados de incêndio [32].

Tendo em conta o desenvolvimento de um incêndio num edifício, apresentado na secção anterior, podemos dizer que, normalmente, este fenómeno tem sempre início num compartimento isolado, podendo com o seu desenvolvimento propagar-se a outros, através

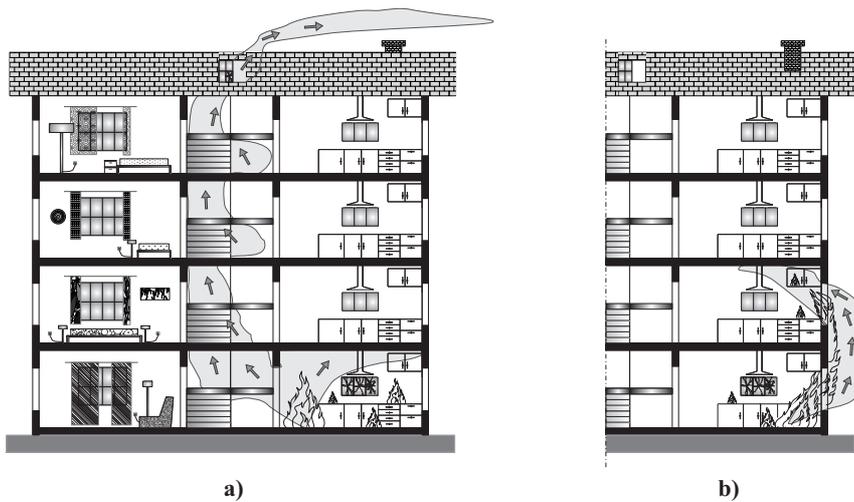


Figura 2.14: Esquema da propagação de fumo e gases num edifício. (Adaptado de [21]).

dos mecanismos descritos na Secção 2.4. Logo, torna-se necessário perceber como se pode estimar a evolução da temperatura num compartimento sujeito a um incêndio.

Na engenharia de segurança contra o fogo, o cálculo dos efeitos do incêndio na fase do seu desenvolvimento (*Pre-Flashover*), requer uma particular atenção, pois esta é a fase de maior influência na segurança da vida humana. Com o intuito de garantir a saída atempada e segura das pessoas de um determinado edifício, é necessário o projectista conhecer a taxa de crescimento tempo-temperatura da camada superior do compartimento (zona superior do compartimento onde se acumula os gases quentes: ver Figura 2.11b), assim como a sua envolvente que é responsável pela propagação do incêndio [15].

Os modelos para o cálculo de temperaturas do compartimento podem-se dividir em dois grupos [15]: (i) modelos probabilísticos e (ii) determinísticos. Os primeiros não fazem uso direto de princípios físicos e químicos envolvidos nos fenómenos, mas sim previsões estatísticas sobre a transição da fase de crescimento do incêndio para a fase de *Post-Flashover* (Este tipo de modelos não é discutido neste trabalho).

Os modelos determinísticos podem, por sua vez, dividir-se em três tipos [46]: (i) modelos de *CFD - Computational Fluid Dynamics* (Dinâmica dos Fluidos Computacional), (ii) modelos de zona e (iii) modelos para cálculo manual.

CFD - Computational Fluid Dynamics

Os modelos CFD representam os modelos mais sofisticados e têm vindo cada vez mais a ser usados na engenharia de segurança ao fogo. Estes modelos consistem em dividir o volume do problema em vários volumes de pequena dimensão (Figura 2.15(a)). Nestes volumes de pequena dimensão são resolvidas as equações de *Navier-Stokes* (conservação da massa, momento e energia). Os modelos *CFD* contêm submodelos para os processos físicos e químicos do problema em questão, tais como submodelos de turbulência, radiação e combustão, que permitem calcular com precisão, velocidades de escoamento, turbulência, modelação da chama, radiação, combustão, concentração de químicos, pressões e temperatura [15].

Este modelo requer um poder computacional elevado, e um utilizador com experiência e conhecimentos, não só nos processos físicos e químicos inerentes ao fenómeno, assim como de métodos numéricos e ciências da computação [46].

Em suma, a utilização de modelos CFD apenas se torna vantajosa na resolução de problemas com elevada complexidade na sua geometria.

Modelos de Zona

Os modelos de zona [32, 46], à semelhança dos modelos CFD, podem ser usados para calcular o desenvolvimento da temperatura num compartimento ou multi compartimentos, i.e., vários compartimentos conectados através de aberturas, como portas, condutas de ventilação ou outro tipo de ligações.

Os primeiros modelos de zona foram propostos por *Kawagoe e Sekine, 1963* [47], *Pettersson et al, 1976* [64] e *Babrauska e Williamson, 1978* [11]. Desde então, várias propostas têm aparecido, não só para modelos de um só compartimento, assim como modelos de multi-compartimentos [16].

O principal conceito dos modelos de zona baseia-se em dividir o compartimento de estudo em duas zonas, em que a temperatura é sempre uniforme em cada uma delas.

Os modelos de uma zona (*one zone models*) são utilizados no cálculo da temperatura numa situação de *Post-Flashover*, i.e., quando é considerado que o compartimento se encontra a uma temperatura uniforme [32]. Já os modelos de duas zonas (*two-zone-model*), são geralmente utilizados para quando existe uma zona baixa limpa de combustível e outra superior com combustível (situação de *Pre-Flashover* - Figura 2.15(b) e Figura 2.16).

Existem vários modelos de duas zonas na literatura especializada, como por exemplo, modelos para simular um incêndio num compartimento, ou em vários compartimentos (Figuras 2.15(b) e 2.16). Os modelos de duas zonas, consistem em dividir o compartimento onde o incêndio ocorre, em duas zonas, i.e., em dois volumes de controlo. A zona quente e a zona fria, que correspondem ao volume superior e inferior do compartimento, respectivamente (ver Secção 2.4.2 e Figura 2.15) são normalmente usados na modelação de incêndios localizados, i.e., numa situação de *Pre-Flashover*. Estes modelos têm como base equações diferenciais que exprimem a lei da conservação da massa, da energia e momento. Tendo em conta os seguintes parâmetros, os modelos têm a capacidade de calcular o valor da temperatura, fluxo e gases, assim como as suas concentrações:

- o tipo de ventilação no compartimento (natural ou forçada);
- as aberturas que existem no compartimento. Cada uma destas pode ser representada no modelo, com as suas dimensões e posição no espaço (aberturas no teto ou paredes);
- as características da parede. Neste modelo cada parede pode ser representada individualmente, com os seus diferentes materiais constituintes, assim como as suas dimensões e posições;
- a carga combustível presente, assim como a taxa de libertação de energia que é emitida no tempo.

Os modelos de duas zona foram desenvolvidos para um compartimento fechado, ou para compartimentos ligados entre si através de aberturas e cujas dimensões são representativas

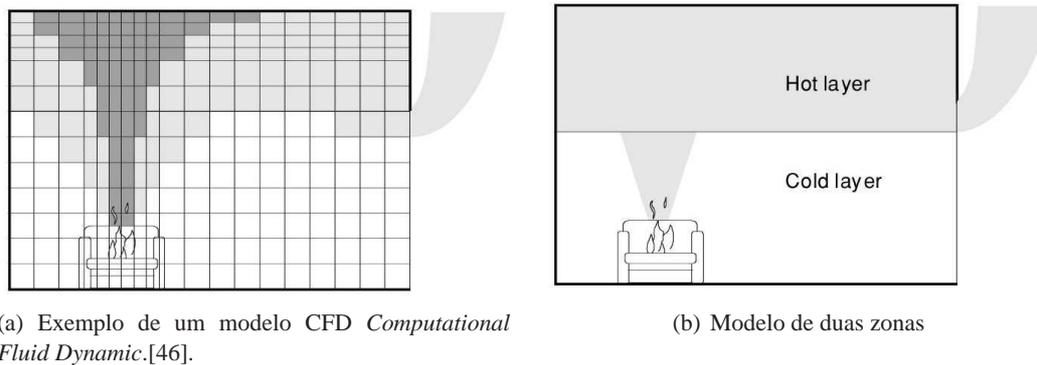


Figura 2.15: Exemplos de (a) um modelo CFD e (b) um modelo de duas zonas. (Adaptado de [46].)

de compartimentos domésticos, escritórios ou pequenas unidades industriais. Para estas condições, os modelos mostraram bons resultados quando comparados com ensaios realizados. Contudo, estes modelos apresentam limitações quanto à geometria dos compartimentos onde são aplicados, não podendo ser utilizados em compartimentos onde a relação entre as dimensões verticais e horizontais sejam muito grandes [46].

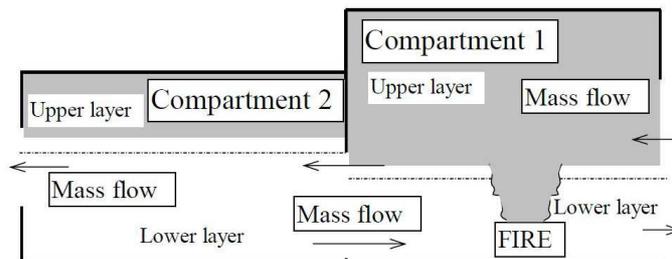


Figura 2.16: Modelo de duas zonas aplicado a multi-compartimentos. (Adaptado de [16].)

Modelos de Cálculo Manual:

Os Modelos de cálculo manual, resultam de um conjunto de soluções simplificadas com métodos empíricos, por exemplo, o cálculo da altura das chamas, velocidade e temperatura das mesmas, tempo de ativação de *sprinklers* (protecção activa contra incêndios), aumento de pressão no compartimento, entre outras variáveis [46].

Estes métodos podem ser divididos em três categorias: (i) os métodos que tratam dos fenómenos da combustão, (ii) os que estimam as condições do ambiente no compartimento, e (iii) os que envolvem os fenómenos da transferência de calor.

Um modelo para o cálculo da temperatura dos gases quentes na camada superior de um compartimento muito referenciado na literatura é o (Modelo de Mcaffrey, Quintiere e Harkleroad), e pode ser consultado em [24].

O objectivo da Secção de seguida apresentada não é explicar exhaustivamente os modelos existentes, mas sim dar uma visão global destes, focando alguns deles presentes

na regulamentação em vigor (*Eurocódigos*), e outro recentemente desenvolvido na Universidade de Edinburgh (*Travelling fires*).

2.5.2 Modelos de incêndio *Pre-Flashover*

Vários autores têm vindo a apresentar ao longo dos anos, modelos para estimar a evolução da temperatura num compartimento antes de ocorrer o *Flashover*, sendo os mais difundidos na literatura os métodos descritos por *William D. Walton e Philip H. Thomas (1995)* presente no *SFPE* [22].

Modelos de Incêndio Localizado

Devido ao elevado risco que o fumo e os gases tóxicos representam para a vida humana, a maioria dos estudos da dinâmica de um incêndio têm-se concentrado na situação de *Pre-Flashover*, de modo a compreender a sua produção e propagação.

Prevendo o comportamento do incêndio em situação de *Pre-Flashover*, o comportamento de uma estrutura sujeita a um fogo localizado pode ser melhor compreendido pelo engenheiro de estruturas [88].

Os incêndios localizados são de extrema importância para a segurança estrutural de parques de estacionamento automóvel, estádios e aeroportos, ou seja, edifícios muito arejados onde o *Flashover* é pouco provável acontecer [88]. Um incêndio localizado pode ser modelado através dos modelos de zona mencionados anteriormente. No entanto, existem modelos analíticos simplificados que obtêm resultados com precisão aceitável.

Entre os vários modelos apresentados, os modelos de *Heskestad (1983)* [33] e *Hasemi et al. (1984)* [38] para incêndios localizados, presentes no *Eurocódigo 1*, são discutidos de seguida.

Estes modelos encontram-se presentes no Anexo C do *Eurocódigo 1 parte 2*.

É de salientar *ECI* distingue dois modelos de incêndio localizado: (1) quando a chama não atinge o teto do compartimento e (2) quando a chama atinge o teto do compartimento.

Modelo de *Heskestad* [33]: quando a chama não atinge o teto, i.e., quando $L_f < H$ (Figura 2.17(a)), ou quando o incêndio ocorre ao ar livre, a temperatura ao longo do eixo vertical de simetria da chama $\Theta(z)$ (ou seja, só ao longo de L_f) é dada pela Equação 2.9,

$$\Theta(z) = 20 + 0.25 + (0.8Q_c)^{(2/3)} (z - z_0)^{(-5/3)} \leq 900^\circ C \quad (2.9)$$

em que o comprimento das chamas L_f é obtido através da Equação 2.10.

$$L_f = -1.02D + 0.0148Q^{2/5} \quad [m] \quad (2.10)$$

onde, D é o diâmetro do incêndio (m), Q a taxa de libertação de calor do incêndio (W) de acordo com o Anexo E do *ECI*, Q_c a parcela da taxa de libertação de calor de convecção com $Q_c = 0.8Q$ na ausência de mais informação (W), z a altura ao longo do eixo da chama (m) e H a distância entre a origem do incêndio e o tecto (m).

É de notar que, para valores elevados de taxa de libertação de calor e diâmetro, a Equação 2.10 toma valores de comprimento da chama negativos, o que é fisicamente

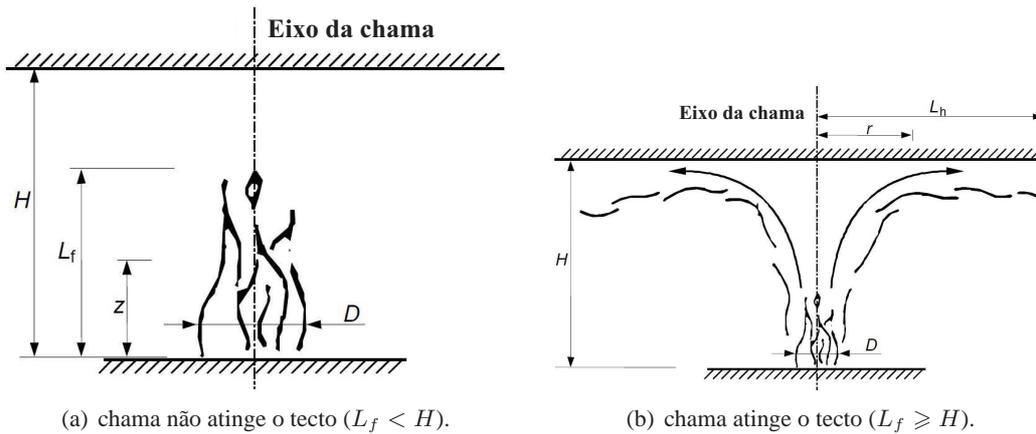


Figura 2.17: Incêndios localizados segundo o Eurocódigo.[6]

impossível [31]. Se tal acontecer, pode dividir-se o diâmetro D em diâmetros inferiores, e aplicar a mesma fórmula individualmente para cada um.

A origem virtual z_0 é obtida através da Equação:

$$z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5} \quad [m] \quad (2.11)$$

O valor z_0 é negativo pois a posição da origem virtual encontra-se abaixo da base do fogo. Sabendo o fluxo de calor emitido pela chama do fogo localizado, cabe ao projetista fazer as suas considerações⁴ e calcular a temperatura que atinge a superfície dos elementos estruturais.[31]

Modelo de Hasemi [38]: quando a chama atinge o teto ($L_f \geq H$) (Figura 2.17(b)), a superfície do teto exposta ao fogo, recebe um fluxo de calor $\dot{h}[W/m^2]$, que pode ser obtido por:

$$\begin{aligned} \dot{h} &= 100000; & y &\leq 0.30 \\ \dot{h} &= 1360300 - 121000y; & 0.30 &\leq y \leq 1.0 \\ \dot{h} &= 15000y^{-3.7}; & y &\geq 1.0 \end{aligned} \quad (2.12)$$

em que, y é o parâmetro obtido por $y = \frac{r+H+z'}{L_h+H+z'}$, r a distância horizontal entre o eixo vertical do incêndio, e o ponto no teto em que é calculado o fluxo térmico [m] e H a distância entre a origem do incêndio e o teto [m].

O comprimento da chama L_h é dado por:

$$L_h = (2.9H(Q_H^*)^{0.33}) - H \quad [m] \quad (2.13)$$

Por sua vez, a Taxa de libertação de calor adimensional (Q_H^*) resulta de:

$$Q_H^* = Q/(1.11 \cdot 10^6 \cdot H^{2.5}) \quad [-] \quad (2.14)$$

⁴Apesar de o Eurocodigo 1 não explicitar, o Anexo B (Acções térmicas para os elementos exteriores - Método de cálculo simplificado) pode constituir uma boa orientação para o projetista [31].

Posição vertical da fonte de calor virtual (z'):

$$\begin{aligned} z' &= 2.4D(Q_D^{*2/5} - Q_D^{*2/3}); & Q_D^* &\leq 1.0 \\ z' &= 2.4D(1.0 - Q_D^{*2/5}); & Q_D^* &\geq 1.0 \end{aligned} \quad (2.15)$$

em que, Q_D^* é calculado através da Equação 2.16.

$$Q_D^* = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot D^{2.5}) \quad [-] \quad (2.16)$$

O fluxo de calor efetivo (\dot{h}_{net}) recebido pela área de superfície do teto exposta ao fogo é obtido através da diferença entre fluxo recebido e o perdido para o ambiente, através dos fenômenos de convecção e radiação:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \phi \cdot \epsilon_m \cdot \epsilon_f \cdot [(\theta_m + 273)^4 - (293)^4] \quad (2.17)$$

Em que, os coeficientes usados na Equação 2.17 serão analisados mais à frente neste trabalho (expressões 3.4 e 3.5).

Todas as premissas apresentadas a partir da Equação 2.9 até à 2.17 só são válidas para um diâmetro do fogo (D) menor que 10 m e uma taxa de libertação de calor do incêndio (Q) menor que 50 MW.

Para o caso em que existam vários incêndios localizados separados, poderá utilizar-se a Equação 2.12 de modo a obter-se os fluxos de calor recebidos pela área da superfície do teto exposta aos diferentes focos de incêndio. Sendo assim, o fluxo de calor total é calculado através da Equação 2.18.

$$\dot{h} = \dot{h}_1 + \dot{h}_2 \dots \leq 100000 \quad [W/m^2] \quad (2.18)$$

Na Figura 2.18 encontra-se representado um exemplo do modelo de *Heskestad*, considerando um compartimento de um edifício de escritórios, com área máxima de incêndio igual a 25 m² e 3 m de altura, calculado através do *software Elefir-EN* (Vila Real e Franssen, 2011). Na mesma Figura, está representado um exemplo do modelo de *Hasemi*, igualmente calculado através do *software Elefir-EN*, considerando um compartimento de uma livraria com área máxima de 25 m² e 3 m de altura [79].

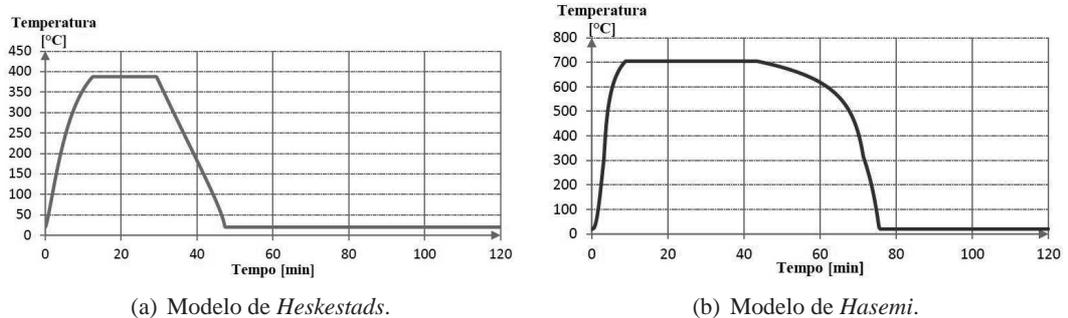


Figura 2.18: Exemplos de curvas de incêndio obtidas pelos modelos de (a) *Heskestad* e (b) *Hasemi*. (Adaptado de [79]).

2.5.3 Fogos Móveis (*Travelling fires*)

Com a evolução dos métodos computacionais na análise do comportamento de estruturas sujeitas a incêndio, constatou-se que os métodos tradicionais de análise de temperaturas em compartimentos não eram suficientemente representativos da realidade de um incêndio. Em compartimentos amplos (com área de pavimento superior a 1000 m^2 [44]) tem-se vindo a constatar que o incêndio "viaja" da zona onde deflagrou, para outras zonas. Os incêndios na Torre de Windsor, no World Trade Center (WTC) e na Faculdade Técnica de Delft, entre outros, mostraram esta dinâmica dos incêndios em compartimentos amplos [9].

No caso da reconstrução do incêndio no WTC através de uma modelação em CFD observou-se o comportamento móvel do fogo [44]. O efeito desta dinâmica do incêndio na estrutura tem vindo a ser estudado na University of Edinburgh (Stern-Gottfried et al, 2009 [85]; Stern-Gottfried, 2011 [84]; Law et al, 2011 [9]), chegando à conclusão que nem sempre os métodos tradicionais presentes no ECI podem ser considerados conservativos. Deste modo, a University of Edinburgh desenvolveu um modelo de incêndio denominado de "Travelling fire" (fogos móveis).

Um fogo móvel constitui um fogo que tem início numa zona de um compartimento, e que depois "viaja" para outra zona, extinguindo-se na zona onde deflagrou inicialmente. Este modelo tem a particularidade de não considerar uma temperatura uniforme no compartimento, mas sim uma temperatura próxima do fogo ("Near field") e longe deste ("Far field") (Figura 2.19).

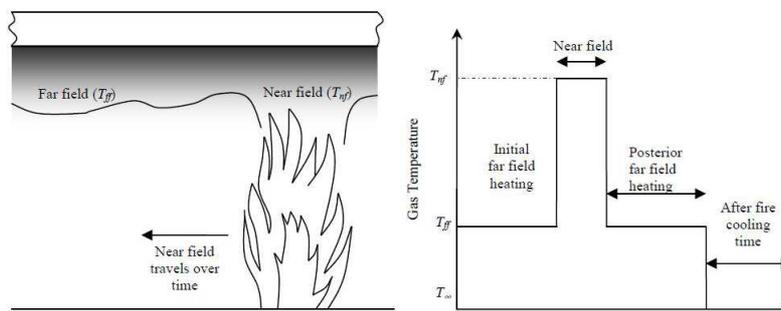


Figura 2.19: Ilustração das zonas próximas e distantes de um fogo móvel. (Adaptado de [84].)

A característica do modelo de considerar zonas distintas com diferentes temperaturas permite ao projetista estudar um maior, e mais completo, número de possíveis cenários de incêndio que possam ocorrer.

Segundo Audouin et al. (1995) [10], a temperatura máxima atingida em pequenos incêndios toma valores entre os 800 e os 1000°C . Em compartimentos de grandes dimensões, este valor pode chegar aos 1200°C , segundo Drysdale (1999) [23]. Assim considera-se os 1200°C na zona próxima do fogo, como caso mais gravoso [9].

Neste método é assumido que a densidade de carga de incêndio é uniforme ao longo do percurso que o fogo efetua, sendo a taxa de libertação de calor por unidade de área constante. Este valor da taxa de libertação de calor pode ser calculado através da Equação

2.19.

$$\dot{Q} = A_f \dot{Q}'' \quad (2.19)$$

onde, A_f é a área máxima da base do incêndio (m^2) e \dot{Q}'' a taxa de libertação de calor por unidade de área (m^2).

O tempo de combustão no local do incêndio pode ser calculado através da Equação 2.20,

$$t_b = \frac{q_{f,d}}{\dot{Q}''} \quad (2.20)$$

onde, t_b é o tempo de combustão (s) e $q_{f,d}$ a densidade de carga de incêndio (KJ/m^2).

É de assinalar que o tempo de combustão não depende da área de incêndio, ou seja, o tempo de combustão considerando um incêndio com 100% da área é idêntico ao de um que considera 1% desta área. Contudo, de acordo com [84], o tempo total de combustão é obtido a partir do movimento do fogo ao longo do seu percurso.

O cálculo da temperatura máxima na zona distante das chamas (T_{max}) pode ser realizado através da Equação 2.21 (correlação de *Alpert, 1972*) [9].

$$T_{max} = \frac{5.38(\dot{Q}/r)^{2/3}}{H} + T_{\infty} \quad (2.21)$$

em que T_{∞} designa a temperatura ambiente em graus *Celsius*, \dot{Q} a taxa de libertação de calor (kW), r a distância em metros desde o centro do fogo e H a altura do compartimento (m).

A taxa de propagação das chamas é de aproximadamente $0.01 m/s$ (*Alpert (1972)*) logo muito menor que a velocidade do fumo (aproximadamente de $1.0 m/s$). Com isto, esta correlação é válida para fogos móveis, apesar de ter sido desenvolvida para fogos estacionários. Assim, a temperatura da zona distante desloca-se com o fogo de uma forma praticamente constante [84].

Devido ao fato do fogo viajar ao longo do tempo, consumindo o combustível no seu caminho, a temperatura do gás adjacente a qualquer elemento estrutural está constantemente a mudar. Assim a correlação de *Alpert* reduz-se ao valor característico T_{ff} dado por:

$$T_{ff} = \frac{\left[\int_{r_{nf}}^{r_{ff}} (T_{max})^4 dr \right]^{0.25}}{(r_{ff} - r_{nf})^{0.25}} \quad (2.22)$$

onde, T_{ff} temperatura na zona distante das chamas ($^{\circ}C$), T_{max} a temperatura máxima no interior do compartimento ($^{\circ}C$), r_{ff} a distância desde o centro do fogo até ao fim da zona distante das chamas (m), e r_{nf} a distância desde o centro do fogo até ao fim da zona próxima das chamas (m).

O gráfico da Figura 2.19 representa as diferentes fases de um fogo móvel. Um dado ponto do compartimento distante das chamas (*Far field*) está a uma determinada temperatura, que irá aumentar com a diminuição desta distância (*Near field*). Depois da passagem das chamas pelo local, o mesmo volta a estar à temperatura de zona distante, até que o combustível presente no compartimento seja consumido na sua totalidade, ou seja,

até que o compartimento volta à temperatura ambiente.

Este método distingue-se dos chamados métodos tradicionais (fogo localizado, curvas nominais e curvas paramétricas, que irão ser explicados mais adiante nesta secção) pela flexibilidade dada pelos seus parâmetros de entrada: área de fogo, forma do fogo e o caminho percorrido por este.

Um recente trabalho realizado por *Law et al., 2011* [9] mostra que os fogos móveis têm um impacto mais severo no comportamento da estrutura, em comparação com os métodos do *ECI* (curvas paramétricas). *Jiang (2012)* [44] constatou também que os fogos móveis produzem esforços axiais maiores ao nível dos pisos, o que aumenta a probabilidade de colapso [44].

2.5.4 Modelos de Incêndio *Post-Flashover*

Uma forma simples de representar a evolução da temperatura num compartimento em situação de *Post-Flashover* é através de curvas tempo-temperatura. No entanto, as curvas mais referenciadas para este cálculo, e presentes no *Eurocódigo 1*, são as curvas nominais e as curvas paramétricas, que fornecem a temperatura máxima atingida em função da duração do incêndio. Assim, embora sejam gráficos tempo-temperatura, no caso das curvas nominais não se trata de um tempo real mas de um pseudo-tempo, como irá ser explicado de seguida.

Curvas de Incêndio Nominais - (*Nominal Fire Curves*)

As curvas nominais de incêndio foram desenvolvidas inicialmente por forma a submeter os materiais testados em laboratórios à mesma ação térmica, e assim ser possível classificá-los [16]. Estas curvas representam de forma muito pobre um incêndio real num edifício.

As curvas nominais caracterizam-se por não dependerem de nenhuma variável inerente ao edifício ou ao compartimento onde o incêndio se desenvolve, i.e., a curva nominal que representa um incêndio que se poderá desenvolver num escritório ou num edifício habitacional é a mesma. Contudo, estas curvas têm vindo a ser utilizadas durante muitos anos, estando no entanto muito longe de qualquer conceito de análise baseada na resposta estrutural (*performance-based analysis*).

As curvas nominais mais frequentemente usadas são as curvas presentes no *Eurocódigo 1* e as curvas *ASTM*. No *Eurocódigo* estão presentes as chamadas curvas de incêndio padrão, *ISO834*, hidrocarbonetos e de exteriores.

A curva de incêndio padrão *ISO834* é a seguinte:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}C] \quad (2.23)$$

A Curva para incêndio de hidrocarbonetos é definida por:

$$\theta_g = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \quad [^{\circ}C] \quad (2.24)$$

E a curva de incêndio para exteriores é definida por:

$$\theta_g = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \quad [^{\circ}C] \quad (2.25)$$

Em que, θ_g é a temperatura dos gases no compartimento de incêndio ($^{\circ}C$), t o tempo (*min*).

A curva nominal *ASTM E-119* é definida através de números discretos, no entanto, *Lie (1995)* [31] desenvolveu uma formula analítica para descrevê-la em graus Celsius que é dado por:

$$T = 750 \left[1 - e^{(-3.79553\sqrt{t_h})} \right] + 170.41\sqrt{t_h} + T_0 \quad [^{\circ}C] \quad (2.26)$$

em que, t_h é o tempo em horas, T a temperatura no instante t , e T_0 a temperatura para o instante inicial $t = 0$ (para t em segundos).

Na Figura 2.20 estão representadas as curvas nominais mencionadas anteriormente. Como se pode verificar, a curva de incêndio de hidrocarbonetos, i.e., a curva destinada a representar os efeitos de um incêndio em que a carga combustível seja maioritariamente composta por hidrocarbonetos, tem uma evolução inicialmente mais rápida do que as restantes, sendo superior a estas até cerca de aproximadamente 150 minutos e estabilizando para uma temperatura de $1100^{\circ}C$. Já a curva para elementos exteriores tem um andamento aproximadamente igual às curvas *ISO834* e *ASTM E119*, mas estabiliza para uma temperatura de $680^{\circ}C$. A curva *ISO834* é muito similar à *ASTM E119*, com a particularidade de atingir temperaturas sempre ligeiramente superiores à *ASTM* a partir dos 40 minutos (aproximadamente).

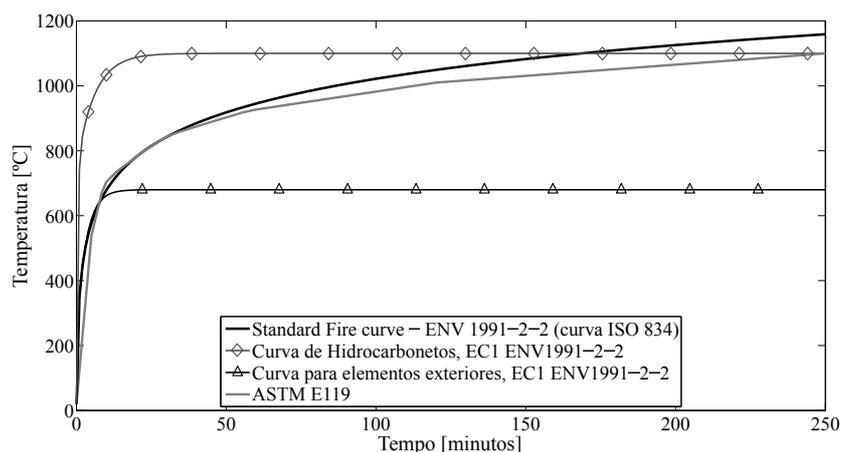


Figura 2.20: Curvas de incêndio nominais.

É de notar que nenhuma curva apresenta a fase de arrefecimento que se verifica num incêndio real (ver Figura 2.9) após o *Post-Flashover*. Outra característica importante das curvas nominais, é o facto de estas considerarem que o compartimento se encontra todo com o mesmo valor de temperatura.

Tempo Equivalente de Exposição ao Fogo - (*Equivalent Time Methods*)

A gravidade de um incêndio tem sido definida como o potencial de dano sobre um elemento estrutural ou não estrutural de um edifício [37]. Devido ao facto das curvas nominais representarem de uma forma muito pobre um incêndio real, foram desenvolvidos métodos de modo a relacionar o efeito do aquecimento de um incêndio real sobre uma estrutura, com o tempo equivalente nas curvas nominais sobre a mesma [16].

Em 1928, Ingberg mostrou que a gravidade de um incêndio pode ser relacionada com a carga de incêndio presente no compartimento [16]. A ideia de Ingberg foi relacionar a área limitada pela curva *standard* e uma linha horizontal aos 300°C , com uma área igual limitada com a curva de um incêndio real (Figura 2.21).

No Anexo F do Eurocódigo 1 encontra-se um método para associar as curvas nominais com curvas mais realistas de incêndio. Este método denominado por tempo equivalente de exposição ao fogo, tem em conta parâmetros representantes de grandezas físicas, sendo estas a carga de incêndio, a quantidade e tipo de aberturas, e as propriedades das paredes da envolvente do compartimento [31].

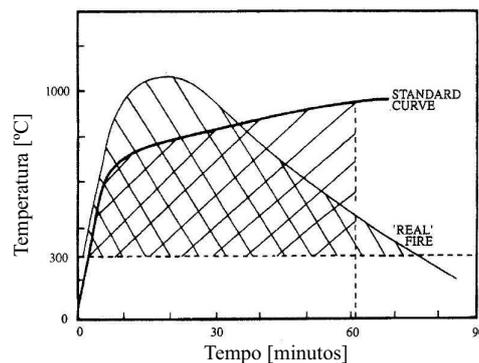


Figura 2.21: Gravidade de um incêndio de acordo com Ingberg. (Adaptado de [16]).

Curvas Paramétricas de Incêndio - (*Parametric Time-Temperature Curves*)

Ao contrário das curvas nominais de incêndio, as curvas paramétricas têm em conta parâmetros físicos específicos que definem as condições do compartimento, assim como o combustível presente no espaço. Estas equações foram obtidas de modo a representar uma boa aproximação das curvas paramétricas Suecas (*Swedish curves*), através da combinação dos valores de carga combustível, áreas de aberturas (ventilação) e propriedades das paredes envolventes [70].

As curvas Suecas são curvas paramétricas desenvolvidas por *Magnusson* e *Thelandersson* em 1970, e por *Petterson et al.* em 1976, sendo muito referenciadas na literatura para o cálculo de curvas tempo-temperatura na situação de *Post-Flashover* [16, 70]. Estas curvas são baseadas num modelo de uma zona e calibrado com resultados de ensaios experimentais, tendo como principais premissas os seguintes pontos:

- O incêndio é controlado pela ventilação na fase da combustão contínua;
- As fases de crescimento e declínio foram baseadas em resultados obtidos de ensaios à escala real;
- É admitido que a totalidade da carga combustível do compartimento é consumida;
- A temperatura é uniforme em todo o compartimento;
- A superfície que limita o compartimento é a mesma em toda a sua envolvente;

- O fluxo de calor nos limites do compartimento é considerado unidirecional (na perpendicular aos limites do compartimento);
- Os cantos dos compartimentos são ignorados, e as lajes na envolvente são consideradas “infinitas”.

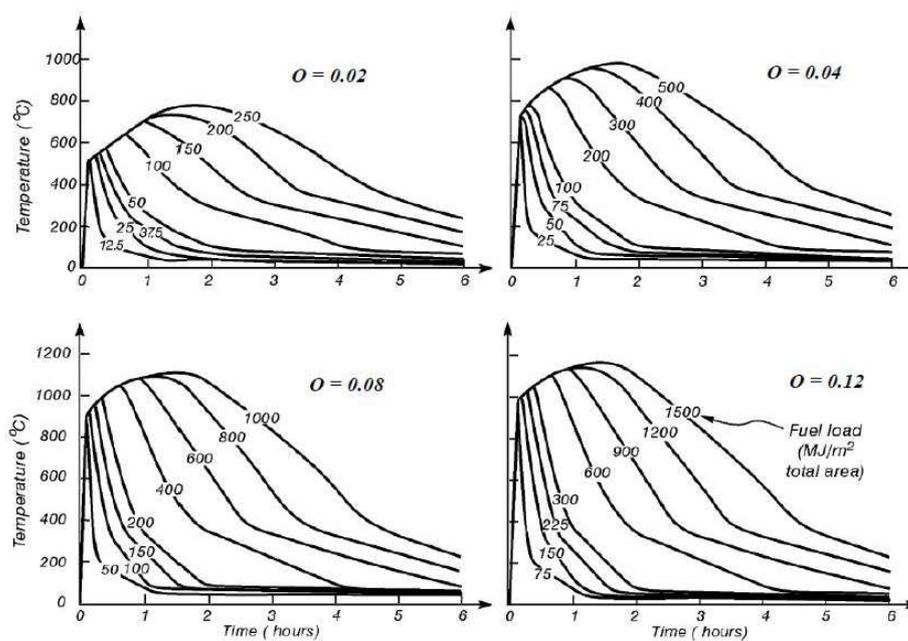


Figura 2.22: Curvas Secas tempo-temperatura (Petterson 1976). (Adaptado de [16]).

Na Figura 2.22 encontram-se representadas as curvas Secas para diferentes cargas de incêndio e fatores de ventilação distintos. Estes gráficos foram obtidos para um compartimento em que as envolventes são constituídas por betão leve. Por forma a ter em conta outras propriedades térmicas, ou outras cargas de incêndio, estes fatores podem ser multiplicados por outros, de modo a ter em conta essas alterações [16].

O Anexo A do Eurocódigo 1-Parte 1-2 apresenta um modelo de curvas paramétricas tempo-temperatura válido para compartimentos com o máximo de 500 m^2 em área de planta, em que a altura máxima do teto, sem aberturas, é de 4 m . O modelo, como referido anteriormente, admite que a carga combustível do compartimento é totalmente consumida.

Os dados de entrada requeridos pelo método são:

- propriedades térmicas das paredes, teto e pavimento (condutibilidade térmica, calor específico e densidade);
- geometria do compartimento, assim como áreas das paredes, teto e pavimento, assim como as respectivas áreas de aberturas e média ponderadas da altura a que as aberturas verticais se encontram;
- valor da carga de incêndio, relacionado com a área das aberturas do compartimento;
- taxa de crescimento do incêndio (lento, média ou rápida).

Segundo [31] os passos sucessivos para o cálculo destas curvas são:

1. Cálculo do fator das paredes b (equação 2.27).

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \rightarrow 100 \leq b \leq 2200 \quad [J/m^2 \cdot s^{1/2} \cdot K] \quad (2.27)$$

em que, ρ é a massa volúmica da envolvente do compartimento (kg/m^3), c o calor específico da envolvente do compartimento (J/kgK), e λ a condutibilidade térmica da envolvente do compartimento (W/mK).

Este fator deve ter em conta as diferentes camadas e materiais das paredes, i.e., quando estas são constituídas por diferentes materiais, deve ser feita uma média ponderada das propriedades das diferentes camadas para o cálculo do parâmetro b .

2. Cálculo do fator de aberturas O :

$$O = A_v \sqrt{h_{eq}/A_t} ; 0.02 \leq O \leq 0.2 \quad [m^{1/2}]; \quad (2.28)$$

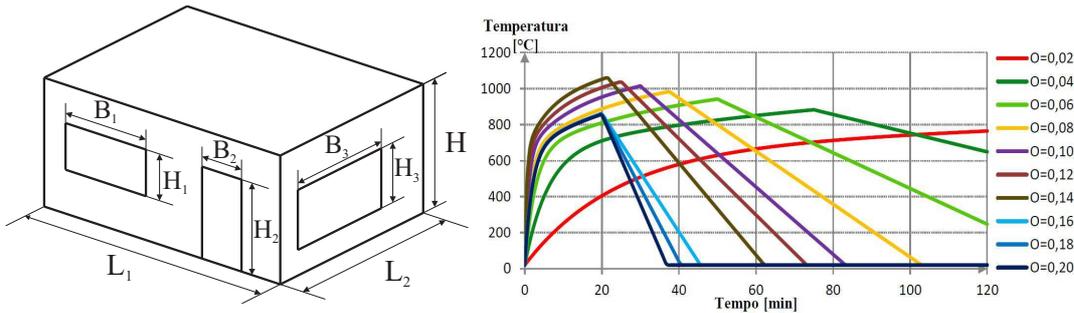


Figura 2.23: (a) Esquema de aberturas verticais no compartimento para o cálculo das curvas paramétricas de incêndio, e (b) curvas tempo-temperatura para diferentes valores de O . (Adaptado de [30, 79]).

Onde, A_v é a área total das aberturas verticais em todas as paredes ($\sum A_i [m^2]$), A_t a área total da superfície envolvente (paredes, teto e pavimento, incluindo aberturas) ($A_t = 2 \cdot (L_1 \cdot H + L_2 \cdot H + L_1 \cdot L_2) [m^2]$), e h_{eq} a média ponderada dos valores das alturas das aberturas em todas as paredes ($\sum A_i \cdot H_i / \sum A_i [m]$). Estas expressões podem ser calculadas recorrendo à Figura 2.23(a).

3. Cálculo do coeficiente de expansão Γ :

$$\Gamma = \left[\frac{O/0.04}{b/1160} \right]^2 \quad (2.29)$$

É de salientar, que no caso do coeficiente Γ se aproximar do valor 1, a Equação da curva paramétrica de incêndio aproxima-se da curva nominal *ISO*.

4. Determinar o tempo limite de aquecimento t_{lim} , dependente da taxa de crescimento do incêndio:

$$t_{lim} = \begin{cases} 25 \text{ minutos} & , \text{ para taxa de crescimento lento} \\ 20 \text{ minutos} & , \text{ para taxa de crescimento médio} \\ 15 \text{ minutos} & , \text{ para taxa de crescimento rápido} \end{cases} \quad (2.30)$$

Na Tabela 2.3 estão presentes as taxas de crescimento de incêndio consoante o tipo de ocupação do compartimento.

5. Cálculo do tempo máximo da fase de aquecimento t_{max} :

$$t_{max} = \max \left\{ 0.2 \times 10^{-3} \cdot \frac{q_{t,d}}{O}; t_{lim} \right\} \quad [\text{horas}] \quad (2.31)$$

onde $q_{t,d}$ representa o valor de cálculo da densidade de carga de incêndio referente à área total da superfície envolvente, em que $q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t$ [MJ/m^2], e $q_{f,d}$ o valor de cálculo da densidade de carga de incêndio referida à área de superfície A_f do pavimento obtido através do Anexo E do *Eurocódigo 1 Parte 2* (MJ/m^2) [6].

6. Para $t_{max} > t_{lim}$ o incêndio é controlado pela ventilação, e a curva é definida pelas seguintes expressões:

- Fase de aquecimento, ou seja, para $t \leq t_{max}$ o curva é descrita pela equação:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{19t^*}) \quad (2.32)$$

em que:

θ_g = temperatura dos gases no compartimento de incêndio [$^{\circ}C$];

$t^* = t \cdot \Gamma$ = tempo fictício em que t corresponde ao tempo em horas e Γ o coeficiente de expansão dado pela Equação 2.29;

- Fase de arrefecimento, é dado pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625(t^* - t_{max}^*) && \text{para } t_{max}^* \leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max}^*) && \text{para } 0.5 < t_{max}^* < 2.0 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(t^* - t_{max}^*) && \text{para } 2.0 < t_{max}^* \end{aligned} \quad (2.33)$$

Em que:

θ_{max} = temperatura máxima dada pela Equação 2.32 [$^{\circ}C$] (em que $t^* = t_{max}^*$);

$t_{max}^* = \Gamma t_{max}$ = tempo fictício em que t_{max} é o tempo máximo para que ocorre a temperatura máxima;

7. Para $t_{max} \leq t_{lim}$, o incêndio é controlado pela carga combustível, então é necessário calcular os seguintes passos:

- Fator de aberturas modificado O_{lim} de acordo com:

$$O_{lim} = 0.1 \times 10^{-3} q_{t,d} / t_{lim} \quad (2.34)$$

- Fator Γ modificado é dado por:

$$\Gamma_{lim} = \left[\frac{O_{lim}/0.04}{b/1160} \right]^2 \quad (2.35)$$

- Se $O > 0.04$, $q_{t,d} < 75$ e $b < 1160$, o fator Γ_{lim} calculado através da equação 2.35 deve ser multiplicado pelo coeficiente k , dado por:

$$k = 1 + \left(\frac{O - 0.04}{0.04} \right) \left(\frac{q_{t,d} - 75}{75} \right) \left(\frac{1160 - b}{1160} \right) \quad (2.36)$$

- A temperatura durante a fase de aquecimento, ou seja, para $t \leq t_{lim}$ é calculada através da Equação 2.32.
- Na fase de arrefecimento a temperatura é calculada através das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625 (t^* - t_{lim}^*) && \text{para } t_{max}^* \leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 (3 - t_{max}^*) (t^* - t_{lim}^*) && \text{para } 0.5 < t_{max}^* < 2.0 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250 (t^* - t_{lim}^*) && \text{para } 2.0 < t_{max}^* \end{aligned} \quad (2.37)$$

Onde $t_{lim}^* = \Gamma_{lim} t$

Na Figura 2.23(b) estão representados vários exemplos de curvas paramétricas tempo-temperatura em que o incêndio é controlado pela ventilação, ou seja, fazendo variar o fator de aberturas O , pode-se verificar que quanto maior for o seu valor, mais curto e agressivo é o incêndio. Quando um incêndio é controlado pela densidade de carga de incêndio, o fator de aberturas apenas tem influência na fase de arrefecimento do mesmo [79].

2.6 Conclusões

Neste Capítulo abordaram-se os principais aspetos e conceitos para a compreensão de um incêndio, no ponto de vista de uma ação aplicada num edifício. Um incêndio não é mais que um fogo descontrolado no espaço e no tempo. Por sua vez, o fogo é um processo de combustão rápida, que necessita, para ocorrer de uma forma continuada, quatro elementos: (i) um comburente, (ii) combustível, (iii) energia de ativação e (iv) reações em cadeia. Este conjunto de elementos forma o “Tetraedro do fogo”.

A dinâmica do incêndio constitui um fenómeno complexo, em que os seus mecanismos de desenvolvimento e propagação estão intimamente ligados com os processos de transmissão de calor, condução, convecção e radiação, assim como a geometria da compartimentação do espaço onde este se desenvolve. No desenvolvimento de um incêndio pode distinguir-se as fases de ignição, propagação, combustão generalizada (*Flashover*), combustão continua e declínio.

Devido à pluralidade de variáveis foi necessário o desenvolvimento de modelos de incêndio, de complexidade variável, de modo a simplificar o processo com vista à sua aplicação na análise do comportamentos de estruturas de edifícios sujeitas a incêndio.

Neste sentido, tem-se desenvolvido inúmeros modelos, que podem ser organizados em dois grandes grupos, ou seja, os modelos probabilísticos e os determinísticos.

Dentro dos modelos determinísticos (modelos abordados e com interesse prático para a realização deste trabalho) destacam-se os modelos computacionais e os modelos de cálculo manual que resultam de um conjunto de soluções simplificadas com métodos empíricos. Em relação aos primeiros, podemos salientar o *CFD-Computational Fluid Dynamics* (Dinâmica dos Fluidos Computacional) e os modelos de zona, que fazem uso direto de princípios físicos e químicos desenvolvidos nos fenômenos inerentes ao incêndio.

Os modelos mais simples, i.e., os modelos não computacionais, podem ser divididos em modelos *Pre-Flashover* e *Post-Flashover*.

Os modelos de fogo localizado de *Heskestad* e *Hasemi*, presentes no *EC1*, distinguem-se pelo fato de um considerar que as chamas não atingem o teto e o outro considerar o contrário.

O modelo de fogos móveis ("*Travelling fires*") (2009) desenvolvido na *University of Edinburgh*, é ideal para compartimentos amplos, pois considera que o fogo tem início numa zona de um compartimento e depois "viaja" para outra zona, extinguindo-se na zona onde deflagrou inicialmente. Este considera duas zonas de temperaturas distintas, zona próxima das chamas e a zona distante das mesmas.

Como modelos de *Post-Flashover* foram apresentadas as curvas nominais de incêndio presentes no *EC1*, *ISO834*, curva de hidrocarbonetos e a curva de exteriores. Estas curvas têm a particularidade de serem sempre crescentes e não dependerem de nenhuma variável inerente ao edifício ou compartimento onde o incêndio se desenvolve. Foram ainda apresentadas as curvas paramétricas presentes no *EC1*, que ao contrário das curvas nominais, têm em conta parâmetros físicos do compartimento/espço onde o incêndio se desenvolve, assim como a carga combustível presente.

Capítulo 3

Ação Térmica e Propriedades Termo-Mecânicas dos Materiais Aço e Betão

3.1 Introdução

Existem três grandes etapas na análise do comportamento de estruturas ao fogo [31]. A primeira consiste em determinar a temperatura correspondente ao cenário de fogo no espaço/compartimento onde este se desenvolve (abordado no Capítulo 2 Secção 2.5). Na etapa seguinte estabelece-se a história de temperaturas nos diversos elementos, e por último, realiza-se o cálculo da resistência e comportamento da estrutura.

A adequada precisão no cálculo destas etapas é de extrema importância para a determinação da resistência dos elementos estruturais e do comportamento da estrutura. Em muitos casos a resistência ao fogo dos elementos estruturais pode ser estimada através do cálculo do critério da temperatura crítica [31]. O critério da temperatura crítica sai fora do âmbito desta tese mas pode ser encontrado em [7, 5, 31].

O cálculo da história de temperaturas nos elementos envolve os fenómenos de transferência de calor mencionados na Secção 2.3. Assim, para a sua determinação, é necessário o conhecimento correto das propriedades térmicas dos materiais constituintes dos elementos, nomeadamente, a sua condutibilidade térmica, massa volúmica e calor específico.

Este Capítulo aborda as matérias base para a segunda e terceira etapa, i.e., primeiramente apresenta-se o método presente no *EC1* para o cálculo das ações térmicas nos elementos estruturais, assim como os conceitos base inerentes ao mesmo. De seguida são descritas as propriedades térmicas e termo-mecânicas dos materiais aço e betão, assim como os modelos de tensão-extensão uniaxial dos mesmos, que se encontram presentes nos *Eurocódigos*.

3.2 Cálculo de temperaturas nos elementos

O cálculo da temperatura de um elemento pode dividir-se em dois procedimentos, o cálculo da transferência de calor no interior do elemento, que é governado pela Equação de *Fourie* (transferência de calor por condução), e o cálculo da transferência de calor desde a fonte

de calor (chamas, brasas etc.) até ao elemento (combinação dos fenómenos de convecção e radiação) [67].

3.2.1 Transferência de Calor no Interior do Elemento

Como referido na Secção 2.3, a condução é um fenómeno governado pela Equação de *Fourier* (Equação 3.1) que é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.1)$$

em que, θ é a temperatura; λ_x , λ_y , λ_z são a condutibilidade térmica do material segundo as direções x , y e z ; ρ é a massa volúmica do material; c é o calor específico do material; e Q o calor gerado internamente no material.

Para materiais considerados isotrópicos, como o betão (é comum considerar-se que o material betão é isotrópico) e o aço, a Equação de *Fourier* pode ser escrita na seguinte forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(a \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(a \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(a \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{Q}{\rho c} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.2)$$

em que, a é a difusividade do material $\left(\frac{\lambda}{\rho c} \right)$ (ver Secção 2.3.4).

Em muitos casos, devido à geometria do problema, a solução da Equação 3.1 é de difícil resolução, sendo necessário recorrer a métodos numéricos, presentes em *softwar* desenvolvido para este efeito (e.g., os métodos abordados no Capítulo 4 do trabalho de Franssen (1997) [30]).

3.2.2 Transferência de Calor na Superfície do Elemento

As superfícies dos elementos encontram-se sujeitas a trocas de calor por convecção e radiação. No entanto, é comum aceitar-se que a parcela da radiação seja predominante no cálculo, quando o incêndio já se encontra desenvolvido [67].

O fluxo de calor efetivo \dot{h}_{net} , é dado por:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad [W/m^2] \quad (3.3)$$

em que $\dot{h}_{net,c}$ e $\dot{h}_{net,r}$ representam as parcelas do fluxo de calor efetivo por convecção e radiação, respetivamente.

Fluxo efetivo de convecção

O fluxo efetivo de convecção é dado por:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad [W/m^2] \quad (3.4)$$

em que, α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m^2K), θ_g a temperatura dos gases na proximidade do elemento exposto ao fogo ($^{\circ}C$), e θ_m a temperatura da superfície do elemento ($^{\circ}C$).

Os valores de α_c dependem do tipo de modelo de incêndio utilizado, ou seja, para as curvas nominais *ISO 834* e de exteriores $\alpha_c = 25$, enquanto que para curvas de hidrocarbonetos $\alpha_c = 50$. Estes valores são válidos para as faces expostas do elemento, sendo que, para as faces não expostas do elemento, α_c toma o valor de 4, ou de 9, quando se admite incluir os efeitos da transferência de calor por radiação.

Fluxo efetivo de radiação

O fluxo efetivo de radiação por unidade de área da superfície, é dado por:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [W/m^2] \quad (3.5)$$

em que, Φ é o fator de vista (função do ângulo entre as superfícies emissoras e receptoras, e é calculado através do Anexo G do *ECI - parte 2*), ε_m a emissividade da superfície do elemento ($\varepsilon_m = 0.7$ para aços de carbono, 0.4 para aço inoxidável e 0.7 para betão)¹, ε_f a emissividade do fogo (geralmente é adotado o valor de 1.0), σ a constante de Stefan Boltzmann ($\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} [W/m^2 K^4]$), θ_r a temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio ($^{\circ}C$), e θ_m a temperatura da superfície do elemento ($^{\circ}C$).

O fator de vista deverá ser considerado igual à unidade sempre que não existam valores específicos ou não sejam calculados os chamados efeitos de posição e de sombra.

3.2.3 Método Simplificado para o Cálculo de Temperaturas em Elementos de Aço.

O *Eurocódigo 3, Parte 1-2* [5], apresenta um método de cálculo simplificado para a determinação de temperaturas em perfis de aço. Este método assume que a temperatura é uniforme na secção do elemento (a validade deste pressuposto depende da taxa de transferência de calor no seu interior, i.e., da condutibilidade térmica do material e da espessura da secção do elemento [88]). Devido à alta condutibilidade e esbelteza das secções dos elementos de aço, este método simplificado obtem uma boa aproximação relativamente a métodos computacionais mais complexos presentes na bibliografia. Existem vários trabalhos que demonstram este facto (e.g. [31]).

A distribuição de temperatura na secção de um elemento de aço não protegido é obtida através de:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{C_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (3.6)$$

em que, k_{sh} é o fator de correção para o efeito de sombra, A_m a área da secção do perfil (m^2), V o volume do elemento por unidade de comprimento (m^3/m), C_a o calor específico do aço (Secção 3.3.1) (J/kgK), $\dot{h}_{net,d}$ o valor de cálculo do calor efetivo por unidade de área (W/m^2), Δt o intervalo de tempo² (s), ρ_a a massa específica do aço (ver Secção 3.3.1) (kg/m^3).

Ao rácio entre a área da secção e o volume do elemento por unidade de comprimento (A_m/V) é dado o nome de fator de massividade, e exprime-se em metro quadrado por

¹Adota-se $\varepsilon_m = 0.8$ sempre que não haja valor indicado nas respetivas Partes sobre dimensionamento ao fogo das normas *EN 1992 a EN 1996 e EN1999*.

²Não deve ser usado um intervalo de tempo Δt superior a 5 s.

metro (m^2/m). Analisando a Equação 3.6, é de notar que o valor do fator de massividade é o parâmetro que caracteriza a secção do elemento, tendo muita influência no tempo de aquecimento do mesmo. O valor deste fator é tanto maior quanto maior for a esbelteza da secção (secção com espessura de valor baixo). Em suma, quanto maior for o valor deste fator, mais rapidamente a temperatura do elemento se eleva. Na Figura 3.1 encontram-se representados alguns exemplos do cálculo do fator de massividade.

O fluxo efetivo de calor ($\dot{h}_{net,d}$) deverá ser calculado de acordo com a Secção 3.2.2, utilizando os seguintes fatores de emissividade: $\varepsilon_f = 1$ e $\varepsilon_m = 0.7$ para o caso do aço de carbono.

Quanto ao fator de correção do efeito de sombra (k_{sh}) (fator corretivo para quando a secção é maioritariamente aquecida por radiação), é obtido através da Equação seguinte:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (3.7)$$

Para secções em I , o mesmo fator é calculado a partir da Equação 3.8.

$$k_{sh} = 0.9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (3.8)$$

em que $[A_m/V]_b$ é o fator de massividade calculado como se a secção do perfil tivesse proteção em caixão. De um modo conservativo, o valor de k_{sh} pode ser tomado como igual à unidade, ou seja, o efeito de sombra é desprezado. Na Equação 3.7 não devem ser utilizados fatores de massividade $[A_m/V]$ inferiores a $10 m^{-1}$.

3.2.4 Perfis de Temperatura em Elementos de Betão (Anexo A do EC2).

No Anexo A do Eurocódigo 2 Parte 1-2 são apresentados perfis de temperatura para elementos de betão armado, como lajes (e paredes expostas numa só face), vigas e pilares. Estes perfis de temperatura foram desenvolvidos tendo em conta os seguintes valores: calor específico do betão considerando um teor de água de 1.5% (para teores de água superiores, os perfis de temperaturas apresentados são conservativos - ver Secção 3.3.2), condutibilidade térmica de acordo com o limite inferior (ver Secção 3.3.2), emissividade da superfície do betão de 0.7 e coeficiente de convecção igual a $25 W/m^2 K$. Na Figura 3.2 encontram-se representadas imagens exemplificativas destes perfis de temperatura.

3.3 Propriedades Térmicas

Como descrito nas Secções 2.3 e 3.2, as propriedades térmicas dos materiais que influenciam a transmissão de calor governada pela Equação de Fourier são: (i) a massa volúmica, (ii) o calor específico e (iii) a condutibilidade térmica.

De seguida são apresentadas as propriedades térmicas dos materiais aço e betão, presentes no Eurocódigo 2 Parte 1-2, Eurocódigo 3 Parte 1-2 e Eurocódigo 4 Parte 1-2 (verificação da resistência ao fogo de estruturas de aço e betão).

3.3.1 Material Aço

O aço estrutural sofre transformações físicas e químicas quando sujeito a altas temperaturas, o que irá alterar a sua estrutura interna e modificar as suas propriedades. A maioria das propriedades deste material depende da temperatura [54].

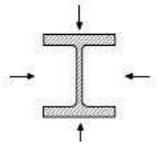
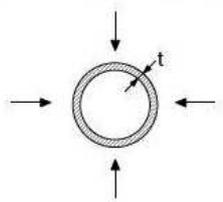
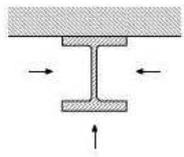
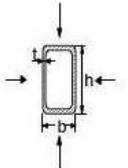
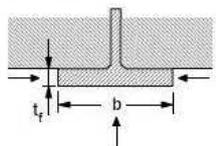
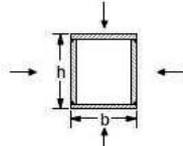
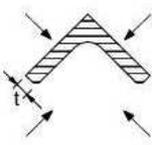
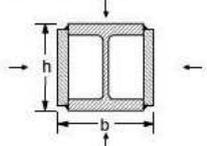
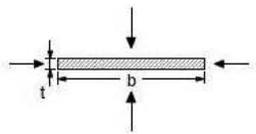
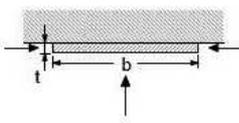
<p>Secção aberta exposta ao fogo em todos os lados:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da secção transversal}}$ 	<p>Tubo exposto ao fogo em todos os lados: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Secção aberta exposta ao fogo em três lados:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{superfície exposta ao fogo}}{\text{área da secção transversal}}$ 	<p>Secção tubular (ou secção em caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao fogo em todos os lados: Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Banzo de secção em I exposto ao fogo em três lados:</p> $A_m/V = (b + 2t_f) / (bt_f)$ <p>Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$</p> 	<p>Secção em caixão soldada exposta ao fogo em todos os lados:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{área da secção transversal}}$ <p>Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Cantoneira exposta ao fogo em todos os lados:</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Secção em I com reforço em caixão, exposta ao fogo em todos os lados:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{área da secção transversal}}$ 
<p>Barra plana exposta ao fogo em todos os lados:</p> $A_m/V = 2(b+t) / (bt)$ <p>Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Barra plana exposta ao fogo em três lados:</p> $A_m/V = (b + 2t) / (bt)$ <p>Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

Figura 3.1: Exemplos de cálculo de fatores de massividade para elementos de aço não protegidos. (Adaptado de [5]).

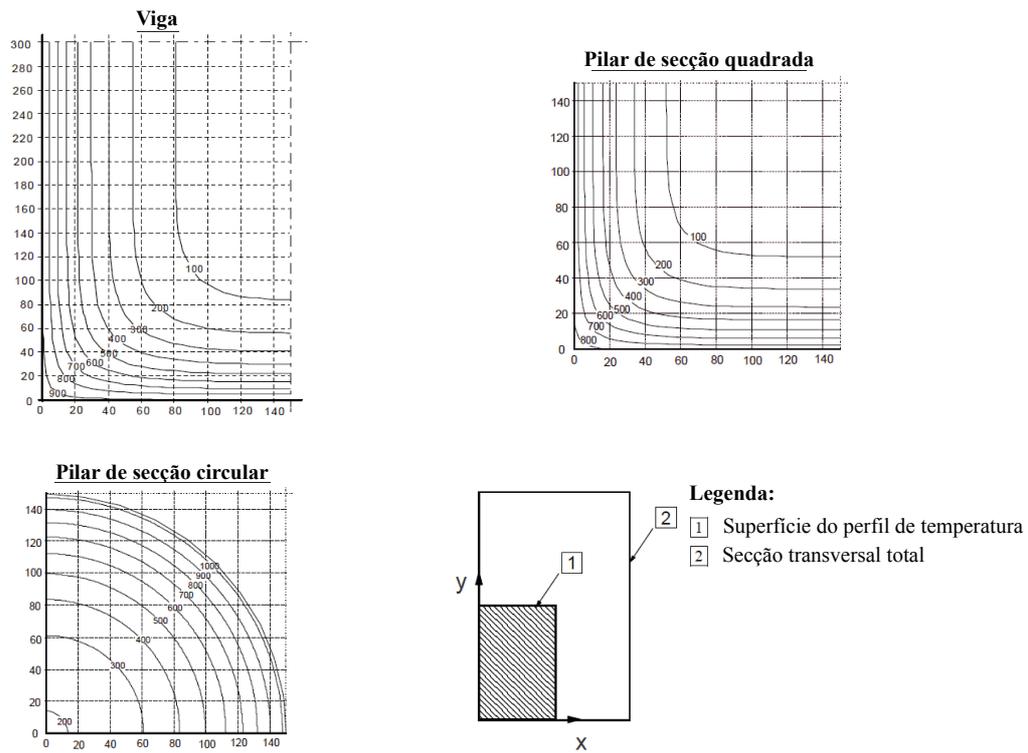


Figura 3.2: Exemplos de perfis de temperatura em elementos de betão presentes no *Anexo A do Eurocódigo 2 Parte 1-2*. (Adaptado de [7]).

Todas as propriedades apresentadas de seguida não variam significativamente com o tipo de aço em questão, i.e., são aplicáveis tanto a aço estrutural como aço de reforço para betão armado [67].

Massa Volúmica

É comum adoptar-se a simplificação de que a massa volúmica é independente da temperatura, i.e., toma o valor constante da temperatura ambiente ($20^{\circ}C$) que, segundo o *EC3* é de $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Calor Específico

O calor específico é uma propriedade térmica inerente ao material. Esta propriedade traduz a capacidade do material para armazenar calor, ou a quantidade de energia necessária para elevar em um grau de temperatura, um metro cúbico de aço.

O calor específico varia com o aumento da temperatura de uma forma não linear. Segundo o *EC3*, esta variação é calculada através das expressões seguintes:

$$C_a = \begin{cases} 425 + 7.73E^{-1}(\theta_a) - 1.69E^{-3}(\theta_a)^2 + 2.22E^{-6}(\theta_a)^3; & 20 < \theta_a \leq 600[{}^{\circ}C] \\ 666 - \left[\frac{13000}{\theta_a - 738} \right]; & 600 < \theta_a \leq 735[{}^{\circ}C] \\ 545 - \left[\frac{17820}{\theta_a - 731} \right]; & 735 < \theta_a \leq 900[{}^{\circ}C] \\ 650; & 900 < \theta_a \leq 1200[{}^{\circ}C] \end{cases} \quad (3.9)$$

onde, C_a é o calor específico e θ_a a temperatura.

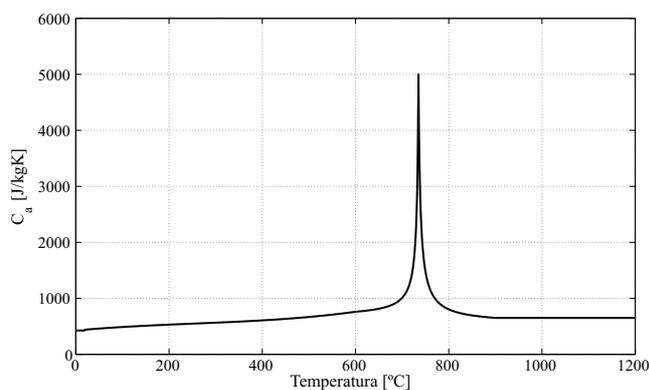


Figura 3.3: Calor específico do aço carbono em função da temperatura.

Como se pode observar através do gráfico da Figura 3.3, para a temperatura de $735^{\circ}C$ o valor do calor específico atinge o pico de 5000 [J/kgK] . Este pico ocorre devido a uma transformação cristalográfica endotérmica, entre os 600 e 800 graus Celsius. Sendo que esta é uma propriedade reversível, i.e., quando existe arrefecimento as Equações 3.9 continuam a ser válidas [65].

Condutibilidade Térmica

O aço é um material com uma condutibilidade térmica muito elevada para temperaturas baixas, verificando-se uma diminuição linear deste valor até aos 800°C . A partir deste ponto, mantém-se constante. Segundo o *EC3*, o cálculo da condutibilidade térmica do aço é obtido através da expressão:

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - 3.33 \left(\frac{\theta_a}{100} \right); & 20 < \theta_a \leq 800 [^{\circ}\text{C}] \\ 27.3; & 800 < \theta_a \leq 1200 [^{\circ}\text{C}] \end{cases} \quad (3.10)$$

onde, λ_a é a condutibilidade térmica e θ_a a temperatura.

Pode observar-se no gráfico da Figura 3.4 o comportamento bi-linear da condutibilidade térmica do aço em função da temperatura, ou seja, um valor de 53.3 W/mK à temperatura ambiente, e 27.3 W/mK a partir dos 800°C .

Esta propriedade caracteriza-se por também ser reversível com o arrefecimento [30].

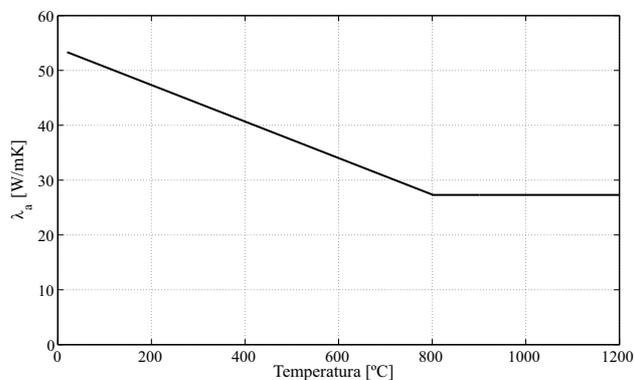


Figura 3.4: Condutibilidade do aço carbono em função da temperatura.

3.3.2 Material Betão

O betão é um material compósito constituído por cimento, uma mistura de agregados de diferentes dimensões (areia e brita) e água. Este material adquire consistência através das reações químicas do cimento com a água, formando assim uma pedra artificial que se pode considerar “homogéneo” à temperatura ambiente. Esta “homogeneidade” é posta em causa a partir dos 100°C devido às transformações físicas, químicas e mineralógicas que ocorrem nos materiais que o constituem (agregados e cimento). A partir desta temperatura a “heterogeneidade” do material é mais realçada, principalmente no betão armado com varões de aço [19].

Khoury (2000) [50], resume as alterações físicas e químicas do betão sujeito a altas temperaturas com a Figura 3.5. O fenómeno de “*spalling explosivo*” corresponde ao destacamento, violento ou não violento, do betão de superfície quando sujeito a rápidos incrementos de temperatura³. Este pode ocorrer em camadas de maior ou menor dimensão, para temperaturas que variam entre os 250°C e 400°C , e depende dos seguintes fatores:

³Segundo o autor [50] tem-se verificado em incêndios com uma taxa de aquecimento de $20 - 30^{\circ}\text{C}/\text{min}$

teor de humidade do betão, condições do aquecimento/arrefecimento, estado de tensão do elemento e da sua geometria (em especial a sua espessura), tipo e proporções dos seus constituintes, assim como do tipo de armaduras nele embebidas [50].

Podem diferenciar-se vários tipos de "spalling", mas não é o objetivo deste texto particularizar estes aspectos físicos, químicos e mineralógicos do material sob a ação térmica. Mais informações sobre estes aspectos poderão ser encontrados na bibliografia, como por exemplo em [62], assim como em literatura específica de aspectos físico/químicos do betão sob a ação da temperatura [50].

A composição do betão leva a que o seu comportamento seja descrito por um conjunto alargado de variáveis, que resultam num conjunto de modelos matemáticos que tentam representar as suas propriedades. Tipicamente estes valores são obtidos através de resultados de ensaios [19].

Da mesma forma que o material aço descrito anteriormente, as propriedades que influenciam o aumento e distribuição da temperatura no betão são: (1) massa volúmica, (2) calor específico, e (3) condutibilidade térmica. Estas são dependentes da composição dos materiais constituintes do betão.

De seguida, são apresentados com maior detalhe estas propriedades térmicas.

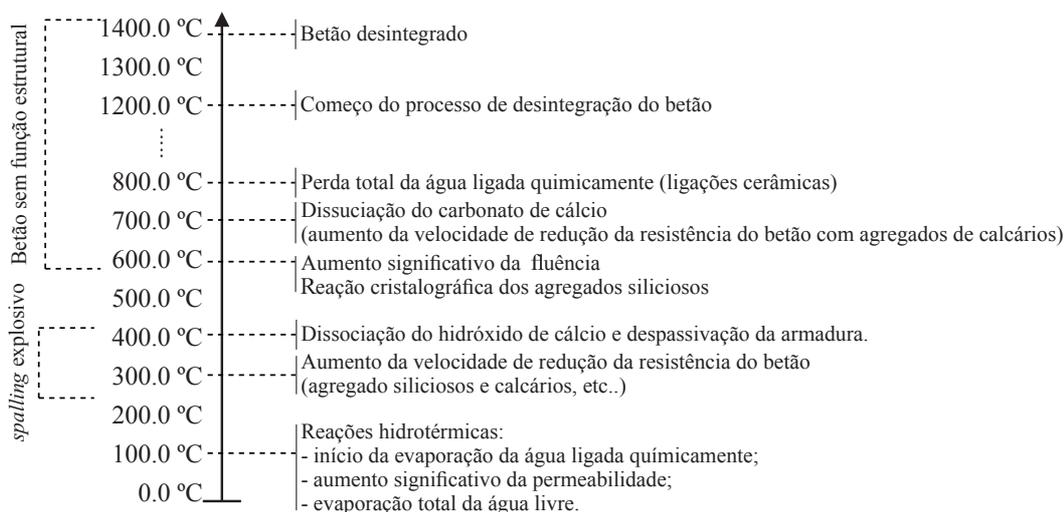


Figura 3.5: Transformações físicas e químicas do betão sujeito a altas temperaturas. (Adaptado de [50]).

Massa Volúmica

A maioria dos materiais ⁴ quando sujeitos a um aumento de temperatura dilatam e contraem quando sujeitos a um arrefecimento. Por consequência, existe uma variação de volume que influencia a massa volúmica do material, ou seja, esta propriedade encontra-se inter-relacionada com a expansão térmica do material (explicada mais adiante).

⁴Existem materiais com comportamento contrário, i.e., contraem quando sujeitos a um aumento de temperatura e dilatam com o seu arrefecimento. Matematicamente, este comportamento é explicado pelo material possuir um coeficiente de dilatação térmica negativo. Como exemplos, temos a borracha e o "barro" (argila)

Para o intervalo de temperaturas entre os 20 e os 150°C, a variação da massa volúmica do betão é dependente da massa volúmica dos seus constituintes (agregados e cimento) e do teor de água livre. Com o aumento da temperatura, a massa volúmica do betão é reduzida, não só devido à evaporação da água livre no seu interior, mas também devido à expansão térmica [19].

Segundo o EC2, a variação da massa volúmica com a temperatura é influenciada pela perda de água e é definida por:

$$\rho(\theta) = \begin{cases} \rho(20^\circ C); & \text{para } 20 < \theta \leq 115[^\circ C] \\ \rho(20^\circ C) \times (1 - 0.02(\theta - 115)/85); & \text{para } 115 < \theta \leq 200[^\circ C] \\ \rho(20^\circ C) \times (0.98 - 0.03(\theta - 200)/200); & \text{para } 200 < \theta \leq 400[^\circ C] \\ \rho(20^\circ C) \times (0.95 - 0.07(\theta - 400)/800); & \text{para } 400 < \theta \leq 1200[^\circ C] \end{cases} \quad (3.11)$$

Segundo Purkiss (1996) [67] e Franssen (1997) [30], analogamente ao aço, considera-se que a massa volúmica do betão não varia com a temperatura para análises de comportamento de estruturas, tomando o valor constante de 2300 kg/m³.

Calor Específico

O calor específico do betão, segundo o EC2, é calculado através das Equações 3.12. Estas traduzem a variação de um betão seco⁵ ($u = 0\%$) com agregados siliciosos e calcários.

$$C_p(\theta) = \begin{cases} 900(J/kg.K); & \text{para } 20 < \theta \leq 100[^\circ C] \\ 900 + (\theta - 100)(J/kg.K); & \text{para } 100 < \theta \leq 200[^\circ C] \\ 1000 + (\theta - 200)/2(J/kg.K); & \text{para } 200 < \theta \leq 400[^\circ C] \\ 1100(J/kg.K); & \text{para } 400 < \theta \leq 1200[^\circ C] \end{cases} \quad (3.12)$$

Entre os 100°C e 115°C consideram-se valores de pico constantes em função da percentagem de teor em água, sendo estes valores representados por:

$$C_{p,pico}(\theta) = \begin{cases} 900(J/kg.K); & \text{para um teor de água de } 0\% \\ 1470(J/kg.K); & \text{para um teor de água de } 1,5\% \\ 900(J/kg.K); & \text{para um teor de água de } 3,0\% \end{cases} \quad (3.13)$$

Na Figura 3.6 encontra-se representado o gráfico referente ao calor específico do betão em função da temperatura e do teor de água livre. A descontinuidade para o valor de pico do calor específico a uma temperatura de 100°C, deve-se ao processo de evaporação da água livre. Analisando o gráfico, entre as temperaturas 100 e 200°C pode verificar-se que quanto maior o teor de água livre no betão, maior o seu calor específico. Para as outras gamas de temperatura, o teor de água não influencia esta propriedade térmica. Dos 115°C até aos 200°C, o decréscimo é linear até atingir o valor de C_p igual a 1 kJ/kg°C, seguido de um aumento aproximadamente linear até 1.1 kJ/kg°C a uma temperatura de 400°C. Este valor mantém-se depois constante até aos 1200°C.

⁵Tipicamente elementos de betão em ambientes secos, i.e., elementos no interior das edificações tendem a ter uma percentagem de água livre de 1.5%. Já os elementos no exterior apresentam normalmente valores de 3.0% [19].

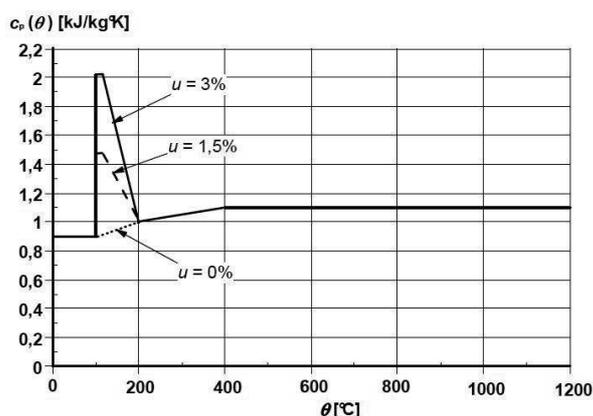


Figura 3.6: Calor específico, $C_p(\theta)$ em função da temperatura para três teores de água, u , de 0%, 1.5% e 3% do peso para betão com agregados siliciosos. (Adaptado de [7]).

Segundo o *EC4* a evolução do calor específico do betão pode ser aproximado pela equação seguinte, sendo que para o betão leve (LC) este valor é considerado constante com o aumento de temperatura, dado por:

$$C_{p,\theta} = \begin{cases} 890 + 56.2(\theta/100) - 3.4(\theta_c/100)^2; & \text{para betão NC} \\ 840; & \text{para betão LC} \end{cases} \quad (3.14)$$

Na Figura 3.7 estão representados os casos para NC e LC, podendo verificar-se que o betão NC apresenta valores de calor específico sempre superiores ao betão leve (LC).

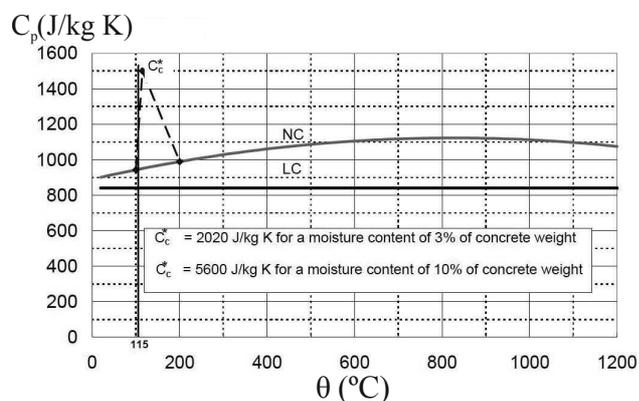


Figura 3.7: Calor específico do betão normal (NC) e betão leve (LC) segundo o *EC4*. (Adaptado de [1]).

Condutibilidade Térmica

A condutibilidade térmica do betão está relacionada com a porosidade do betão, assim como com o tipo de agregados que o constitui. Segundo o *EC2*, é estabelecido um limite

inferior e superior para a condutibilidade térmica λ_c do betão. Para betões de massa volúmica normal, os limites para a condutibilidade térmica são determinados a partir das Equações 3.15 e 3.16, limite superior e inferior respetivamente.

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 (W/m.K); \quad \text{para } 20 < \theta \leq 1200 [^\circ C] \quad (3.15)$$

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136(\theta/100) + 0.0057(\theta/100)^2 (W/m.K); \quad \text{para } 20 < \theta \leq 1200 [^\circ C] \quad (3.16)$$

De acordo com o *Anexo A da Norma NP EN 1992-1-2 2010* [7], o limite superior foi determinado com base em comparações de temperaturas medidas em ensaios de resistência ao fogo em estruturas mistas de aço e betão. Portanto, o limite inferior fornece valores de temperatura mais realistas para estruturas de betão armado, e o limite superior valores para estruturas mistas de aço e betão [1, 7].

Relativamente a betões leves, o *EC4* fornece as seguintes expressões para a determinação da condutibilidade térmica:

$$\lambda_{c,leve,\theta} = \begin{cases} 1 - (\theta/1600)(W/m.K); & \text{para } 20 < \theta \leq 800 [^\circ C] \\ 0.5(W/m.K); & \text{para } 800 < \theta \leq 1200 [^\circ C] \end{cases} \quad (3.17)$$

Na Figura 3.8 encontram-se representados os limites inferiores e superiores da condutibilidade do betão de massa volúmica normal (“*NC/Lower limit*” e “*NC/Upper limit*”), assim como a do betão leve (“*LC*”). Como se pode verificar na Figura 3.8, a condutibilidade térmica do betão decresce com o aumento da temperatura, sendo os valores relativos ao betão LC inferiores em todo o domínio ao limite inferior dado para o betão NC. Posto isto, pode-se concluir que o betão LC é menos condutor que um betão NC.

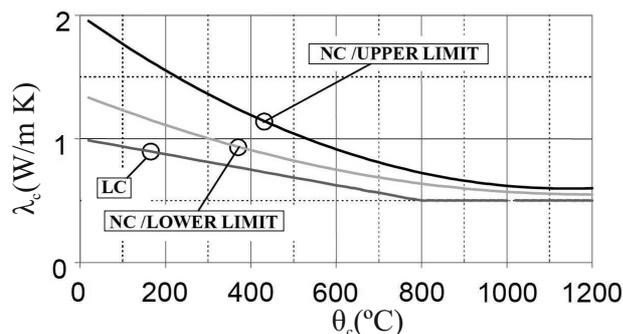


Figura 3.8: Condutibilidade térmica do betão em função da temperatura. (Adaptado de [1]).

Ao contrário do aço, a reversibilidade da condutibilidade do betão não se verifica [49]. O betão ao arrefecer tende a adquirir uma condutibilidade menor dependendo do ponto onde iniciou o arrefecimento (linhas a-b da Figura 3.9). A Figura 3.9 demonstra a evolução das variações na condutibilidade térmica do betão sujeito a ciclos de aquecimento/arrefecimento. Pode verificar-se que a condutibilidade na fase de

arrefecimento pode sofrer um acréscimo, mas nunca recupera o seu valor inicial. No reaquecimento do material, a curva volta para a linha de aquecimento original (linhas c-b).

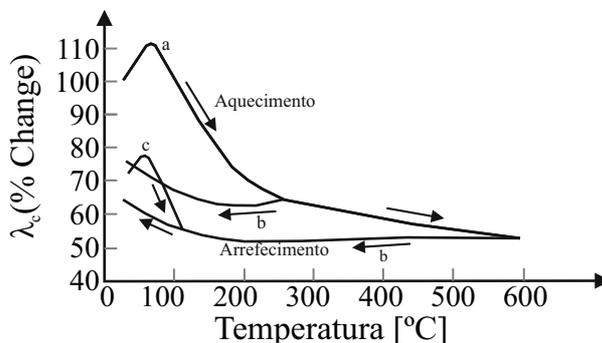


Figura 3.9: Evolução da condutibilidade térmica do betão. (Adaptado de [49]).

Difusividade do Aço e Betão

Como referido na Secção 2.3.4, a difusividade térmica resulta da combinação das três propriedades descritas anteriormente (massa volúmica, calor específico e condutibilidade térmica), representando uma propriedade importante para o cálculo da evolução da temperatura em materiais isotrópicos em regime transitório. Ou seja, esta propriedade expressa a velocidade a que temperatura do material se ajusta à sua envolvente.

Na Figura 3.10 é apresentada a variação gráfica da difusividade térmica do aço e do betão. Como seria espectável, devido à alta condutibilidade do aço em relação ao betão, o aço tem uma difusividade superior à do betão em todo o domínio ($20^{\circ}C - 1200^{\circ}C$). Pode verificar-se o “pico” entre as temperaturas $600^{\circ}C$ e $800^{\circ}C$ na curva do aço, provocado pela transformação cristalográfica endotérmica do mesmo (ver Secção 3.3.1). Já a difusividade do betão tem uma evolução decrescente com o aumento de temperatura, apesar de muito ténue. Esta figura denota assim que a temperatura do aço aumenta mais rapidamente que a do betão. A baixa difusividade do betão torna-se uma mais valia para o material aço nele embutido, isolando-o das altas temperaturas quando sujeito a um incêndio.

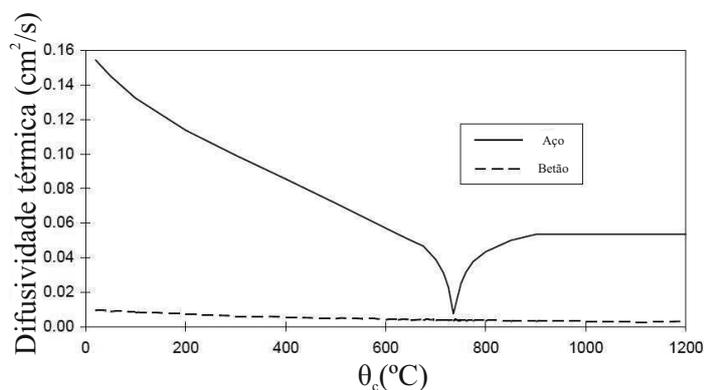


Figura 3.10: Difusividade dos materiais aço e betão. (Adaptado de [30].)

3.4 Deformação Uniaxial e Propriedades Termo-mecânicas

3.4.1 Deformação Uniaxial

Segundo *Franssen (1997)* [30], muitos dos modelos de deformação material publicados, tanto para aço como para betão, são escritos da seguinte forma:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_i + \varepsilon_{th} + \varepsilon_m \quad (3.18)$$

em que, ε_T é a deformação total, ε_i a deformação inicial, ε_{th} a deformação térmica livre de restrições (extensão térmica) e ε_m a deformação mecânica.

É de notar que este modelo de deformação uniaxial não contempla, no caso do betão, a fissuração do material assim como o fenómeno transiente de fluência do mesmo quando sujeito a um aumento de temperatura com um carregamento externo (“*load-induced thermal strain (LITS)*”) [49]. No entanto, a seguinte proposta presente no *EC2* tem em conta estes fenómenos:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{th} + \varepsilon_m + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (3.19)$$

Em que, ε_m é a extensão em função da tensão, ε_{creep} a extensão de fluência, e ε_{tr} a extensão transiente (*LITS*). Mais informação sobre o cálculo destas extensões pode ser encontrada na bibliografia [3, 49], não tendo particular interesse para o seguimento do presente trabalho.

3.4.2 Material Aço

Extensão Térmica do Aço

De acordo com os *Eurocódigos* ([7][5]), a extensão térmica do aço é calculada através da Equação 3.20. No entanto, pode encontrar-se na bibliografia [35] e [65] uma equação aproximada da extensão térmica do aço em função da temperatura (Equação 3.21).

As diferenças nos valores de extensão térmica dos vários tipos de aço são insignificantes [30], logo é prática comum considerar-se um modelo de extensão térmica independente do tipo de aço. Para o aço de pré-esforço, o *EC2* propõe a expressão 3.22 para a determinação deste valor.

$$\varepsilon_{s,\theta} = \begin{cases} -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5}\theta + 0.4 \times 10^{-8}\theta^2; & \text{para } 20 < \theta \leq 750[^\circ C] \\ 11 \times 10^{-3}; & \text{para } 750 < \theta \leq 860[^\circ C] \\ -6.2 \times 10^{-3} + 2.0 \times 10^{-5}\theta; & \text{para } 860 < \theta \leq 1200[^\circ C] \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{s,\theta} = 14 \times 10^{-6} \cdot (\theta - 20); \quad \text{para } 20 < \theta \leq 1200[^\circ C] \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_{s,\theta} = -2.016 \times 10^{-4} + 10^{-5}\theta + 0.4 \times 10^{-8}\theta^2; \quad \text{para } 20 < \theta \leq 1200[^\circ C] \quad (3.22)$$

em que, $\varepsilon_{s,\theta}$ é a extensão térmica do aço e θ a temperatura.

Na Figura 3.11 encontra-se representada a extensão térmica do aço corrente e do aço de pré-esforço, assim como a fórmula aproximada (Equação 3.21). Analisando a extensão térmica do aço corrente, pode visualizar-se um intervalo (750 e 860°C) onde o aumento de temperatura não se traduz em extensão. Este fenómeno está relacionado com as propriedades térmicas do material (ver Secção 3.3.1). Na fórmula aproximada este é desprezado. Quanto ao aço de pré-esforço, este tem uma expansibilidade térmica menor que o aço corrente até uma temperatura de aproximadamente 840°C, sendo quase coincidente a partir de 860°C. Por outro lado, o aço de pré-esforço não apresenta o mesmo comportamento do aço corrente para temperaturas compreendidas entre os 750 e 860°C, ou seja, todo o incremento de temperatura é traduzido em extensão.

Segundo *Franssen (1997)* [30], o material aço, quando sujeito a um arrefecimento, apresenta o patamar constante, devido à transformação cristalográfica endotérmica do material, a um nível inferior de temperatura do que no caso do aquecimento (ver Figura 3.11). Ou seja, a extensão térmica do aço não é uma propriedade reversível, no entanto o *Eurocódigo* despreza a fase de arrefecimento. Contudo, esta diferença na fase de arrefecimento não é significativa, visto que é por vezes também desprezada também na fase de aquecimento por alguns autores.

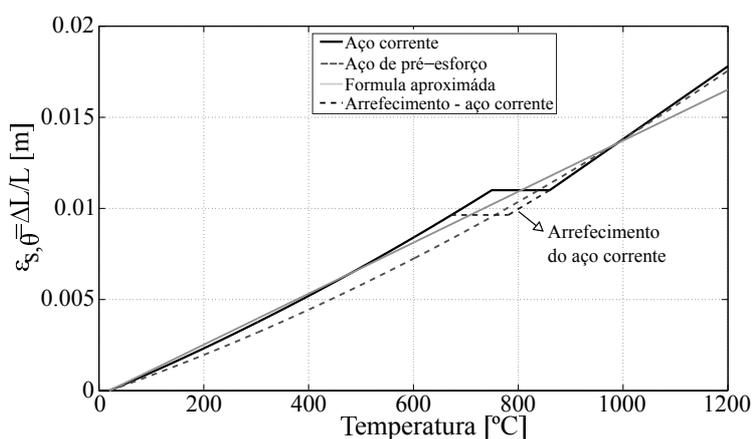


Figura 3.11: Extensão térmica do aço em função da temperatura segundo os Eurocódigos *EC2* e *EC3*.

Relação Tensão-extensão do Aço

O comportamento do aço estrutural é caracterizado pelas suas propriedades térmicas e termo-mecânicas [54]. A relação tensão-extensão deste material é definida nos *Eurocódigos 2 e 3, Parte 1-2* através do seu módulo de elasticidade, tensão de cedência e tensão última (Tabela 3.1). Estas propriedades degradam-se com o aumento de temperatura, através dos fatores de redução presentes na Tabela 3.2 (aço de carbono estrutural) e Tabela 3.3 (aço de classe N para betão armado). Salienta-se que o coeficiente de *Poisson* é considerado constante ao longo do aumento de temperatura do material [54].

Na Figura da Tabela 3.2 apresenta-se a evolução com a temperatura dos fatores de redução para aço de carbono estrutural. Verifica-se que tanto o módulo de elasticidade, como a tensão última, começam a diminuir a partir dos 100°C. Quanto à tensão de

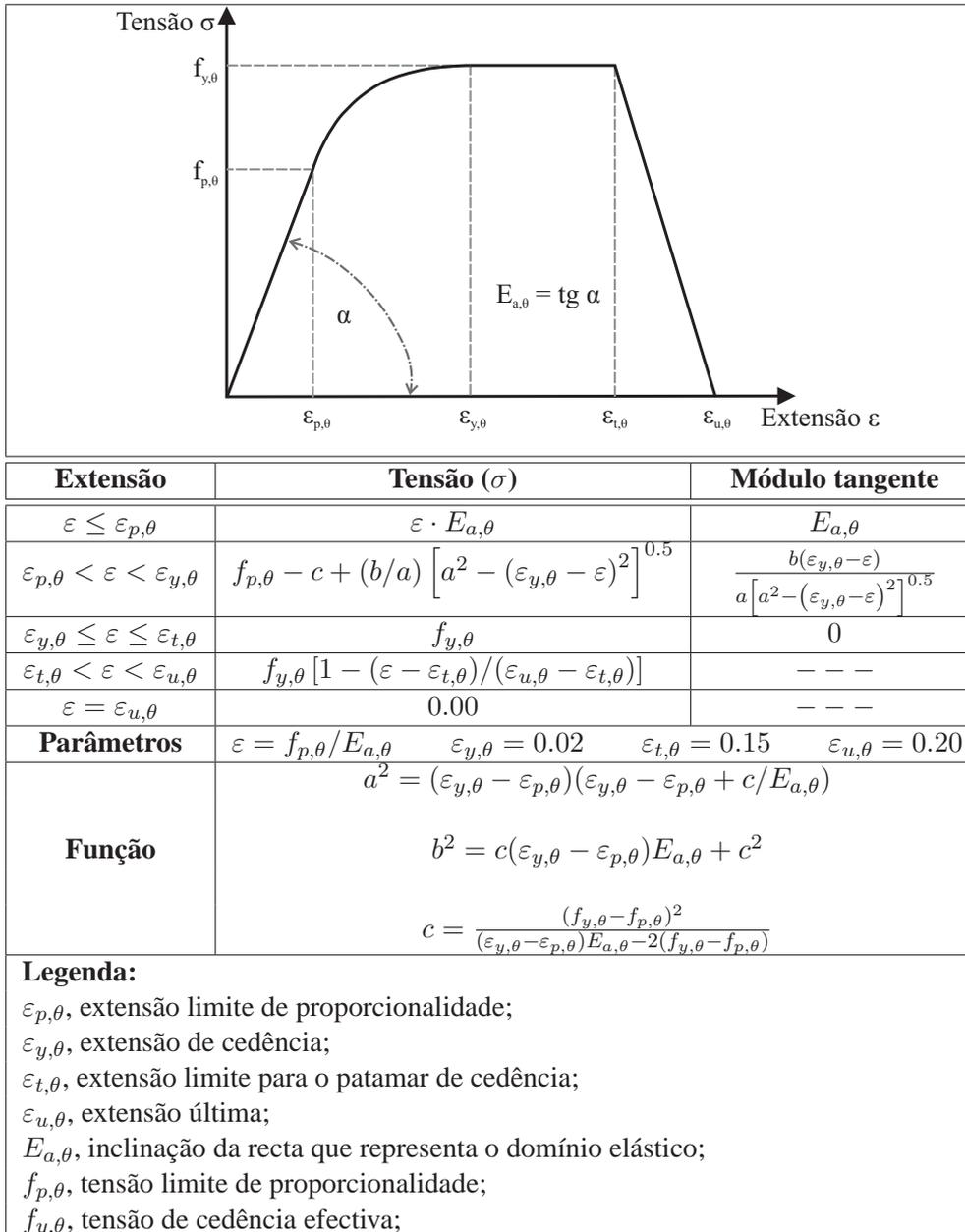


Tabela 3.1: Relação tensão-extensão para o aço carbono a temperaturas elevadas. (Adaptado de [5, 7]).

Temperatura do aço θ_a	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1.00	1.00	1.00
100°C	1.00	1.00	1.00
200°C	1.00	0.807	0.900
300°C	1.00	0.613	0.800
400°C	1.00	0.420	0.700
500°C	0.78	0.360	0.600
600°C	0.47	0.180	0.310
700°C	0.23	0.075	0.130
800°C	0.11	0.050	0.090
900°C	0.06	0.0375	0.0675
1000°C	0.04	0.0250	0.0450
1100°C	0.02	0.0125	0.0225
1200°C	0.00	0.0000	0.0000

Legenda:

θ_a , temperatura do aço;

$k_{y,\theta}$, fator de redução da tensão de cedência efectiva;

$k_{p,\theta}$, fator de redução da tensão limite de proporcionalidade;

$k_{E,\theta}$, fator de redução do módulo de elasticidade tangente;

f_y ; E_a ; θ_a , valores para a temperatura ambiente (20°C).

Nota: Para valores de temperatura intermédios aos apresentados na tabela, admite-se uma interpolação linear.

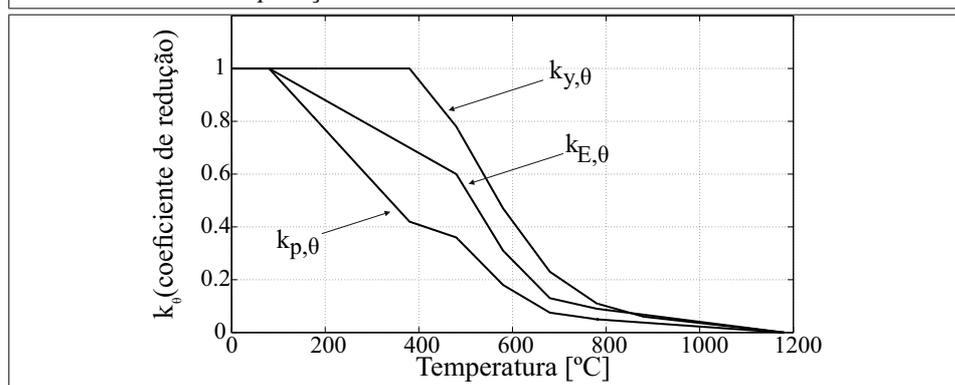


Tabela 3.2: Fatores de redução para a relação tensão-extensão de aço de carbono estrutural. (Adaptado de [5]).

cedência, a sua degradação tem início a partir dos 400°C . Para uma temperatura de 535°C , o módulo de elasticidade tem apenas 50% do seu valor inicial, assim como a tensão de cedência aos 590°C .

Para o aço de classe N para betão armado, a Tabela 3.3 apresenta a evolução dos fatores de redução das propriedades do material. A tensão de cedência para os aços ER inicia a sua degradação a uma temperatura inferior (300°C) que os aços NR (400°C). O mesmo se verifica para a tensão última, no entanto, para temperaturas muito inferiores, i.e., 20°C para o ER e 100°C para o NR. Quanto ao módulo de elasticidade, ambos os materiais iniciam a sua degradação à mesma temperatura (100°C), no entanto com rigidez consideravelmente diferente até aos 500°C . Como se pode verificar, todas estas propriedades são nulas à temperatura de 1200°C .

Temperatura do aço θ_a	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$		$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$		$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	
	NR	ER	NR	ER	NR	ER
20°C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100°C	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
200°C	1.00	1.00	0.81	0.92	0.90	0.87
300°C	1.00	1.00	0.61	0.81	0.80	0.72
400°C	1.00	0.94	0.42	0.63	0.70	0.56
500°C	0.78	0.67	0.36	0.44	0.60	0.40
600°C	0.47	0.40	0.18	0.26	0.31	0.24
700°C	0.23	0.12	0.07	0.08	0.13	0.08
800°C	0.11	0.11	0.05	0.06	0.09	0.06
900°C	0.06	0.08	0.04	0.05	0.07	0.05
1000°C	0.04	0.05	0.02	0.03	0.04	0.03
1100°C	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	0.02
1200°C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda:

NR, perfis laminados a quente.

ER, perfis endurecidos a frio.

Nota: para valores de temperatura intermédios aos apresentados na tabela, admite-se uma interpolação linear.

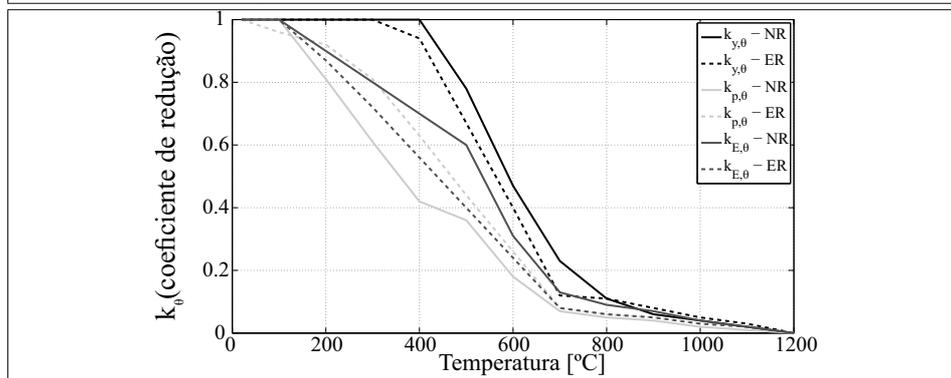


Tabela 3.3: Fatores de redução para a relação tensão-extensão para aços de betão armado, laminados a quente (NR) e endurecidos a frio (ER). (Adaptado de [7]).

3.4.3 Material Betão

Extensão Térmica do Betão

De acordo com o *EC2* e *EC4*, a extensão térmica do betão é obtida com referência ao comprimento do elemento à temperatura de 20°C (considerada temperatura ambiente) e depende do tipo de agregados que o constitui. Para betões com agregados siliciosos a extensão térmica é dada pela Equação 3.23, e para agregados calcários pela 3.24.

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta_c + 2.3 \times 10^{-11}\theta_c^3; & \text{para } 20 < \theta_c \leq 700^{\circ}\text{C} \\ 14 \times 10^{-3}; & \text{para } 700 < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (3.23)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1.2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta_c + 1.4 \times 10^{-11}\theta_c^3; & \text{para } 20 < \theta_c \leq 805^{\circ}\text{C} \\ 12 \times 10^{-3}; & \text{para } 805 < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (3.24)$$

Para betões leves (*LC*) a extensão térmica é determinada através da expressão:

$$\varepsilon_c(\theta) = 8 \times 10^{-6}(\theta_c - 20) \quad (3.25)$$

em que, θ_c é a temperatura no elemento de betão e $\varepsilon_c(\theta)$ a extensão térmica no betão.

Na Figura 3.12 encontra-se a representação gráfica das extensões térmicas dos diferentes tipos de betão que o *Eurocódigo* contempla. Como se pode verificar, o betão de agregados calcários apresenta aproximadamente a mesma configuração do betão com agregados siliciosos, mas para valores inferiores de extensão térmica. É de notar que, tanto para betões de agregados siliciosos como calcários, existe um intervalo em que o aumento de temperatura não se traduz em incremento de extensão ($700 - 1200^{\circ}\text{C}$ e $805 - 1200^{\circ}\text{C}$, respetivamente). Já o betão leve apresenta uma variação da extensão térmica linear ao longo de todo o domínio ($20 - 1200^{\circ}\text{C}$), apresentando valores sempre inferiores em relação aos betões NC, com exceção do intervalo de temperaturas entre os $20 - 375^{\circ}\text{C}$ em que o betão leve apresenta valores ligeiramente superiores ao betão de agregados calcários.

Na Figura 3.12 está também traçada a extensão térmica do aço. É de notar que só a temperaturas que rondam a temperatura ambiente (20°C) é que se pode adotar a simplificação de que o betão e o aço têm o mesmo coeficiente de dilatação térmica, pois como se pode verificar, isso deixa de ser verdade com o incremento de temperatura numa situação de incêndio (temperaturas elevadas). É de notar também, que o betão que se aproxima mais ao material aço em termos de extensão térmica é o betão NC com agregados siliciosos (até cerca dos 450°C aproximadamente). Já o betão LC tem um valor de extensão térmica sempre inferior ao do aço.

Relação Tensão-extensão

O modelo da relação tensão-extensão do betão em compressão, assim como os coeficientes de degradação material com a temperatura apresentados de seguida, encontram-se presentes nos *EC3* e *EC4*.

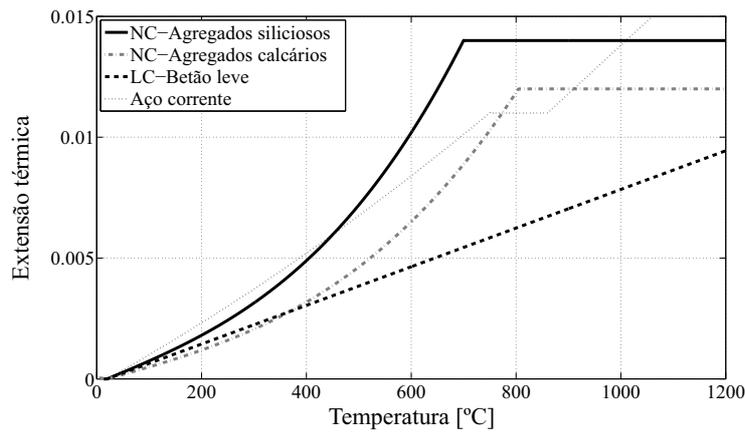


Figura 3.12: Variação da extensão térmica do betão.

Na Tabela 3.4 encontra-se representado o modelo da relação tensão-extensão do betão, caracterizado por um troço crescente e um troço decrescente que representa o “softening” do material. Nesta tabela estão representadas as equações para a definição do modelo. É de notar que o “softening” do material pode ser descrito com modelos lineares ou não lineares.

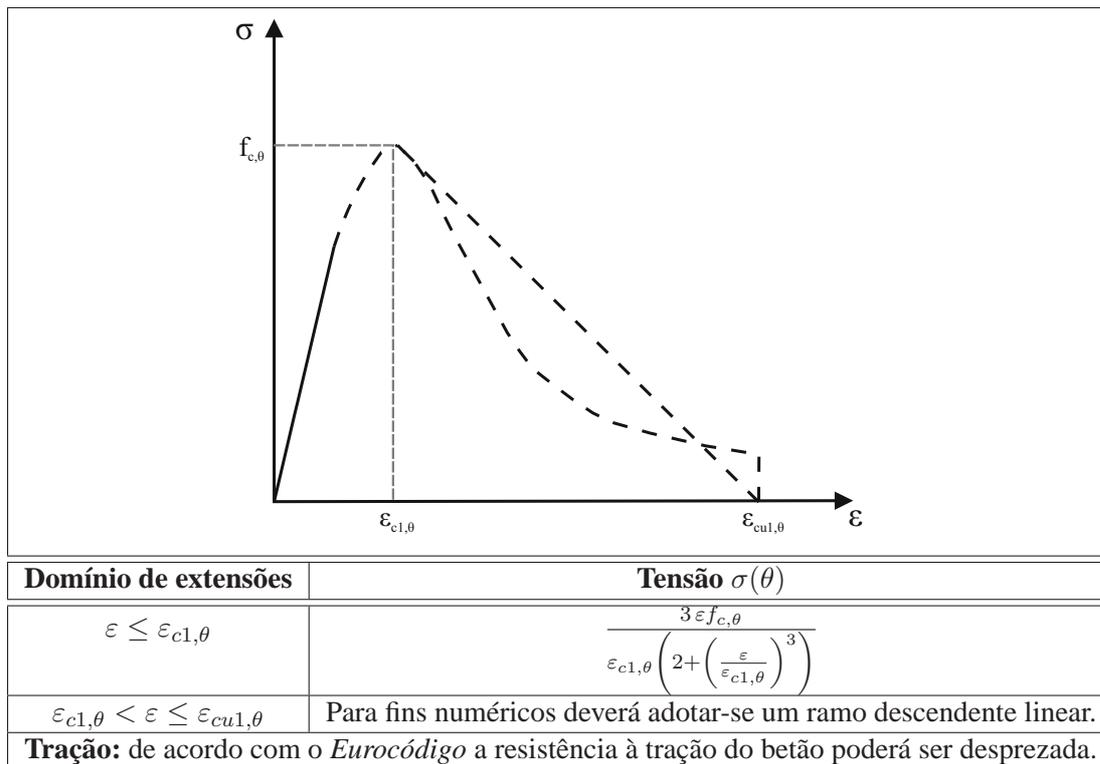


Tabela 3.4: Relação tensão-extensão para o betão a temperaturas elevadas. (Adaptado de [7].)

Quanto à degradação das propriedades termo-mecânicas do material, pode verificar-se

a influência do tipo de agregados. Na Tabela 3.5 estão representados os coeficientes de redução da tensão característica de compressão do betão com massa volúmica normal (NC) para agregados siliciosos e calcários, e betão de massa volúmica menor (betão leve - LC). Analisando a representação gráfica da degradação da tensão característica do betão à compressão presente na Tabela 3.5, pode verificar-se que o betão NC com agregados siliciosos é mais afetado pelo incremento de temperatura do que o betão NC com agregados calcários. É ainda de notar que em ambos os casos, a degradação da tensão característica verifica-se a partir dos 100°C . Já o betão LC começa a perder a sua capacidade resistente a partir dos 300°C , apresentando uma degradação praticamente linear até aos 900°C . Relativamente às extensões que definem o modelo, estas apresentam um valor superior quanto maior for o valor de temperatura no material, como se pode verificar na Tabela 3.5 para betões NC. Para os betões LC os valores das extensões deverão ser obtidos através de ensaios experimentais.

Temperatura do betão θ	NC				LC $k_{c,\theta}$
	Siliciosos	Calcários	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	
	$k_{c,\theta}$	$k_{c,\theta}$			
20°C	1.00	1.00	0.0025	0.0200	1.00
100°C	1.00	1.00	0.0040	0.0225	1.00
200°C	0.95	0.97	0.0055	0.0250	1.00
300°C	0.85	0.91	0.0070	0.0275	1.00
400°C	0.75	0.85	0.0100	0.0300	0.88
500°C	0.60	0.74	0.0150	0.0325	0.76
600°C	0.45	0.60	0.0250	0.0350	0.64
700°C	0.30	0.43	0.0250	0.0375	0.52
800°C	0.15	0.27	0.0250	0.0400	0.40
900°C	0.08	0.15	0.0250	0.0425	0.28
1000°C	0.04	0.06	0.0250	0.0450	0.16
1100°C	0.01	0.02	0.0250	0.0475	0.04
1200°C	0.00	0.00	-----	-----	0.00

Nota: os valores de $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ para os betões LC deverá ser obtido por meio de ensaios. Admite-se uma interpolação linear entre os valores de temperatura.

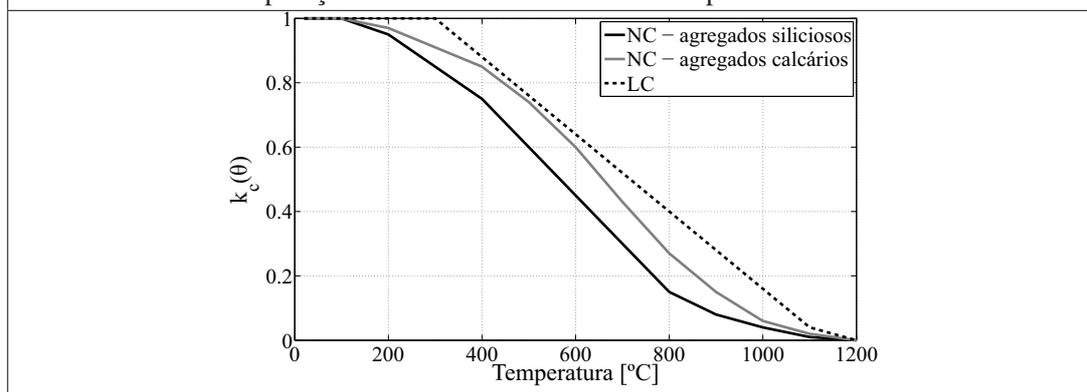


Tabela 3.5: Valores dos parâmetros principais das relações tensão-extensão para betões NC (agregados siliciosos e calcários) e LC, a diferentes temperaturas. (Adaptado de [7].)

3.5 Conclusões

Neste Capítulo foram abordados dois temas fundamentais para a análise do efeito do fogo nas estruturas: (i) o cálculo das ações térmicas para a análise dos elementos estruturais e (ii) as propriedades térmicas e termo-mecânicas dos materiais aço e betão.

Para o cálculo das ações térmicas e de temperaturas nos elementos estruturais foi descrito o método presente no *Eurocódigo 1*, em que o cálculo é dividido em dois passos distintos: transferência do calor que alcança a superfície do elemento através dos fenómenos de convecção e radiação, e transferência de calor no interior do elemento, fenómeno governado pela equação de *Fourier*. Foi também apresentado um método simplificado para o cálculo de temperaturas no interior de elementos de aço (perfis) presente no *Eurocódigo 3 Parte 1-2*, que se baseia no conceito de fator de massividade e adopta a simplificação de que todo o perfil tem a mesma temperatura. Este obtém resultados com uma boa aproximação relativamente a métodos computacionais mais complexos, devido à alta condutibilidade do material aço e esbelteza das secções dos perfis (espessuras reduzidas) desde que estes elementos não se encontrem protegidos. Foram ainda mencionados de um modo ilustrativo, perfis de temperatura para elementos de betão (vigas, pilares e lajes), presentes no *Anexo A do EC2 Parte 1-2*.

De seguida foram analisadas as propriedades térmicas dos materiais aço e betão, onde foi possível observar as diferenças e complexidade na definição do material betão quando comparado com o aço. Esta disparidade é devida às transformações físicas e químicas que ocorrem com o aumento de temperatura nos materiais que o constituem (cimento, agregados e água). Das transformações dos diferentes materiais resulta: a variação da massa volúmica com a temperatura devido à perda de água, o calor específico dependente da massa volúmica e teor em água, e uma condutibilidade térmica igualmente dependente da massa volúmica. O betão LC (betão leve) apresenta um calor específico constante e de menor valor que o betão NC (betão de massa volúmica normal), assim como uma condutibilidade térmica igualmente inferior.

O material aço sofre uma transformação cristalográfica endotérmica com o aumento da temperatura (entre as temperaturas 600°C e 800°C). Esta transformação reflete-se nas suas propriedades térmicas (essencialmente no calor específico do material).

Em relação à comparação das propriedades térmicas entre o betão e o aço, esta pode resumir-se através da difusidade térmica do material (combinação das propriedades: massa volúmica, condutividade e calor específico), concluindo-se que o aço se ajusta mais rapidamente à temperatura da sua envolvente do que o betão (ver Figura 3.10).

Quanto às propriedades termo-mecânicas dos materiais, foi apresentada a extensão térmica e as relações tensão-extensão dos mesmos com a degradação resultante do aumento da temperatura. Em relação à extensão térmica do aço, esta caracteriza-se por ser praticamente linear com exceção de um patamar entre as temperaturas 750 e 860°C , onde o aumento de temperatura não se traduz em extensão. Já o betão tem uma extensão térmica dependente do tipo de agregados que o constitui. O betão LC tem uma extensão térmica linear e de menor valor que o NC. Comparando o betão com o aço, só se pode considerar que ambos os materiais têm o mesmo coeficiente de dilatação térmica à temperatura ambiente, deixando esta igualdade de ser válida para a gama de temperaturas que se verifica numa situação de incêndio.

Os modelos de tensão-extensão apresentados são os propostos pelos *EC2*, *EC3* e *EC4*. Tanto no material aço como no betão, o aumento de temperatura diminui a sua rigidez.

Relativamente à tensão de cedência do betão, verificou-se que o betão LC é menos afetado pela ação da temperatura comparativamente ao betão NC, sendo que o NC com agregados siliciosos apresenta uma degradação mais rápida do que o NC de agregados calcários. Quanto à degradação do aço, a ação da temperatura começa por afetar a rigidez material, através da diminuição do módulo de elasticidade e tensão última a partir dos $100^{\circ}C$, e a tensão de cedência a partir dos $400^{\circ}C$ (salvo algumas exceções relativas a perfis de aço endurecidos a frio, que têm as suas propriedades termomecânicas afetadas, a temperaturas um pouco inferiores).

Capítulo 4

Implementação de Análises Termo-mecânicas no *Software* *OpenSees*

4.1 Considerações Iniciais

A modelação numérica de estruturas de aço sujeitas a um incêndio tem vindo a ser desenvolvida nas últimas duas décadas por ser uma alternativa de baixo custo para o estudo da resistência ao fogo. A análise de estruturas sujeitas a um incêndio normalmente envolve a definição e o cálculo de um modelo de fogo, transferência de calor e um modelo estrutural. Idealmente, o software para este tipo de análises deveria incorporar estes três tipos de cálculos de uma forma sincronizada, i.e., os resultados da análise térmica deveriam poder ser importados para a análise estrutural. Mas tal implementação computacional torna-se extremamente difícil devido à incompatibilidade dos elementos finitos da análise térmica com o modelo estrutural. Outro aspeto que contribui para a não implementação deste tipo de análises sincronizadas é o tempo de cálculo das análises da transferência de calor, pois este pode-se tornar um processo muito moroso [45, 88].

A análise de uma estrutura sujeita a um incêndio é um processo complexo que exige ao utilizador de um qualquer programa de cálculo o conhecimento profundo do comportamento de estruturas sujeitas a temperaturas elevadas, assim como experiência no funcionamento de elementos finitos não lineares. Uma forma de minimizar erros por parte do utilizador do software, é este ter um bom pré-processamento e pós-processamento (se possível, utilizando interface gráfica), de modo a proporcionar ao utilizador maior sensibilidade na deteção de erros, tanto nos resultados obtidos como na introdução de dados [88].

Existem duas categorias de *software* que podem ser usados na análise de estruturas sujeitas ao fogo [88]. Uma delas é a categoria de software especializado, i.e., que são especificamente desenvolvidos para o cálculo de estruturas sujeitas ao fogo. Estes são programas normalmente desenvolvidos em Universidades ou em centros de investigação, com boa interface de pré-processamento e pós-processamento, assim como bibliotecas de elementos finitos bastante completas para o problema em questão. Contudo, não são flexíveis o suficiente para resolver problemas menos comuns, como é o caso das análises termo-mecânicas. A outra categoria de *software* engloba os não especializados,

i.e., programas generalistas para análise estrutural que foram adaptados para lidar com o problema do fogo. Tipicamente estes são de uso académico, ou para fins de pesquisa, sendo tradicionalmente desenvolvidos em linguagens de programação sequenciais (orientada a procedimentos) que, mesmo sendo uma solução válida, limita a sua manutenção e desenvolvimento futuro. Deste modo, e como resposta aos problemas supracitados, surgiu a utilização de linguagens de programação orientadas a objetos na criação deste tipo de *software* [45].

Na modelação da ação do fogo em estruturas, *Forde et al* (1990) [28] apresentaram exemplos de aplicações da programação orientada a objetos nas análises por elementos finitos. Por consequência, tem crescido o interesse no desenvolvimento de *software* de elementos finitos com este tipo de “paradigma”. Nas últimas duas décadas tem havido uma evolução considerável nesta área, muito motivado pelos ensaios de Cardington, desenvolvidos pelo *Building Research Establishment (BRE)*, no Reino Unido, e *British Steel* que agora tem o nome de *Tata Steel*. Estes foram ensaios realizados em estruturas de aço à escala real em Cardington [83].

Posteriormente a estes ensaios, a *University of Edinburgh* em colaboração com outras entidades (*British Steel, BRE, Steel Construction Institute, Imperial College London*), iniciou um projeto de modelação baseado em modelos desenvolvidos para testes da *British Steel*, usando o software comercial de elementos finitos ABAQUS.

Como seria de esperar, outros grupos de trabalho foram motivados para o mesmo. Izzudin desenvolveu o ADAPTIC na *Imperial College London* para estudar o comportamento dinâmico não-linear, onde mais tarde, acrescentou os efeitos da acção de explosões e fogo nas estruturas de aço e lajes de betão reforçadas. Na Bélgica, Jean-Marc Franssen (Universidade de Liège) desenvolveu o SAFIR, muito usado em todo o mundo na análise de estruturas sujeitas ao fogo, tanto para investigação como a nível profissional. Pode-se ainda mencionar o VULCAN, também usado nesta área e que é desenvolvido por vários investigadores desde 1985 na Universidade de *Sheffield*, no Reino Unido [43].

Embora estes programas sejam de fácil utilização, todos pecam pela falta de versatilidade e pelo seu pequeno número de utilizadores, o que condiciona o seu desenvolvimento, robustez e sustentabilidade a longo prazo.

Dos programas mais generalistas e promissores em análises por elementos finitos encontram-se o ABAQUS, ANSYS, LS-DYNA e DIANA. Isto deve-se ao facto de este possuírem uma extensa biblioteca de elementos, boa interface gráfica (*GUI*) para modelação de quase todos os tipos de comportamentos de estruturas sujeitas ao fogo, permitindo a adição de sub-rotinas por parte do utilizador, de modo a possibilitar a resolução de problemas mais específicos não pensados previamente. Estes programas são vantajosos, mas é necessário um investimento inicial para a sua aquisição e manutenção, tornando-se assim inacessíveis ou pouco adequados para muitos investigadores [43].

4.2 Implementação no *OpenSees*

O *OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)* é um *software* “open-source” (código aberto) escrito principalmente em C++ (linguagem de programação orientada a objetos), desenvolvido na *University of Berkeley* em 1997 [58]. Este é um *software* suportado pelo *PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)* e pelo *NSF (National Science Foundation)*, inicialmente desenvolvido para simulação de

estruturas sujeitas a ações sísmicas, usando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Desde 2003 o *NEES* (Network for Earthquake Engineering Simulation) assumiu parte dos custos de desenvolvimento e manutenção do *software*. Contudo, sendo “*open-source*”, este código recebe contribuições de investigadores de todo o mundo.

A estrutura do *OpenSees* foi criada para conceder às análises eficiência computacional, flexibilidade, abrangência e portabilidade. Nestes termos, flexibilidade significa a capacidade de as componentes do *software* se combinarem, de modo a fornecer novas capacidades para a resolução de problemas específicos, mesmo que estes não tenham sido pensados previamente. A abrangência está relacionada com a arquitetura e implementação das componentes, de forma a poder responder às necessidades de cada caso de estudo, consoante a sua maior ou menor especificidade. Portabilidade significa a capacidade do programa correr em diferentes arquiteturas de processadores e sistemas operativos, aproveitando assim as vantagens de cada hardware e software. Como este *software* é desenvolvido numa linguagem de programação orientada por objetos, permite a qualquer utilizador introduzir um novo elemento, material ou um novo procedimento de cálculo, sem que seja necessário conhecer o restante código do programa [60].

A comunidade de utilizadores e programadores do *OpenSees* tem sofrido um rápido crescimento na última década, o que levou à introdução e validação de novas capacidades do programa, com uma qualidade por vezes superior a muitos outros códigos comerciais. Como qualquer *software open source*, permite a colaboração entre os seus programadores de várias áreas da engenharia, independentemente da sua localização geográfica. Outro ponto forte deste *software* é a sua capacidade de fazer computação paralela, o que eleva o desempenho das suas análises [43].

Na Figura 4.1 representa-se um diagrama com as classes elevadas do *software OpenSees* para a definição de um modelo de elementos finitos, usando a notação gráfica “*Unified Modeling Language*”. No centro do diagrama encontra-se a classe “Domínio” que agrega todas as informações vindas das classes “Elementos”, “Nós”, “Restrições implícitas”, “Restrições explícitas” e “Tipos de carregamento”, definindo assim o modelo de elementos finitos que vai sendo atualizado através da classe “Análise”. Esta última classe determina a resposta estrutural.

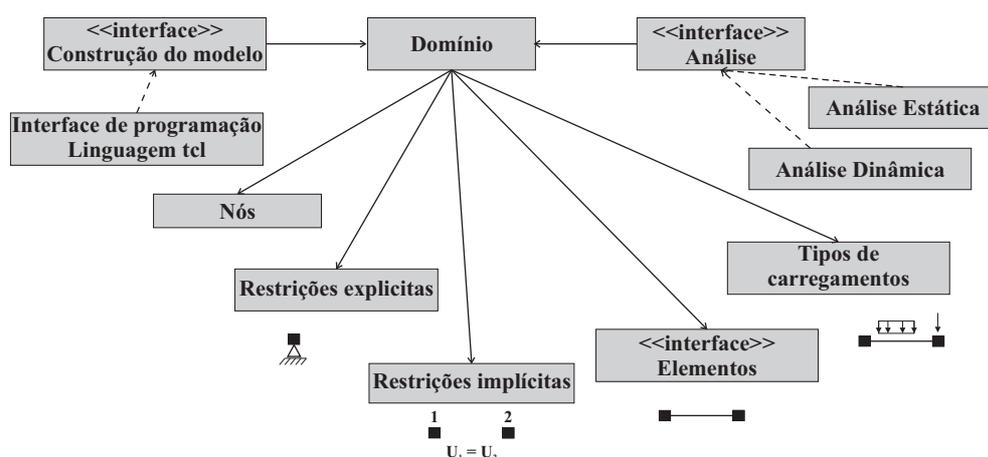


Figura 4.1: Diagrama de classes elevadas na criação de um modelo de elementos finitos no OpenSees (Adaptado de [60]).

A implementação de análises termo-mecânicas no *OpenSees* foi realizada maioritariamente por uma equipa de investigadores da *University of Edinburgh*. Esta implementação consistiu na criação de novas classes que permitam a aplicação da temperatura nos elementos estruturais e a modificação de classes de materiais já existentes, de modo a contemplar a degradação das suas propriedades em função da temperatura [42].

Esta implementação realizada pela *University of Edinburgh* é descrita abaixo de uma forma sucinta, baseada nas referências bibliográficas [42, 43, 87]. Também serão apresentadas as modificações realizadas na *source* do *software* para a realização deste trabalho.

4.2.1 Modelo Teórico para Análises Termo-mecânicas Não Lineares

Devido à não linearidade das análises termo-mecânicas, é fácil perceber que a sua implementação computacional terá de ser um processo iterativo e incremental.

Numa análise não-linear podem identificar-se três fases em cada passo de análise: *(i)* atualização do estado da estrutura (dano devido à história de carregamento), *(ii)* cálculo da resposta estrutural devida às solicitações externas, e *(iii)* processo iterativo de convergência da resposta tendo em conta o equilíbrio estrutural.

Na Figura 4.2 apresenta-se um fluxograma do algoritmo de uma análise termo-mecânica não linear (neste caso está particularizado para o material aço). Para cada incremento de temperatura todas as propriedades que definem a relação extensão-tensão do material são atualizadas para o cálculo das forças não equilibradas. Estas forças incluem as forças de fixação induzidas pela extensão térmica, assim como as forças externas e forças resistentes. Com o incremento de força nos elementos, é calculado o incremento de deslocamento. Conhecendo a deformação total dos elementos é recalculada a nova geometria da estrutura, assim como o seu estado de tensão através da subtração da deformação induzida pela temperatura à deformação total. O cálculo da força resistente obtém-se integrando as tensões ao longo da secção (secção composta por fibras), sendo esta posteriormente utilizada para o cálculo da força não equilibrada da iteração. Em cada iteração, o equilíbrio da estrutura é verificado de modo a garantir a convergência da nova deformada (teste de convergência).

A secção de um elemento é constituída por fibras longitudinais uniaxiais, que têm associado as suas propriedades material, geometria e temperatura média. O gradiente térmico ao longo da profundidade da fibra não foi implementado no *OpenSees*. Deste modo, para análises com gradientes térmicos muito acentuados na secção, deve-se proceder ao aumento do número de fibras que define a secção. Esta simplificação em estruturas de aço é perfeitamente admissível, pois devido à condutividade térmica elevada do aço, normalmente a secção do elemento encontra-se a uma temperatura praticamente uniforme [43]. O mesmo já não se verifica em elementos de betão (ver Secção 3.2), logo dever-se-á aumentar o número de fibras que definem o material betão por forma a ultrapassar tal limitação.

Por sua vez a força não equilibrada é calculada tendo em conta as forças de fixação devidas à extensão térmica, o carregamento exterior (distribuído e pontual) e a força resistente do elemento. A carga térmica em cada fibra é considerada elementar e deriva da temperatura distribuída ao longo da secção do elemento, considerando forças nodais equivalentes na análise por elementos finitos.

De modo a simplificar a explicação dos cálculos, todas as equações que se apresentam

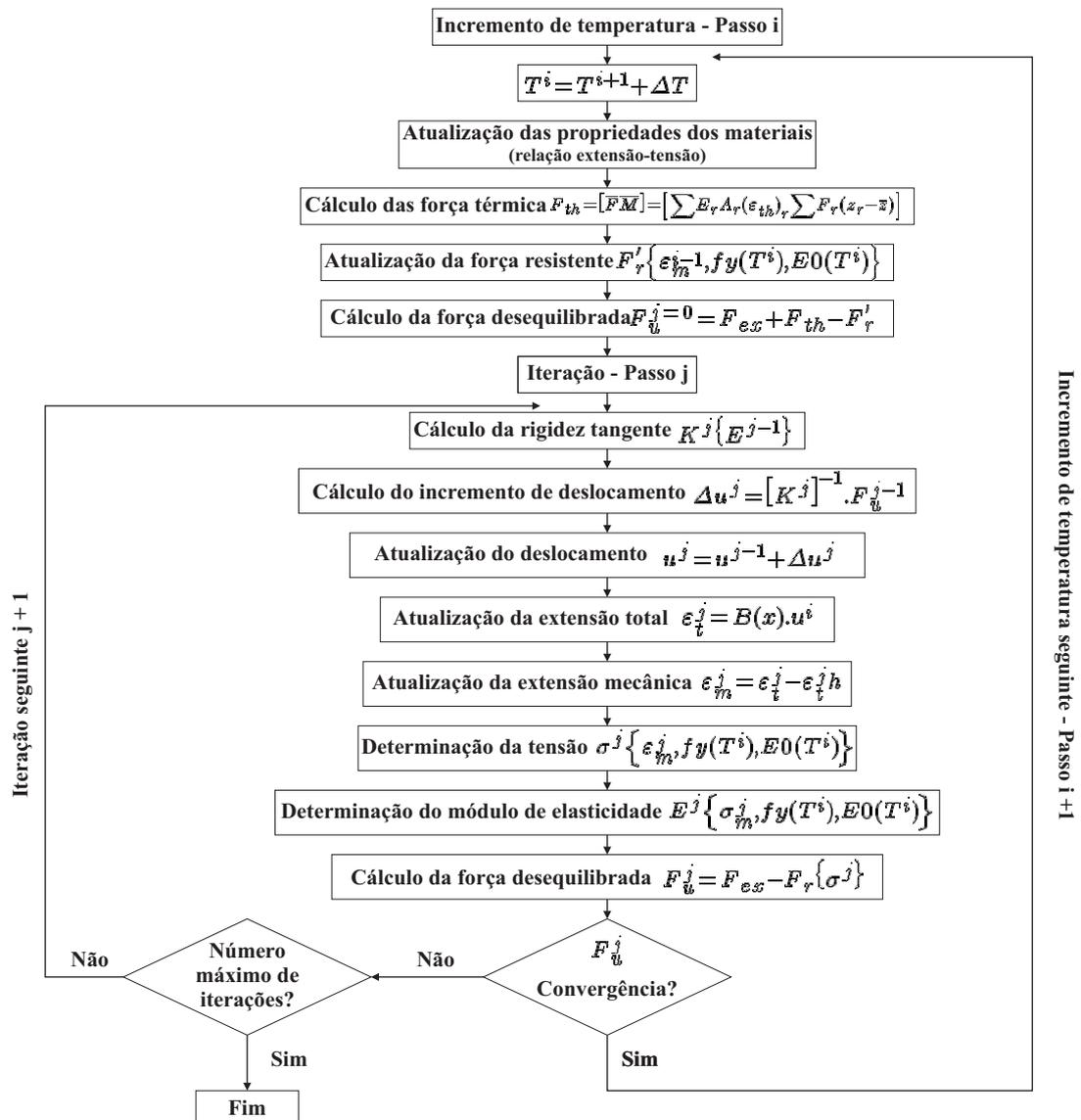


Figura 4.2: Fluxograma do algoritmo de uma análise termo-mecânica não linear. (Adaptado de [43]).

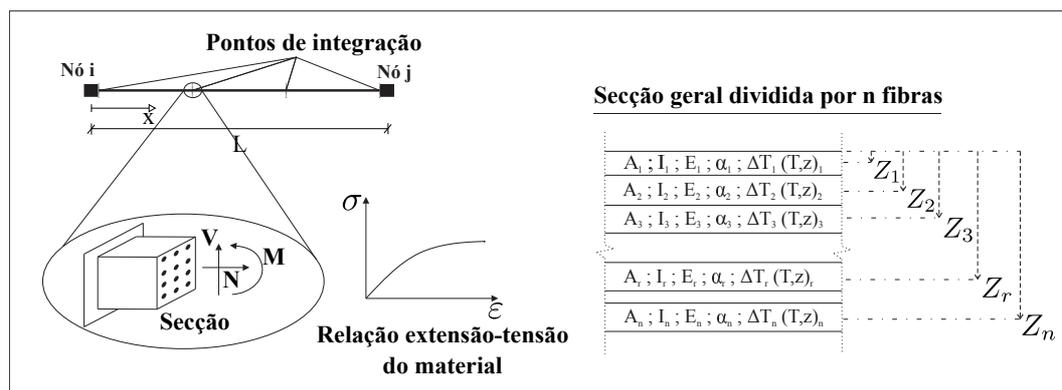


Figura 4.3: Esquema de um elemento finito constituído por secções definidas por n fibras.

são referentes a elementos constituídos pelo material aço.

Considerando a secção de uma viga encastada, todas as fibras que constituem essa secção têm uma força e um momento associado, em que, integrando as forças das fibras, obtém-se a força na secção $\mathbf{F}_{sec} = [\bar{F} \ \bar{M}]^T$, definida por:

$$\bar{F} = \sum_r E_r A_r \alpha_r \Delta T_r \quad (4.1)$$

$$\bar{M} = \sum_r F_r (z_r - \bar{z}) + \sum_r F_r (E_r I_r \alpha_r (T, z)_r) \quad (4.2)$$

onde, E_r é o módulo de elasticidade tangente do material, A_r a área da fibra, α_r o coeficiente de expansão térmica, ΔT_r o incremento de temperatura, I_r a inércia da fibra, z_r a distância da fibra ao centroide, e $(T, z)_r$ o gradiente térmico ao longo da espessura da fibra que neste caso tem o valor constante igual a zero, pois como dito anteriormente, o cálculo do gradiente térmico ao longo da profundidade da fibra não foi implementado (o valor de todas estas propriedades é dependente da temperatura média associada à fibra). O centroide da secção (\bar{z}) é dado por:

$$\bar{z} = \frac{\sum_r A_r E_r \times z_r}{\sum_r A_r E_r} \quad (4.3)$$

Integrando as forças na secção ao longo do elemento, obtém-se a carga térmica induzida no elemento F_{th} :

$$\mathbf{F}_{th} = \int_0^L \mathbf{B}^T(x) \mathbf{F}_{sec}(x) dx \quad (4.4)$$

onde, $B^T(x)$ é a matriz de transformação das tensões-deslocamentos, que é definida por:

$$B^T(x) = \begin{bmatrix} \frac{1}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6x-4L}{L^2} & \frac{6x-2L}{L^2} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Outra fonte de desequilíbrio de forças é a degradação do material (*softening*), que neste caso, é a redução da capacidade resistente do material devido ao aumento de temperatura (ver secção 3.4). Esta diminuição da capacidade resistente do material leva a deformações adicionais motivadas pelo carregamento externo. Assim, todas as propriedades do material dependentes da temperatura são atualizadas no início de cada passo de análise, de modo a que seja calculada a respetiva força resistente, tendo em conta a temperatura e deformação do último passo de cálculo [43].

A força não equilibrada é calculada pela expressão:

$$F_u = F_{ex} + F_{th} - F'_{re} \quad (4.6)$$

onde F_{ex} é o carregamento externo (pontual e distribuído), F_{th} é a componente térmica e F'_{re} a força resistente do material atualizada devido à sua degradação. O incremento de deslocamento inicial é calculado pela força não equilibrada atualizada, com a matriz de rigidez do passo de cálculo anterior [43].

Com o incremento de deslocamento obtido, é necessário um processo iterativo para determinar a convergência dos deslocamentos do problema não linear. Neste caso, para a convergência não é necessário considerar a carga térmica, ou seja, a força não equilibrada passa a ser calculada através da expressão:

$$F_u = F_{ex} - F'_{re} \quad (4.7)$$

Para além disso, o estado de tensão depende unicamente da extensão mecânica calculada através da subtração da extensão térmica (ε_{Th}) à extensão total (ε_T), dada por:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_T - \varepsilon_{Th} \quad (4.8)$$

Posto isto, a análise segue o procedimento normal utilizado para uma análise não linear de estruturas.

4.2.2 Classes Adicionadas ao Software OpenSees

As classes adicionadas ao *OpenSees* para a realização de análises termo-mecânicas foram inicialmente desenvolvidas por uma equipa supervisionada pelo Professor *Asif Usmani* da *University of Edinburgh* em 2010 .

No entanto, coube a este trabalho a verificação e validação do código em próxima sintonia com o grupo da *University of Edinburgh* e com um grupo de *Princeton* liderado pela Professora *Maria Garlock*. Deste modo, com o decorrer deste trabalho foram realizadas algumas correções e modificações, assim como adicionadas novas classes para contemplar o comportamento de alguns materiais, como o caso do betão com diferentes agregados. Para além destas modificações no *OpenSees*, foi desenvolvida uma palestra apresentada na *UC Berkeley* em Agosto de 2013 [71], e posteriormente em Novembro de 2013, na *Oregon State University*. Na Figura 4.4 está representado um diagrama das classes

termo-mecânicas no *OpenSees*, onde constam as classes adicionadas pela *University of Edinburgh*, classe modificada pela *University of Princeton* (trabalho supervisionado pela Professora Maria Garlock) e classes adicionadas para a realização deste trabalho.

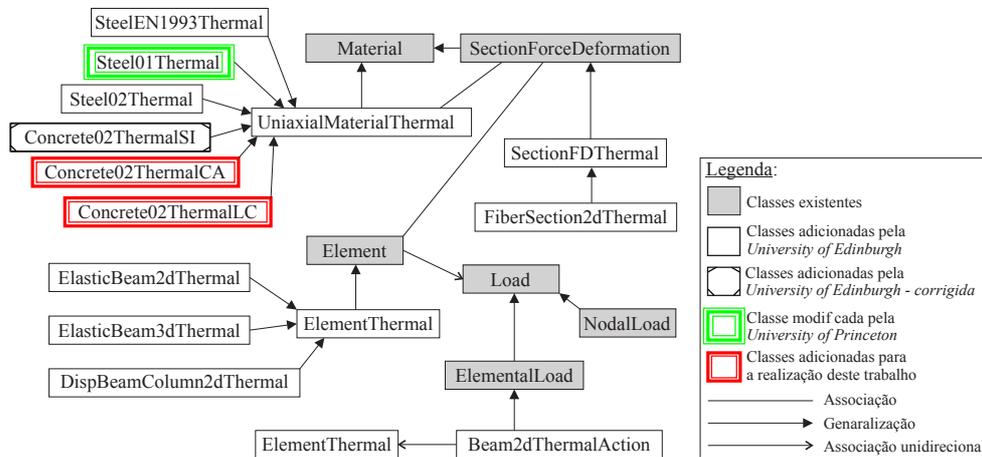


Figura 4.4: Diagrama das classes adicionadas ao *OpenSees* para a análise termo-mecânica no decorrer deste trabalho.

As classes relativas aos modelos do comportamento dos materiais implementados são: *Steel01Thermal*, *Steel02Thermal* e *SteelEN1993Thermal* para o material aço, e *Concrete02ThermalSI*, *Concrete02ThermalCA* e *Concrete02ThermalLC* para o betão. Todas as classes termo-mecânicas foram escritas na linguagem de programação *C++* a partir de classes já existentes, permitindo assim a introdução da temperatura na análise estrutural, assim como as propriedades termo-mecânicas do material dependentes desta.

No decorrer deste trabalho foi verificado que as Equações 3.20, 3.23 e 3.24 dos *Eurocódigos* apresentavam um arredondamento de casas decimais, o que por vezes causava problemas de convergência numérica nas análises efetuadas. Posto isto, as Equações foram corrigidas de acordo com a Equação 4.9 para o aço, Equação 4.10 para o betão com agregados siliciosos e Equação 4.11 para o betão com agregados calcários (ver primeiro exemplo da Secção 4.3.2).

A implementação dos modelos *Concrete02ThermalCA* e *Concrete02ThermalLC*, foi feita de acordo com os valores de degradação material presentes no *Eurocódigo 2* (ver Tabela 3.5). Para o caso do modelo de betão leve, devido ao facto de ser necessário (segundo o *Eurocódigo 2 e 4*) ensaios experimentais para se obter os valores da relação extensão-tensão, foram adotadas as extensões considerando um betão de massa volúmica normal.

$$\varepsilon_{s,\theta} = \begin{cases} -2.416 \times 10^4 + 1.2 \times 10^{-5}\theta + 0.4 \times 10^{-8}\theta^2; & \text{para } 20 < \theta \leq 750[^\circ\text{C}] \\ 0.01100840; & \text{para } 750 < \theta \leq 860[^\circ\text{C}] \\ -0.00619160 + 2.0 \times 10^{-5} \theta; & \text{para } 860 < \theta \leq 1200[^\circ\text{C}] \end{cases} \quad (4.9)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta_c + 2.3 \times 10^{-11}\theta_c^3; & \text{para } 20 < \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ 14.009 \times 10^{-3}; & \text{para } 700 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1.2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta_c + 1.4 \times 10^{-11}\theta_c^3; & \text{para } 20 < \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \\ 0.01201324175; & \text{para } 805 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4.11)$$

Modelos de Comportamento dos Materiais

Nesta secção irá ser descrito o modelo de comportamento uniaxial dos materiais aço e betão implementados no *OpenSees*. O modelo relativo ao material aço usado para este trabalho, definido na classe *Steel01Thermal* segundo a Professora *Maria Garlock* da *University of Princeton*, foi implementado de acordo com [26, 68, 29], considerando a degradação das propriedades do material presentes na Tabela 3.2. Este modelo caracteriza-se por apresentar um comportamento elasto-plástico para temperaturas compreendidas entre 0 e 100°C, considerando o endurecimento do material (“*strain-hardening*”). Se for considerado que o material é sujeito a uma análise monotónica, a sua relação constitutiva pode ser descrita através de três parâmetros: (i) a rigidez elástica (inicial), K_e , (ii) o esforço de cedência, F_y , e (iii) a rigidez pós-cedência obtida pela multiplicação da rigidez inicial por um coeficiente b denominado coeficiente de endurecimento, $K_s = b \times K_e$.

Para temperaturas superiores a 100°C, o endurecimento do material é ignorado, i.e., $b = 0$ e o material deixa de ter um comportamento bilinear, apresentando um andamento curvilíneo na passagem da fase elástica para a fase perfeitamente plástica. Esta mudança de fase é tanto menos acentuada quanto mais elevada for a temperatura (Figura 4.5).

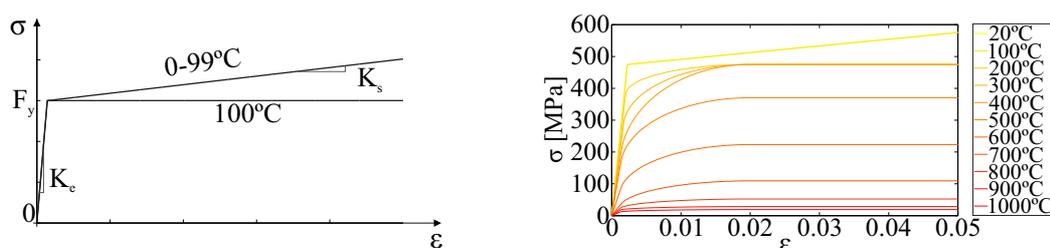


Figura 4.5: Comportamento do material aço para temperaturas elevadas.

O modelo genérico do comportamento material sujeito a ciclos de carga e descarga implementado no *Steel01Thermal*, está de acordo com a Figura 4.6. O modelo considera endurecimento cinemático (aumento da força com o aumento da extensão) e diminuição da tensão de cedência com a inversão do sentido do carregamento (efeito *Bauschinger*) [29].

O modelo uniaxial de betão implementado nas classes *Concrete02ThermalSI*, *Concrete02ThermalCA* e *Concrete02ThermalLC*, é um modelo elaborado por *Kent e Park (1973)* e modificado de acordo com a literatura [89] (Figura 4.7). A degradação das propriedades deste material é de acordo com os valores da Tabela 3.5. A curva do modelo do

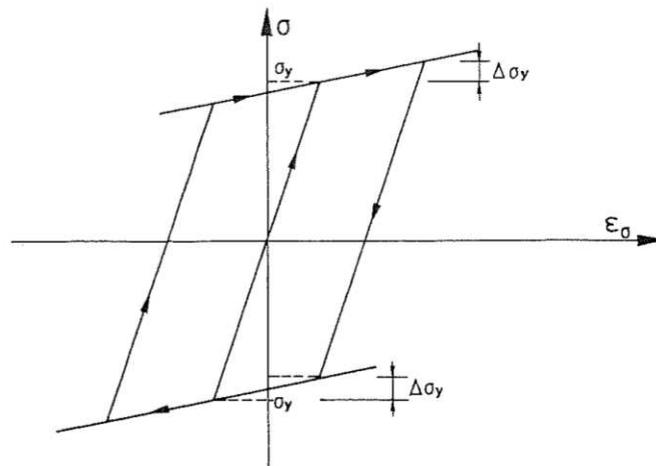


Figura 4.6: Modelo genérico de carga e descarga do material *Steel01Thermal* para temperaturas inferiores a 100°C . (Adaptado de [29]).

material sujeito a um carregamento monotónico apresenta um troço parabólico ascendente até à tensão de compressão máxima, $f_{c,\theta}$, definido pela Equação 4.12, seguido de um ramo linear descendente (“softening”) até à tensão residual (ou tensão de compressão última), mantendo-se constante para extensões mais elevadas.

$$\sigma = -f_{c,\theta} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^2 \right] \quad (4.12)$$

onde, ε_c e σ_c é a extensão e tensão de compressão no betão, respetivamente.

O modelo no *OpenSees* é definido através de cinco parâmetros: a tensão máxima de compressão para a temperatura ambiente ($\theta = 20^{\circ}\text{C}$) $f_{c,\theta}$, a rigidez inicial $E0 = 2 \times (f_{c,\theta}/\varepsilon_{c1,\theta})$ e a tensão residual, $f_{cu,\theta}$ (Figura 4.7(a)).

Na Figura 4.7(b) está representado o comportamento do modelo para uma gama de temperaturas desde os 20°C até aos 600°C .

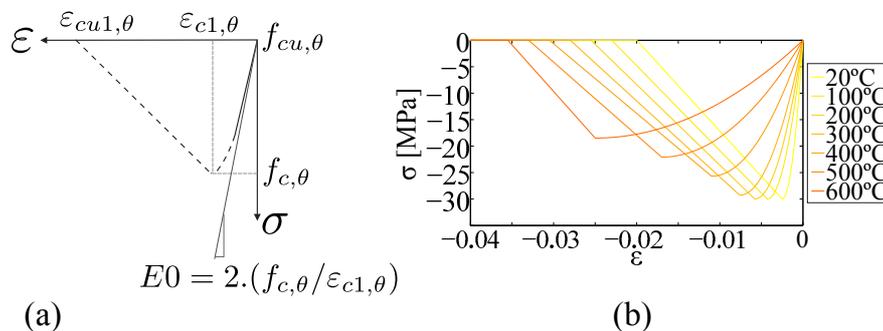


Figura 4.7: (a) Comportamento genérico do material betão; (b) Comportamento do modelo *Concrete02ThermalCA* desde os 20°C até aos 600°C .

Para a realização deste trabalho foi adotada a simplificação de que o material betão não tem qualquer resistência a esforços de tração, assim como uma tensão residual de compressão igual a zero.

Elementos

Na realização do presente trabalho a modelação é feita com recurso a elementos finitos do tipo barra, com uma formulação baseada em deslocamentos. Para um elemento de barra, as condições de equilíbrio para o esforço axial e momento fletor na configuração deformada, são dadas através das Equações 4.13.

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) &= 0 \\ \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + w_y(x) &= 0 \end{aligned} \quad (4.13)$$

onde, w_x é a componente axial da carga distribuída ao longo do elemento, e w_y a componente transversal do mesmo. Após se estabelecer o equilíbrio, através do Princípio dos Trabalhos Virtuais pode-se estabelecer a compatibilidade geométrica do elemento. Todas as equações do elemento barra são válidas para qualquer tipo de relação força-deformação do material, desde que os deslocamentos estejam compreendidos no domínio dos pequenos deslocamentos, por forma a que o equilíbrio possa ser calculado na configuração indeformada.

Modelos de Plasticidade Distribuída

Uma forma de modelar a não linearidade do material nos elementos finitos é através de modelos de plasticidade distribuída. Estes modelos caracterizam-se por permitirem que se desenvolva as não-linearidades num ponto qualquer ao longo do elemento [18].

Existem modelos de plasticidade distribuída derivados a partir do método dos deslocamentos (*displacement-based formulation*) e baseados na flexibilidade (*force-based formulation*). Para análises termo-mecânicas no *OpenSees* foram implementados, através das classes *DispBeamColumn*, elementos de plasticidade distribuída com uma formulação baseada nos deslocamentos (*displacement-based elements*). Nesta formulação, os deslocamentos ao longo do elemento são expressos em função dos deslocamentos dos nós de extremidade. Então, é assumido que os deslocamentos são aproximados ao campo de deslocamentos reais, levando à utilização de um maior número de elementos por membro, de forma a aproximar-se à solução exata [18]. Neste método é usado o esquema de integração *Gauss-Legendre*, que poderá ser consultado em [76]. É de salientar que no *OpenSees* outros métodos de integração ao longo do elemento podem ser aplicados, conforme descrito em [72].

Nos elementos de força (*force-based elements*), o campo de forças internas no elemento é expresso em função das forças nodais. A aproximação à solução exata depende das funções de interpolação. Quando a função de interpolação é determinada, a matriz de flexibilidade do elemento é exata, o que se traduz numa vantagem. Segundo [63], esta formulação também apresenta vantagens na resolução numérica dos problemas, pois contabiliza menos graus de liberdade (GDL) nos modelos, para o mesmo grau de precisão.

Em suma, na utilização de elementos *displacement-based* deverá ser utilizado um refinamento h para uma melhor aproximação da solução exata, e para *force-based* um refinamento p . As respectivas formulações podem ser consultadas na literatura [63] e [76].

4.3 Exemplos usados para Verificação e Validação do *OpenSees*

Nesta Secção executam-se várias análises a estruturas sujeitas à ação da temperatura, por forma a validar os modelos implementados no *OpenSees*, assim como compreender o comportamentos das mesmas.

4.3.1 Procedimentos a Aplicar numa Análise Termo-mecânica no *OpenSees*

Para a realização de uma análise termo-mecânica no *OpenSees* é necessário executar os seguintes passos:

1. Definição do modelo geométrico e parâmetros necessários para a análise:
 - Geometria dos elementos;
 - Geometria das secções e parâmetros necessários (número de fibras e suas áreas);
 - Condições de fronteira através de restrições explícitas (apoios) e implícitas;
 - Características dos materiais.
2. Definição do tipo de análise, i.e., análise geometricamente linear ou não-linear (consideração de pequenos deslocamentos ou grandes deslocamentos, respetivamente). No *OpenSees* estão implementados dois tipos de formulação para a consideração dos efeitos de 2ª ordem: (i) formulação corrotacional, e um método simplificado denominado de (ii) análise P-Delta:
 - Corrotacional: considera as forças e deformações (incluindo rotações) ao longo de todo o elemento, alterando a sua posição em cada passo de análise (esta formulação pode ser consultada em [76]);
 - P-Delta: esta formulação apenas considera os deslocamentos de translação dos nós dos elementos para determinação dos efeitos de 2ª ordem (pode ser consultada em [76]).
3. Definição do tipo de elementos finitos a utilizar na análise;
4. Definição do carregamento gravítico (cargas nodais e carregamentos distribuídos);
5. Definição do *output* a ser guardado durante a análise;
6. Aplicação da análise¹ gravítica: a aplicação desta análise requer a introdução de parâmetros relativos aos algoritmos de resolução numérica do modelo, assim como a forma como as restrições implícitas e explícitas são englobadas na análise (classe:

¹A informação detalhada dos vários métodos presentes nestas classes encontra-se em [60] e sua implementação na linguagem de *input (tcl)* do *software* em [59]

Constrains), o algoritmo de numeração dos graus de liberdade (GDL) do sistema (classe: *Numberer*), a forma como a matriz de rigidez é guardada (classe: *System*), o teste de convergência entre iterações consecutivas (classe: *Test*), o algoritmo usado para resolver o sistema de equações (classe: *Algorithm*), o método de cálculo de passo para passo de análise, ou seja, o significado dos termos da expressão $A.x = B$, que pode ser definido em controlo de carga ou em controlo de deslocamento (classe: *Integrator*), e definição do tipo de análise a aplicar, i.e., estática ou dinâmica (classe: *Analysis*);

7. Aplicação da temperatura ao longo da secção dos elementos;
8. Aplicação da análise termo-mecânica (mantendo as cargas gravíticas aplicadas).

Para a realização deste trabalho são efetuadas análises estáticas com controlo de carga (*Integrator LoadControl*) e deslocamento (*Integrator DisplacementControl*). A resolução dos sistemas de equações é efetuada com os métodos de *Newton* e *Newton-Raphson* (com modificações que poderão ser consultadas em [59] e [76]). Outros métodos também se encontram programados no *OpenSees* mas a sua derivação e explicação sai fora do âmbito desta tese.

4.3.2 Exemplo 1 - Viga Simplesmente Apoiada Sujeita a uma Variação de Temperatura Uniforme

Neste primeiro exemplo é estudada uma viga simplesmente apoiada, sujeita a uma variação de temperatura uniforme ao longo da secção ($1180^{\circ}C$). Esta análise tem como objetivo estudar a evolução do deslocamento horizontal na extremidade direita, por forma a validar a implementação da extensão térmica dos materiais implementados.

A estrutura é representada na Figura 4.8(a). A viga tem um vão de $1.0m$, com uma secção retangular de área $0.08m^2$. As condições de apoio da viga não oferecem quaisquer restrições aos deslocamentos impostos pela ação térmica, i.e., não são provocadas tensões no material devidas à deformação imposta. Logo, a geometria da secção e a relação extensão-tensão dos materiais não influenciam o resultado da análise.

Para a modelação do problema, discretiza-se a viga num único elemento finito. Esta discretização é suficiente para reproduzir os resultados da solução analítica (exata, que coincide com a extensão térmica do material), devido á simetria das condições de apoio relativamente à ação térmica (alongamento na horizontal). Por esta mesma razão, irá ser usada uma transformação geométrica linear para a análise.

A solução analítica do deslocamento horizontal da extremidade direita da viga é igual à multiplicação da extensão térmica do material pelo comprimento da viga, que neste caso é igual à unidade. Logo, o deslocamento irá ser coincidente com a extensão térmica do material.

Como se pode verificar na Figura 4.8(c), as extensões térmicas dos materiais estão em concordância com os valores do *Eurocódigo 2, 3 e 4* (ver Secção 3.4). Na mesma figura encontram-se assinaladas as modificações feitas no cálculo da extensão térmica dos materiais, descritas na Secção 4.2.2.

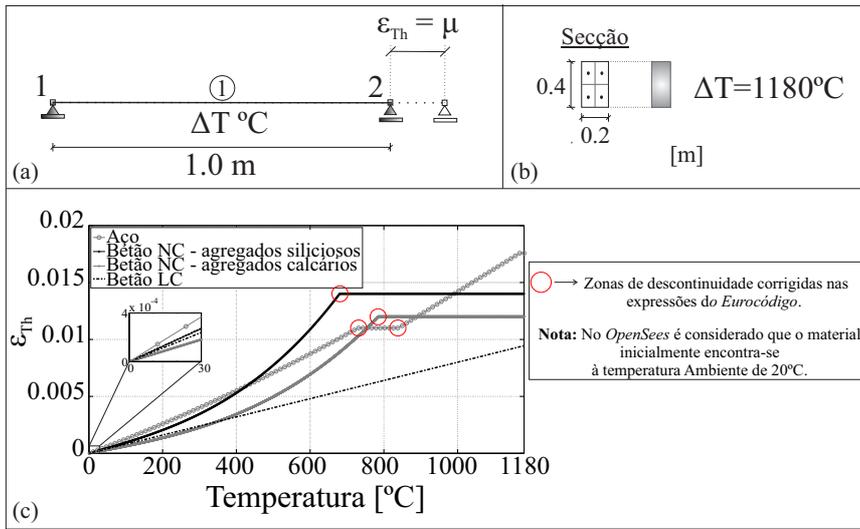


Figura 4.8: Validação da extensão térmica dos diferentes materiais aço e betão implementados no OpenSees. (Exemplo 1).

4.3.3 Exemplo 2 - Viga Bi-encastrada com Solução Analítica

Neste segundo exemplo analisa-se uma viga bi-encastrada sujeita a uma variação de temperatura uniforme ao longo da secção, apenas na metade esquerda do vão (Figura 4.9(a)).

A viga em questão tem um vão de 2.0m, com uma secção quadrada de área 0.08m^2 . O material usado é o aço, considerando um comportamento elástico linear, com o módulo de elasticidade de 210GPa (Figura 4.9(b)).

Devido à simetria das condições de apoio relativamente à ação térmica, o problema é axial, logo é apenas necessário a discretização da viga em dois elementos: um elemento onde é aplicada a temperatura, e um outro elemento (o da direita) onde não é aplicado qualquer incremento de temperatura.

Solução analítica

Sabendo que o deslocamento imposto pela temperatura na viga tem de ser anulado pela rigidez das duas metades da viga (ver Figura 4.9(a)), obtém-se:

$$\mu_{temperatura} - \mu_{elemento1} - \mu_{elemento2} = 0 \quad (4.14)$$

O deslocamento horizontal do nó central motivado pelo aumento de temperatura ($\mu_{temperatura}$) é dado pela multiplicação do comprimento do elemento 1 (l_1) pela extensão térmica do material ($\epsilon_{th} = \alpha(T)\Delta T$) (onde, $\alpha(T)$ é denominado de coeficiente de expansão térmica em função da temperatura). A rigidez do elemento 1 e elemento 2 restringem este deslocamento através da sua rigidez axial ($Fl/(EA)$), logo a Equação 4.14 pode ser escrita na seguinte forma:

$$l_1\alpha(T)\Delta T - \frac{Fl_1}{E_1A_1} - \frac{Fl_2}{E_2A_2} = 0 \quad (4.15)$$

Escrevendo a equação em ordem à reação horizontal (F):

$$F = \frac{l_1 \alpha(T) \Delta T}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2}} \quad (4.16)$$

Sabendo a força horizontal na extremidade da viga, e que as propriedades do material no elemento 2 não variam com a temperatura, assim como $l_1 = l_2$, pode-se obter o deslocamento horizontal do nó central através da Equação 4.17.

$$\mu = \frac{E(T) A \alpha(T) \Delta T}{\frac{E_0 A}{l} + \frac{E(T) A}{l}} \quad (4.17)$$

onde, l representa o comprimento de cada elemento, E_0 o módulo de elasticidade à temperatura ambiente, $E(T)$ o módulo de elasticidade em função da temperatura, e A a área da secção.

Na Figura 4.9(c) apresenta-se a comparação entre a solução analítica e a numérica obtida através do *OpenSees*, verificando-se assim que as soluções são coincidentes. O deslocamento do nó é efetuado para a direita com um andamento aproximadamente linear até aos 480°C . Devido à perda de rigidez do material do elemento aquecido, este deixa de ter força suficiente para conseguir vencer a rigidez do elemento 2, começando o nó a ter um movimento para a esquerda até voltar à posição inicial.

Por equilíbrio horizontal, o esforço normal tem, necessariamente, de ser constante ao longo da viga (como podemos verificar na Figura 4.9(d)), pois apenas a extensão mecânica produz esforços no elemento e não a extensão total ($\varepsilon_T = \varepsilon_m + \varepsilon_{th}$).

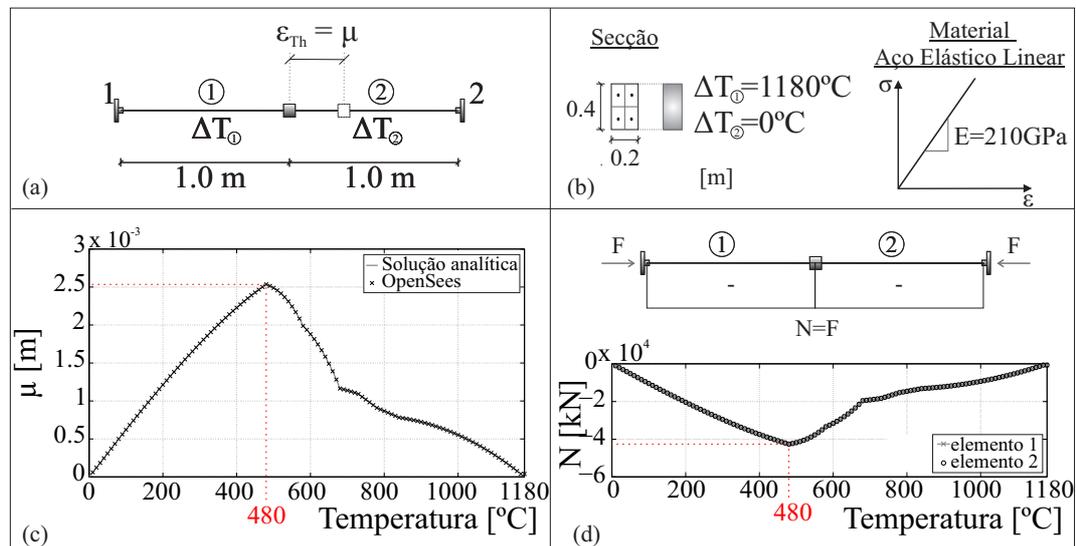


Figura 4.9: Comparação dos resultados obtidos pelo OpenSees com a solução analítica. (a) modelo da viga, (b) secção do elemento e modelo elástico linear do material aço, (c) deslocamento horizontal do nó 2 e (d) esforço normal nos elementos.(Exemplo 2).

4.3.4 Exemplo 3 - Importância das Restrições e da Análise Geometricamente Não Linear numa Viga

Neste exemplo executam-se análises geometricamente lineares e não lineares, por forma a perceber a influencia dos efeitos de 2ª ordem numa análise termo-mecânica de uma viga restringida longitudinalmente.

A estrutura em estudo é uma viga simplesmente apoiada com um vão de $6m$, em que o material que a constitui é o aço com comportamento não linear (tensão de cedência de $\sigma_y = 275 MPa$ e um módulo de elasticidade de $E = 210 GPa$). A viga é constituída por um perfil em “I” (dimensões: $355mm$ de altura, $171.5mm$ de largura de banzo, $11.5mm$ de espessura do banzo, e $7.4mm$ de espessura da alma), e está sujeita a um carregamento uniformemente distribuído de $10 kN/m$. De seguida, é aplicado um aumento de temperatura até ocorrer o colapso da viga.

Considerando que a viga não está restringida longitudinalmente (simplesmente apoiada), são feitas duas análises: (i) uma geometricamente linear e outra (ii) não linear (considerando efeitos de 2ª ordem). Analogamente, é realizado o mesmo procedimento considerando que a viga está restringida a deslocamentos longitudinais (ver esquema da Figura 4.10). Analisando as Figuras 4.10 e 4.11, podemos verificar que tanto numa análise linear como não linear², o deslocamento vertical a meio vão da viga não restringida, quando comparado com a viga restringida longitudinalmente, apresenta um valor menor devido ao facto de esta se poder expandir longitudinalmente. Contudo, o “runaway”³ ocorre aproximadamente aos $665^\circ C$, principalmente em consequência do apoio da extremidade se deslocar para dentro (para a esquerda, ver Figura 4.11), motivado pela perda de rigidez à flexão da viga, chegando esta a um valor que impossibilita o equilíbrio do carregamento distribuído, resultando no colapso. Por outro lado, pode verificar-se que a não consideração dos efeitos de 2ª ordem leva a uma diferença considerável no deslocamento horizontal da extremidade da viga, pois como se pode ver na Figura 4.11, na análise linear o deslocamento ocorre sempre no mesmo sentido (direita) até atingir o colapso. Já no deslocamento a meio vão, a diferença entre as duas análises é desprezável até se atingir a temperatura a que ocorre a divergência da análise linear (colapso para uma temperatura $10^\circ C$ inferior ao colapso na análise não linear).

Relativamente à viga restringida, o deslocamento a meio vão toma valores superiores a partir dos $100^\circ C$, devido ao esforço axial elevado (causado pela restrição ao alongamento térmico Figura 4.12) que provoca a encurvadura da viga e ainda o aumento de comprimento da mesma, que só pode ser acomodado através de flexão. Na análise não linear, pode verificar-se que o “runaway” ocorre para uma temperatura de $1020^\circ C$, temperatura para a qual as propriedades do material aço são praticamente nulas. Assim, demonstra-se que as restrições ao deslocamento retardam o “runaway” para temperaturas mais elevadas, devido ao efeito de catenária que se sucede, de modo a substituir a perda de rigidez de flexão da viga (ver inversão do sinal na reação horizontal, Figura 4.12). Numa análise linear, a encurvadura da viga acontece aproximadamente à mesma temperatura da análise não linear (intervalo de $100 - 115^\circ C$). Por outro lado, na análise linear, o “runaway” ocorre a uma temperatura aproximadamente igual à viga sem restrições ($665^\circ C$). Isto deve-se ao facto de não conseguir captar o efeito catenária, devido à não consideração das excentricidades

²No seguimento desta Secção irá-se denominar por “análise linear” uma análise geometricamente linear, e por “análise não linear” uma análise geometricamente não linear.

³Expressão da língua inglesa para descrever o fenómeno do aumento repentino de deslocamento.

adicionais das forças (efeitos de 2ª ordem). Como se pode verificar na Figura 4.12 a viga colapsa quando a reação horizontal na extremidade atinge o valor zero.

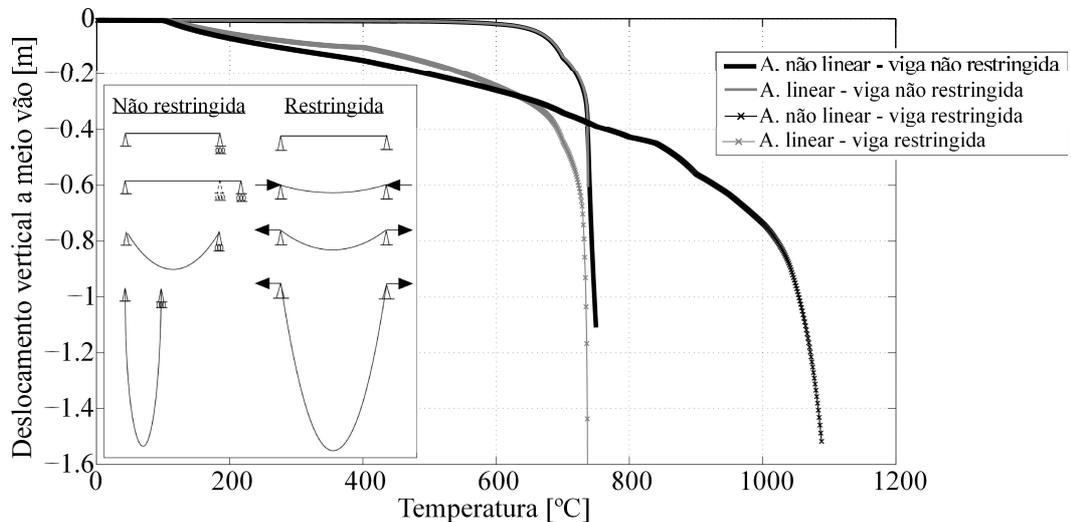


Figura 4.10: Deslocamento vertical a meio vão da viga (Exemplo 3).

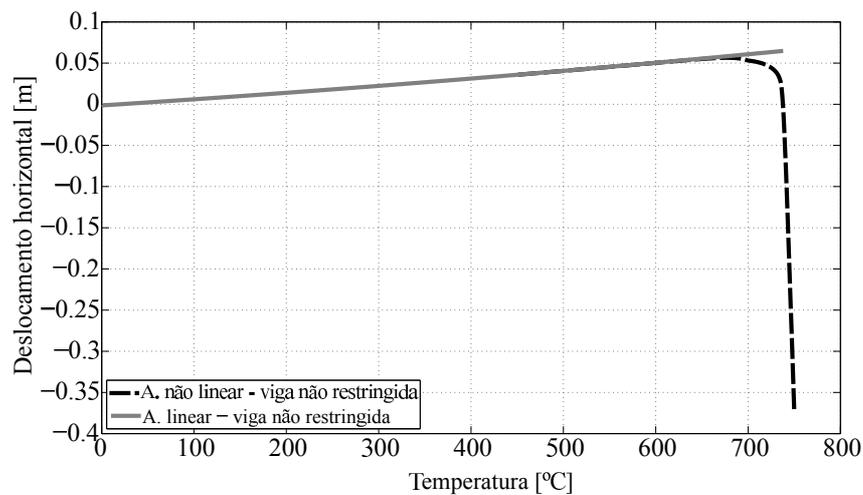


Figura 4.11: Deslocamento horizontal da extremidade direita na viga não restringida (Exemplo 3).

Normalmente as vigas de aço num edifício estão ligadas a lajes de betão, logo, o grau de redundância de uma viga real de aço é mais elevado do que uma viga simplesmente apoiada. Esta redundância do sistema conduz ao melhoramento dos mecanismos de redistribuição de esforços. Devido a este facto, a compreensão do comportamento da viga restringida deverá ser analisada com maior atenção.

Voltando a analisar o gráfico do deslocamento vertical a meio vão (Figura 4.10), verifica-se que mesmo antes de ocorrer o “runaway” das vigas (não restringida e

restringida), o deslocamento na viga restringida é bastante superior à viga simplesmente apoiada. Considerando, por exemplo, uma temperatura de 300°C , a viga restringida apresenta um deslocamento vertical 15 vezes superior à viga não restringida. Em suma, mesmo que não ocorra o “*runaway*”, a viga restringida apresenta deslocamentos verticais muito mais elevados do que a viga sem restrições. Realizando uma análise à viga restringida não considerando a deterioração do material com a temperatura⁴, i.e., apenas contabilizando a extensão térmica do material, pode verificar-se na Figura 4.13 que até aproximadamente os 800°C , o deslocamento vertical a meio vão da viga é motivado em mais de 50% pela extensão térmica do mesmo. Logo, o restante deslocamento é motivado pelo aumento da extensão devido à perda de rigidez do material.

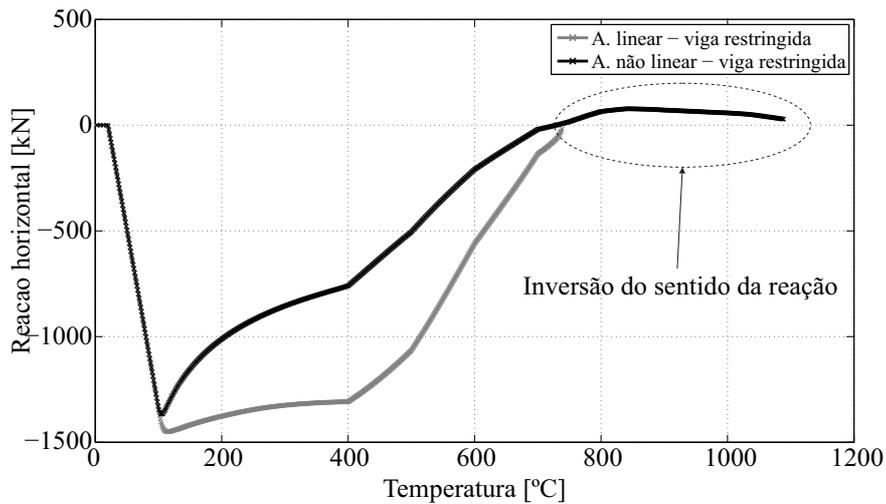


Figura 4.12: Reação horizontal na extremidade direita da viga não restringida (Exemplo 3).

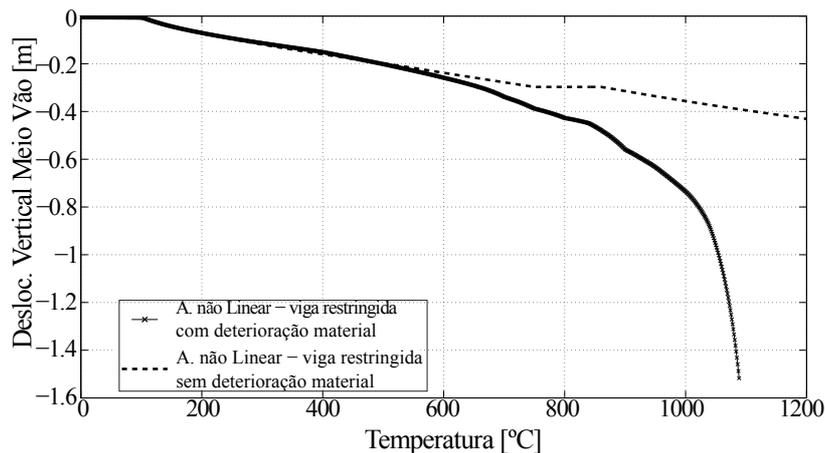


Figura 4.13: Deslocamento a meio vão da viga restringida sem consideração da deterioração do material com a temperatura (Exemplo 3).

⁴Para a realização desta análise é necessário recompilar o *software*, modificando a classe *Steel01Thermal*.

Realizando uma análise não linear da mesma viga, que considera uma restrição ao alongamento longitudinal através de uma mola com comportamento elástico (com uma rigidez 10 vezes inferior à rigidez axial da viga - Figura 4.14(a)), pode constatar-se através do deslocamento vertical (Figura 4.14(b)), que a encurvadura da viga acontece para uma temperatura superior à viga totalmente restringida ($400^{\circ}C$ aproximadamente, temperatura para a qual o esforço normal na viga é máximo). Por outro lado, o deslocamento a meio vão após a ocorrência da encurvadura, aumenta até se cruzar com a análise da viga restringida aos $682^{\circ}C$ aproximadamente, e mantendo-se praticamente coincidentes até ao colapso.

Relativamente ao deslocamento horizontal na extremidade, pode verificar-se que o movimento segue (para a direita) o andamento da viga sem restrições, invertendo o sentido à temperatura a que ocorre a encurvadura, convergindo para a posição inicial até ao colapso da viga (Figura 4.14(c)). Analisando as Figuras 4.14(d) e 4.14(f) é possível concluir que a não-restrição perfeita do alongamento longitudinal da viga dada pela mola, conduz a esforços normais e momentos fletor inferiores. É de salientar, que até à temperatura a que ocorre a encurvadura, o esforço normal ao longo de toda a viga é constante. No entanto, pode constatar-se que a secção a meio vão da viga com o apoio elástico apresenta um valor de esforço normal mais elevado, e na viga restringida o valor máximo ocorre para a secção $x = 2.25 m$. Mais uma vez é de notar a convergência das duas análises para temperaturas elevadas, quando o efeito catenária se começa a formar. Ou seja, o momento fletor tende a convergir para zero, ficando a viga a trabalhar maioritariamente por esforço axial de forma a equilibrar o carregamento distribuído.

Em suma, a viga restringida atinge um esforço normal máximo na ordem do dobro do esforço atingido na viga com o apoio elástico (Tabela 4.1). É de salientar que na viga restringida o valor máximo ocorre na secção $x = 0.75m$ (coincidente com a secção $x = 2.25m$), e na viga com o apoio elástico na secção a meio vão ($x = 3.0m$). Relativamente ao momento fletor máximo, a viga restringida obtém um valor superior em cerca de 50% à viga com o apoio elástico.

Análise	Esforço Normal [kN]	Momento Fletor [kN.m]
Viga restringida	-1367 ($104^{\circ}C$)	159.4 ($401^{\circ}C$)
Viga com apoio elástico	-635 ($453^{\circ}C$)	104.9 ($556^{\circ}C$)

Tabela 4.1: Esforços máximos nas vigas (Exemplo 3).

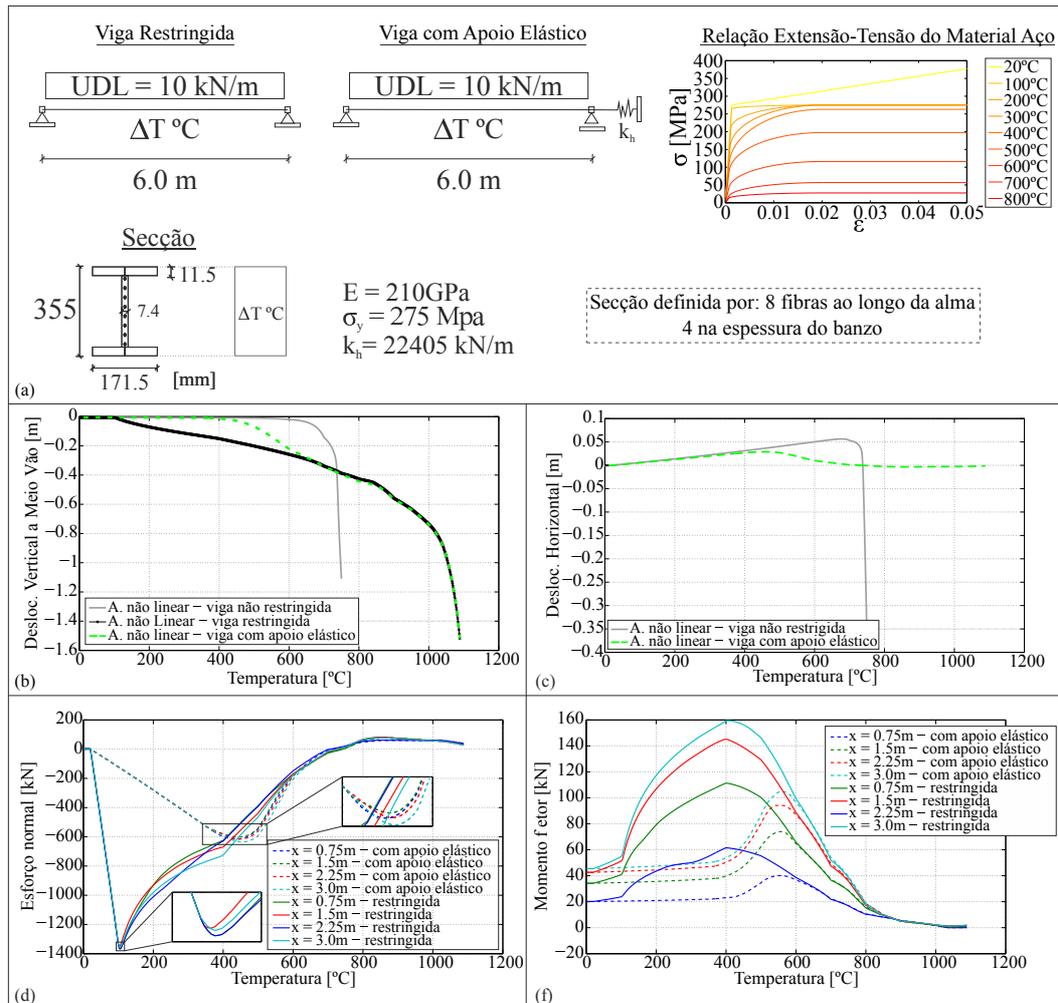


Figura 4.14: Influência de um apoio elástico de translação (Exemplo 3).

4.3.5 Exemplo 4 - Estudo de Sensibilidade da Malha de Elementos Finitos de um Pórtico

Neste exemplo é realizado um estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos, num pórtico sujeito a um aumento de temperatura nos pilares e na viga. A estrutura em estudo é um pórtico com uma altura de 3.5 m e um vão de 6 m , sujeita a um carregamento distribuído de 2 kN/m , e a uma curva de incêndio *ISO834* (descrita na Secção 2.5.4). O rácio de temperaturas entre os pilares e a viga é obtido através do método descrito na Secção 3.2, considerando para o cálculo do fator de massividade a viga aquecida nos três lados e os pilares num só lado. O incremento de temperatura ao longo do tempo nos pilares e na viga está representado na Figura 4.15(b). Ambos os membros⁵ são constituídos por um perfil IPE de aço, com as dimensões e propriedades do material representadas na Figura 4.15(c).

Para a análise deste pórtico são construídos 7 modelos de elementos finitos (EF): (1) modelo com 2 EF por membro (“2 ele”), (2) 4 EF por membro (“4 ele”), (3) 6 EF por membro (“6 ele”), (4) 8 EF por membro (“8 ele”), (5) 10 EF por membro (“10 ele”), (6) 12 EF por membro (“12 ele”), e (7) 22 EF por membro (“22 ele”) (Figura 4.15(c)).

Para esta análise é considerado que os deslocamentos horizontais dos nós 3 e 4 são iguais (restrição implícita), simulando assim o impedimento ao alongamento térmico dado por uma laje de piso, desprezando no entanto a rigidez de flexão da mesma. Ambos os pilares são encastrados na base (encastramentos perfeitos).

Na Figura 4.15(d) está representada a deformada da estrutura para determinados tempos (deformada descrita com o modelo “12 ele”). Analisando a deformada da estrutura em conjunto com o gráfico do deslocamento vertical a meio vão da Figura 4.15(e), pode constatar-se que a viga encurva aos $\approx 105\text{ s}$, devido ao elevado esforço normal a que está sujeita, consequência da impossibilidade de alongar (ver Tabela da Figura 4.15(c) e gráficos da Figura 4.17(a)(b)). Relativamente às diferenças do deslocamento vertical das malhas de EF consideradas, pode verificar-se que a malha “2 ele” difere significativamente das restantes após a encurvadura da viga. No entanto, não é possível visualizar uma tendência única no deslocamento vertical com o refinamento da malha após a ocorrência do momento máximo na viga ($\approx 338\text{ s}$), instante em que o seu comportamento começa a “caminhar” para o “efeito catenária” (a partir de $\approx 1400\text{ s}$, tanto a secção de meio vão, como a de extremidade, apresentam esforço normal de tração Figura 4.17(a)(b)). No gráfico da Figura 4.16 pode verificar-se que até este instante, a diferença máxima do deslocamento obtido entre o modelo “22 ele” e o “12 ele” é de 1.6 mm . No entanto, num estado avançado do “efeito catenária”, a partir de $\approx 2500\text{ s}$, o modelo “6 ele” apresenta uma diferença em relação ao modelo “22 ele”, inferior aos restantes. Em suma, a diferença máxima dos modelos em relação ao modelo “22 ele” é de $\approx 11\text{ mm}$ no final da análise.

É de salientar que, quanto mais graus de liberdade (GDL) a malha possuir, i.e., quanto maior é o número de EF por membro, maior é a rotação dos nós de extremidade da viga (Figura 4.15(f)) e consequente aproximação ao “efeito catenária”.

Relativamente aos esforços nas secções, pode verificar-se que os valores máximos ocorrem, em todos os modelos, aproximadamente nos mesmos instantes ($\approx 105\text{ s}$ para o esforço normal e $\approx 338\text{ s}$ para o momento fletor) (Figura 4.17(a)(b)(c)). Tanto a secção de meio vão da viga como a de extremidade atingem o valor de momento máximo no mesmo instante.

⁵No decorrer deste exemplo irá denominar-se por “membro” tanto a viga como o pilar, sendo a nomenclatura “elemento” usada para o elemento finito (EF)

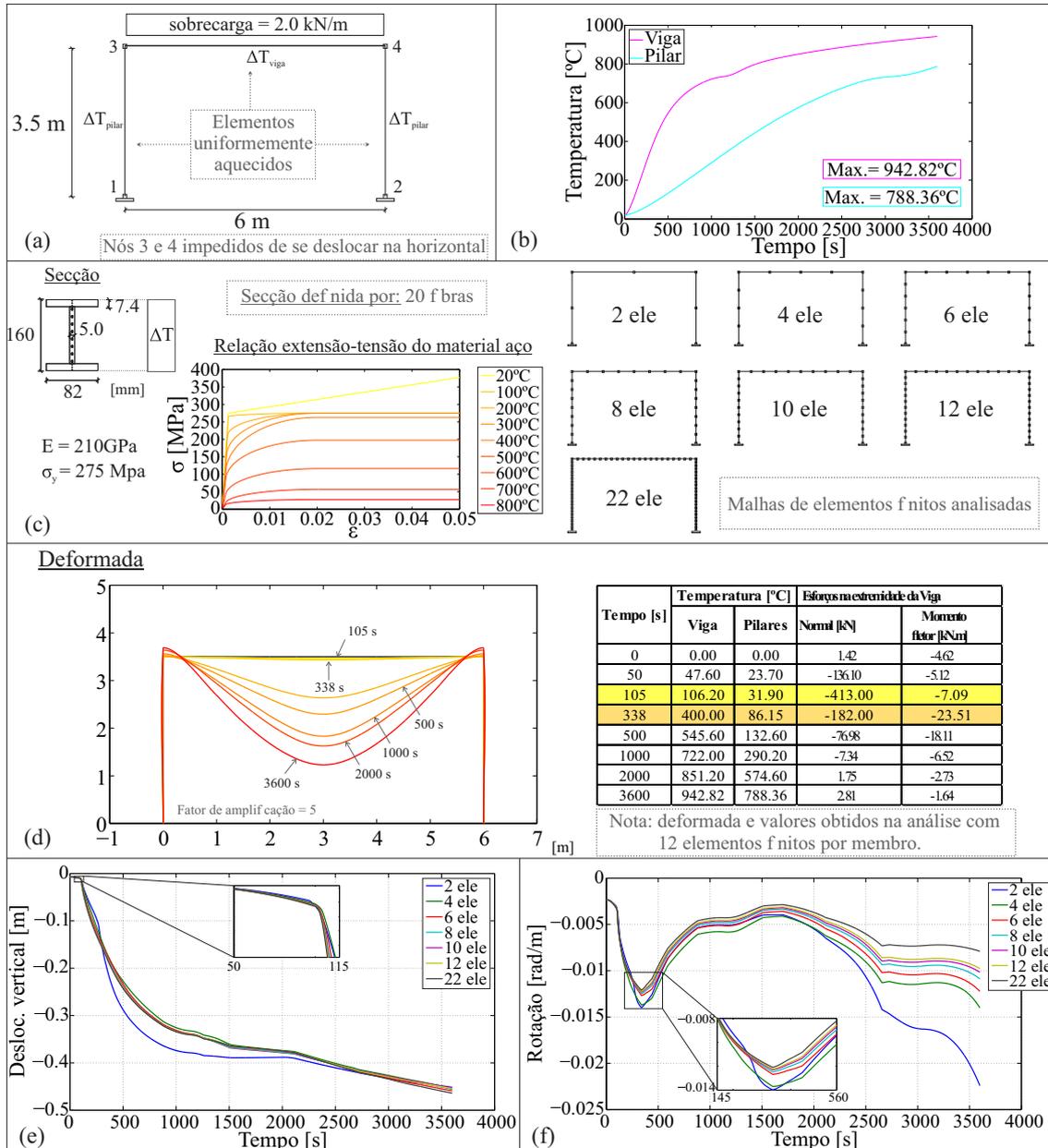


Figura 4.15: Estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos num pórtico sujeito a um aumento de temperatura (Exemplo 4).

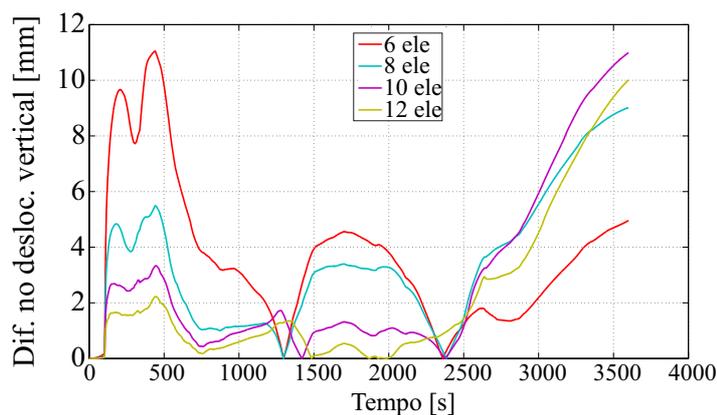


Figura 4.16: Magnitude da diferença no deslocamento vertical a meio vão obtido pelos modelos “6 ele”, “8 ele”, “10 ele” e “12 ele”, em relação ao modelo “22 ele” (Exemplo 4).

Mais uma vez pode constatar-se que os modelos “2 ele” e “4 ele” apresentam resultados de esforços nas secções mais dispares, em relação aos restantes modelos. No caso da análise do modelo “2 ele” pode visualizar-se que ao longo de toda a análise, o momento fletor na base do pilar é de sinal contrário (Figura 4.17(c)) aos restantes modelos.

É de salientar que quanto mais elementos finitos a malha de EF possuir, o momento fletor tende a diminuir e o esforço normal a aumentar a meio vão da viga (valores em módulo). Este comportamento deve-se à melhor aproximação da deformação após a encurvadura e do “efeito catenária” com o aumento do número de graus de liberdade na malha.

Se analisarmos os esforços obtidos ao longo do tempo através das malhas de elementos finitos consideradas, em relação ao modelo “22 ele”, pode verificar-se que no esforço normal da viga existem diferenças significativas (Figura 4.18(a)(b)). No entanto, analisando os valores máximos (tabela da Figura 4.17(d)), pode constatar-se que a partir dos 8 EF por membro, a diferença do esforço normal na secção de meio vão em relação ao modelo “22 ele” é inferior a 2.9 kN , e 1.8 kN na secção de extremidade (o que dá um erro de 0.35% e 0.43%, respetivamente). Relativamente ao momento fletor máximo, a diferença entre as análises “8 ele” e “22 ele” é de 0.33 kN.m e 1.03 kN.m (erro de 1.48% e 4.28%, respetivamente) para a secção de meio vão e extremidade, respetivamente. Posto isto, conclui-se que a evolução dos esforços ao longo do tempo, principalmente o esforço normal, é muito influenciada pela malha de EF usada, pois os valores máximos têm uma diferença que poderá ser considerada aceitável, no entanto ocorrem para instantes distintos em todos os modelos.

Em suma, os esforços máximos a partir de 8 EF por membro não apresentam variações significativas, no entanto a resposta estrutural global após a encurvadura da viga é muito afetada pela malha de EF devido à formação do “efeito catenária”. Esta sensibilidade da resposta estrutural à malha de EF visualiza-se facilmente através do gráfico da Figura 4.16, onde se pode verificar que o modelo “6 ele” apresenta um deslocamento final mais próximo do modelo “22 ele”, do que os restantes. Esta diferença também pode ser explicada em parte pelos efeitos de localização das deformações [18, 73].

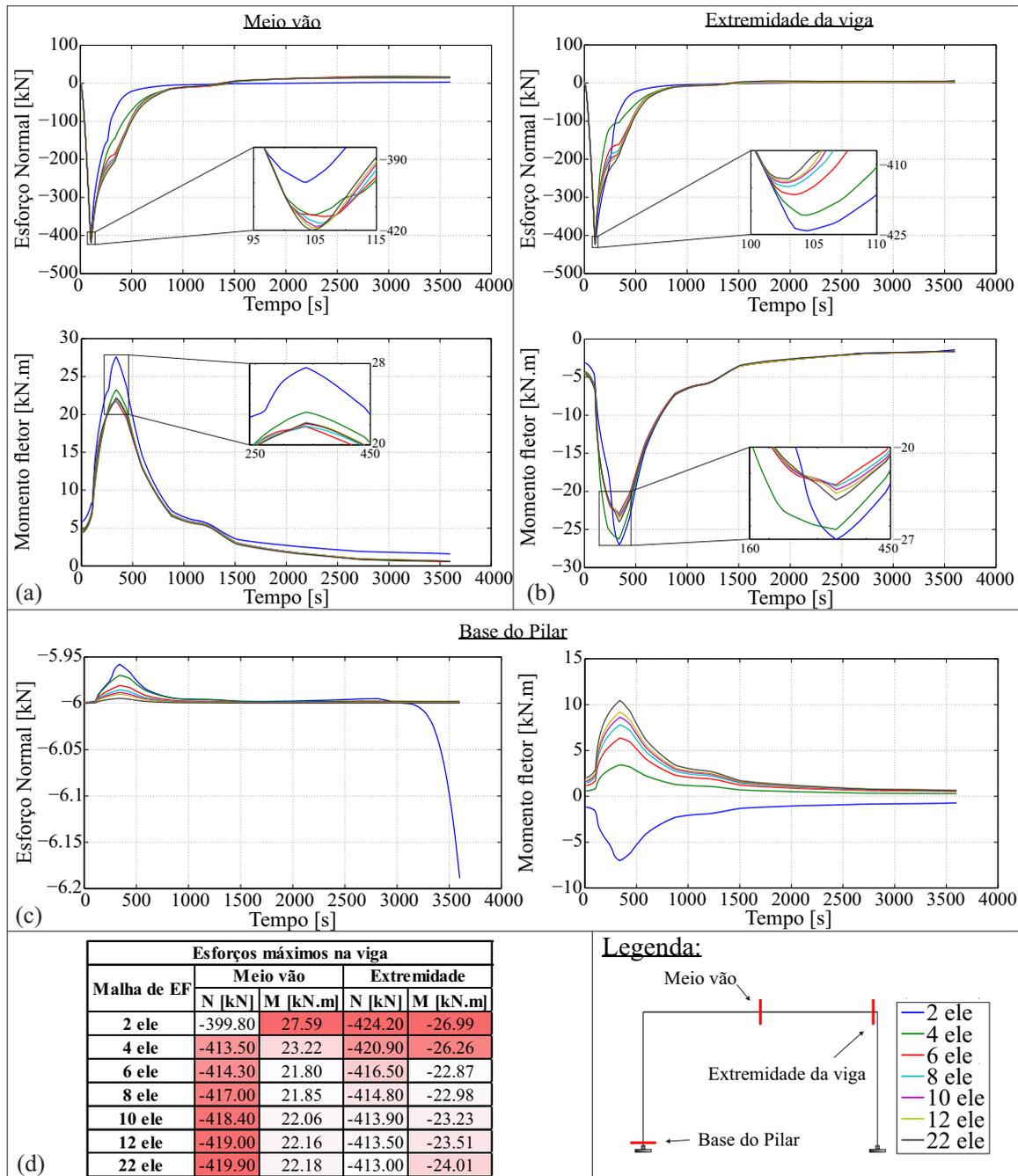


Figura 4.17: Esforço normal e momento fletor nas secções (Exemplo 4).

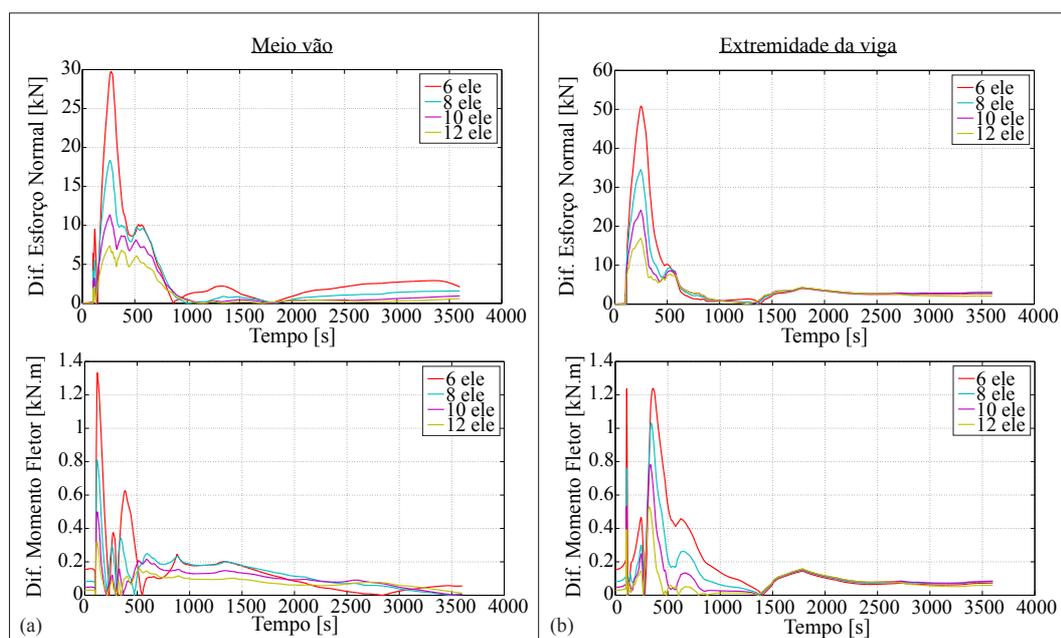


Figura 4.18: Magnitude da diferença dos esforços obtidos pelos modelos “6 ele”, “8 ele”, “10 ele” e “12 ele”, em relação ao modelo “22 ele” (Exemplo 4).

4.3.6 Exemplo 5 - Viga Mista aço-betão

Neste exemplo é feita uma análise termo-mecânica a uma viga mista composta por parte de uma laje de betão e um perfil metálico. Por sua vez, é feito um estudo sobre a influência do tipo de betão, nomeadamente, de um betão de peso normal com agregados siliciosos (SI) e calcários (CA), e um betão leve (LC) (ver considerações feitas ao modelo do material betão leve (*Concrete02ThermalLC*) relativas às extensões, Secção 4.2.2). Os modelos dos materiais usados estão representados na Figura 4.19(b), sendo de referir que é adotada a simplificação de que o betão não tem qualquer resistência a esforços de tração.

O modelo de elementos finitos (EF) da viga está representado na Figura 4.19(a), assim como o modelo de fibras adotado para a definição da secção da laje e perfil metálico. Tanto a laje de betão, como o perfil metálico, são discretizados por 10 elementos (cada EF tem um comprimento de $1m$). A ligação entre a laje e o perfil metálico é feita através de elementos muito rígidos (*rigidLink*, a formulação destes elementos pode ser consultada em [66]). A secção do perfil metálico é definida por 8 fibras ao longo da alma e 2 na espessura de cada banzo. A secção da laje é definida por 8 fibras de betão ao longo da sua espessura, e 13 fibras de aço referentes aos varões (com diâmetro de $6mm$) distribuídos ao longo dos $4m$ de largura da laje.

Nos elementos da laje é aplicado um carregamento uniformemente distribuído de $10kN/m$, e um gradiente térmico ao longo das secções representado na Figura 4.19(a). Como se pode observar nesta figura, a temperatura máxima na secção é na face inferior do perfil ($1000^{\circ}C$), enquanto na superfície superior da laje verifica-se a temperatura mínima ($0^{\circ}C$).

Na Figura 4.19(c) representa-se a deformada para a análise considerando um betão SI. Como se pode constatar na Figura 4.19(d), a encurvadura da viga ocorre aos $\approx 110^\circ C$. A partir dos $180^\circ C$ a diferença do deslocamento a meio vão entre as análises começa a ser superior a $1mm$, sendo que aos $400^\circ C$ a diferença entre as análises SI e CA toma o valor de $41mm$, e aos $600^\circ C$ de $60mm$. No final da análise, o modelo com o betão SI apresenta um deslocamento superior aos restantes (diferença de $30mm$ no final da análise).

A força total da reação horizontal exercida no encastramento da viga (Figura 4.19(e)) é superior na análise SI, aproximadamente até aos $400^\circ C$, chegando a ocorrer diferenças de $877 kN$ entre as análises SI e CA (ver Tabela 4.2). Depois de atingida esta temperatura, a análise SI segue com um valor inferior às outras análises, convergindo as três para o mesmo valor a temperaturas mais elevadas. A partir dos $847^\circ C$ existe uma inversão do sentido da reação (formação do “efeito catenária”).

Análise	$R_{H,total}$ máxima [kN]
SI	-4501 ($279^\circ C$)
CA	-3623 ($315^\circ C$)
LC	-4145 ($281^\circ C$)

Tabela 4.2: Reação horizontal máxima no encastramento da viga para as diferentes análises (Exemplo 5).

Relativamente a esforços, constata-se que a análise SI atinge valores de esforços em geral mais elevados, tanto na laje como no perfil, para temperaturas até aos $400^\circ C$ (salvo alguns intervalos de temperatura específicos). Analisando a Figura da Tabela 3.5 e a Figura 3.12, verifica-se que os esforços mais elevados se devem ao facto da extensão térmica ser superior no betão com agregados siliciosos, pois a deterioração da sua tensão máxima de compressão é muito mais rápida comparativamente aos restantes.

Analisando a secção de meio vão da viga (Figura 4.19(f)), como seria de esperar, a laje tem sempre um esforço axial de compressão superior ao do perfil metálico. Este facto deve-se ao binário desenvolvido entre o perfil e a laje com a grande deformação da viga. Aproximadamente à temperatura em que o esforço axial na laje começa a decrescer, o perfil, até então em compressão, passa a ter um esforço de tração. Este instante coincide com o momento fletor máximo no perfil.

Outro fenómeno interessante na secção a meio vão da viga acontece entre as temperaturas $0 - 160^\circ C$. Neste intervalo, inicialmente o momento fletor no perfil é positivo ($12.32 kN.m$) devido ao carregamento gravítico⁶, passando para negativo por consequência do efeito da temperatura, atingindo o seu valor máximo negativo de $\approx 22 kN.m$. Por outro lado, neste mesmo intervalo, o esforço axial no perfil atinge o máximo valor da análise. Depois de ultrapassar os $160^\circ C$, o momento fletor, tanto na laje como no perfil aumentam no sentido positivo, sendo o valor no perfil superior ao da laje. Na Figura 4.20 pode visualizar-se neste instante a “inversão” dos valores de tensão entre as fibras, ou seja, diminuição da tensão das fibras inferiores do perfil com um aumento acentuado das suas extensões, e o aumento de tensão das superiores com uma variação das suas extensões muito menor. É de notar que, a partir de $\approx 400^\circ C$, tanto a laje como o perfil se encontram com um momento positivo (instante em que o esforço axial no perfil passa a ser de tração).

Analisando a secção de extremidade da viga (Figura 4.19(g)), pode verificar-se que

⁶neste caso é um carregamento uniformemente distribuído

inicialmente (devido à carga gravítica) o esforço axial na laje é de $\approx 0 \text{ kN}$, e $\approx 149.9 \text{ kN}$ no perfil. Esta relação inverte-se aproximadamente para uma temperatura de 20°C , instante em que o efeito da extensão térmica provocado pelo gradiente de temperatura ao longo da secção do aço começa a predominar, levando à compressão da laje. Esta relação volta novamente a inverter-se para uma temperatura de 476°C (no caso da análise SI), aproximando-se do valor zero, tanto o perfil como a laje, formando assim o “efeito catenária”.

O momento fletor na extremidade da viga sofre um conjunto de fenómenos complexos, relacionados com a interação do alongamento térmico, geometria da secção e restrição infinitamente rígida do apoio. Como se pode constatar na Figura 4.19(g), o momento da laje é crescente até atingir os $\approx 335^\circ\text{C}$, diminuindo posteriormente até à temperatura de $\approx 716^\circ\text{C}$ (análise SI), instante em que o momento inverte o sinal e converge para um valor de 3.4 kN.m . Este momento residual positivo deve-se à grande deformação a que a viga já se encontra sujeita, e que leva à mobilização da armadura de aço embutida na face inferior da laje.

Já no perfil de aço, o momento fletor é crescente (no sentido negativo) até aos 108°C , instante em que ocorre a cedência da fibra mais distante do banzo inferior (Figura 4.21, instante A). De seguida, o momento fletor no perfil decresce (no sentido positivo) até à temperatura de 176°C , instante em que se dá a cedência da última fibra da secção (fibra mais distante do banzo superior - ver Figura 4.21, instante B). Analogamente à secção de meio vão, na secção de extremidade também se pode verificar um aumento acentuado da extensão das fibras inferiores do perfil, assim como uma variação muito menor nos valores das fibras superiores (Figura 4.21).

Na Figura 4.22 encontra-se uma imagem da encurvadura local dos banzos e alma de um perfil de aço, de um ensaio realizado à escala real a uma viga mista similar a este exemplo (testes de *Cardington*). Embora estes fenómenos de encurvadura não estejam modelados explicitamente, os seus efeitos são modelados de forma fenomenológica através da definição heurística dos parâmetros dos materiais e do “efeito catenária”.

Em suma, a análise e compreensão do comportamento de vigas mistas aço-betão sujeitas a um gradiente de temperatura ao longo da secção é bastante complexa, devido a fenómenos de instabilidade e encurvadura local que ocorrem no perfil de aço.

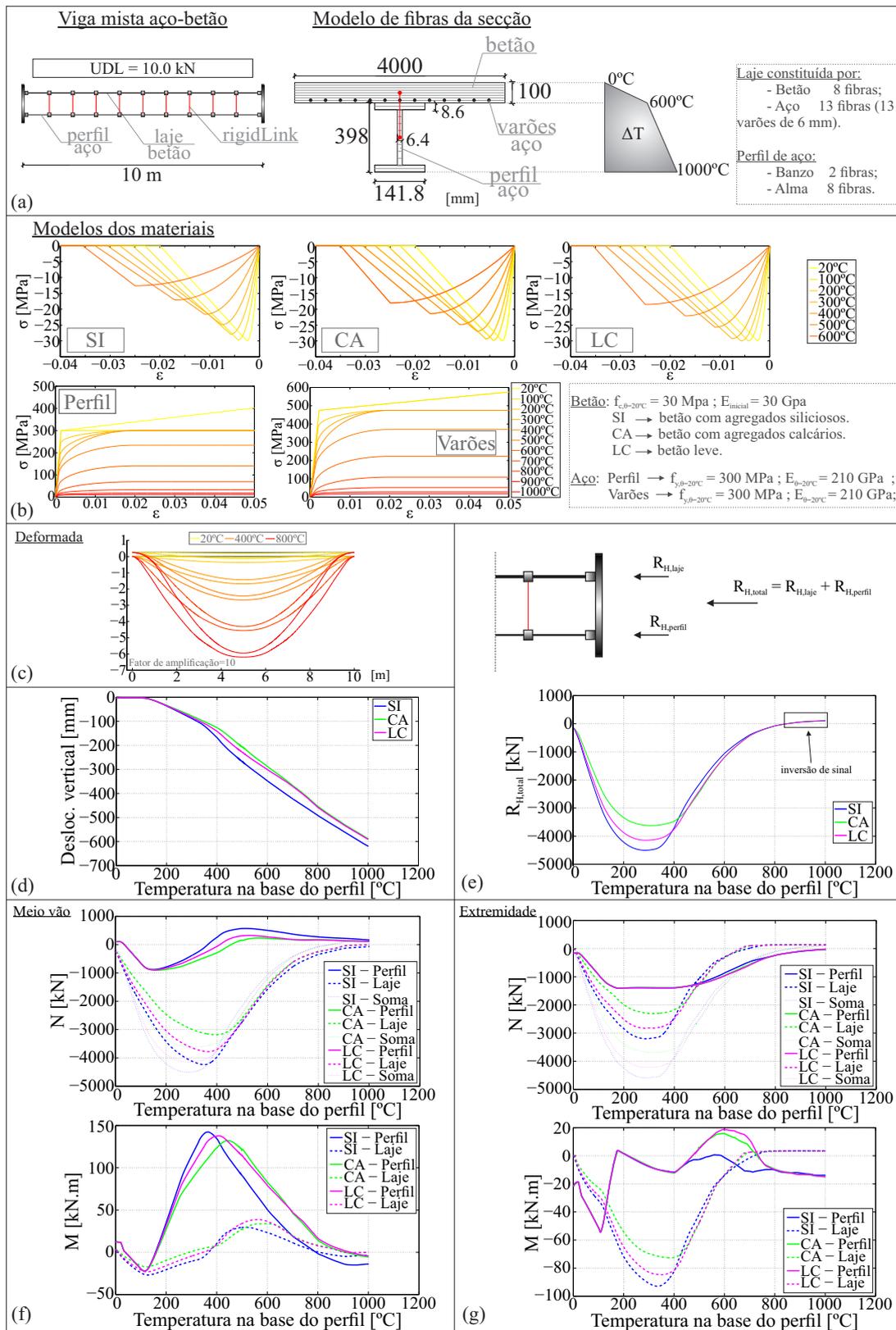


Figura 4.19: Estudo do comportamento uma viga mista de aço (Exemplo 5).

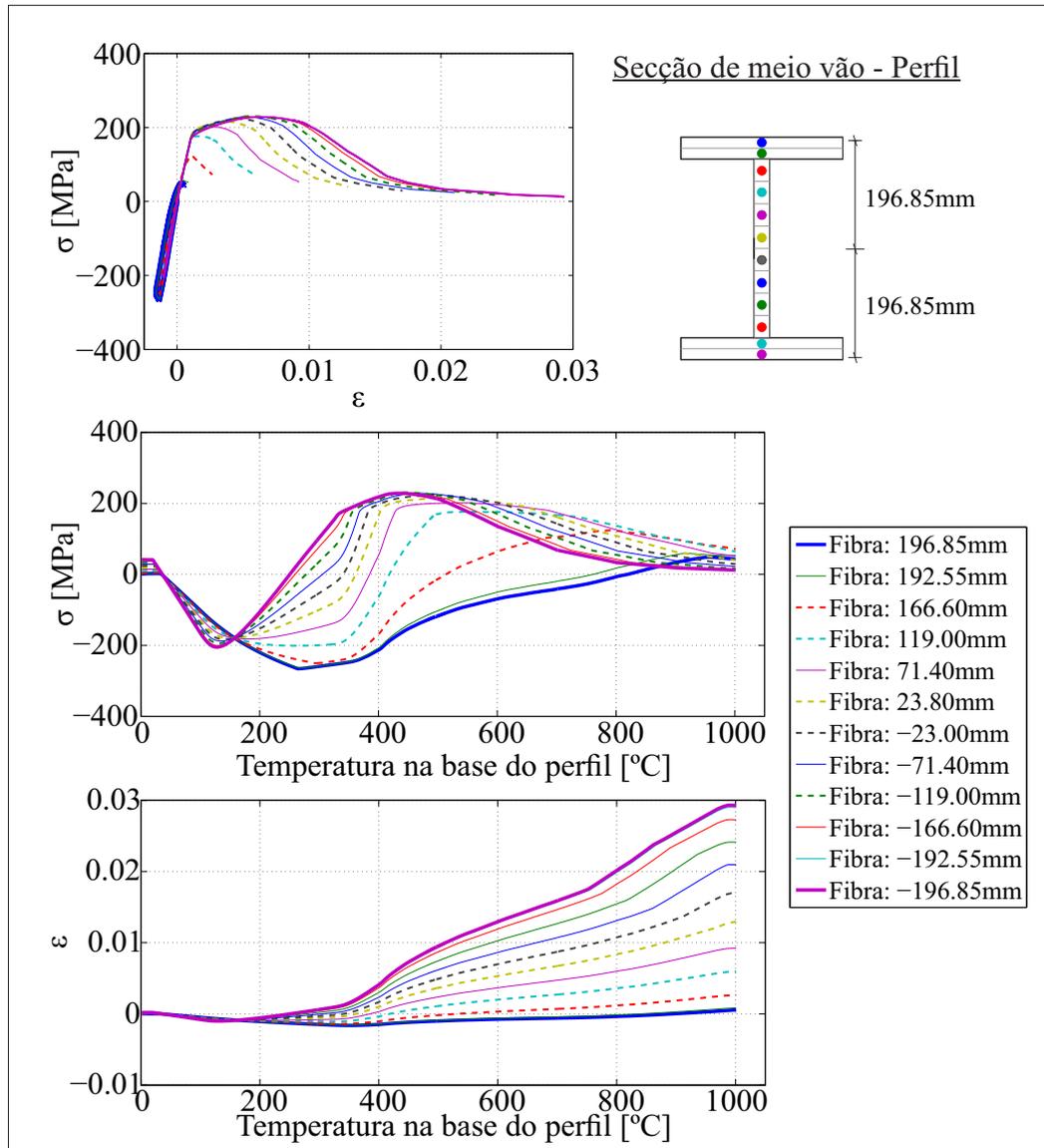


Figura 4.20: Valores de extensão-tensão-temperatura das fibras constituintes do perfil de aço, na secção de meio vão da viga (Exemplo 5).

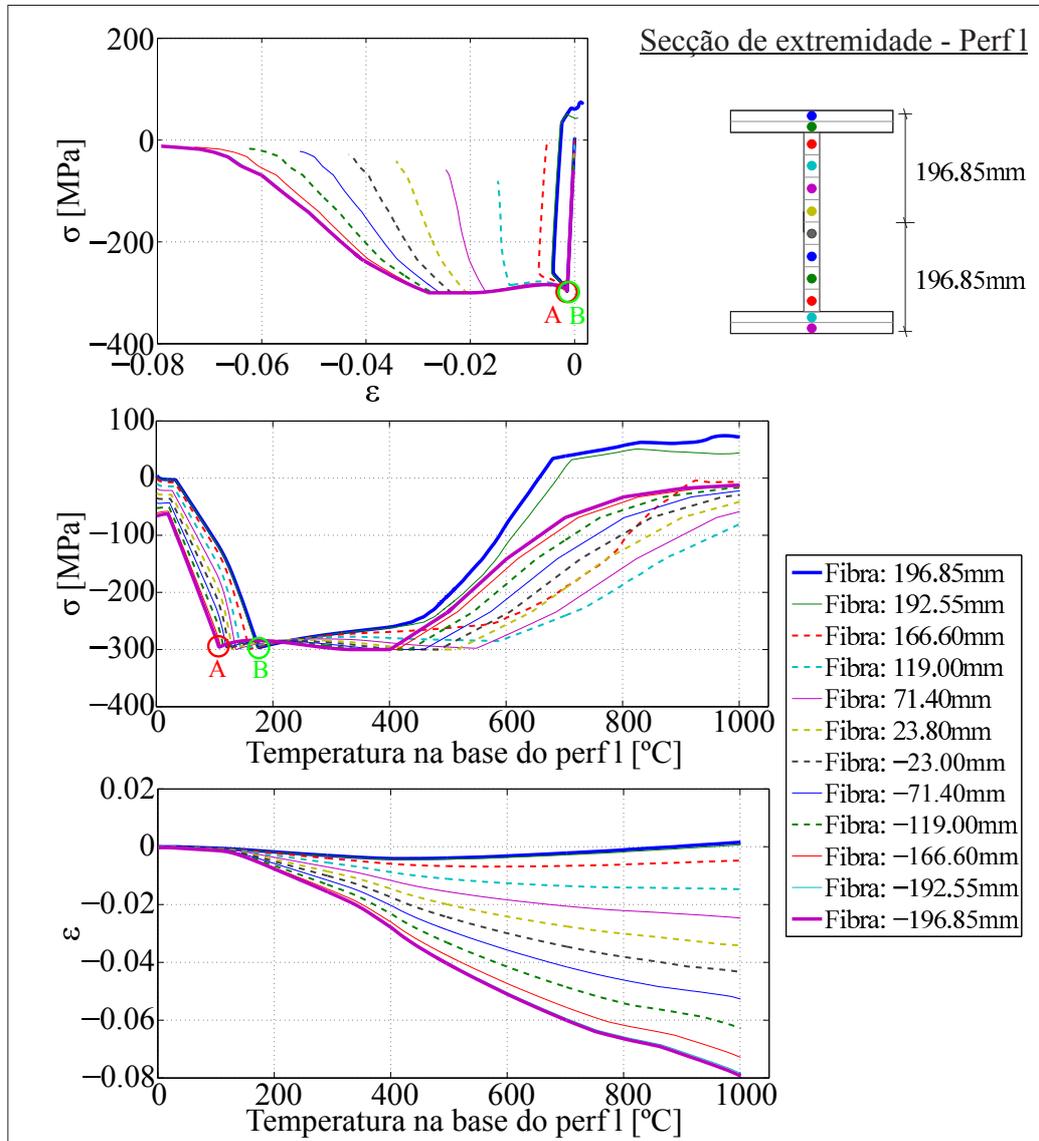


Figura 4.21: Valores de extensão-tensão-temperatura das fibras constituintes do perfil de aço, na secção de extremidade da viga (Exemplo 5).



Figura 4.22: Encurvadura local na extremidade do perfil de aço de uma viga mista restringida ao alongamento axial (Testes de Cardington).

4.4 Conclusões

Neste Capítulo foi apresentada a implementação das análises termo-mecânicas no *software OpenSees*. Foi também feita uma breve descrição da arquitetura do *software*, escrito numa linguagem de programação orientada a objetos (C++). Por fim, foi descrito o algoritmo de cálculo de uma análise termo-mecânica não linear, assim como as classes do *software* modificadas e adicionadas para a realização desta tese.

As modificações realizadas na *source* do *OpenSees* foram: (i) modificações do modelo de comportamento do material aço *Steel01Thermal*, (ii) implementação do comportamento do material betão com agregados calcários *Concrete02ThermalCA*, e (iii) implementação do comportamento do material betão leve *Concrete02ThermalLC*.

Para as análises termo-mecânicas, o *OpenSees* apresenta elementos finitos do tipo barra, com plasticidade distribuída e com uma formulação baseada nos deslocamentos (*displacement-based elements*). Logo, é necessário um refinamento h da malha de elementos finitos, para a aproximação à solução exata.

Neste Capítulo são descritos os procedimentos a aplicar no *OpenSees* para a realização de uma análise termo-mecânica não linear, assim como exemplos para validação da implementação e compreensão do comportamento de estruturas sujeitas a temperaturas elevadas. São apresentados dois exemplos em que são conhecidas as soluções analíticas, e onde o *OpenSees* obtém resultados coincidentes com as mesmas (Exemplos 1 e 2).

Efetuar-se análises de forma a perceber a importância das restrições e de uma análise geometricamente não linear de uma viga sujeita a aumento de temperatura (Exemplo 3). Este exemplo mostra que existem diferenças muito significativas na consideração, ou não, dos efeitos de segunda ordem. Estas diferenças são notórias tanto em vigas não restringidas ao alongamento térmico, como em vigas restringidas. Neste exemplo é ainda mostrado como um apoio elástico de translação (que permite algum alongamento térmico) influencia os esforços ao longo da viga, obtendo-se valores de momento fletor e esforço axial mais baixos do que em relação a uma viga totalmente restringida ao alongamento térmico.

No Exemplo 4 é feito um estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos num pórtico simples sujeito a um aumento de temperatura na viga e nos pilares. Esta análise mostrou como a malha de EF influencia a resposta global da estrutura ao longo do tempo, e como efeitos de localização das deformações obrigam a uma escolha criteriosa da dimensão máxima e mínima dos elementos finitos.

Por fim, foi realizada uma análise a uma viga mista aço-betão, onde é mostrada a influência do tipo de betão no comportamento global deste tipo de vigas. Pode concluir-se que, globalmente, do betão com agregados siliciosos resultam esforços mais elevados comparativamente ao betão com agregados calcários e betão leve. Este facto deve-se essencialmente ao facto da extensão térmica deste material ser superior. Neste exemplo também são mostrados os fenómenos de instabilidade devido à acumulação de tensões motivadas pelas grandes deformações e restringimentos ao alongamento térmico. Todo o pós-processamento dos dados de *output* provenientes do *software OpenSees* foi feito em *MATLAB*.

Capítulo 5

Casos de Estudo

5.1 Introdução

Neste capítulo são desenvolvidos dois casos de estudo, centrados na modelação numérica por elementos finitos no *software OpenSees* de ensaios experimentais de estruturas sujeitas a fogo. Desta forma, pretende-se validar a implementação das classes termo-mecânicas adicionadas que se encontram descritas no capítulo anterior.

No primeiro caso de estudo são modeladas duas estruturas metálicas ensaiadas na Alemanha por Rubert e Schaumann [74]. Estes ensaios são amplamente citados na literatura e têm sido usados na validação de modelos numéricos. Neste caso o estudo tem como principal objetivo a validação do material aço implementado na classe *Steel01Thermal* e a sua integração com as restantes classes e domínio do programa.

No segundo caso de estudo é modelado um ensaio de uma viga de betão armado realizado no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do Instituto Superior Técnico (IST) em 2010 [20]. A viga em questão foi sujeita a uma curva de incêndio padrão *ISO 834*. Este caso tem como objetivo principal avaliar a implementação do modelo para o material betão (*Concrete02Thermal*) e sua integração com as restantes classes e domínio do programa.

Em ambos os estudos são construídos modelos em duas dimensões, onde a temperatura ao longo da secção dos elementos é definida segundo uma dimensão (ao longo da sua altura), o que constitui uma limitação e simplificação dos modelos, com maior relevância no segundo caso de estudo, onde os gradientes térmicos segundo os dois eixos da secção são consideráveis.

Todos os procedimentos descritos na Secção 4.3.1 são válidos para a realização das análises dos seguintes casos.

5.2 Caso de Estudo 1

Neste caso de estudo são modeladas duas estruturas de aço ensaiadas à escala 1/4 na Alemanha por Rubert e Schaumann (1986) [74]. Nestes ensaios foram registadas as temperaturas a que se deu o colapso da estrutura (temperatura crítica), e medidos os deslocamentos, não tendo sido fornecida qualquer informação relativa a extensões e forças nos elementos.

5.2.1 Descrição das Estruturas e do Ensaio

Nestes ensaios o aquecimento dos elementos de aço foi realizado usando fornos elétricos. No total foram realizados três testes, mas no presente trabalho apenas serão modelados dois deles (Figura 5.1). Os ensaios foram realizados de modo a prevenir torções nos elementos, através de mecanismos que limitavam os deslocamentos de torção. A estrutura EHR (Figura 5.1(a)) não permite deslocamentos horizontais significativos, enquanto que a estrutura ZSR (Figura 5.1(b)) é não contraventada, i.e., os deslocamentos horizontais no topo do pórtico são significativos.

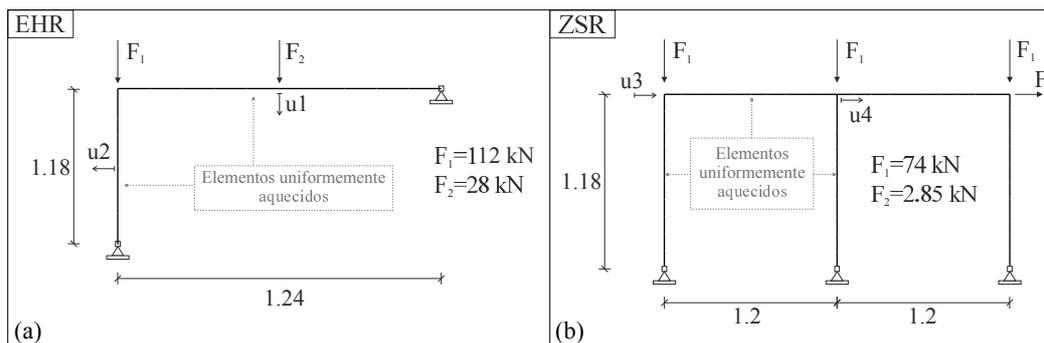


Figura 5.1: Estruturas ensaiadas ao fogo por *Rubert e Schaumann (1986)* [74]: (a) Estrutura EHR e (b) ZSR.

A estrutura EHR está sujeita a duas cargas pontuais verticais ($F_1 = 112 \text{ kN}$ e $F_2 = 28 \text{ kN}$, ver Figura 5.1(a)), e tanto a viga como o pilar estão sujeitos a um aquecimento uniforme ao longo da secção até ocorrer o colapso. Os apoios da estrutura são apoios rotulados que impedem movimentos de translação.

A estrutura ZSR tem igualmente apoios rotulados com os movimentos de translação impedidos (Figura 5.1(b)). Esta estrutura está sujeita a cargas pontuais verticais no topo dos pilares ($F_1 = 74 \text{ kN}$), e a uma carga pontual horizontal no topo do pilar mais à direita ($F_2 = 2.85 \text{ kN}$). Apenas os elementos do pórtico à esquerda são aquecidos uniformemente ao longo da secção, como indicado na Figura 5.1(b).

Ambas as estruturas são constituídas por perfis IPE80. Nas estruturas EHR e ZSR foram usados aços com tensão de cedência de 382 MPa e 355 MPa , respectivamente.

5.2.2 Modelo no *OpenSees*

Na Figura 5.2 podem observar-se os modelos da relação extensão-tensão dos materiais usados, assim como o modelo de fibras que constitui a secção do perfil (16 fibras ao longo da altura da secção do perfil). Os efeitos da não linearidade geométrica (efeitos de 2ª ordem) são introduzidos através da transformação geométrica com uma formulação corrotacional. São usados 10 elementos finitos para discretizar cada membro das estruturas (vigas e pilares).

Para além das cargas pontuais aplicadas nas estruturas, foi considerado o peso próprio das vigas.

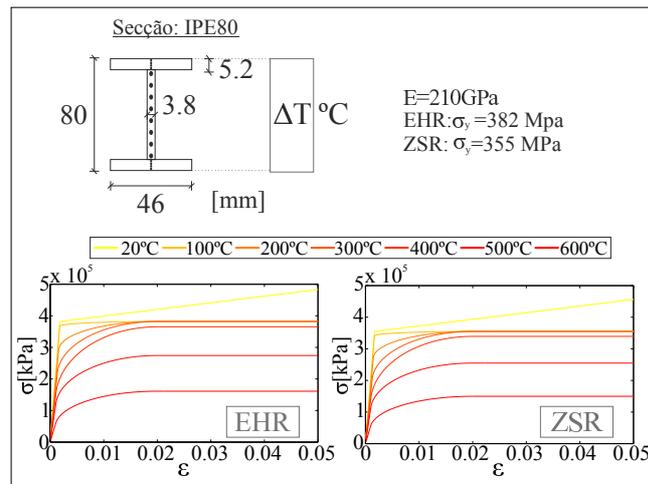


Figura 5.2: Modelo de fibras da seção e relação extensão-tensão do material aço nas respectivas estruturas (EHR e ZSR).

5.2.3 Resultados

Nas Figuras 5.3 e 5.4 estão representadas as deformadas em função da temperatura nos elementos.

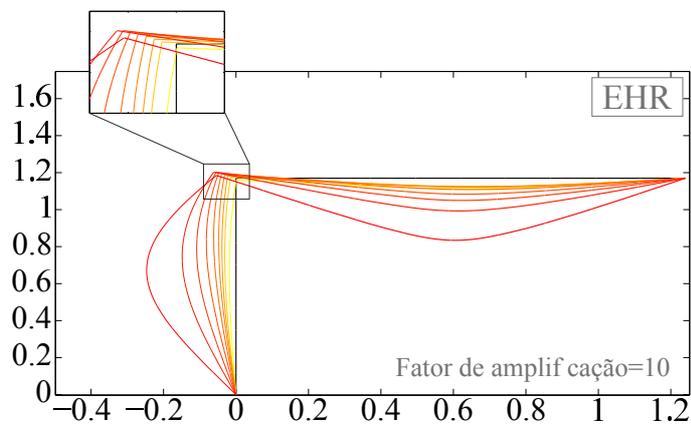


Figura 5.3: Deformada da estrutura EHR obtida pelo modelo construído no *OpenSees*.

Nos gráficos das Figuras 5.5 e 5.6 estão representados os deslocamentos medidos nos modelos EHR e ZSR, respectivamente, assim como os resultados obtidos pelo *OpenSees* e os resultados numéricos obtidos por Izzuddin *et al.* [41, 80]. Neste modelo, Izzuddin *et al.* [80, 41] implementaram um método adaptativo não-linear para análise de estruturas metálicas sujeitas a fogo e a explosões no *software* ADAPTIC. Na modelação das estruturas (EHR e ZSR), Izzuddin *et al.* [41] utilizaram 10 elementos cúbicos elasto-plásticos por membro estrutural (vigas e pilares) considerando um comportamento material bi-linear e elíptico. Neste estudo Izzuddin *et al.* concluíram que o modelo elíptico fornece uma melhor aproximação aos resultados experimentais antes da ocorrência de grandes

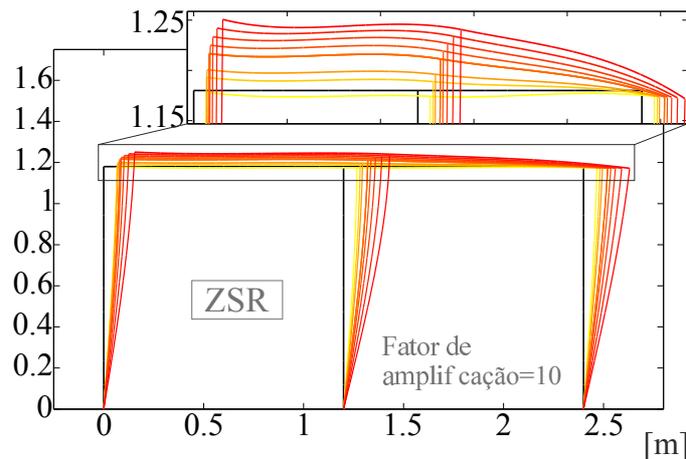


Figura 5.4: Deformada da estrutura ZSR obtida pelo modelo construído no *OpenSees*.

deslocamentos, podendo a negligência deste efeito afetar de forma significativa a previsão do comportamento estrutural, propondo que o uso de um modelo de comportamento bi-linear apenas seja aplicado para estudos paramétricos computacionais extensos (o modelo bi-linear é 50% mais rápido que o elíptico). O modelo elíptico do material usado por Izzuddin foi o proposto por Rubert e Schaumann [74] e está representado na Figura 5.7. A deterioração da tensão limite de proporcionalidade e do módulo de elasticidade adotada foi igualmente a proposta por Rubert e Schaumann [74], onde na Figura 5.8 estão representados estes valores, assim como os valores implementados no *OpenSees* (valores do *Eurocódigo 3* [5]). Como se pode verificar, a diferença mais significativa é no coeficiente de redução do módulo de elasticidade a partir dos 500°C , o que não influencia as diferenças obtidas nos resultados da estrutura EHR, pois não chegou a atingir tal temperatura. O módulo de elasticidade inicial adotado foi de 210 GPa e o coeficiente de expansão térmica constante de valor 14×10^{-6} (Figura 5.9).

Analisando em primeiro lugar a estrutura EHR, pode-se verificar na Figura 5.5 que aproximadamente até aos 300°C , o modelo obtém uma boa aproximação aos resultados experimentais. Contudo, o colapso da estrutura no modelo numérico dá-se a uma temperatura de 453°C , enquanto no ensaio o colapso ocorreu para uma temperatura de 480°C . Nos resultados obtidos por Izzuddin *et al.* a estrutura também colapsa para uma temperatura inferior (443°C) (ver Tabela 5.1). É também de salientar que apesar do modelo do *OpenSees* apresentar uma temperatura de colapso mais próxima da do ensaio, não consegue uma melhor aproximação que o modelo de Izzuddin *et al.* entre as temperaturas de 210°C e a temperatura de colapso. Muito provavelmente esta diferença do modelo do *OpenSees* deve-se ao facto do modelo da relação extensão-tensão-temperatura usado por Izzuddin *et al.* ter sido desenvolvido e calibrado para este ensaio. Neste trabalho consideraram-se os valores predefinidos sem realizar qualquer calibração com base nos ensaios realizados aos materiais deste ensaio, para avaliar a adequabilidade destes valores para serem usados em diferentes análises, incluindo análises de estruturas reais, onde será difícil avaliar as propriedades dos mesmos.

Relativamente à aproximação dos deslocamentos da estrutura ZSR (Figura 5.6), os deslocamentos u_3 e u_4 no topo do pórtico obtidos pelo modelo numérico no *OpenSees*

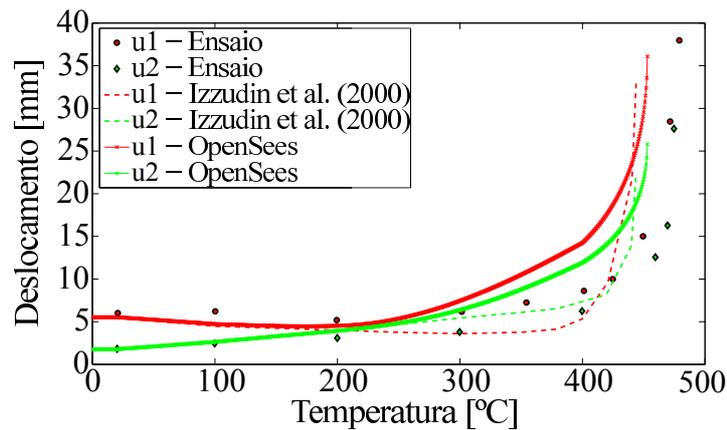


Figura 5.5: Resultados experimentais de *Rubert e Schaumann (1986)* [74], resultados numéricos de *Izzudin et al.* [52] e resultados obtidos pelo *OpenSees* no modelo EHR.

apresentam uma boa aproximação aos obtidos no ensaio experimental, colapsando a uma temperatura de 540°C , 7°C inferior ao valor experimental (547°C). Nos resultados de *Izzudin et al.*, a temperatura de colapso foi de 514°C , como se pode ver na Tabela 5.1.

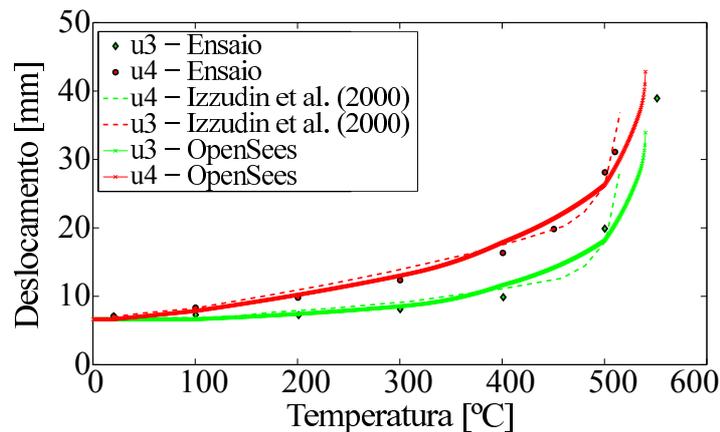


Figura 5.6: Resultados experimentais de *Rubert e Schaumann (1986)* [74], resultados numéricos de *Izzudin et al.* [52] e resultados obtidos pelo *OpenSees* no modelo ZSR.

Na Figura 5.10(b) e (c) estão representados os valores de momento flector em função da temperatura aplicada e em função da curvatura, das secções críticas da estrutura EHR (Figura 5.10(a)). Pode verificar-se que o momento flector na secção a meio vão da viga durante a aplicação da temperatura tem uma variação de aproximadamente 1 kN.m e a formação da rótula plástica inicia-se para uma temperatura de 233°C (como assinalado na Figura 5.10(c)). É de notar que o maior momento flector no pilar ocorre no seu topo (*secção 2*) até à temperatura de 414°C . Neste instante a *secção 3* a começa a apresentar valores de momento flector e curvatura superiores ao topo do pilar até a estrutura atingir o colapso (Figura 5.10(b)). No pilar, os momentos flectores ao longo de toda a análise apresentam uma variação de aproximadamente 2 kN.m . Assim, pode-se constatar que os efeitos de

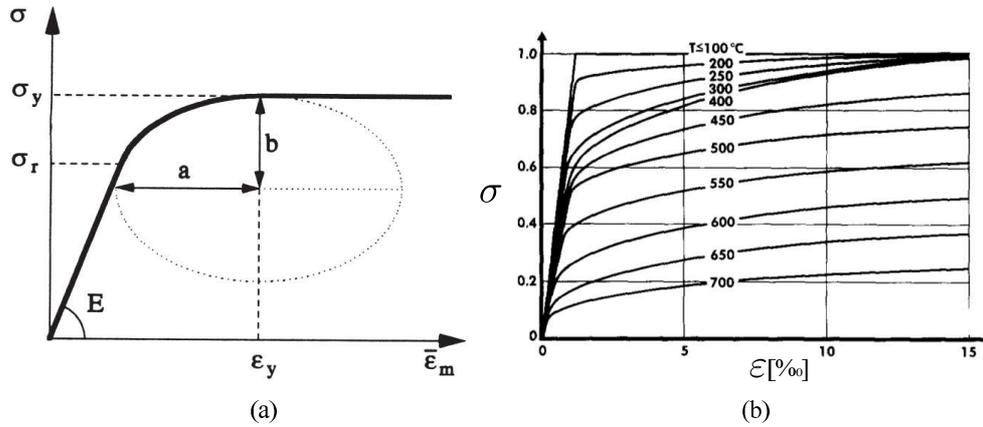


Figura 5.7: (a) Modelo elíptico de Rubert e Schaumann [74] (Adaptado de [80]); (b) Relação extensão-tensão do modelo elíptico para diferentes temperaturas (Adaptado de [74]).

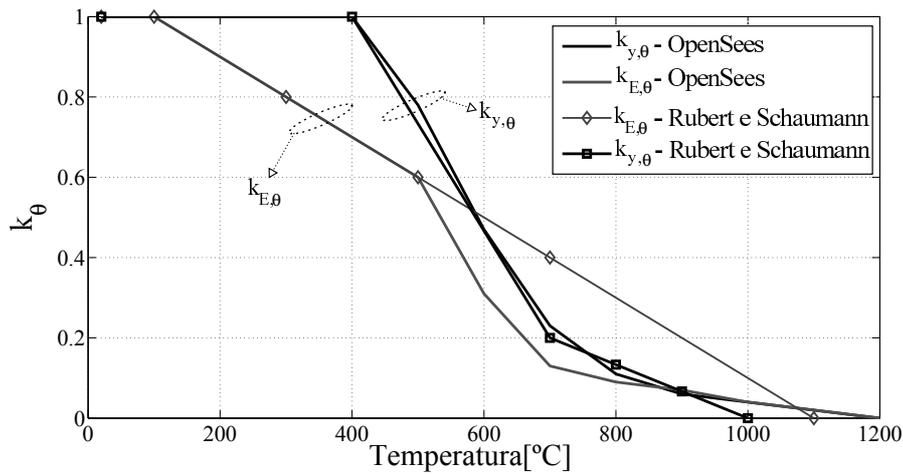


Figura 5.8: Comparação entre os fatores de redução do módulo de elasticidade e tensão limite de proporcionalidade propostos por Rubert e Schaumann [74] e os presentes no *OpenSees*.

Tabela 5.1: Tabela resumo das temperaturas de colapso das estruturas EHR e ZSR.

	Ensaio	Izzudin <i>et al.</i>	<i>OpenSees</i>
EHR	480°C	443°C	453°C
ZSR	547°C	514°C	540°C

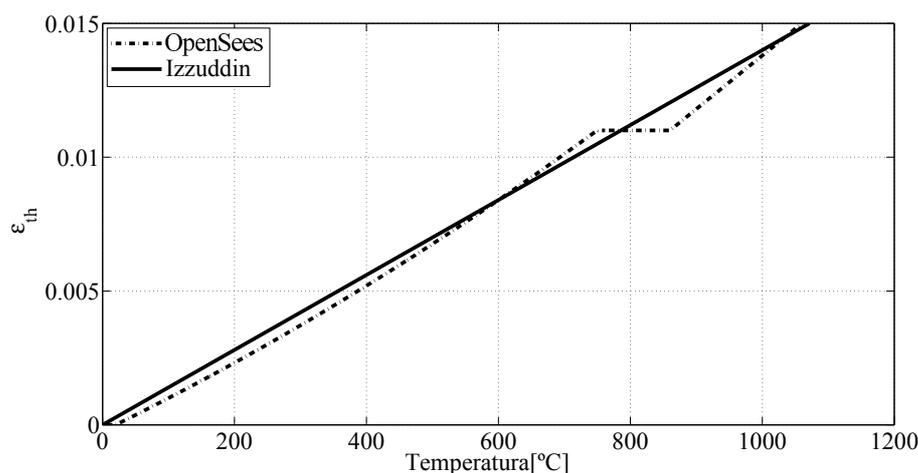


Figura 5.9: Comparação da extensão térmica do aço adotada por Izzuddin *et al.* e o presente no *OpenSees*.

segunda ordem que ocorreram foram condicionantes para o colapso da estrutura, que se deu por instabilidade do pilar. Quando o momento flector a meia altura do pilar (*secção 3*) começa a aumentar drasticamente, verifica-se que a curvatura no topo diminui e, por consequência, o momento flector diminui acentuadamente, assim como o esforço normal (Figura 5.11).

Relativamente à estrutura da ZSR, está representada nas Figuras 5.12(b) e (c) a evolução do momento flector em função da temperatura e da curvatura, respetivamente, das secções representadas na Figura 5.12(a). Com o aumento da temperatura no pórtico esquerdo da estrutura, os esforços são redistribuídos para a parte da estrutura não aquecida, devido à diminuição de rigidez dos elementos aquecidos. Este facto pode ser verificado através do aumento do momento flector na *secção 3*, enquanto as secções críticas dos elementos aquecidos (*secção 1, 2, 4 e 5*) apresentam uma variação relativamente pequena (variações na ordem de 1 kN.m ao longo da análise, enquanto que a *secção 3* tem uma variação de momento flector na ordem dos 4.64 kN.m). É de salientar os valores elevados de curvatura das secções dos elementos aquecidos, em especial na *secção 2* que apresenta uma curvatura três vezes superior à *secção 3*, com um momento flector três vezes menor para a temperatura de colapso da estrutura. Outro aspecto a evidenciar é a diminuição da curvatura na *secção 6*, que ocorre quando a *secção 2* e *secção 5* já apresentam rotulas plásticas.

Na Figura 5.13 apresenta-se o esforço normal nas secções críticas dos pilares, constatando-se que o pilar mais à esquerda (*secção 1 e 4*) se encontra tracionado e o pilar central tem um esforço normal muito próximo do valor do pilar não aquecido (*secção 3*).

Tendo em conta o grau de hiperstatia da estrutura, para que se forme um mecanismo global é necessária a formação de quatro rótulas plásticas. Logo, é possível constatar que o colapso da estrutura se inicia devido à excessiva deformação do pilar central. É possível verificar nos gráficos curvatura-momento flector da Figura 5.12(b) um aumento drástico da curvatura para um momento flector relativamente constante, tanto no topo do pilar (*secção 2*), como a meia altura do mesmo (*secção 5*), dando origem a um colapso parcial. O colapso do pilar central também resulta na diminuição do esforço normal da *secção 5* no final da

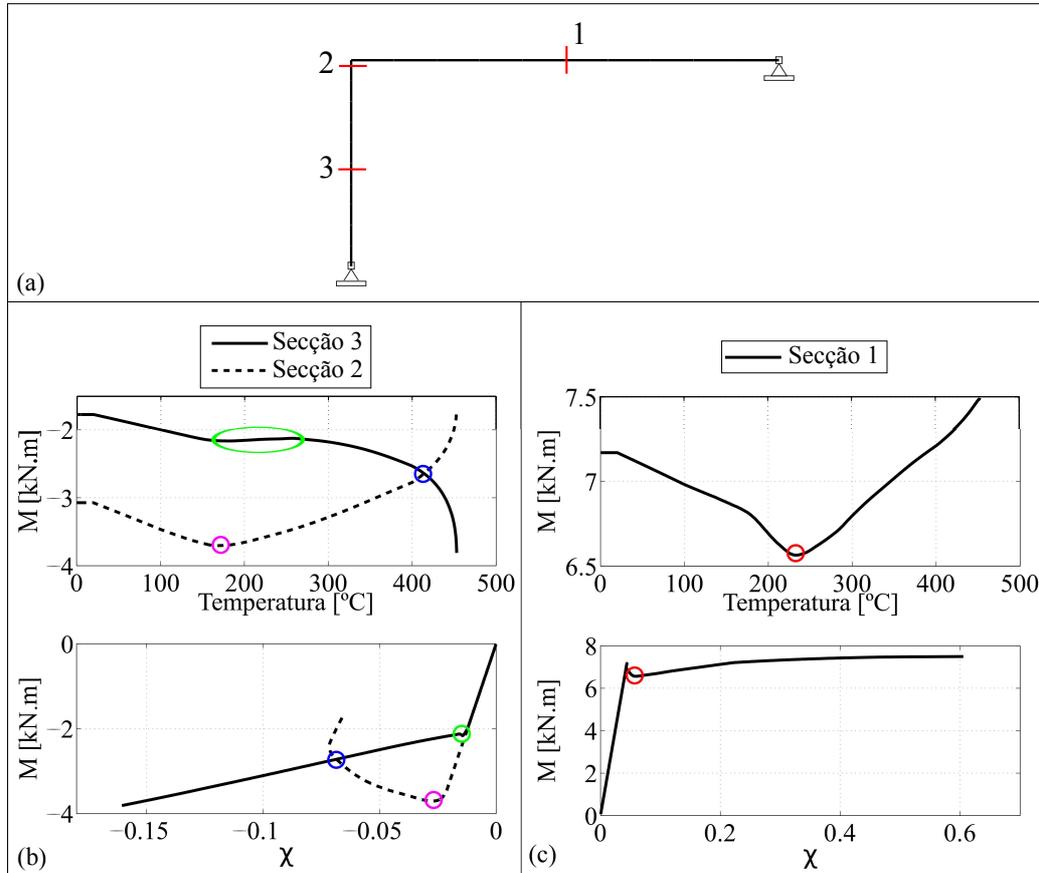


Figura 5.10: (a) nas do momento com a temperatura e a curvatura na secção a meia altura do pilar (0.85 m) e no topo; (b) Evolução do momento com a temperatura e a curvatura na secção a meio da viga. (Estrutura EHR).

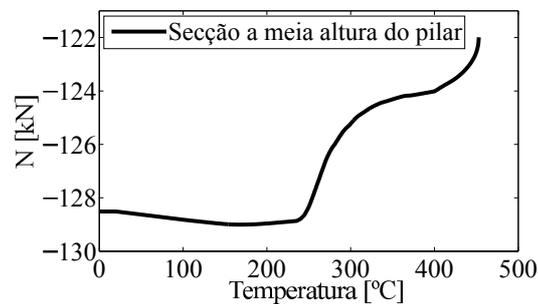


Figura 5.11: Evolução do esforço normal com o aumento de temperatura na secção a meia altura do pilar. (Estrutura EHR).

análise (Figura 5.13) e na diminuição da curvatura na *secção 6* (Figura 5.12).

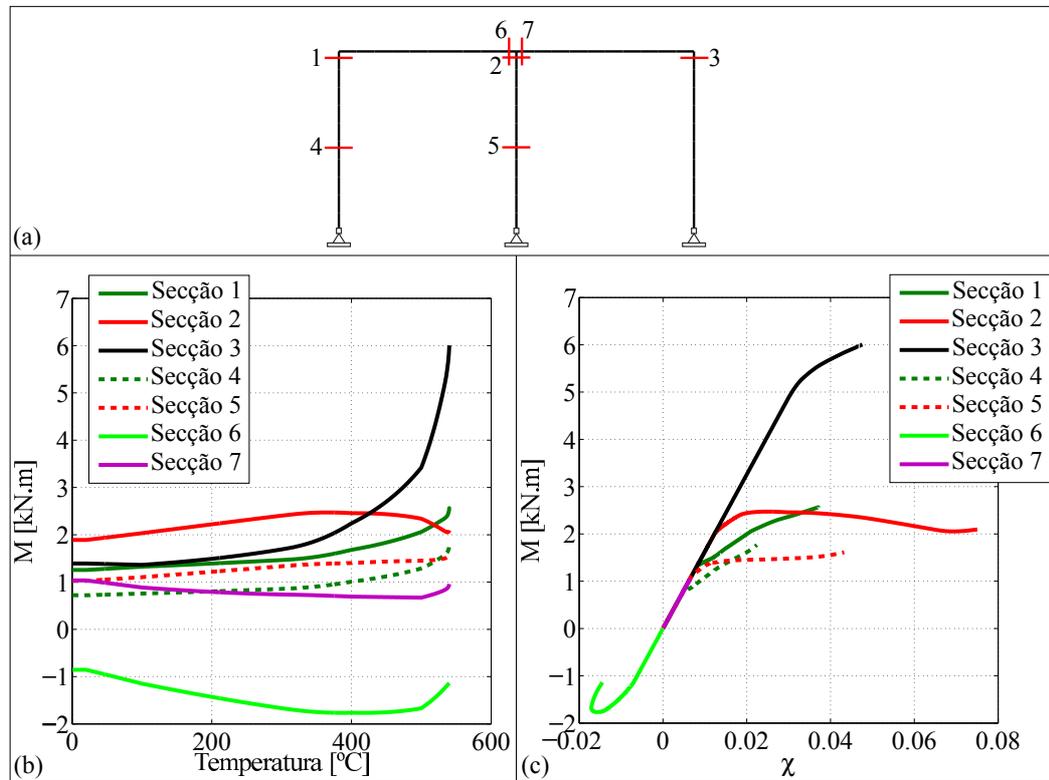


Figura 5.12: Evolução do momento flector nas secções críticas: (a) Momento flector em função da temperatura e b em função da curvatura.(Estrutura ZSR).

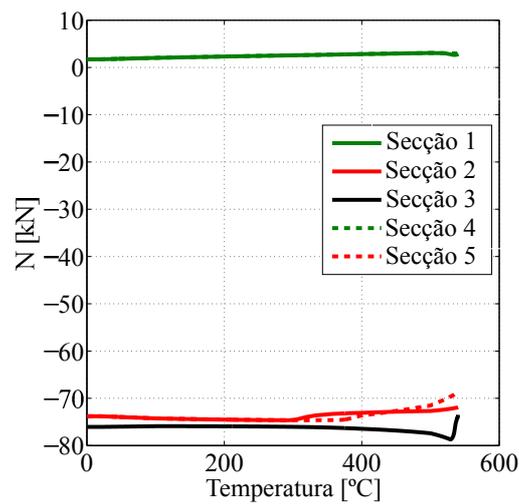


Figura 5.13: Evolução do esforço normal com o aumento de temperatura nas secções críticas. (Estrutura EHR).

5.2.4 Conclusões

Numa análise global do estudo de caso, pode concluir-se que, tendo em conta a simplicidade do modelo construído no *OpenSees*, foi conseguida uma boa aproximação às temperaturas críticas obtidas nos ensaios. No entanto, é de salientar que os resultados da estrutura EHR, a partir dos 210°C , poderiam ser melhorados, nomeadamente na degradação da zona de transição de fase elástica para plástica do modelo do aço. Contudo, não foi possível verificar este facto devido à impossibilidade de variação do raio da curva de transição de fase do modelo do material, pois os parâmetros do modelo no *OpenSees* não o permitem. Por outro lado, na estrutura ZSR os resultados numéricos apresentam uma melhor aproximação aos experimentais.

Em ambas as estruturas os efeitos de segunda ordem foram determinantes para os seus colapsos. Na estrutura EHR a formação da rótula plástica a meio vão da viga levou à redistribuição de esforços para o pilar, provocando o aumento do momento flector na secção a meia altura, conduzindo ao colapso da estrutura. Já na estrutura ZSR, é de salientar a pouca variação do momento flector nos elementos aquecidos, pois ocorre uma redistribuição de esforços para o pórtico não aquecido (pórtico à direita da estrutura). Já o colapso estrutural é causado pela deformação excessiva do pilar central.

5.3 Caso de Estudo 2

Na presente secção é modelado um ensaio a uma viga de betão armado sujeita a um incêndio padrão (*ISO834*), levado a cabo no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do Instituto Superior Técnico [20]. Esta viga foi parte integrante de um programa experimental que teve como objetivo principal estudar o sistema de reforço de vigas de betão armado sujeitas a um incêndio com laminados de fibra de carbono (CFRP), assim como sistemas de proteção passiva ao fogo. Para tal, foram ensaiadas duas vigas de referência: (i) uma viga de referência sem qualquer sistema de reforço sujeita apenas a cargas verticais (viga VA), e (ii) uma viga sem qualquer sistema de reforço sujeita ao incêndio padrão (viga RC).

Nesta secção, em primeiro lugar é modelada a viga VA para calibração dos parâmetros dos materiais betão e aço. Por fim é modelada a viga RC sujeita ao incêndio padrão.

5.3.1 Modelação da Viga de Referência VA

Geometria da Viga

A viga VA tem um vão de 1.5m , uma secção com 12cm de altura e 10cm de largura, o que resulta numa esbelteza geométrica de (L_{vao}/h_{sec}) de 12.5. Nas Figuras 5.14 e 5.15 estão representadas as suas dimensões, assim como a distribuição de armaduras longitudinalmente e na secção.

Materiais

O betão e aço utilizados nas vigas foram caracterizados previamente. Segundo o autor [20], o betão apresenta uma resistência característica de 28.62MPa , valor determinado através de ensaios realizados em provetes cúbicos, e 22.89MPa considerando os provetes cilíndricos, concluindo assim que o betão apresentava propriedades intermédias das dos

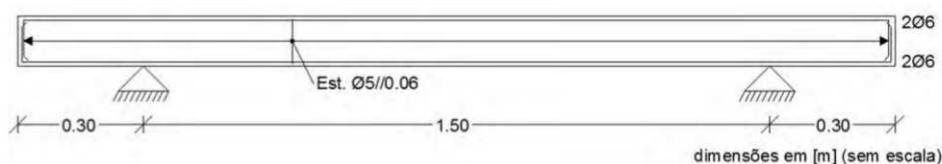


Figura 5.14: Distribuição longitudinal das armaduras das vigas. (Adaptado de [20].)

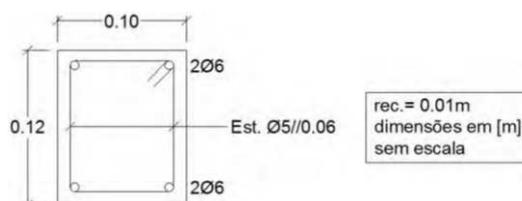


Figura 5.15: Pormenorização de armaduras numa secção genérica das vigas. (Adaptado de [20].)

betões C25/30 e C20/25. Na Tabela 5.3 são apresentados os valores característicos do betão. O aço utilizado nas armaduras ordinárias das vigas é do tipo A400NR. É de salientar que não foram realizados quaisquer ensaios para caracterização deste material, pelo que o autor adotou os valores nominais da Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Propriedades mecânicas do aço das armaduras ordinárias. (Adaptado de [20].)

Propriedade	Valor
f_{yk} [MPa]	400
f_{yd} [MPa]	348
f_{ym} [MPa]	562
f_{um} [MPa]	582
E_s [GPa]	200
ε_{syk} [%]	0.2
ε_{syd} [%]	0.174
ε_{sym} [%]	0.291

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas do betão aos 28 dias. (Adaptado de [20].)

Propriedade	Média \pm desvio padrão	Cv [%]
$f_{cm,cubos}$ [MPa]	32.15 \pm 2.15	6.69
$f_{cm,cilindros}$ [MPa]	25.72 \pm 1.72	6.69
$f_{ck,cubos}$ [MPa]	28.62 \pm 2.15	7.52
$f_{ck,cilindros}$ [MPa]	22.89 \pm 1.72	7.52
E_{cm} [GPa]	28.11 \pm 0.56	2.01
f_{ctm} [MPa]	2.15 \pm 0.10	4.66
f_{ctk} [MPa]	1.99 \pm 0.10	5.05

Esquema e Procedimento do Ensaio

O esquema de ensaio da viga VA está representado na Figura 5.16. O carregamento é composto por duas cargas pontuais a uma distância de $0.5m$ dos apoios ($1/3$ do vão).

O autor [20] descreve o ensaio através das seguintes fases:

- **1º Fase:** carregamento até à carga $P_{\delta=L/250}$ prevista ($9.5kN$, no entanto devido a uma falha do sistema de ensaio esta carga apenas foi de $5.8kN$), seguido de uma descarga total;
- **2º Fase:** carregamento até ao valor de cálculo da carga de rotura por flexão ($7.6kN$), seguido de uma descarga total;
- **3º Fase:** carregamento até à rotura da viga.

Nas Figura 5.17 está representado o instante do colapso da viga VA.

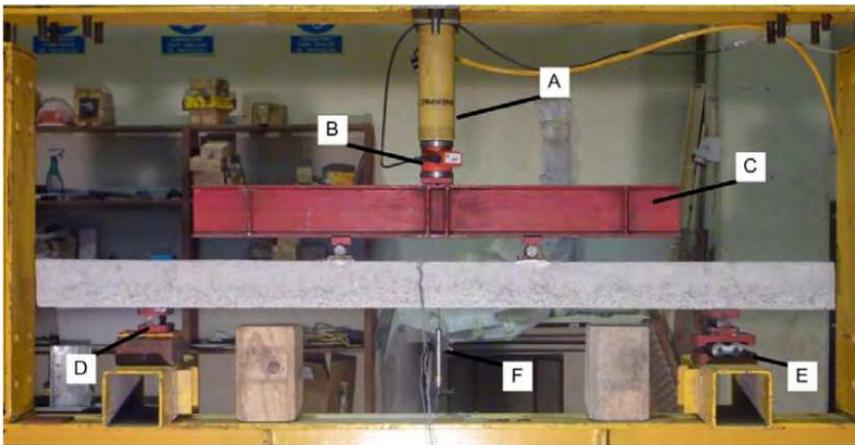


Figura 5.16: Esquema do ensaio da viga de referência. A - macaco hidráulico; B - célula de carga; C - viga de distribuição de carga; D - apoio fixo; E - apoio móvel; F - deflectómetro. (Adaptado de [20]).



Figura 5.17: a) Vista geral da rotura da viga VA; b) pormenor da rotura longitudinal inferior. (Adaptado de [20]).

Modelo no OpenSees

O ensaio foi modelado no *OpenSees* com o intuito de calibrar os parâmetros que caracterizam os materiais. Tendo em conta este objetivo, não são seguidas as fases de carregamento descritas na Secção anterior, sendo apenas realizado um carregamento monotónico. Assim, o valor de tensão máxima de compressão adotado para o material betão é de 28.62 MPa , e 2.0 MPa para a tensão de resistência à tração. Quanto ao aço, adotou-se uma tensão de cedência 562 MPa (valor de f_{ym}) e um módulo de elasticidade de 200 GPa , com um coeficiente de endurecimento de 5.5% .

Quanto ao modelo de elementos finitos, este é constituído por 12 elementos ao longo do vão da viga, sendo a secção constituída por 35 fibras de betão ao longo da sua altura, e 4 fibras a representar as armaduras ordinárias (Figura 5.18).

Nas Figuras 5.19 e 5.20 está representada a relação força-deslocamento vertical a meio vão, e a relação momento-curvatura na secção a meio vão, respectivamente. Como se pode observar, os parâmetros dos materiais adotados foram calibrados por forma a obter-se um ajuste global às curvas do ensaio. Em ambos os gráficos foi feita uma translação da curva obtida pelo *OpenSees*, por forma a acertar o valor inicial do carregamento seguido da descarga, pois no modelo foi realizado um carregamento monotónico.

Como se pode verificar através das Figuras 5.21 e 5.22, quando ocorre a cedência das armaduras inferiores, a fibra mais comprimida de betão (fibra superior da secção da viga) encontra-se com uma tensão de 14.1 MPa , ou seja, aproximadamente a metade da tensão máxima de compressão, ocorrendo o colapso da viga por rotura das armaduras inferiores.

Em suma, a modelação da viga VA permitiu a calibração dos parâmetros dos materiais e da geometria do modelo, validando o mesmo para uma situação sem incremento de temperatura.

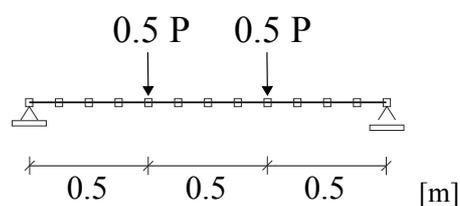


Figura 5.18: Modelo de elementos finitos para a viga VA adotado no *OpenSees*.

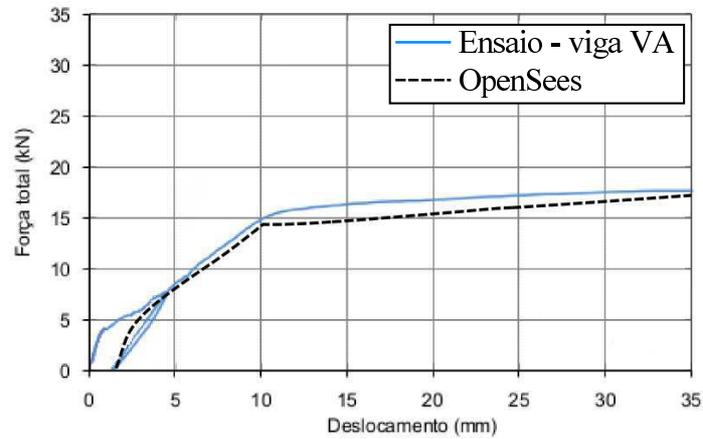


Figura 5.19: Gráfico da relação força-deslocamento da secção de meio vão da viga de referência VA.

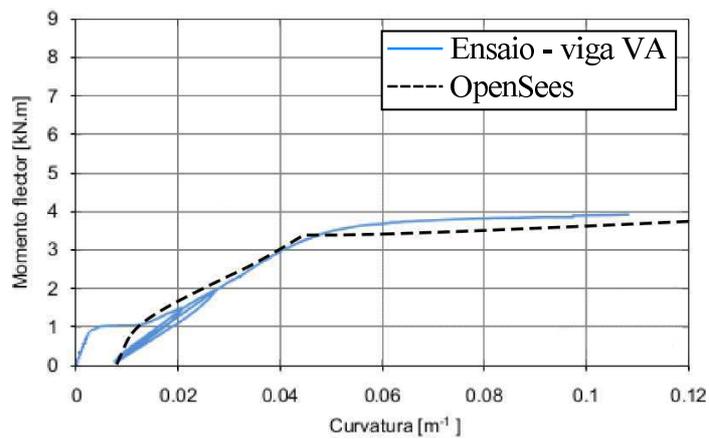


Figura 5.20: Gráfico da relação curvatura-momento flector da secção de meio vão da viga de referência VA.

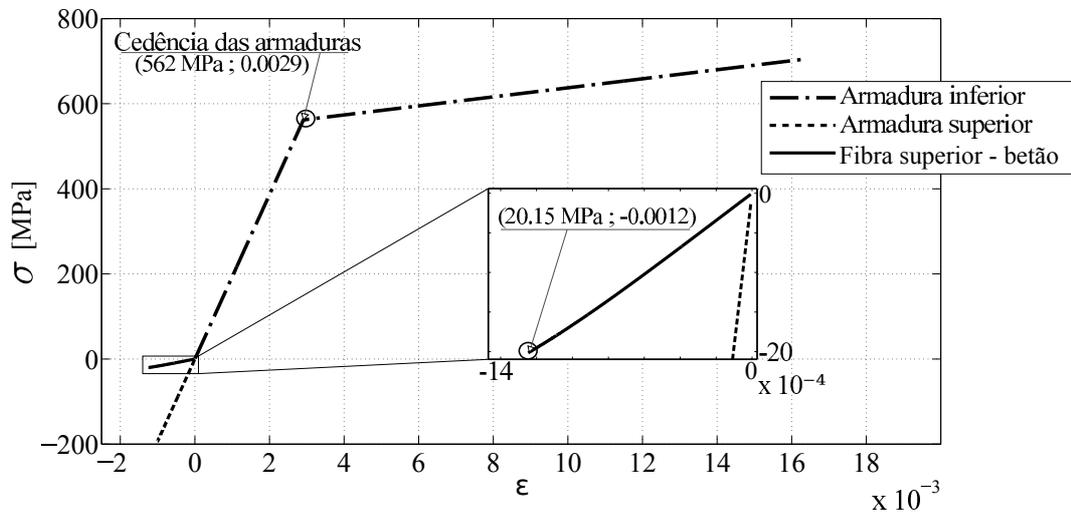


Figura 5.21: Gráfico extensão-tensão das armaduras inferiores e superiores, e fibra mais distante de betão à compressão (modelo da viga VA).

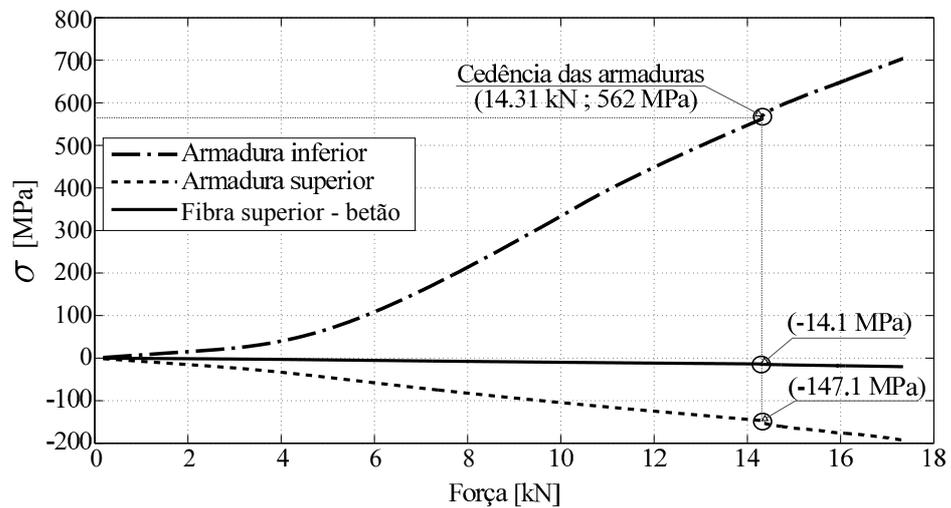


Figura 5.22: Gráfico força-tensão das armaduras inferiores e superiores, e fibra mais distante de betão à compressão (modelo da viga VA).

5.3.2 Modelação da Viga RC

Neste ponto é modelado o ensaio da viga RC sujeita a um incêndio padrão, considerando as mesmas propriedades geométricas e materiais do modelo da viga VA.

Sistema de Ensaio

Para o ensaio de resistência ao fogo foi usado um forno vertical com $1.35m$ de comprimento, $2.10m$ de altura e $1.20m$ de largura, alimentado por 6 queimadores a gás. O forno sujeita a viga a um aumento de temperatura ao longo de $0.95m$ do seu vão. Nas Figuras 5.23 e 5.24 está representado o sistema de carregamento gravítico aplicado do ensaio e o isolamento lateral da viga, assim como a vista geral do sistema na Figura 5.25. Mais informações sobre o sistema de ensaio podem ser encontradas em [20].

No ensaio foi adotada a curva de incêndio padrão *ISO 834*.

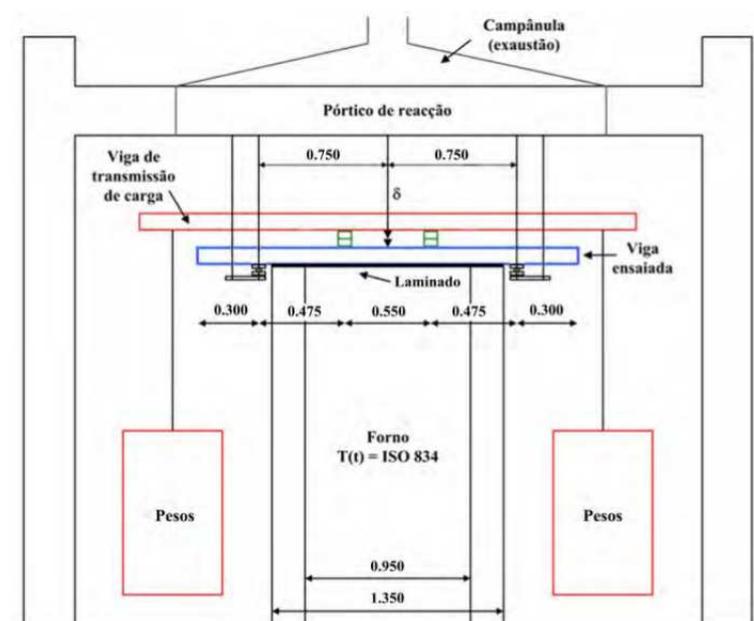


Figura 5.23: Esquema do sistema de aplicação de carga (vista frontal; dimensões em metros; sem escala). (Adaptado de [20]).

Procedimento de Ensaio

O procedimento de ensaio foi dividido em duas fases. Numa primeira fase a viga foi sujeita apenas ao seu peso próprio, sendo de seguida aplicada a carga através de pesos suspensos numa viga de distribuição de carga (ver Figura 5.26). Antes de se passar à segunda fase do ensaio, foi aguardado o tempo suficiente até que a deformação da viga induzida pela carga estabilizasse. A carga aplicada à viga foi de $10.15 kN$.

Na segunda fase do ensaio, os queimadores do forno foram ativados, sujeitando a viga a um aumento de temperatura na sua face inferior segundo a curva de incêndio padrão *ISO 834*.

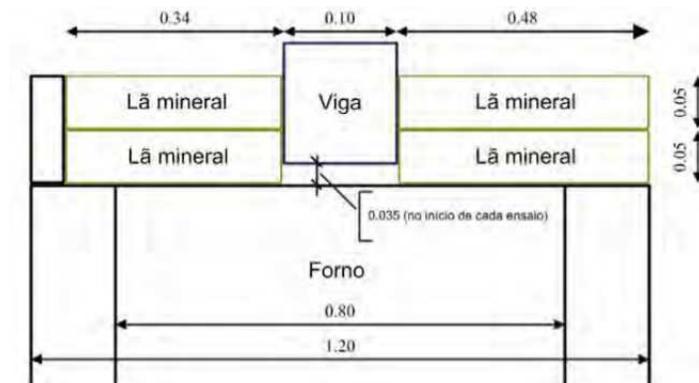


Figura 5.24: Corte esquemático do isolamento lateral das vigas (dimensões em metros - sem escala). (Adaptado de [20]).



Figura 5.25: Pódio envolvente ao forno e campânula aplicada na travessa. (Adaptado de [20]).



Figura 5.26: Pormenor da viga de distribuição de carga. (Adaptado de [20]).

Evolução das Temperaturas Medidas no Ensaio

A instrumentação para a medição das temperaturas da viga foi colocada na secção de meio vão. Os termopares¹ foram colocados no interior da viga, nos pontos representados na Figura 5.27(a). Na Figura 5.27(b) está representada a evolução da temperatura nos termopares ao longo do tempo. Destas medições resultou o perfil de temperatura ao longo da altura da secção representado na Figura 5.28. Como se pode constatar, aos 15 minutos após o início do ensaio ao fogo, a temperatura ao longo da altura da secção já apresenta um gradiente não linear elevado, verificando-se aos 66 minutos uma diferença de temperatura entre a fibra inferior e superior de 705°C .

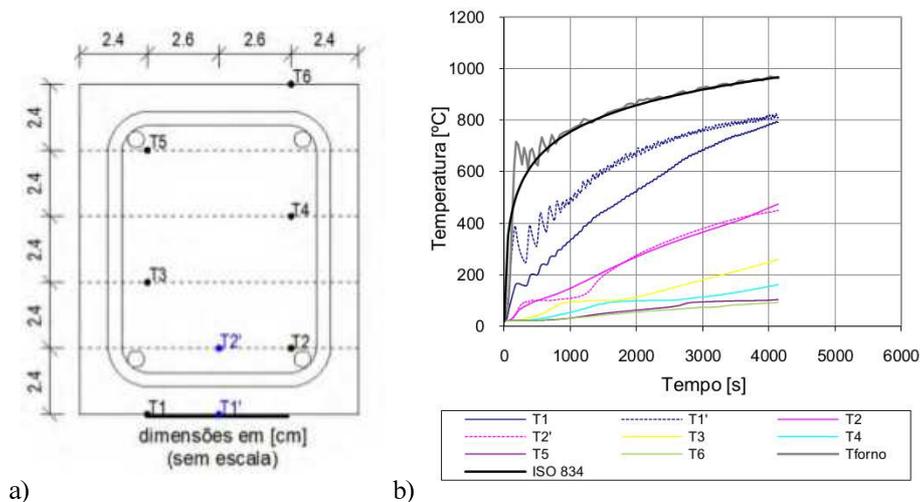


Figura 5.27: Temperaturas medidas na secção a meio vão. (Adaptado de [20]).

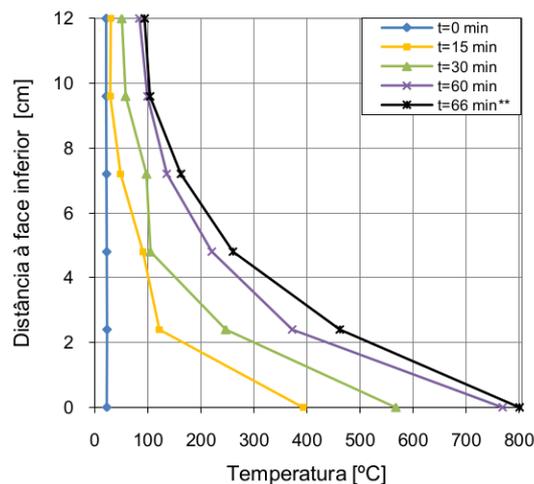


Figura 5.28: Perfil de temperaturas na viga. (Adaptado de [20]).

¹Sensores de medição de temperatura.

Observações sobre o Ensaio

Segundo [20], o ensaio à viga RC foi interrompido ao fim de 69 minutos de exposição ao incêndio padrão devido a uma falha no sistema de isolamento lateral da viga que comprometia a continuação do mesmo nas condições de segurança adequadas, mas também devido ao facto da viga ter entrado em contacto com uma peça da estrutura metálica que alterou as condições de apoio. Logo, não foi possível levar a viga a uma situação de rotura. No entanto, segundo o autor, a viga já se encontrava na iminência do colapso. No ensaio da viga RC, a distância entre cargas foi ligeiramente superior ($0.55m$) em relação à viga VA.

Modelo e Resultados no *OpenSees*

O sistema de ensaio e o seu procedimento levou a que surgissem incertezas na sua modelação. Posto isto, de seguida são enumeradas as fontes de erro e incerteza do ensaio:

- Apenas foi medido o deslocamento vertical a meio vão no decorrer do ensaio. Não foram registados movimentos horizontais significativos durante o ensaio, e tendo em conta a descrição do sistema de apoios e de ensaio feita pelo autor, julga-se que o apoio móvel provocou uma restrição a este deslocamento.
- O sistema de carregamento gravítico foi aplicado por intermédio de peças metálicas tubulares de secção quadrada, o que pode ter causado alguma restrição ao alongamento térmico da viga, podendo este fenómeno ser agravado com a deformação vertical da viga (ver Figura 5.26).
- As temperaturas medidas dizem respeito apenas à secção de meio vão da viga, o que poderá não ser representativo de todo o vão aquecido, i.e., julga-se que as temperaturas nas extremidades do vão aquecido são inferiores. É também de salientar que o ensaio foi interrompido devido a uma falha do sistema de isolamento lateral.
- Incertezas físicas associadas à variabilidade natural dos materiais betão e aço.

Além das incertezas associadas ao sistema e procedimento de ensaio, também é necessário ter presente as limitações do modelo numérico construído.

De seguida são enumeradas as limitações e possíveis fontes de erro associadas ao modelo:

- Modelo de duas dimensões constituído por fibras uniaxiais, ou seja, as deformações e alongamento térmico que ocorrem no plano perpendicular ao eixo da viga são negligenciados.
- Impossibilidade de captar fenómenos físicos que ocorrem na realidade, como por exemplo, escorregamento das armaduras, confinamento do betão, entre outros.
- Temperaturas modeladas como sendo constantes segundo o eixo de menor inércia da secção, ou seja, no *OpenSees* o *input* das temperaturas na secção apenas é dado segundo a altura. Como se pode visualizar nas Figuras 5.24 e 5.27 a temperatura varia segundo a largura da secção, sendo que, no topo da viga e nas superfícies laterais, as temperaturas são decerto mais baixas.

Posto isto, procede-se às análises da viga ensaiada, considerando que a temperatura equivalente pode ser menor que a efetivamente medida e que as condições de apoio da mesma poderão não ser uma situação de viga simplesmente apoiada.

Considerando um modelo de viga simplesmente apoiada (i.e., sem restrição ao alongamento térmico), o modelo de elementos finitos construído no *OpenSees* é idêntico ao modelo da viga VA, com diferença na posição das cargas (Figura 5.29).

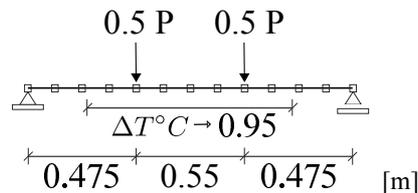


Figura 5.29: Modelo de elementos finitos para a viga RC adotado no *OpenSees*.

A história de temperaturas aplicada ao longo da altura da secção da viga foi definida com base no perfil de temperaturas da Figura 5.28, e está representada na Figura 5.30. Este perfil de temperatura foi aplicado em todos os elementos finitos compreendidos ao longo de 0.95m (comprimento da viga que o forno abrange) (Figura 5.29).

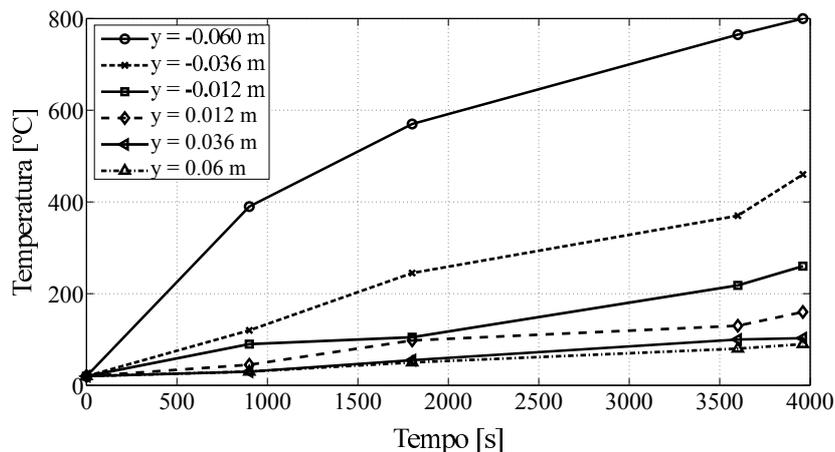


Figura 5.30: Temperatura aplicada no modelo do *OpenSees*. (Adaptado de [20]).

Por outro lado, devido ao grau de incerteza relativo à variação de temperatura ao longo do vão aquecido, como referido aquando da descrição do ensaio, é feito um estudo paramétrico da temperatura aplicada na secção da viga. Este estudo consiste na variação da temperatura aplicada através da multiplicação da temperatura medida por um fator de redução, mantendo assim as relações das histórias de temperaturas ao longo da altura da secção, i.e., do gradiente térmico. Assim, na Figura 5.31 podem visualizar-se as várias análises com diferentes incrementos de temperatura.

Como se pode verificar na Figura 5.31 e na Tabela 5.4, o deslocamento vertical devido apenas à carga apresenta um erro de 3.1%, o que representa uma boa aproximação tendo em conta a simplicidade do modelo usado.

Com a aplicação dos valores de temperatura medidos pelos termopares no ensaio (análise $1.0 \times Temperatura$), pode constatar-se que, com o decorrer do tempo da análise, o deslocamento é superior ao do ensaio, colapsando antes do final da análise (3960 s). Posto isto, procede-se à redução do incremento de temperatura aplicada na secção (escalando a história de temperaturas medidas no ensaio, como anteriormente mencionado) com vista a uma melhor aproximação global do resultado. Como se pode verificar, a análise com um fator de redução de 0.71 apresenta uma melhor aproximação à curva do ensaio, sendo praticamente coincidente com os resultados do ensaio nos últimos 400 s e obtendo uma média de erro de 11.1% (Figura 5.32).

Na Figura 5.33 está representado o deslocamento horizontal da extremidade direita da viga, para as análises $0.71 \times Temperatura$, $0.8 \times Temperatura$, $0.9 \times Temperatura$ e $1.0 \times Temperatura$, onde se pode observar que na análise $0.71 \times Temperatura$ o deslocamento ocorre sempre no sentido da direita, enquanto nas restantes análises o sentido inverte-se, sinal da ocorrência do “runaway” precipitando a viga até ao colapso. Como mencionado anteriormente, o ensaio não foi levado até ao colapso, mas sim até à sua iminência, o que se pode constatar na análise $0.71 \times Temperatura$.

Analisando o gráfico do deslocamento vertical a meio vão (Figura 5.31) e o gráfico do erro da Figura 5.32, pode observar-se que a maior discrepância entre o modelo e o ensaio ocorre aproximadamente entre os 400 s e os 3500 s. No entanto, afirmar que a temperatura equivalente a que a viga esteve sujeita foi de 70% da temperatura medida poderá não ser a melhor abordagem para a modelação do ensaio.

Se se fizer uma análise global da curva obtida no ensaio, constata-se que, no seu domínio, esta apresenta maioritariamente uma concavidade voltada para baixo, facto não evidenciado na análise $0.71 \times Temperatura$. Isto denota que as condições de apoio utilizadas no ensaio, assim como o sistema de carregamento vertical utilizado, causaram uma certa restrição ao alongamento da peça com a deformação da viga (como mencionado anteriormente).

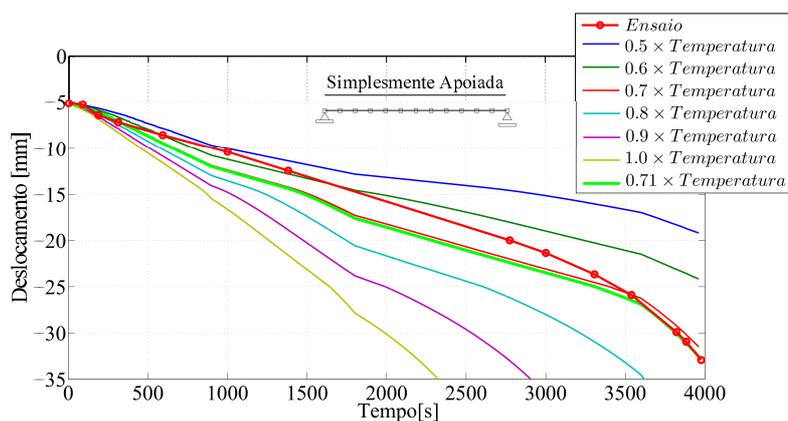
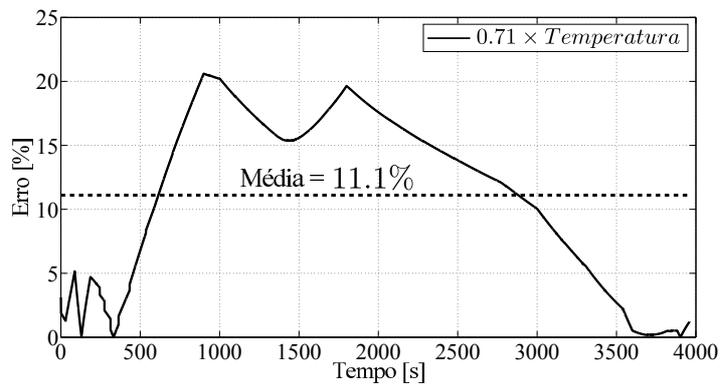
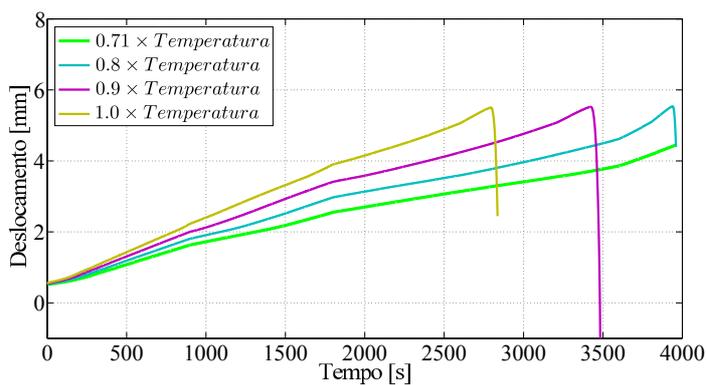


Figura 5.31: Deslocamento vertical a meio vão da viga RC para vários níveis de temperatura, considerando a mesma simplesmente apoiada.

Considerando a análise $0.71 \times Temperatura$, pode observar-se na Figura 5.34 que as armaduras se encontram em regime elástico para o carregamento vertical (345 MPa para as armaduras inferiores e 106.5 MPa para as superiores) e a fibra mais comprimida do

Tabela 5.4: Deslocamento vertical a meio vão devido apenas à carga vertical aplicada.

	Deslocamento a meio vão [mm]
Ensaio	5.14 mm
OpenSees	5.23 mm

Figura 5.32: Erro da análise $0.71 \times Temperatura$ ao longo do Tempo, considerando a viga RC simplesmente apoiada.Figura 5.33: Deslocamento horizontal na extremidade direita da viga para as análises $0.71 \times Temperatura$, $0.8 \times Temperatura$, $0.9 \times Temperatura$ e $1.0 \times Temperatura$.

betão com uma tensão de 12.6 MPa , ou seja, 44% da sua tensão máxima de compressão.

Após o início do incremento de temperatura, as armaduras superiores e a fibra de betão sofrem uma diminuição da tensão (cerca de 20 MPa para as armaduras superiores e 1 MPa para a fibra de betão) por consequência do efeito contrário ao efeito do carregamento provocado pela extensão térmica dos materiais ao longo da secção. Esta descarga na tensão também é sentida nas armaduras inferiores entre os 0 e os 347 s, como se pode constatar na Figura 5.35. Após este instante, as armaduras inferiores entram em cedência para uma tensão de 370.6 MPa , aumentando a sua extensão drasticamente até à eminência do colapso, e atingindo um valor de 410 MPa no final da análise. Durante toda a análise, as armaduras superiores mantêm-se em regime elástico (tensão máxima atingida de 130 MPa), e a fibra mais comprimida de betão atinge uma tensão de 20.23 MPa (Figuras 5.34 e 5.35).

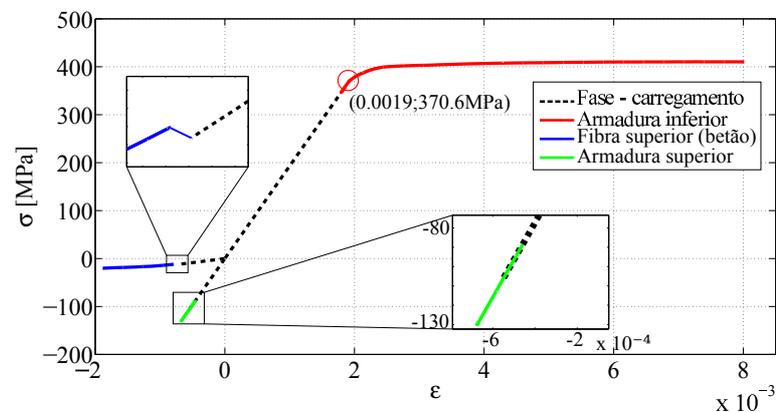


Figura 5.34: Extensão-tensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão na secção de meio vão (análise $0.71 \times \text{Temperatura}$).

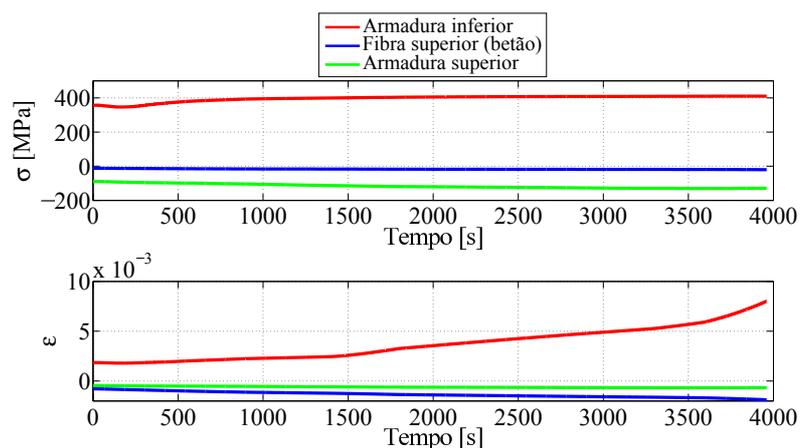


Figura 5.35: Tensão e extensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão ao longo do tempo de aplicação da temperatura, na secção de meio vão (análise $0.71 \times \text{Temperatura}$).

Considerando a situação limite em que a viga é totalmente restringida ao alongamento longitudinal através de dois apoios duplos, e realizando as análises $0.7 \times Temperatura$, $0.8 \times Temperatura$, $0.9 \times Temperatura$ e $1.0 \times Temperatura$, a configuração global da curva do deslocamento vertical assemelha-se melhor à obtida no ensaio (Figura 5.36), como se pode visualizar na Figura 5.36. Contudo o deslocamento inicial, i.e., o deslocamento vertical devido apenas ao carregamento gravítico, apresenta um erro de 40%, demonstrando assim que a restrição horizontal do apoio durante o decorrer do ensaio apenas foi mobilizada para a fase do incremento de temperatura.

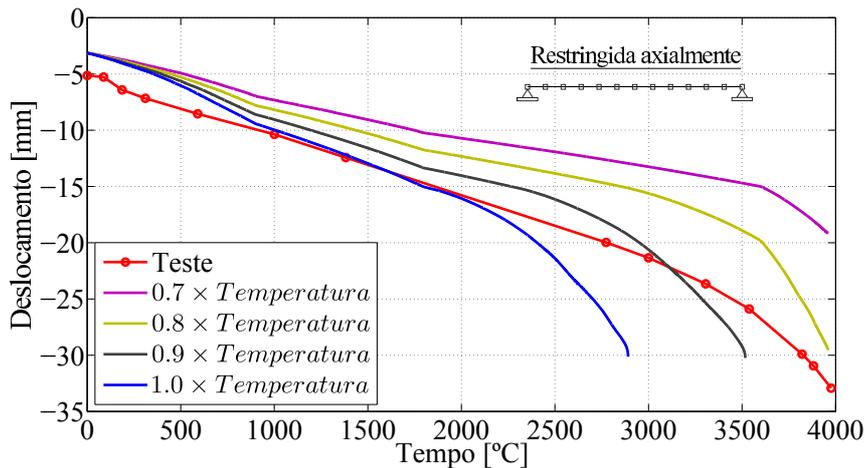


Figura 5.36: Comparação do deslocamento vertical a meio vão, considerando a viga restringida axialmente (viga RC).

Na Figura 5.37 está representada a análise $0.9 \times Temperatura$ com uma translação na vertical de modo a acertar o deslocamento inicial, podendo-se assim verificar que a rigidez até cerca de $2760s$ apresenta uma boa aproximação ao ensaio, colapsando no entanto para um tempo inferior ($3517s$).

Analisando a extensão-tensão das armaduras e da fibra mais comprimida de betão representado na Figura 5.38, pode verificar-se que o betão atinge a tensão de compressão máxima ($28.62 MPa$), e que as armaduras superiores entram em cedência. Relativamente às armadura inferiores, estas encontram-se inicialmente em tração devido ao carregamento gravítico, passando a tensão de compressão aos $417s$ com o aumento da temperatura, atingindo um valor máximo de $193 MPa$ (ver Figura 5.39). Com uma desformação da viga bastante acentuada, e com os primeiros sinais da ocorrência do “runaway”, aos $3148s$, as armaduras inferiores voltam a ter esforços de tração até ao colapso.

5.3.3 Conclusões

A forma como o sistema de ensaio e seu procedimento foi executado suscitou um grau de incerteza relativo às condições de apoio da viga ensaiada ao fogo, assim como às ações a que esta esteve sujeita. O facto da medição das temperaturas na viga ter sido apenas realizada na secção de meio vão, indica que estas podem não representar as temperaturas ao longo de todo o vão aquecido, ou seja, temperaturas mais baixas nas extremidades. É também de mencionar que, segundo o autor [20], o ensaio foi interrompido devido ao

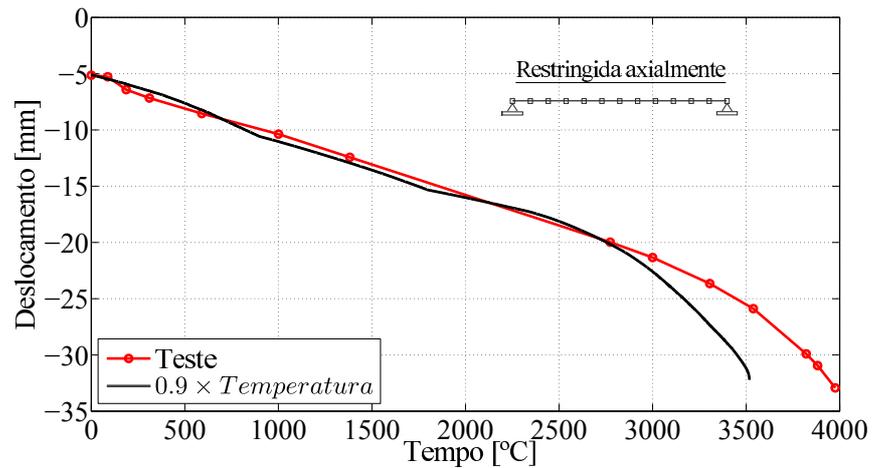


Figura 5.37: Comparação do deslocamento vertical a meio vão da análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga axialmente restringida, e com uma translação do gráfico na vertical por forma a acertar o deslocamento inicial (viga RC).

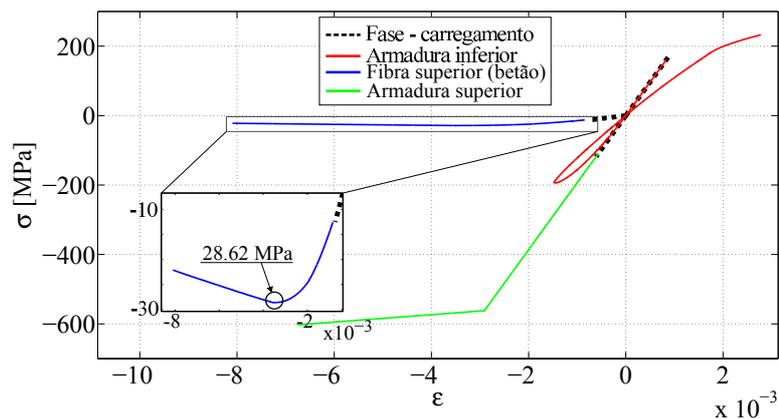


Figura 5.38: Extensão-tensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão na secção de meio vão da análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga restringida axialmente (viga RC).

facto da viga ter entrado em contacto com uma peça metálica que alterou as condições de apoio da mesma, e também a uma falha no sistema de isolamento lateral da viga, o que comprometeu a continuação do mesmo em condições de segurança.

Tais fontes de incerteza relativas à ação temperatura a que a viga esteve sujeita levaram ao estudo paramétrico do incremento de temperatura ao longo da viga, colocando a hipótese de que a temperatura equivalente a que a viga foi sujeita fosse inferior.

Outra fonte incerteza prende-se com o facto do sistema de ensaio utilizado ter causado uma certa restrição ao alongamento térmico da viga ao longo do seu vão. Isto levou à realização de análises da viga considerando a situação limite desta ser restringida a deslocamentos horizontais.

Considerando as condições de apoio teóricas da viga ensaiada, i.e., uma viga

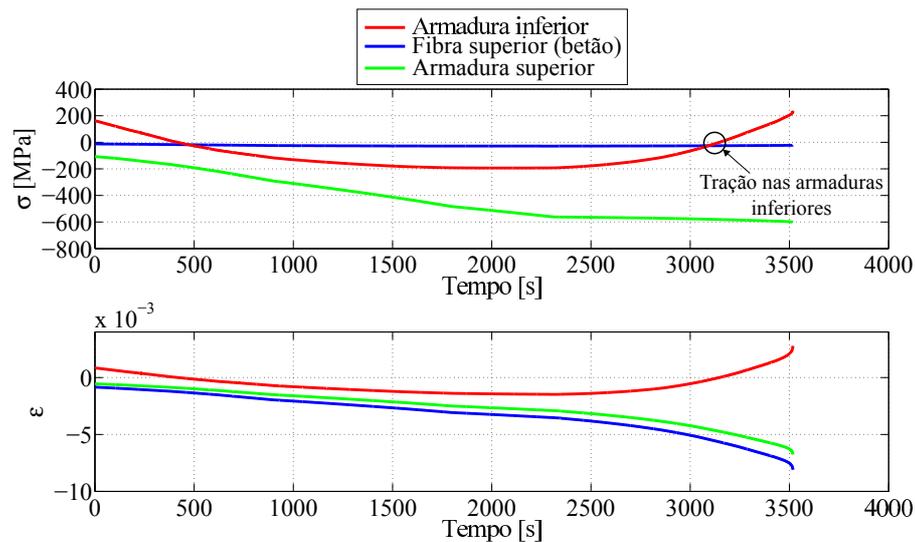


Figura 5.39: Tensão e extensão das armaduras e fibra mais solicitada do betão ao longo do tempo de aplicação da temperatura, para a análise $0.9 \times Temperatura$, considerando a viga axialmente restringida (viga RC).

simplesmente apoiada, este estudo revela que a melhor aproximação ao resultado experimental é conseguida com apenas 71% da temperatura medida no ensaio. Submetendo o modelo às temperaturas registadas, os resultados estão muito distantes dos obtidos no ensaio.

Considerando a situação limite desta ser totalmente restringida ao alongamento, através de dois apoios duplos, as análises realizadas com vários incrementos de temperatura revelam que o andamento da curva do deslocamento aproxima-se melhor à obtida no ensaio. No entanto, e como seria de esperar, o deslocamento inicial (apenas para o carregamento gravítico) apresenta um erro de 40%, demonstrando assim que a restrição a deslocamentos horizontais pode só ter sido mobilizada com o decorrer do aumento de temperatura na viga. Posto isto, a análise considerando 90% da temperatura medida obtém uma rigidez mais próxima do ensaio em quase todo o seu domínio, colapsando para um tempo 400s mais cedo.

Independentemente das imprecisões que possam ter ocorrido no decorrer dos ensaios, o *OpenSees* com este modelo pouco complexo de duas dimensões e poucos elementos finitos, consegue uma razoável aproximação aos resultados experimentais, com um esforço computacional relativamente baixo quando comparado com análises em 3 dimensões mais complexas.

Capítulo 6

Conclusões

6.1 Revisão Geral

No âmbito dos processos de análise e dimensionamento de estruturas utilizados atualmente, processos esses baseados no desempenho, a ação do fogo é uma das que suscita mais interesse. Este interesse é devido, por um lado às graves consequências decorrentes da sua ação, e por outro, aos desafios relacionados com a simulação da sua ação nas estruturas.

A compreensão da resposta de estruturas sujeitas a incêndio é de extrema importância para o desenvolvimento de estratégias de evacuação de edifícios, assim como de proteção ativa e passiva dos mesmos. Para a compreensão e análise do comportamento de estruturas sujeitas a incêndio, são necessárias três grandes etapas: *(i)* caracterização do incêndio através da construção de um modelo de incêndio, *(ii)* simulação da ação do incêndio nos elementos estruturais, e *(iii)* simulação do comportamento da estrutura.

O objetivo principal deste trabalho foi a verificação e validação da recente implementação de análises termo-mecânicas no *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Este *software* possui as ferramentas necessárias para a realização de análises baseadas na metodologia “*Performance-Based Engineering*”, análises paramétricas, processamento paralelo, entre outras.

A determinação do cenário de fogo, e sua correspondente temperatura, representa uma fonte de incerteza física associada à complexidade da dinâmica de um incêndio. Um incêndio não é mais que um fogo descontrolado no espaço e no tempo. Posto isto, é necessário compreender o fenómeno fogo, assim como as variáveis e meios de propagação do incêndio num edifício.

O fogo é um processo de combustão rápida que necessita, para ocorrer de uma forma continuada, de quatro elementos: um comburente, combustível, energia de ativação e de reações em cadeia (“Tetraedro do fogo”).

A dinâmica do incêndio constitui um fenómeno complexo, em que os seus mecanismos de desenvolvimento e propagação estão intimamente ligados aos processos de transmissão de calor, condução, convecção e radiação, assim como à geometria da compartimentação do espaço onde este se desenvolve. No desenvolvimento de um incêndio podem-se distinguir as fases de ignição, propagação, combustão generalizada (*Flashover*), combustão continua e declínio.

Compreendidos os fenómenos inerentes ao incêndio, o projetista tem de ter a sensibilidade de adotar o cenário de fogo que deseja ou ache mais provável ocorrer. Posto

isto, deverá adotar um modelo de incêndio que consiga de uma forma mais ou menos sofisticada, caracterizar o cenário idealizado e determinar a temperatura correspondente no espaço/compartimento. Neste trabalho foram mencionados vários modelos determinísticos de incêndio, em que se destacam os modelos computacionais e os modelos de cálculo manual. Em relação aos primeiros, podemos salientar o *CFD-Computational Fluid Dynamics* (Dinâmica dos Fluidos Computacional) e os modelos de zona, que fazem uso direto de princípios físicos e químicos desenvolvidos nos fenômenos inerentes ao incêndio.

Os modelos mais simples, i.e., os modelos não computacionais que resultam de um conjunto de soluções simplificadas com métodos empíricos, podem ser divididos em modelos *Pre-Flashover* e *Post-Flashover*. Neste trabalho deu-se destaque aos modelos presentes no *Eurocódigo 1*.

Foi ainda mencionado um modelo recente desenvolvido na *University of Edinburgh*, ideal para compartimentos amplos, pois considera que o fogo tem início numa zona de um compartimento e depois “viaja” para outra, extinguindo-se na zona onde deflagrou inicialmente. A este modelo é dado o nome de fogos móveis (“*Travelling fires*”).

Com a temperatura do cenário de fogo determinada, é necessário calcular a história de temperaturas nos elementos estruturais. Para tal, é preciso conhecer a geometria e propriedades térmicas dos materiais dos elementos. O cálculo das temperaturas nos elementos estruturais pode ser dividido em dois passos distintos: transferência do calor que alcança a superfície do elemento através dos fenômenos de convecção e radiação, e transferência de calor no interior do elemento, fenômeno governado pela equação de *Fourier*. Para tal existem métodos simplificados e mais complexos, como por exemplo CFD.

Quanto às propriedades térmicas dos materiais aço e betão, foi possível observar as diferenças e a complexidade da definição do material betão quando comparado com o aço. Esta disparidade é devida às transformações físicas e químicas que ocorrem com o aumento de temperatura nos materiais que constituem o betão (cimento, agregados e água). Das transformações dos diferentes materiais constituintes resulta: a variação da massa volúmica com a temperatura devida à perda de água, o calor específico dependente da massa volúmica e teor em água, e uma condutibilidade térmica igualmente dependente da massa volúmica, enquanto que o material aço sofre uma transformação cristalográfica endotérmica com o aumento da temperatura (entre as temperaturas $600^{\circ}C$ e $800^{\circ}C$). Esta transformação reflete-se nas suas propriedades térmicas (essencialmente no calor específico do material).

Em relação à comparação das propriedades térmicas do betão com o aço, esta pode resumir-se através da difusidade térmica do material (combinação das propriedades: massa volúmica, condutividade e calor específico), concluindo-se que o aço se ajusta mais rapidamente à temperatura da sua envolvente do que o betão (ver Figura 3.10).

Quanto às propriedades termo-mecânicas dos materiais, a extensão térmica do aço caracteriza-se por ser praticamente linear com exceção a um patamar entre as temperaturas $750 - 860^{\circ}C$, onde o aumento de temperatura não se traduz em extensão. Já o betão tem uma extensão térmica dependente do tipo de agregados que o constitui, sendo que o betão LC (betão leve) tem uma extensão térmica linear de menor valor que o betão NC (betão de massa volúmica normal).

Os modelos de tensão-extensão apresentados são os propostos pelo *EC2*, *EC3* e *EC4*. Tanto no material aço como no betão, o aumento de temperatura traduz-se inicialmente na perda de rigidez seguida de uma perda de resistência. Relativamente à tensão máxima de compressão do betão, verifica-se que o betão LC é menos afetado pela ação da temperatura

comparativamente ao betão NC, sendo que o NC com agregados siliciosos apresenta uma degradação mais rápida do que o NC de agregados calcários. Quanto à degradação do aço, a diminuição do módulo de elasticidade inicia-se aos 100°C e a tensão de cedência a partir dos 400°C (salvo algumas exceções relativas a perfis de aço endurecidos a frio).

Neste *software* a implementação das classes termo-mecânicas correspondentes aos vários materiais, elementos e carregamento térmico foi realizada pela *University of Edinburgh*. Foram implementados elementos finitos do tipo barra com formulação baseada em deslocamentos, em que a modelação das não linearidades do material é feita através de modelos de plasticidade distribuída. Foram implementadas as propriedades termo-mecânicas do aço e do betão de acordo com os Eurocódigos respetivos. No entanto, com o decorrer deste trabalho foram encontrados alguns erros nas classes implementadas, tendo sido algumas corrigidas e adicionadas novas classes relativas ao comportamento do material betão com agregados calcários (*Concrete02ThermalCA*) e de agregados leves (*Concrete02ThermalLC*).

6.2 Resultados

Relativamente aos exemplos de aplicação no *OpenSees* realizados neste trabalho, são de salientar os seguintes pontos: (i) foram realizadas correções nas fórmulas do *Eurocódigo* relativas à extensão térmica dos materiais; (ii) o *OpenSees* obteve uma ótima aproximação à solução analítica no Exemplo 2 (Viga Bi-encastada com Solução Analítica) apresentado na Secção 4.3, salientando-se a validação da degradação do módulo de elasticidade do material aço; (iii) a grande importância dos efeitos de segunda ordem na análise de vigas sujeitas a fogo; (iv) a importância das restrições ao alongamento térmico, que provocam o aumento de esforços tanto de flexão como axiais; (v) fenómenos de encurvadura consequentes das restrições ao alongamento térmico, que resultam em deslocamentos verticais superiores nas vigas; (vi) os deslocamentos verticais nas vigas são motivados na sua maior parte pelo alongamento térmico do material e não pela sua perda de rigidez; (vii) com o aumento da temperatura as vigas tendem a trabalhar maioritariamente por esforço axial, motivado pela perda de rigidez de flexão da secção, formando antes do colapso o “efeito de catenária”; (viii) a importância do aumento do grau de hiperstaticidade para a formação do “efeito de catenária”, retardando assim o “*runaway*” e o consequente colapso da viga; (ix) só é possível captar o “efeito de catenária” numa análise geometricamente não linear; (x) a influência da malha de elementos finitos na resposta global da estrutura sujeita ao aumento de temperatura ao longo do tempo, o que leva a uma escolha criteriosa da dimensão máxima e mínima dos elementos finitos devido a efeitos de localização das deformações; (xi) foi possível verificar que a partir de 8 EF por membro estrutural obtém-se uma razoável aproximação dos esforços máximos ao longo da análise; (xii) a influência do tipo de betão numa viga mista, concluindo-se que o betão SI conduz a esforços e deslocamentos superiores comparativamente aos restantes.

Relativamente ao Caso de Estudo 1, pode concluir-se que, tendo em conta a simplicidade do modelo construído no *OpenSees*, foi conseguida uma boa aproximação às temperaturas críticas obtidas nos ensaios. No entanto é de salientar que, na estrutura EHR, a partir dos 210°C , os resultados obtidos afastaram-se dos resultados experimentais, muito provavelmente devido à consideração excessiva da degradação do modelo do material aço na transição da fase elástica para a fase plástica. Contudo, não foi possível verificar este

facto devido à impossibilidade de variação do raio da curva de transição de fase do modelo do material, pois os parâmetros do modelo no *OpenSees* não o permitem. Por outro lado, na estrutura ZSR os resultados numéricos aproximam-se melhor dos experimentais.

Em ambas as estruturas, os efeitos de segunda ordem foram determinantes para os seus colapsos. Na estrutura EHR, a formação da rótula plástica a meio vão da viga levou à redistribuição de esforços para o pilar, provocando o aumento do momento flector na secção a meia altura, conduzindo ao colapso da estrutura. Em relação à estrutura ZSR, é de salientar a pouca variação do momento flector nos elementos aquecidos, pois ocorre uma redistribuição de esforços para o pórtico não aquecido (pórtico à direita da estrutura). Já o colapso estrutural é causado pela deformação excessiva do pilar central.

Relativamente ao Caso de Estudo 2, numa análise global os resultados foram razoáveis, tendo em conta o grau de simplicidade do modelo construído no *OpenSees*. A forma como o sistema de ensaio e seu procedimento foi executado suscitou um grau de incerteza relativo às condições de apoio da viga ensaiada ao fogo, assim como às ações a que esta esteve sujeita. O facto da medição das temperaturas na viga ter sido apenas realizada na secção de meio vão, indica que estas podem não representativas das temperaturas ao longo de todo o vão aquecido, existindo provavelmente temperaturas mais baixas nas extremidades.

Tais fontes de incerteza relativas às temperaturas a que a viga esteve sujeita levaram ao estudo paramétrico do incremento de temperatura ao longo da viga, admitindo a hipótese de que a temperatura equivalente a que a viga foi sujeita fosse inferior à medida.

Outra fonte de incerteza prende-se com o facto do sistema de ensaio utilizado ter causado uma certa restrição ao alongamento térmico da viga ao longo do seu vão. Isto levou à realização de análises da viga considerando a situação limite desta ser restringida a deslocamentos horizontais.

Submetendo o modelo às temperaturas registadas, e considerando que a viga é simplesmente apoiada, o resultado do deslocamento vertical a meio vão está muito distante do obtido no ensaio. Com estas condições de apoio a melhor aproximação foi conseguida considerando cerca de 70% da temperatura medida no ensaio.

Considerando a situação limite da viga ser totalmente restringida ao alongamento, através de dois apoios duplos, as análises realizadas com vários incrementos de temperatura revelam que o andamento da curva do deslocamento aproxima-se melhor à obtida no ensaio. Posto isto, a análise considerando 90% da temperatura medida obtém uma rigidez mais próxima do ensaio em quase todo o seu domínio, colapsando para um tempo 400s mais cedo.

Independentemente das imprecisões que possam ter ocorrido no decorrer dos ensaios, o *OpenSees* com este modelo pouco complexo de duas dimensões e poucos elementos finitos, consegue uma razoável aproximação aos resultados experimentais, com um esforço computacional relativamente baixo quando comparado com análises a 3 dimensões, mais complexas. No entanto, este ensaio apresenta razoáveis fontes de incerteza relativas ao seu procedimento e sistema, pelo que, este Caso de Estudo não se revelou conclusivo na validação da implementação do modelo numérico do material betão, sendo no entanto, um bom ponto de partida para um futuro “*debugging*” nas classes termo-mecânicas do *OpenSees*.

6.3 Desenvolvimentos Futuros

Ao realizar-se este trabalho pôde-se concluir que a implementação das análises termo-mecânicas no *OpenSees* necessita de um estudo mais aprofundado, principalmente no que diz respeito ao modelo numérico do material betão, não só devido aos resultados obtidos, mas também às dificuldades de convergência das análises com este material. Assim, apresentam-se nesta secção possíveis desenvolvimentos futuros.

A revisão da variação do raio da curva de transição da fase elástica para a fase plástica do material aço com o aumento de temperatura (classe *Steel01Thermal*), com vista a uma melhor aproximação aos resultados experimentais obtidos nos ensaios de Rubert e Schaumann (1986) [74].

Modelação de ensaios a estruturas de betão armado sujeitas a fogo, por forma a validar o modelo do material betão (classe *Concrete02ThermalSI*). Para tal propõe-se a elaboração de um modelo em grelha do ensaio “*Test 1 - Restrained Beam*” da bateria de testes realizados num edifício à escala real de estrutura mista betão-aço, levados a cabo nos laboratórios do *Building Research Establishment (BRE)* em Cardington no Reino Unido, nos anos 90 (Figura 6.1). Estes testes deram um impulso vital para a compreensão do comportamento estrutural e têm servido como base para o desenvolvimento das análises ao fogo de estruturas metálicas e mistas. No decorrer desta dissertação grande parte deste trabalho foi realizado, tendo sido elaborado o código de “*input* para a construção da geometria do modelo em grelha (Figura 6.2).

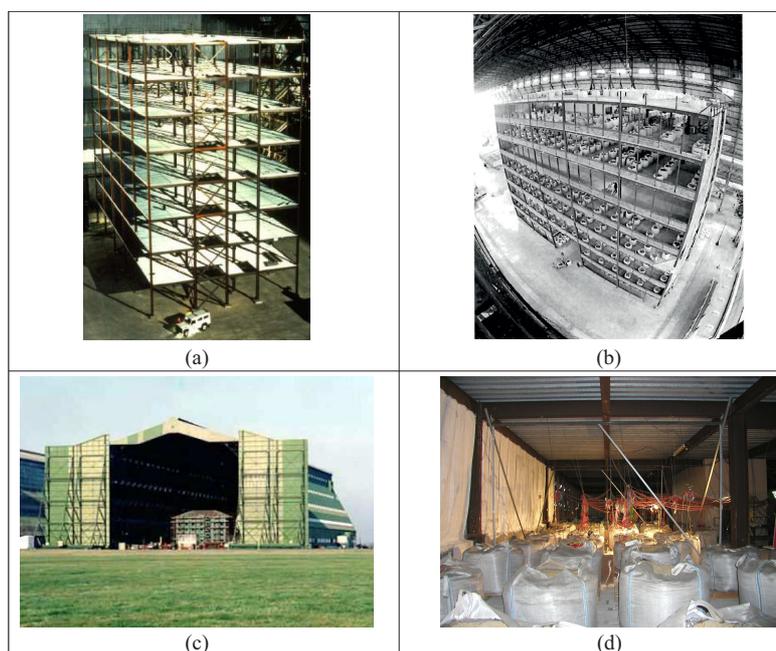


Figura 6.1: (a) Vista geral do edifício de Cardington onde se realizou a bateria de testes ao fogo; (b) edifício sujeito ao carregamento gravítico; (c) vista geral do hangar onde os ensaios foram realizados; (d) vista no interior de um piso sujeito ao carregamento gravítico através de sacos de areia. (Adaptado de [4])

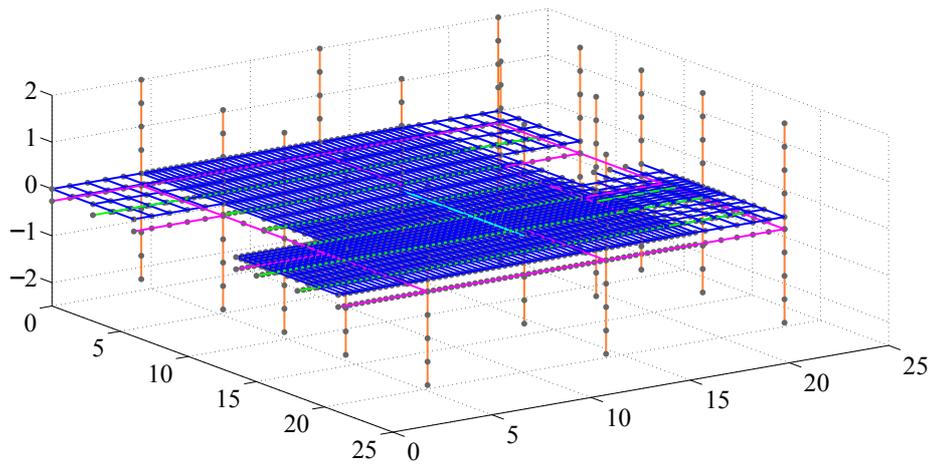


Figura 6.2: Exemplo de um modelo de grelha para a modelação do ensaio “*Test 1 - Restrained Beam*” realizado no edifício de Cardington.

Por outro lado, propõe-se a verificação da implementação dos modelos dos materiais na fase de arrefecimento.

Por fim, sugere-se a realização de análises considerando estruturas sujeitas a eventos consecutivos, em particular incêndio seguido de sismo.

Referências bibliográficas

- [1] CEN. EN 1994-2:2004, *Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures Part 1-2 : General rules - Structural fire design*.
- [2] *Deltabeam Technische Handleiding*, downloaded from <http://www.peikko.com>, accessed 19-04- 2014.
- [3] *Fib. Bulletin 46: Fire design of concrete structures - structural behavior and assessment*. Fédération internationale du béton (fib), 2008.
- [4] <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/DataBase>, accessed 20-01- 2014.
- [5] IPQ. NP EN 1993-1-2, *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-2: Regras de verificação da resistência ao fogo*.
- [6] NP EN 1991-1 2010, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-2: Acções em estruturas expostas ao fogo*.
- [7] NP EN 1992-1-2 2010, *Projecto de estruturas de betão - Parte 1-2: Regras gerais - Verificação da resistência ao fogo*.
- [8] NP EN 2:1993 - *Classes de fogos*.
- [9] Angus Law, Jamie Stern-Gottfried, Martin Giliie Guillermo Rein: *The Influence of Travelling Fires on a Concrete Frame*. Engineering Structures, 33:1635–1642, 2011.
- [10] Audouin, L, G Kolb, JL Torero e JM Most: *Average centreline temperatures of a buoyant pool fire obtained by image processing of video recordings*. Fire Safety Journal, 24(2):167–187, 1995.
- [11] Babrauskas, Vytenis e Robert Brady Williamson: *Post-flashover compartment fires: Basis of a theoretical model*. Fire and Materials, 2(2):39–53, 1978.
- [12] Bailey, CG, T Lennon e DB Moore: *The behaviour of full-scale steel-framed buildings subjected to compartment fires*. Structural Engineer, 77:15–21, 1999.
- [13] Battini, Jean Marc e Costin Pacoste: *Co-rotational beam elements with warping effects in instability problems*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191(17):1755–1789, 2002.
- [14] Bejan, Adrian e Allan D Kraus: *Heat transfer handbook*, volume 1. John Wiley & Sons, 2003.

- [15] Buchanan, Andrew Hamilton: *Structural design for fire safety*, volume 273. Wiley New York, 2001.
- [16] Cadorin, Jean François: *Compartment fire models for structural engineering*. Tese de Doutorado, Université de Liège, 2010.
- [17] Coelho, António Leça: *Incêndios em Edifícios*. Edições Orion, Lisboa, 2010.
- [18] Coleman, J e Enrico Spacone: *Localization issues in force-based frame elements*. Journal of Structural Engineering, 127(11):1257–1265, 2001.
- [19] Costa, Carla Neves: *Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2008.
- [20] Costa Firmo, João Pedro Lage da: *Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de fibras de carbono (CFRP) - Desenvolvimento de sistemas de proteção ao fogo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2010.
- [21] De Castro, Carlos Ferreira, José M Barreira Abrantes, Luís Abreu, Sónia Rufino, Sérgio Sardinha, Sílvio Sardinha e Vitor Hugo Fernandes: *Manual de segurança contra incêndios em edifícios*. 2009.
- [22] DiNenno, Philip J: *SFPE handbook of fire protection engineering*. National Fire Protection Association Quincy, MA, 2008.
- [23] Drysdale, Dougal: *An introduction to fire dynamics*. John Wiley & Sons, 1999.
- [24] D.Walton, William e Philip H.Thomas: *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering - Estimating Temperatures in Compartment Fires*, capítulo Section Three - Chapter 6. National Fire Protection Association, Inc., 2002.
- [25] Edinburgh, The University of: *Behaviour of steel framed structures under fire conditions - Main Report - junho 2000*.
- [26] El-Rimawi, JA, IW Burgess e RJ Plank: *The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of a fire*. Journal of constructional steel research, 37(2):115–135, 1996.
- [27] Fonseca, Elza Maria Morais *et al.*: *Modelação numérica do comportamento termo-mecânico de perfis metálicos sujeitos à acção do fogo*. Tese de Doutorado, FEUP, 2012.
- [28] Forde, Bruce WR, Ricardo O Foschi e Siegfried F Stiemer: *Object-oriented finite element analysis*. Computers & Structures, 34(3):355–374, 1990.
- [29] Franssen, Jean Marc: *The unloading of building materials submitted to fire*. Fire Safety Journal, 16(3):213–227, 1990.
- [30] Franssen, Jean Marc: *CONTRIBUTIONS A LA MODELISATION DES INCENDIES ET DE LEURS EFFETS SUR LES BATIMENTS*. Tese de Doutorado, UNIVERSITE DE LIEGE, 1997.

- [31] Franssen, Jean Marc, Venkatesh Kodur e Raul Zaharia: *Designing steel structures for fire safety*. CRc Press, 2010.
- [32] Franssen, Jean Marc e Paulo Vila Real: *Fire Design of Steel Structures*. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2010.
- [33] G., Heskestad: *Luminous flame heights of turbulent diffusion flames*. Fire Saf. J., 5, 1983.
- [34] Gentili, Filippo, Luisa Giuliani e Franco Bontempi: *Structural response of steel high rise buildings to fire: system characteristics and failure mechanisms*. Journal of structural fire engineering, 4(1):9–26, 2013.
- [35] Gonçalves, Miguel Jorge Chichorro Rodrigues: *Comportamento ao Fogo de Elementos Estruturais de Betão Análise Numérica e Metodologia*. Tese de Doutorado, FEUP, 2007.
- [36] Guerra, António Matos, José Augusto Coelho e Ruben Elvas Leitão: *Fenomenologia da combustão e extintores*. Volume 7. 2003.
- [37] Hamilton, Scott Reed: *PERFORMANCE-BASED FIRE ENGINEERING FOR STEEL FRAMED STRUCTURES: A PROBABILISTIC METHODOLOGY*. Tese de Doutorado, STANFORD UNIVERSITYIN, 2011.
- [38] Hasemi, Yuji e Tazo Tokunaga: *Flame geometry effects on the buoyant plumes from turbulent diffusion flames*. Fire Science and Technology, 4(1):15–26, 1984.
- [39] Holman, Jack Philip: *Heat Transfer*. McGraw-Hill, 1981.
- [40] ISO: *8421-1 -General terms and phenomena of fire*, 1987.
- [41] Izzuddin, BA, L Song, AS Elnashai e PJ Dowling: *An integrated adaptive environment for fire and explosion analysis of steel frames Part II:: verification and application*. Journal of Constructional Steel Research, 53(1):87–111, 2000.
- [42] Jian Jiang, Asif Usmani, Guo Qiang Li: *THERMO-MECHANICAL ANALYSIS OF STRUCTURES IN FIRE USING OPENSEES*. Em *Proceedings of the First International Conference on Performance-based and Life-cycle Structural Engineering (PLSE)*, 2012.
- [43] Jiang, Jian e Asif Usmani: *Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees*. Computers & Structures, 118(0):90 – 99, 2013, ISSN 0045-7949. Special Issue: UK Association for Computational Mechanics in Engineering.
- [44] Jiang, Yaqiang: *Development and application of a thermal analysis framework in OpenSees for structures in fire*. 2013.
- [45] Jiang, Yaqiang, A Usmani e S Welch: *Development of Heat Transfer Modelling Capability in OpenSees for Structures in Fire*. Proceedings of Application of Structural Fire Design, páginas 324–330, 2011.
- [46] Karlsson, Björn e James G. Quintiere: *Enclosure Fire Dynamics*. CRC Press - Boca Raton London New York Washington, D.C., 2000.

- [47] Kawagoe, Kunio e Takashi Sekine: *Estimation of fire temperature-time curve in rooms*. Building Research Institute, Ministry of Construction, Japanese Government, 1963.
- [48] Keller, Wesley J e Stephen Pessiki: *Effect of Earthquake-induced Damage on the Sidesway Response of Steel Moment-Frame Buildings during Fire Exposure*. Earthquake Spectra, 2013.
- [49] Khoury, GA, Y Anderberg, K Both, J Fellingner, NP Høj e C Majorana: *Fib bulletin 38: fire design of concrete structures materials, structures and modelling, state-of-the art report*. International Federation for Structural Concrete (fib TG 4.3. 1), Lausanne, 2007.
- [50] Khoury, Gabriel Alexander: *Effect of fire on concrete and concrete structures*. Progress in Structural Engineering Materials, V.2:429–447, 2000.
- [51] Kotsovinos, Panagiotis e Asif Usmani: *The World Trade Center 9/11 disaster and progressive collapse of tall buildings*. Fire technology, 49(3):741–765, 2013.
- [52] Lien, KH, YJ Chiou, RZ Wang e PA Hsiao: *Vector form intrinsic finite element analysis of nonlinear behavior of steel structures exposed to fire*. Engineering Structures, 32(1):80–92, 2010.
- [53] Lomba, Nilton César Fernandes da: *Resistência residual de vigas de betão armado após incêndio*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2011.
- [54] Long, T, P Therese, L John e J Morgan: *Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings*. novembro 2010.
- [55] Maraveas, Chrysanthos: *NUMERICAL ANALYSIS OF DELTA COMPOSITE BEAMS IN FIRE*. EUROSTEEL 2014, 2014.
- [56] Maraveas, Chrysanthos, Thomas Swailes e Yong Wang: *A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire*. Steel Construction, 5(3):191–198, 2012.
- [57] Martins, Susana Patrícia Alves: *Avaliação da resistência ao fogo da estrutura de túneis*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2010.
- [58] McKenna, Francis Thomas: *Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. Tese de Doutoramento, University of California, 1997.
- [59] McKenna, Frank e Gregory L Fenves: *The OpenSees command language manual*. University of California, Berkeley (opensees. ce. berkeley. edu), 2001.
- [60] McKenna, Frank, Michael H Scott e Gregory L Fenves: *Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition*. Journal of Computing in Civil Engineering, 24(1):95–107, 2009.
- [61] Memari, Mehrdad, Collin Turbert e Hussam Mahmoud: *Effects of Fire Following Earthquakes on Steel Frames with Reduced Beam Sections*.

- [62] Nawy, Edward G: *Concrete construction engineering handbook*. CRC press, 2008.
- [63] Neuenhofer, Ansgar e Filip C Filippou: *Evaluation of nonlinear frame finite-element models*. Journal of Structural Engineering, 123(7):958–966, 1997.
- [64] Pettersson O, Magnuson S.E., Thor J.: *Fire engineering design of steel structures*. Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, 50, 1976.
- [65] Piloto, Paulo Alexandre Gonçalves: *Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas metálicas sujeitas à acção do fogo*. Tese de Doutoramento, FEUP, 2001.
- [66] Plesha, Michael E, Robert D Cook, David S Malkus e Robert J Witt: *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 2002.
- [67] Purkiss, John A.: *Fire Safety Engineering - Design of Structures*. Butterworth-Heinemann, 1996.
- [68] Quiel, Spencer E e Maria EM Garlock: *Closed-Form Prediction of the Thermal and Structural Response of a Perimeter Column in a Fire*. Open Construction & Building Technology Journal, 4, 2010.
- [69] Quintiere, James G.: *Fundamentals of Fire Phenomena*. John Wiley & Sons Ltd, 2006.
- [70] R. Fasey, A. Buchanan: *Post-flashover fires for structural design*. Fire Safety Journal, 37, 2002.
- [71] Rúben Rosário, André Barbosa, Luis C. Neves: *Modeling of Frame Structures in Fire*. Em *OpenSees Days 2013 - Berkeley, University of California*, 2013.
- [72] Ribeiro, Filipe, Andre R Barbosa, Michael H Scott e Luis AC Neves: *Deterioration modeling of steel moment resisting frames using finite-length plastic hinge force-based beam-column elements*. 2014.
- [73] Ribeiro, Filipe Luís Alves: *Análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos sísmicos consecutivos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia - UNL, 2011.
- [74] Rubert, Achim e Peter Schaumann: *Structural steel and plane frame assemblies under fire action*. Fire Safety Journal, 10(3):173–184, 1986.
- [75] Santos, Erica Joana Ferreira: *Verificação da segurança contra incêndio num edifício escolar*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2010.
- [76] Scott, Michael H: *Nonlinear Structural Analysis*. Oregon State university, 2012.
- [77] Seito, Alexandre Itiu, Alfonso Antonio Gill, Fabio Domingos Pannoni, Rosaria Ono Silvio Bento da Silva, Ualfrido Del Carlo e Valdir Pignatta e Silva: *A segurança contra incêndio no Brasil*. Projecto Editora, São Paulo. 2008.
- [78] Silva, Carlos Miguel Oliveira Costa: *Avaliação da resistência ao fogo de produtos de construção*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2010.

- [79] Silva Reis, André da: *Determinação de cenários de incêndio em edifícios*. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2011.
- [80] Song, L, BA Izzuddin, AS Elnashai e PJ Dowling: *An integrated adaptive environment for fire and explosion analysis of steel frames?Part I:: analytical models*. Journal of Constructional Steel Research, 53(1):63–85, 2000.
- [81] Spacone, Enrico, Vincenzo Ciampi e Filip C Filippou: *A beam element for seismic damage analysis*, volume 92. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1995.
- [82] Spacone, Enrico, Filip C Filippou e Fabio F Taucer: *Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(7):711–726, 1996.
- [83] Steel, British: *The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire*. A European Joint Research Program, 1999.
- [84] Stern-Gottfried, Jamie: *Travelling Fires for Structural Design*. Tese de Doutorado, University of Edinburgh, 2011.
- [85] Stern-Gottfried, Jamie, Guillermo Rein e Jose L Torero: *Travelling Fires. Travel Guide, Fire Risk Management*. 2009.
- [86] Usmani, AS, JM Rotter, S Lamont, AM Sanad e M Gillie: *Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects*. Fire Safety Journal, 36(8):721–744, 2001.
- [87] Usmani, Asif, Jian Zhang, Jian Jiang, Yaqiang Jiang, Panagiotis Kotsovinos, Johnson Zhang e Ian May: *Using OpenSees for structures in fire*, páginas 919–926. 2010, ISBN 9781605950273.
- [88] Wang, Yong C: *Steel and composite structures: Behaviour and design for fire safety*. Taylor & Francis, 2002.
- [89] Yassin, Mohd Hisham Mohd: *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*. Tese de Doutorado, University of California, Berkeley, 1994.