Miguel Jorge Chichorro Rodrigues Gonçalves

COMPORTAMENTO AO FOGO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO
ANÁLISE NUMÉRICA E METODOLOGIA



Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto PORTUGAL
www.fe.up.pt

Às minhas filhas,

Luz e Francisca

ERRATA

Onde se lê	Deve ler-se	Pág.

Agradecimentos

Ao terminar o presente trabalho desejo expressar o meu sincero agradecimento a todas as pessoas que de forma directa ou indirecta contribuíram para a sua realização.

Em particular desejo agradecer àquelas pessoas que, pela importância pessoal, profissional ou científica do seu contributo permitiram a conclusão deste trabalho:

- Em primeiro lugar desejo exprimir ao Prof. Doutor Rui Calejo Rodrigues, a minha amizade, o meu reconhecimento e gratidão por acreditar, pelo apoio incondicional imbuído de uma nobreza de carácter ímpar, e por expressar oportuna e consistentemente aquela palavra cujo estímulo foi crucial para o contínuo andamento do trabalho;

- Agradeço ao Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues a confiança e a forma expedita e célere como supervisionou esta tese, mantendo o permanente incentivo e disponibilidade manifestada durante a elaboração da mesma;

- Desejo igualmente agradecer ao Professor Doutor Vitor Abrantes a simples confiança por si transmitida em todos os momentos e no incentivo da minha carreira académica;

- Desejo também agradecer ao Prof. Doutor Jean-Marc Franssen, director de investigação do FNRS na Universidade de Liège e autor do programa SAFIR, as facilidades concedidas durante o estágio que ali realizei e a disponibilidade de utilização e desenvolvimento do programa SAFIR, coberta por um protocolo entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e aquela Instituição e que se tornou crucial para a realização da presente tese;

- A todos os meus colegas da Secção de Construções Civis desejo agradecer o estímulo e apoio que demonstraram ao longo do trabalho mesmo perante percalços que porventura até de forma indirecta os tenham afectado;

- À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, ao Departamento de Engenharia Civil, que em termos institucionais permitiram as condições essenciais para a realização deste trabalho de investigação;

- Aos meus amigos e família estou reconhecido pela forma constante como me apoiaram e incentivaram, e em particular à Joana que sempre se manteve ao meu lado;

- Finalmente quero agradecer de maneira muito especial à minha Mãe e Pai a demonstração do constante carinho, paciência e compreensão que foram fundamentais para superar as dificuldades, particularmente acrescidas das pessoais e materiais, inerentes a um trabalho desta natureza;

- Uma palavra final de regozijo às minhas filhas Maria da Luz e Maria Francisca por existirem e por tal facto demonstrarem no dia a dia a despreocupação típica das crianças, o sorriso desinteressado e desprendido tão importante na relativização das dificuldades.

Comportamento ao Fogo de Elementos Estruturais de Betão
Análise Numérica e Metodologia

por

Miguel Jorge Chichorro Rodrigues Gonçalves

Tese apresentada para o efeito de prestação de provas de Doutoramento em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, realizada sob a supervisão do

Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues

Resumo

A presente tese tem como objectivo principal a avaliação do comportamento de elementos estruturais simples de betão, nomeadamente as lajes, vigas, paredes e pilares e pórticos quando sujeitos à acção do incêndio.

A regulamentação Europeia de análise estrutural sintetizada nos Eurocódigos e especificamente neste trabalho através das EN1992-1-2 e EN1992-1-1 preconiza três níveis distintos na análise de elementos estruturais: do mais simples Método Tabelado, ao Método Simplificado de Cálculo até ao Método Avançado de Cálculo. Enquanto que a aplicação do Método Tabelado, inspirado em análises empíricas e experimentais, a cada tipo de elemento estrutural corresponde a uma consulta da própria EN1992-1-2, os Métodos Simplificados e Avançados de Cálculo exigem o desenvolvimento e aplicação de modelos numéricos.

Utilizou-se neste trabalho, como Método Avançado de Cálculo, o modelo SAFIR desenvolvido em Liège por Jean-Marc Franssen. No que se refere ao Método Simplificado de Cálculo desenvolveu-se um modelo computacional orientado para a análise do comportamento mecânico e termo-mecânico de elementos estruturais quando sujeitos à acção do fogo tendo em conta as exigências preconizadas pela recente legislação, não linearidade material e geométrica, potenciadas pela acção do fogo. Este modelo computacional foi designado de SimFIRb, para vigas e lajes e SimFIRc, para pilares e paredes. Complementarmente, e tendo como objectivo a avaliação comparativa entre os vários modelos numéricos, desenvolveu-se os modelos computacionais definidos no Eurocódigo, o Método da Isotérmica dos 500ºC e o Método de Zona.

Validou-se o modelo aqui desenvolvido para inúmeros exemplos de elementos estruturais de edifícios quando estão sujeitos à acção do incêndio. Simultaneamente, no seu desenvolvimento, procurou-se potenciar a sua aplicabilidade ao projecto. Contudo, nem todas as indicações legislativas para o estabelecimento do modelo desenvolvido são suficientemente precisas pelo que o modelo acresce novidade científica tendo implicado um estudo de análise de sensibilidade necessário à sua aferição.

Tendo em consideração o objectivo referido, foram aplicados os vários modelos aos respectivos elementos estruturais avaliando o comportamento termo-mecânico dos mesmos quando sujeitos a incêndio. São apresentados inúmeros resultados para cada tipo de elemento e tecem-se considerações várias do seu comportamento quando submetidas à acção do fogo. Faz-se ainda uma análise paramétrica através da modelação numérica do comportamento estrutural ao fogo normalizado ISO 834 e o estudo comparativo com as poucas análises experimentais existentes.

Palavras Chave:
"Segurança Contra Incêndio", "Resistência ao Fogo", "Modelo Termo-Mecânico", "Elementos Estruturais de Betão", "Eurocódigos", "Regulamentos", Métodos Tabelados", "Métodos Simplificados de Cálculo", "Métodos Avançados de Cálculo", "Elementos Finitos", "Modelos Numéricos".

Fire Behaviour of Structural Concrete Elements - Numerical Analysis and Methodology

by

Miguel Jorge Chichorro Rodrigues Gonçalves

Thesis submitted for fulfilment of the requirements for the Ph. D. degree in Civil Engineering of the Faculty of Engineering of the University of Porto, under the supervision of

Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues

Abstract

The main objective of the current thesis is the analysis of the fire behaviour in simple structural concrete elements, nominated slabs, beams, walls, columns and frames.

The European regulation of structural analysis synthesized in the Eurocodes and specifically in this work through the EN1992-1-2 and EN1992-1-1 defines three distinct levels in the fire analysis of structural elements: since the simplest Tabulated Method, to the Simplified Calculation Method, until the Advanced Calculation Method. While the application of the Tabulated Method, inspired in empirical and experimental analyses, to each type of structural element corresponds to a consultation of the EN1992-1-2 itself, the Simplified Calculation Method and Advanced Calculation Method demand the development and the application of numerical models.

It was used in this work, as Advanced Calculation Method, the SAFIR model developed in Liège by Jean-Marc Franssen. It was developed, as Simplified Calculation Method a computational model guided to the analysis of the mechanical and thermo-mechanical behaviour of structural elements when submitted to fire. In that model it was having in account the increased requirements by recent legislation: material and geometric non linearity, increased for the fire. This numerical model was designated SimFIRb, for beams and slabs and SimFIRc, for columns and walls. It was also developed the numerical tools to the fire model defined in Eurocode 2, part 1-2, the 500ºC Isotherm Method and Zone Method.

The model developed was validated for several examples of simple structures constituent of buildings when submitted to fire. Simultaneously, in their development it was important to look to their project applicability. Nevertheless, the legislatives prescriptions for the developed model establishment are precise enough, so this model increases scientific newness. However, it was implied a sensitivity analysis study to its gauging.

Taking in consideration the related objective, we did apply the several models to the respective structural elements, evaluating the thermo-mechanical behaviour when subjected to fire action. Many results for each element type are presented and several considerations of its behaviour are attained. A parametric analysis is made by the numerical modulation of the structural behaviour to the standard ISO 834 fire and the comparative study with the few existing experimental analyses still becomes.

Keywords:

“Fire Safety”, “Fire Resistance”, “Thermo-Mechanical Model”, “Concrete Structure”, “Eurocodes”, “Codes”, “Tabulated Method”, "Simplified Calculation Method", "Advanced Calculation Method", "Finite Element“, “Numerical Models.

Comportement au Feu des Éléments Structurels en Béton - Analyse Numérique et Méthodologie

par

Miguel Jorge Chichorro Rodrigues Gonçalves

Thèse présentée pour les épreuves de Doctorat en Ingénierie Civil, dans la Faculté d'Ingénierie de l'Université de Porto, effectué sous la supervision de

Monsieur le Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues

Résumé

La présente thèse a pour principal objectif l'évaluation du comportement d'éléments simples structurels en béton, nommément les dalles, les poutres, les parois et les piliers quand ils se trouvent assujettis à l'action d'un incendie.

Le règlement Européen d'analyse structurelle synthétisé dans les Eurocodes et spécifiquement dans ce travail par moyen des EN1992-1-2 et EN1992-1-1 préconise trois niveaux distincts dans l'analyse des éléments structurels. Depuis la plus simples Méthode Tablé, à la Méthode Simplifiée de Calcul, jusqu'à la Méthode Avancée de Calcul. Tandis que l'application de la Méthode Tablé, inspirée dans des analyses empiriques et expérimentales à chaque genre d'élément structurel correspond à une consultation de la EN1992-1-2, elle-même, les Méthodes Simplifiées et Avancés de Calcul exigent le développement et l'application de modèles numériques.

Dans ce travail nous avons aussi utilisé, comme Méthode Avancée de Calcul, le Modèle SAFIR, développé à Liège par Monsieur Jean-Marc Franssen. En ce qui se rapporte à la Méthode Simplifiée de Calcul, nous avons développé un modèle d'ordinateur orienté à l'analyse du comportement mécanique et thermomécanique des éléments structurels quand ils se trouvent assujettis à l'action du feu, prenant en ligne de compte les exigences préconisées par la récente législation, la non linéarité matérielle et géométrique, potentialisées par l'action du feu. Cet modèle numérique, est appelée de SimFirb, quant il s'agit de dalles et les poutres et de SimFIRc, pour les piliers et les parois. Complémentairement, et visant comme objectif l'évaluation comparative des différents modèles numériques, nous avons développé des modèles de computation qui se trouvent définis dans les Eurocodes, la Méthode Isotherme du 500ºC et la Méthode de Zone.

Nous voulons aussi valider le modèle ici développé pour les différents éléments structuraux des édifices quand ses éléments se trouvent assujettis à l'action d'un incendie. Simultanément, dans son développement, nous avons cherché à potentialiser son applicabilité au projet. Cependant, aucune des indications législatives à l'établissement du modèle développé n'est suffisamment précise, ce qui fait que le modèle est une nouveauté scientifique, ayant impliqué une étude d'analyse de sensibilité nécessaire à son développement.

Vu l'objectif rapporté, nous avons appliqué les plusieurs modèles aux respectifs éléments structurels en évaluant le comportement thermomécanique des mêmes quand sujets à l'incendie. Nous avons présenté d'innombrables résultats pour chaque type d'élément et nous pouvons tisser plusieurs considérations sur leur comportement quand ils se trouvent soumis à l'action du feu. Nous faisons encore une analyse paramétrique du modelage numérique du comportement au feu normalisé ISO 834 et une étude comparative avec le peut d'analyses expérimentales existantes.

Mots Clés:
"Sécurité Contre les Incendies", "Résistance au Feu", "Modèle Thermomécanique", "Eléments Structurels de Béton", "Eurocodes", "Règlements", "Méthodes Tablés", "Méthodes Simplifiés de Calcul", "Méthodes Avancés de Calcul", "Eléments Finis", "Méthodes Numériques".

ÍNDICE GERAL

Abreviaturas, simbologia e nomenclatura

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações iniciais 1.3

1.2 - Objectivos do trabalho 1.3

1.3 - Organização do trabalho 1.4

1.4 - Referências bibliográficas 1.7

Capítulo 2

COMPORTAMENTO AO FOGO DAS ESTRUTURAS DE BETÃO - ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução 2.3

2.2 Orientações da investigação futura 2.6

2.3 Comportamento de estruturas de betão sujeitas ao fogo 2.7

2.4 Actual estado dos regulamentos de cálculo estrutural ao fogo 2.9

2.4.1 Estados Unidos da América 2.9

2.4.2 Japão 2.11

2.4.3 Europa 2.13

2.5 - Métodos simplificados de cálculo 2.14

2.6 - Lajes 2.15

2.7 - Vigas 2.18

2.8 - Paredes 2.18

2.9 - Pilares 2.19

2.10 - Pórticos 2.20

2.11 - Incêndio de projecto 2.21

2.12 - Aspectos específicos do betão a altas temperaturas 2.22

2.12.1 Extensão térmica transiente 2.22

2.12.2 “Spalling” 2.24

2.12.3 Comportamento termo-mecânico 2.27

2.12.4 Modelos constitutivos 2.28

2.12.5 Análise plástica de elementos de betão 2.31

2.12.6 Factores que influenciam o desempenho dos betões de alta resistência 2.34

2.12.7 Betões de muito elevado desempenho 2.36

2.12.8 Betão pré-esforçado 2.37

2.12.9 Resistência à compressão e tensão de aderência betão-aço residuais 2.37

2.12.10 Formas de carregamento em função da temperatura 2.38

2.13- Referências bibliográficas 2.39

Capítulo 3

MÉTODOS DE ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO

3.1 - Introdução 3.3

3.1.1 - Procedimento de cálculo de estruturas sujeitas a incêndio 3.7

3.1.2 - Modelos de análise da resistência ao fogo das estruturas de betão 3.7

3.1.3 - Análise experimental 3.9

3.2 - Acções mecânicas e acções térmicas 3.10

3.2.1 - Acções mecânicas 3.10

3.2.1.1 Introdução 3.10

3.2.2 - Acções térmicas 3.13

3.2.2.1 Introdução 3.13
3.2.2.2 Caracterização da acção térmica conforme os Eurocódigos 3.14
3.2.2.3 Fenómenos físicos da transferência do calor e sua modelação 3.17
3.2.2.3.1 - Introdução 3.17
3.2.2.3.2 - Processos físicos na transferência de calor 3.18
3.2.2.3.2.1 Introdução 3.18
3.2.2.3.2.2 Condução 3.19
3.2.2.3.2.3 Convecção 3.20
3.2.2.3.2.4 Radiação 3.21
3.2.2.3.3 - Equação de condução de calor 3.22
3.2.2.3.4 - Condições iniciais e de fronteira 3.23
3.2.2.4 Modelação pelo método dos elementos finitos do problema da condução de calor 3.25
3.2.2.4.1 O método dos resíduos pesados 3.25
3.2.2.4.2 O método dos elementos finitos 3.28
3.2.2.4.3 Equação de condução de calor – Discretização do espaço 3.29
3.2.2.4.4 Equação de condução de calor – Discretização no tempo 3.33
3.2.2.4.5 Processo iterativo para problemas não-lineares 3.36
3.3 - Avaliação da resistência ao fogo de elementos estruturais de betão segundo os Eurocódigos 3.38
3.3.1 - Introdução 3.38
3.3.2 - Métodos de cálculo 3.42
3.3.2.1 - Método dos valores tabelados 3.42
3.3.2.1.1 - Considerações iniciais 3.42
3.3.2.1.2 - Pilares 3.45
3.3.2.1.2.1 - Introdução 3.45
3.3.2.1.2.2 - Método A do Eurocódigo 3.46
3.3.2.1.2.3 - Método B do Eurocódigo 3.47
3.3.2.1.3 - Paredes 3.48
3.3.2.1.3.1 - Paredes sem funções de suporte de cargas 3.48
3.3.2.1.3.2 - Paredes com funções estruturais 3.48
3.3.2.1.4 - Vigas 3.49
3.3.2.1.4.1 - Disposições gerais 3.49

3.3.2.1.4.2 - Vigas simplesmente apoiadas 3.49

3.3.2.1.4.3 - Vigas contínuas 3.50

3.3.2.1.4.4 - Vigas expostas nas quatro faces..... 3.51

3.3.2.1.5 - Lajes 3.51

3.3.2.1.5.1 - Disposições gerais 3.51

3.3.2.1.5.2 - Lajes simplesmente apoiadas 3.52

3.3.2.1.5.3 - Lajes contínuas 3.52

3.3.2.1.5.4 - Lajes fungiformes 3.53

3.3.2.1.5.5 - Lajes nervuradas 3.53

3.3.2.2 - Métodos simplificados de cálculo 3.53

3.3.2.2.1 - Introdução 3.53

3.3.2.2.2 - Método da isotérmica dos 500ºC 3.55

3.3.2.2.3 - Método de zona 3.56

3.3.2.2.4 - Procedimento de cálculo da capacidade resistente de uma secção de betão armado exposta ao esforço axial e ao momento flector 3.58

3.3.2.2.5 - Considerações várias relativas ao procedimento de cálculo 3.60

3.3.2.2.5.1 - Características materiais 3.60

3.3.2.2.5.2 - Posicionamento das armaduras 3.60

3.3.2.2.5.3 - Vigas em “T” sem armadura de compressão 3.61

3.3.2.2.5.4 - Extensão do aço 3.62

3.3.2.2.5.5 - Esforço axial 3.63

3.3.2.3 - Métodos avançados de cálculo - Programa SAFIR 3.63

3.3.2.3.1 Introdução 3.63

3.3.2.3.2 Procedimento de análise 3.64

3.3.2.3.3 Capacidades e limitações do SAFIR 3.65

3.3.2.3.4 Metodologia de base do SAFIR 3.68

3.3.2.3.4.1 Introdução 3.68

3.3.2.3.4.2 Principio dos trabalhos virtuais 3.69

3.3.2.3.4.2.1 Introdução 3.69

3.3.2.3.4.2.2 Formulação lagrangeana actualizada 3.70

3.3.2.3.4.2.3 Formulação lagrangeana actualizada aproximada 3.74

3.3.2.3.4.3 Tensões e relações constitutivas 3.76

3.3.2.3.4.4 Aplicação do método dos elementos finitos 3.77
3.3.2.3.4.4.1 Introdução 3.77
3.3.2.3.4.4.2 Matriz de Rigidez 3.79
3.3.2.3.4.5 Elemento Viga 3.84
3.3.2.3.4.5.1 Introdução 3.84
3.3.2.3.4.5.2 Descrição do elemento Euler-Bernoulli 3.85
3.3.2.3.4.5.3 Considerações de sobre-rigidez dos elementos finitos viga 3.87
3.3.2.3.4.5.4 Elemento finito de viga tridimensional de três nós 3.88
3.3.2.3.4.6 Resolução do sistema de equações não lineares 3.96
3.3.2.3.4.6.1 Introdução 3.96
3.3.2.3.4.6.2 Método incremental 3.97
3.3.2.3.4.6.3 Método incremental-iterativo 3.98
3.3.2.3.4.6.3.1 Método de Newton-Raphson (KT) 3.100
3.3.2.3.4.6.3.2 Métodos Newton-Raphson modificados 3.101
3.3.2.3.4.6.4 Método do comprimento do arco 3.103
3.3.2.3.4.6.5 Critério de convergência 3.105
3.3.2.3.4.7 Conclusões 3.106
3.4 - Referências bibliográficas 3.106

Capítulo 4

MÉTODOS “SimFIRb” E “SimFIRc”

4.1 - Introdução 4.3
4.2 - Método “SimFIRb” 4.4
4.2.1 - Introdução 4.4
4.2.2 - Procedimento de cálculo 4.6
4.2.3 - Estrutura do programa 4.7
4.3 - Método “SimFIRc” 4.9
4.3.1 - Introdução 4.9
4.3.2 - Considerações prévias 4.13

4.3.2.1 - Efeitos de segunda ordem 4.13

4.3.2.2 - Esbelteza 4.14

4.3.3 - Abordagem do método simplificado “SimFIRc” 4.15

4.3.3.1 - Método da estimativa da curvatura nominal 4.15

4.3.3.2 - Método da rigidez nominal 4.17

4.3.4 - Procedimento de cálculo 4.19

4.3.4.1 - Introdução 4.19

4.3.4.2 - Diagrama de interacção N-M 4.21

4.3.4.3 - Condições de aplicabilidade 4.26

4.4 Conclusões 4.27

4.5 Referências bibliográficas 4.27

Capítulo 5

COMPORTAMENTO AO FOGO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

5.1 - Introdução 5.3

5.2 - Análise geral do comportamento de lajes de betão sujeitas a altas temperaturas 5.4

5.2.1 - Introdução 5.4

5.2.2 - Modos de rotura 5.5

5.2.3 - Expansão térmica 5.8

5.2.4 - Curvatura de origem térmica 5.10

5.2.5 - Combinações de expansão e curvatura de origem térmica 5.12

5.2.6 - Deformações 5.16

5.2.7 - Considerações sobre lajes contínuas 5.17

5.2.8 - Simulação numérica do comportamento de lajes sujeitas a processos térmicos simples 5.19

5.2.8.1 - Condições da análise numérica 5.19

5.2.8.1.1 - Introdução - Características de base da laje 5.19

5.2.8.1.2 - Solicitações térmicas 5.20

5.2.8.1.3 - Condições de apoio 5.22

5.2.8.2 - Elemento laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios 5.23

5.2.8.3 - Elemento laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios 5.25

5.2.8.4 - Elemento laje encastrado 5.27

5.2.8.5 - Elemento laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial nos apoios 5.30

5.2.8.6 - Elemento laje com restrição parcial à rotação e deslocamento horizontal restringido nos apoios 5.34

5.2.9 - Conclusões 5.36

5.3 - Análise geral do efeito da restrição à dilatação térmica e rotação nos apoios da laje 5.37

5.3.1 - Introdução 5.37

5.3.2 - Elemento laje com restrição ao deslocamento horizontal nos apoios 5.38

5.3.3 - Elementos laje com restrição à rotação nos apoios 5.41

5.3.4 - Localização da linha de restrição à expansão térmica 5.44

5.3.5 - Grau da Restrição 5.45

5.4 - Análise numérica do comportamento de lajes de um vão sujeitas ao incêndio ISO 834 ..... 5.45

5.4.1 - Introdução 5.45

5.4.2 - Condições de apoio da laje 5.46

5.4.3 - Análise térmica 5.47

5.4.4 - Análise ao nível da secção com métodos simplificados: Isotérmica dos 500ºC, Zona e SimFIRb 5.49

5.4.5 - Análise estrutural 5.52

5.4.5.1 - Restrição total ao deslocamento horizontal 5.52

5.4.5.1.1 - Flecha a meio vão 5.53

5.4.5.1.2 - Força axial de restrição no apoio 5.54

5.4.5.1.3 - Momento flector a meio vão 5.55

5.4.5.1.4 - Tensões no aço 5.57

5.4.5.2 - Restrição parcial e total do deslocamento longitudinal 5.58

5.4.5.2.1 - Linha de restrição a 50mm da base da laje 5.58

5.4.5.2.1.1 - Flecha a meio vão 5.58

5.4.5.2.1.2 - Força axial de restrição no apoio 5.59

5.4.5.2.1.3 - Momento flector a meio vão 5.60

5.4.5.2.2 - Linha de restrição a meia altura da laje 5.61

5.4.5.3 - Restrição total da rotação 5.63

5.4.5.3.1 - Flecha a meio vão 5.63

5.4.5.3.2 - Força axial de restrição no apoio 5.64

5.4.5.3.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios 5.65

5.4.5.3.4 - Tensões no aço 5.66

5.4.5.4 - Restrição parcial da rotação 5.69

5.4.5.4.1 - Flecha a meio vão 5.69

5.4.5.4.2 - Força axial de restrição no apoio 5.70

5.4.5.4.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios 5.70

5.4.5.4.4 - Tensões no aço 5.72

5.5 - Análise numérica do comportamento de lajes contínuas sujeitas ao incêndio ISO 834 ..... 5.74

5.5.1 - Introdução 5.74

5.5.2 - Lajes com dois vãos 5.75

5.5.2.1 - Flecha a meio vão 5.75

5.5.2.2 - Força axial de restrição no apoio 5.76

5.5.2.3 - Momentos flectores a meio vão e nos apoios 5.77

5.5.3 - Lajes com três vãos 5.79

5.5.3.1 - Flecha a meio vão 5.79

5.5.3.2 - Força axial de restrição no apoio 5.80

5.5.3.3 - Momento flector a meio vão e no apoio 5.81

5.6 - Conclusões 5.82

5.7 - Recomendações para a prática de projecto 5.84

5.8 Referências bibliográficas 5.85

Capítulo 6

COMPORTAMENTO AO FOGO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO

6.1 - Introdução 6.3

6.2 - Análise ao nível da secção 6.5

6.2.1 - Comportamento mecânico 6.5

6.2.2 - Análise dos cálculos realizados 6.6

6.2.2.1 - Configuração geométrica e propriedades materiais das vigas analisadas 6.6

6.2.2.2 - Análise térmica 6.10

6.2.2.3 - Avaliação dos resultados 6.14

6.2.3 - Conclusões 6.41

6.3 - Análise ao nível do elemento - Vigas de um tramo 6.42

6.3.1 - Introdução – Características de base das vigas 6.42

6.3.2 - Análise térmica 6.43

6.3.3 - Condições de apoio 6.43

6.3.4 - Análise estrutural – Resultados 6.45

6.3.4.1 - Restrição total do deslocamento longitudinal 6.46

6.3.4.1.1 - Flecha a meio vão 6.46

6.3.4.1.2 - Força axial de restrição no apoio 6.50

6.3.4.1.3 - Momento flector a meio vão 6.52

6.3.4.2 - Restrição parcial do deslocamento longitudinal 6.56

6.3.4.2.1 - Flecha a meio vão 6.56

6.3.4.2.2 - Força axial de restrição no apoio 6.60

6.3.4.2.3 - Momento flector a meio vão 6.64

6.3.4.3 - Restrição total da rotação 6.67

6.3.4.3.1 - Flecha a meio vão 6.68

6.3.4.3.2 - Força axial de restrição no apoio 6.70

6.3.4.3.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios 6.72

6.3.4.4 - Restrição parcial da rotação 6.74

6.3.4.4.1 - Flecha a meio vão 6.75

6.3.4.4.2 - Força axial de restrição no apoio 6.77

6.3.4.4.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios 6.78

6.3.4.5 - Mecanismos de rotura 6.79

6.4 - Análise ao nível do elemento - Vigas contínuas 6.89

6.4.1 - Introdução 6.89

6.4.2 - Análise dos resultados 6.90

6.4.2.1 - Viga com dois vãos 6.90

6.4.2.1.1 - Flecha a meio vão 6.90
6.4.2.1.2 - Força axial de restrição no apoio 6.91
6.4.2.1.3 - Momento flector a meio vão e no apoio 6.92
6.4.2.2 - Viga com três vãos 6.96
6.4.2.2.1 - Flecha a meio vão 6.97
6.4.2.2.2 - Força axial de restrição no apoio 6.98
6.4.2.2.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios 6.99
6.4.2.3 - Mecanismos de rotura 6.106
6.5 - Conclusões 6.110
6.6 - Recomendações para a prática de projecto 6.112
6.7 Referências bibliográficas 6.113

Capítulo 7

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

7.1 - Introdução 7.3
7.2 - Análise do comportamento de paredes de betão ao incêndio ISO 834 ..... 7.4
7.2.1 - Introdução 7.4
7.2.2 - Análise de resultados experimentais 7.6
7.2.3 - Análise de resultados numéricos 7.7
7.2.4 - Formulação numérica do cálculo de flechas de elementos sujeitos a gradientes térmicos 7.9
7.3 - Características geométricas, mecânicas e análise térmica das paredes 7.13
7.3.1 - Características de base da parede 7.14
7.3.2 - Solicitação térmica 7.15
7.4 - Métodos simplificados de cálculo 7.19
7.4.1 - Introdução 7.19
7.4.2 - Análise dos resultados – SimFIRb 7.19
7.5 - Métodos avançados de cálculo 7.21
7.5.1 - Introdução 7.21

7.5.2 - Paredes encastradas na base e livres no topo 7.23
7.5.2.1 - Modelo estrutural 7.23
7.5.2.2 - Análise da distribuição de tensões 7.24
7.5.2.3 - Estudo paramétrico 7.28
7.5.2.3.1 - Altura da parede 7.29
7.5.2.3.2 - Espessura da parede 7.34
7.5.2.3.3 - Percentagem de armadura 7.37
7.5.2.3.4 - Carga axial 7.41
7.5.2.3.6 - Curva de incêndio ISO 834 seguida de arrefecimento e curva de incêndio exterior . 7.50
7.5.2.4 - Conclusões 7.54
7.5.3 - Paredes encastradas na base e fixas no topo ao deslocamento horizontal 7.55
7.5.3.1 - Modelo estrutural 7.55
7.5.3.2 - Comportamento geral das paredes 7.56
7.5.3.3 - Estudo paramétrico 7.62
7.5.3.3.1 - Altura da parede 7.63
7.5.3.3.2 - Espessura da parede 7.68
7.5.3.3.3 - Percentagem de armadura 7.72
7.5.3.3.4 - Carga axial 7.77
7.5.3.4 - Conclusões 7.80
7.5.4 - Paredes encastrada na base e apoiadas ao nível dos pisos 7.82
7.5.4.1 - Modelo estrutural 7.82
7.5.4.2 - Estudo paramétrico 7.83
7.5.4.2.1 - Espessura da parede 7.84
7.5.4.2.2 - Carga axial 7.89
7.5.4.2.3 - Conclusões 7.92
7.6 - Recomendações para a prática de projecto 7.93
7.7 - Referências bibliográficas 7.94

Capítulo 8

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

8.1 - Introdução 8.3

8.2 Análise do comportamento de pilares de betão sujeitos ao incêndio ISO 834 Métodos simplificados – SimFIRc, Isotérmica dos 500ºC e Zona 8.6

8.2.1 - Introdução 8.6

8.2.2 - Condições da análise numérica 8.6

8.2.2.1 - Configuração geométrica e propriedades materiais dos pilares 8.6

8.2.2.2 - Condições fronteira 8.9

8.2.2.3 - Análise térmica 8.10

8.2.3 - Análise comparativa dos resultados com os de outros autores 8.20

8.2.4 - Análise de sensibilidade dos resultados com aspectos numéricos e Eurocódigos 8.25

8.2.4.1 - Avaliação dos métodos simplificados – Método da Rigidez Nominal e Método da Curvatura Nominal 8.26

8.2.4.2 - Avaliação do efeito do módulo de elasticidade e da fluência do betão 8.32

8.2.4.3 - Avaliação do efeito de vários parâmetros no método da rigidez nominal 8.39

8.2.4.4 - Avaliação do efeito da temperatura da armadura 8.45

8.2.4.5 - Avaliação do efeito das extensões máximas do betão 8.46

8.2.4.6 - Avaliação do efeito da discretização da malha de elementos finitos no cálculo da temperatura nas armaduras 8.49

8.2.5 - Análise de sensibilidade dos resultados aos aspectos estruturais 8.49

8.2.5.1 - Efeito da percentagem de armadura 8.50

8.2.5.2 - Efeito da altura do pilar 8.54

8.2.5.3 - Efeito do recobrimento da armadura 8.56

8.2.5.4 - Efeito da acção térmica 8.61

8.2.5.5 - Efeito da excentricidade da aplicação da carga 8.64

8.3 Análise do comportamento de pilares de betão ao incêndio ISO 834 a partir do método avançado SAFIR 8.66

8.3.1 - Introdução 8.66

8.3.2 - Configuração geométrica e propriedades materiais dos pilares analisados 8.68

8.3.3 - Análise térmica 8.69

8.3.4 - Estudo paramétrico 8.71

8.3.4.1 - Efeito do recobrimento da armadura 8.73

8.3.4.1.1 - Deformação horizontal a meia altura do pilar 8.74

8.3.4.1.2 - Momento flector a meia altura do pilar 8.75

8.3.4.2 - Efeito da altura do pilar 8.76

8.3.4.2.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar 8.79

8.3.4.2.2 - Momento flector a meia altura do pilar 8.81

8.3.4.3 - Efeito da acção mecânica no topo do pilar 8.87

8.3.4.3.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar 8.90

8.3.4.3.2 - Momento flector a meia altura do pilar 8.91

8.3.4.4 - Efeito da excentricidade da acção mecânica sobre o pilar 8.96

8.3.4.4.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar 8.97

8.3.4.4.2 - Momento flector a meia altura do pilar 8.98

8.3.4.5 - Efeito da percentagem de armadura 8.100

8.3.4.5.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar 8.102

8.3.4.5.2 - Momento flector a meia altura do pilar 8.105

8.4- Conclusões 8.105

8.5- Recomendações para a prática de projecto 8.110

8.6 Referências bibliográficas 8.110

Capítulo 9

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

9.1 - Introdução 9.3

9.2 - Considerações iniciais sobre o comportamento de um pórtico sujeito a incêndio 9.5

9.3 - Modelos estruturais 9.7

9.3.1 - Introdução 9.7

9.3.2 - Configuração geométrica dos pórticos analisados. Condições fronteira 9.8

9.3.3 - Propriedades materiais dos elementos constituintes dos pórticos 9.10

9.3.4 - Acções mecânicas e térmicas 9.11

9.3.5 - Hipóteses de cálculo 9.12

9.4 - Análise do comportamento de pórticos de betão armado sujeito à acção do incêndio ISO 834 ….. 9.13

9.4.1 - Pórtico simples “Estrutura em túnel” 9.13

9.4.1.1 - Deformadas dos elementos estruturais 9.14

9.4.1.2 - Momentos flectores ……..... 9.16

9.4.1.3 - Esforços axiais ……..... 9.17

9.4.1.4 - Mecanismo de colapso ……..... 9.18

9.4.2 - Pórtico de 4 tramos e 3 pisos - “Estrutura em túnel” 9.19

9.4.2.1 - Deformadas dos elementos estruturais 9.21

9.4.2.2 - Momentos flectores ……..... 9.22

9.4.2.3 - Esforços axiais ……..... 9.24

9.4.2.4 - Mecanismo de colapso ……..... 9.24

9.4.3 - Pórtico simples de 3 tramos - “Estrutura reticulada” 9.25

9.4.3.1 - Deformadas dos elementos estruturais 9.28

9.4.3.2 - Momentos flectores ……..... 9.29

9.4.3.3 - Esforços axiais ……..... 9.30

9.4.3.4 - Mecanismo de colapso ……..... 9.31

9.4.4 - Pórtico de 3 tramos e 4 pisos - “Estrutura reticulada” 9.33

9.4.4.1 - Deformadas dos elementos estruturais 9.35

9.4.4.2 - Momentos flectores ……..... 9.37

9.4.4.3 - Esforços axiais ……..... 9.38

9.4.4.4 - Mecanismo de colapso 9.38

9.5 - Conclusões ……..... 9.42

9.6 - Recomendações para a prática de projecto …..... 9.45

9.7 - Referências bibliográficas ……..... 9.45

Capítulo 10

SINTESE, CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

10.1 - Considerações gerais 10.3

10.2 - Conclusões 10.5
10.2.1 - Análise geral do trabalho 10.5
10.2.2 - Análise do comportamento de Lajes 10.5
10.2.2.1 - Geral 10.5
10.2.2.2 - Lajes com restrição axial longitudinal total (rotação nos apoios) 10.5
10.2.2.3 - Lajes com restrição axial longitudinal parcial (rotação nos apoios) 10.6
10.2.2.4 - Lajes com restrição total à rotação e axial longitudinal parcial 10.6
10.2.2.5 - Recomendações para projecto e execução de lajes 10.6
10.2.2.6 - Recomendações para investigação futura relativamente a lajes 10.7
10.2.3 - Análise do comportamento de Vigas 10.7
10.2.3.1 - Análise ao nível da secção 10.8
10.2.3.2 - Análise ao nível do elemento 10.8
10.2.3.1.1 - Geral 10.8
10.2.3.1.2 - Vigas com restrição axial longitudinal total (rotação nos apoios) 10.9
10.2.3.1.3 - Vigas com restrição axial longitudinal parcial (rotação nos apoios) 10.9
10.2.3.1.4 - Vigas com restrição total à rotação e axial longitudinal parcial 10.9
10.2.3.3 - Recomendações para projecto e execução de vigas 10.10
10.2.3.4 - Recomendações para investigação futura 10.10
10.2.4 - Análise do comportamento de Paredes 10.11
10.2.4.1 - Paredes encastradas 10.11
10.2.4.2 - Paredes encastradas na base e apoiadas no topo 10.11
10.2.4.3 - Paredes e lajes acopladas 10.11
10.2.4.4 - Recomendações de projecto 10.12
10.2.5 - Análise do comportamento de Pilares 10.12
10.2.5.1 - Conclusões base 10.13
10.2.5.2 - Método Simplificado 10.14
10.2.5.3 - Estudo paramétrico – Comportamento ao fogo 10.14
10.2.6 - Análise do comportamento de Pórticos 10.16
10.2.6.1 - Pórtico 1: Pórtico simples em “túnel” 10.16
10.2.6.2 - Pórtico 2: Pórtico em “túnel” - 4 tramos e 3 pisos 10.17
10.2.6.3 - Pórtico 3: Pórtico simples reticulado – 3 tramos 10.17

10.2.6.4 - Pórtico 4: Pórtico completo reticulado - 3 tramos e 4 pisos 10.18

10.3 - Perspectivas de desenvolvimento 10.18

10.4 Referências bibliográficas 10.22

Anexo 1

MÉTODO DOS VALORES TABELADOS

A1.1 - Introdução A1.3

A1.2 - Lajes A1.3

A1.2.1 - Lajes maciças A1.3

A1.2.2 - Lajes fungiformes A1.4

A1.2.3 - Lajes nervuradas A1.4

A1.3 - Vigas A1.5

A1.3.1 - Vigas simplesmente apoiadas A1.5

A1.3.2 - Vigas contínuas A1.5

A1.4 - Paredes A1.6

A1.4.1 - Paredes sem função de suporte de cargas A1.6

A1.4.2 - Paredes com funções de suporte de cargas A1.6

A1.5 -. Pilares A1.6

A1.5.1 - Método A do Eurocódigo A1.6

A1.5.2 - Método B do Eurocódigo A1.7

A1.5.3 - Método simplificado de cálculo - Método baseado na estimativa da curvatura (EN 1992-1-2) A1.7

A1.6 - Referências bibliográficas A1.8

Anexo 2

CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS E MECÂNICAS DO BETÃO E DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

A2.1 -. Introdução A2.3

A2.2 -. Betão A2.4

A2.2.1 - Introdução A2.4

A2.2.2 - Propriedades térmicas A2.5

A2.2.2.1 - Calor específico A2.5

A2.2.2.2 - Condutibilidade térmica A2.6

A2.2.2.3 - Massa volúmica A2.7

A2.2.3 - Propriedades mecânicas A2.8

A2.2.3.1 - Coeficiente de dilatação térmica A2.8

A2.2.3.2 - Relações tensão-extensão A2.9

A2.2.3.3 - Tensões de compressão, tracção e extensões limite e última A2.10

A2.2.3.4 - Exemplo de diagrama de tensão-extensão do betão a altas temperaturas A2.11

A2.3 - Aço A2.12

A2.3.1 - Propriedades térmicas A2.12

A2.3.1.1 - Calor específico A2.12

A2.3.1.2 - Condutibilidade térmica A2.13

A2.3.1.3 - Massa volúmica A2.14

A2.3.2 - Propriedades mecânicas A2.14

A2.3.2.1 - Coeficiente de dilatação térmica A2.14

A2.3.2.2 - Relação tensão-extensão A2.16

A2.3.2.3 - Aço corrente A2.17

A2.3.2.3.1 - Tensão de cedência A2.18

A2.3.2.3.2 - Tensão limite de proporcionalidade e módulo de elasticidade A2.19

A2.3.2.3.1 - Exemplo de diagrama de tensão-extensão do aço a altas temperaturas A2.20

A2.3.2.4 - Aço de pré-esforço A2.21

A2.3.2.4.1 - Tensão de cedência A2.22

A2.3.2.4.2 - Tensão limite de proporcionalidade, Módulo de elasticidade e Extensões limite A2.23

A2.4 - Referências bibliográficas A2.24

Anexo 3

FIGURAS COMPLEMENTARES DA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE PILARES SUJEITOS AO INCÊNDIO NORMALIZADO ISO 834

A3.1 -. Figuras complementares A3.3

A3.2 -. Referências bibliográficas A3.14

Índice de Figuras

Índice de Quadros

Abreviaturas e simbologia

Durante a apresentação do trabalho houve a preocupação de definir as abreviaturas e símbolos utilizados sempre que estes pudessem suscitar alguma dúvida ou simplesmente para uma melhor clarificação da exposição.

Para facilitar a consulta, o conjunto das abreviaturas e símbolos usados ao longo do texto são apresentados num item específico. As abreviaturas têm muitas vezes apenas significado num idioma que não o Português, pelo que se apresentam sem tradução. Por vezes, no correr do texto, inseridas em quadros ou figuras, as abreviaturas têm a sua representação própria pelo que podem não se encontrar inseridas naquele parágrafo.

Alguns símbolos têm um significado diferente, conforme o problema em discussão seja de índole térmica ou mecânica. Ao longo do texto são usados com frequência termos cuja acepção se esclarece: elemento de construção – constituinte de um subsistema de construção aplicado no seu local de utilização, realizado a partir de materiais ou produtos de construção; material de construção – substância fornecida à obra sem forma directamente aplicável ou sem forma própria definida;

ABREVIATURAS

ABAQUS	Programa comercial de elementos finitos – Em conversão para SIMULIA.
ACI	American Concrete Institute
ACI/TMS 216	American Concrete Institute / The Masonry Society
ANSYS	Programa comercial de elementos finitos desenvolvido pela Engineering Computing Services
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing Materials
BKR	Boverkets Konstruktionsregler – Método de avaliação da capacidade resistente de pilares de betão implementado no regulamento Sueco.
BRANZ	Laboratório localizado na Austrália - Desenvolvimento e avaliação de produtos da construção. Especializado em fogo, estruturas, isolamento térmico, análise meteorológica e energia
BRE	Building Research Establishment

BSI	Engineering Standards Committee - Tem três divisões: BSI British Standards, BSI Management Systems e BSI Product Services.
BSLJ	Building Standards Law of Japan
CBEAM C-Beam	Concrete Beam- Programa de análise da capacidade resistente de vigas de betão armado sujeitas a incêndio.
CEB	Comité Européen du Béton
CEB- FIP	Comite Euro- International du Beton
CEFICOSS	Programa para análise térmica e estrutural desenvolvido por Franssen, substituído por SAFIR
CFRP	Carbon Fibre Reinforced Polymer
COMPRESS	Concrete strutures columns - Programa de análise da capacidade resistente de pilares metálicos, de betão armado e mistos sujeitos a incêndio.
CONFIRE	Programa da capacidade de carga de pilares sujeitos a incêndio desenvolvido por Nils Erik Forsén, Multiconsult AS, Oslo.
EN	Norme Européenne, Eixo neutro
EUA	Estados Unidos da América
FAST	Programa para análise térmica e estrutural
FIP	Federation for Prestressing
Fire Safety Design, AB	Empresa Sueca responsável pelo desenvolvimento de TCD Tempcalc-Design
FIRES-T FIRES-T3	Programa de análise térmica desenvolvido na Universidade de Berkeley, Califórnia.
FIRETRANS	Programa de análise térmica
FORUM	Forum for International Cooperation in Fire Research - È um grupo informal internacional de directores de organizações na investigação na área do fogo
FSE	Fire Safety Engineering.
GCA	Global Collapse Analysis – programa integrado no SUPER TEMPCALC R.
IBC 2000	International Building Code 2000
ICC	International Code Council
ICC,	International Building Code
ISO	International Organization for Standardization
LITS	Load Induced Thermal Strain
LS_DYNA	Programa comercial de elementos finitos desenvolvido por Livermore Software Technology Corporation (LSTC) em Livermore, califórnia.
LUSAS	London University Stress Analysis System
NDT	Non destructive tecniques
NFPA	National Fire Protection Association
NIST	National Institute of Standards and Technology
NP	Norma Portuguesa
PTV	Princípio dos trabalhos virtuais.
R.C.	Reinforced Concrete
SAFIR	Safety Fire Resistance. Programa baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural desenvolvido por Franssen.
SBEAM	Steel Beam - Programa de análise da capacidade resistente de vigas metálicas sujeitas a incêndio.
SC4	Sub- Committee 4
SFPE	Society of Fire Protection Engineering

SiF	Structures in Fire
SimFIRb	Simplified FIre Resistance beam" - Programa de avaliação da capacidade de carga de vigas sujeitas a incêndio desenvolvido pelo autor.
SimFIRc	"Simplified FIre Resistance – column" - Programa de avaliação da capacidade de carga de pilares sujeitos a incêndio desenvolvido pelo autor.
STRUCT	Programa de análise de estruturas sujeitas a incêndio e que funciona em conjunto com TEMP, desenvolvido por Terro.
TASEF-2	Programa de análise térmica desenvolvido por Wickstrom na Suécia.
TC92	Technical Committee 92
TCD Tempcalc SUPER-TEMPCALC R	Programa de análise térmica
TCD Tempcalc-Design	TCD é um conjunto de programas baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural desenvolvido por Anderberg
TEMP	Programa de análise térmica desenvolvido por Terro.
UBMFIRE	Programa de avaliação da capacidade de carga de vigas sujeitas a incêndio desenvolvido por Ferreira
UBMFIRE	Programa de análise mecânica Simplício Ferreira
VULCAN	Programa de elementos finitos desenvolvido na Universidade de Sheffield

SIMBOLOGIA

$1/r_0$	Curvatura inicial
$1/r$	Curvatura
a	Maior dimensão da secção transversal ou dimensão de referência da viga. Distância do eixo das armaduras longitudinais à face
a_1	Distância entre a camada 1 de varões e o bordo inferior da secção recta reduzida
a_2	Distância entre a camada 2 de varões e o bordo inferior da secção recta reduzida
a_i	Distância do eixo da armadura i à face
a_i (i=1,6)	Alturas de cada bloco de tensões nas seis zonas de betão
a_j (j=1,2,...,m)	Variáveis que satisfazem condições
a_z :	Espessura degradada do betão obtida pelo método de Zona.
a_υ	Distância entre a camada υ de varões e o bordo inferior da secção recta reduzida
$A, B, C, D,$ E, F, G	Situações limite correspondem às zonas de transição da validade das expressões para o cálculo de x , ε_s e ε'_s
A_c	Área da secção de betão
$A_{c,j}$	Área do elemento de betão j sujeito a compressão
$A_d(t)$	Valor de cálculo das acções de incêndio (principalmente acções indirectas devido a restrições de elongação térmicas)
A_f	Área de pavimento
A_i	Área da secção da armadura i. Área do elemento

A_{ii}	Área do elemento;
A_s	Área de aço. Área de armadura em tracção. Área total de armadura.
A_{si} , $A_{s,i}$	Área de cada varão de aço i
A_{s1}	Área de armadura em tracção que se encontra em equilíbrio com a zona em compressão do betão
A_{s2}	Área de armadura em tracção que se encontra em equilíbrio com a armadura em compressão
A'_s	Área de armadura em compressão
A_{sn}	Parcela da área da armadura inferior correspondente ao equilíbrio com o esforço axial
$A_{s,req}$	Área de aço requerida para o estado limite último de acordo com EN 1992-1-1
$A_{s,req}(0)$	Área da armadura superior requerida sobre o suporte de acordo com EN 1992-1-1
$A_{s,req}(x)$	Área da armadura superior requerida na secção considerada (à distância x) mas nunca inferior a $A_s(x)$. Área da armadura exigida pela EN 1992-1-1
$A_{s,prov}$	Área de aço utilizada;
A_t	Área total do compartimento (paredes, tecto, pavimento incluindo aberturas)
A_{ti}	Área de parte do compartimento (paredes, tecto, pavimento incluindo aberturas)
A_v	Área das aberturas verticais
b	Parâmetro dependente do material. Menor dimensão do pilar de secção rectangular ou diâmetro. Menor dimensão da secção transversal ou dimensão de referência da viga. Largura original da peça. Factor de escala deverá estar relacionado com o parâmetro da Rigidez corrente de Bergan
b'	Parâmetro geométrico dependente da secção de betão e as suas dimensões
b_{fi}	Largura efectiva da secção reduzida
b_i^{n+1}	Densidade das forças de volume aplicadas na configuração de γ_{n+1}
b_j	Densidades de forças de volume aplicadas na configuração γ_n
b_{mod}	Menor dimensão da secção modificada do pilar
$b_{\min}$	Menor dimensão do pilar
$b_p \times h_p$	Secção dos pilares
c	Calor específico do material envolvente. Constante $c = 9{,}8$ ou $c = 8$
c_i	Calor específico da camada i
c_p	Calor específico
C	Calor específico
C_c	Recobrimento nominal da armadura
$C_{c,\theta}$	Calor específico do betão em função da temperatura
$C^*_{c,\theta}$	Calor específico valor de pico em função da temperatura
$C_{s,\theta}$	Calor específico dos aços, função da temperatura θ
C_w	Comprimento da laje
C_v	Comprimento da viga
d	Altura efectiva. Espessura da parede. Diâmetro do pilar

d_{fi}	Altura efectiva da secção reduzida
dV^{n+1}	Elemento de volume no qual estão aplicadas as forças na configuração γ_{n+1}
dA^{n+1}	Elemento de superfície no qual estão aplicadas as forças na configuração γ_{n+1}
e	Número total de elementos em que se subdividiu o domínio. Excentricidade
e_0	Excentricidade acidental do pilar
e_2	Parâmetro intermédio relacionado com a deformação do pilar (excentricidade)
$e_{máx}$	Excentricidade relativa máxima à aplicação do momento flector e esforço axial
e_M	Excentricidade aplicada à força axial aplicada no topo do pilar
E	Módulo de elasticidade. Momento de primeira ordem aplicado ao pilar
E_{cd}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão
E_d	Efeito das acções a partir da combinação fundamental à temperatura ambiente
$E_{fi,d,t}$	Valor de cálculo dos efeitos das acções (térmicas e mecânicas) em situação de incêndio no instante t
$E_{fi,d,t=0}$	Valor de cálculo dos efeitos das acções (térmicas e mecânicas) em situação de incêndio no instante zero
$E_{d,fi}$	Valor de cálculo dos efeitos das acções para a combinação de acções de acidente para a situação de incêndio
EI	Rigidez à flexão,
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço no regime elástico em função da temperatura
E_p	Módulo de elasticidade do aço de pré- esforço à temperatura ambiente
$E_{p,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço de pré- esforço em função da temperatura
f	Tensão no aço
$f_{\frac{1}{2}}$	Flecha a meio vão
$\dot{f}_{\frac{1}{2}}$	Velocidade de crescimento da flecha a meio vão
f_{ck} , $f_{c,k}$	Valor característico da resistência da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, determinado em provetes prismáticos
f_{cd,θ_i}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do elemento de betão j à temperatura θ_j
$f_{cd,f}(20)$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão à temperatura ambiente
$f_{c,\theta}$, $f_{c,T}$	Tensão máxima de compressão do betão em função da temperatura
$f_{py,\theta}$	Tensão de cedência do aço de pré- esforço em função da temperatura
$f_{pk,20^oC}$	Tensão característica do aço de pré- esforço à temperatura ambiente
$f_{p0,1k}$	Tensão característica do aço para uma extensão de 0,1% de pré- esforço
f_{pk}	Tensão característica do aço de pré- esforço
$f_{pp,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade do aço de pré- esforço em função da temperatura
f_{sp}	Tensão limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
$f_{sp,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
$f_{sd,f}(\theta_m)$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço em situação de incêndio à temperatura média do nível das armaduras
$f_{sdc,f}(\theta_m)$	Valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do aço em situação de incêndio

	à temperatura média do nível das armaduras
$f_{sd,fi}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras em situação de incêndio
$f_{sd,i}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras ordinárias à temperatura ordinária
f_{sy}	Tensão de cedência do aço à temperatura ambiente
$f_{sy,\theta}$	Tensão de cedência do aço em função da temperatura
f_{sy,θ_i}	Tensão de cedência efectiva à tracção do varão i à temperatura θi
$f_{syd,\theta}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço em função da temperatura
f_{yk}	Tensão característica de cedência do aço
f_{yki}	Tensão característica de cedência do aço para o varão i
$f_{yk,20^oC}$	Tensão característica de cedência do aço à temperatura ambiente
F	Força aplicada no topo da parede
G	Centro geométrico da secção. Peso próprio e cargas permanentes
h	Altura média das aberturas dos vãos verticais. Altura da secção de betão armado. Altura da viga. Altura original das lajes, vigas, pilares e paredes. Menor dimensão da secção do pilar, altura da secção rectangular
h_1	Altura da primeira camada de betão da laje
h_2	Altura da segunda camada de betão da laje
h_c	Coeficiente de transmissão de calor por convecção
h_i	Funções de interpolação polinomiais
h_v	Altura das vigas
h_{fi}	Altura da secção reduzida
h_r	Coeficiente de transmissão de calor por radiação
h_s	Espessura da laje acrescida da espessura equivalente, em betão, dos revestimentos de piso e de tecto. Mínima espessura da laje
h_w	Espessura das lajes
$\dot{h}_{net}$	Energia por unidade de tempo e unidade de área absorvida pelo elemento
$\dot{h}_{net,r}$	Fluxo de calor incidente nas superfícies fronteira devido à radiação
$\dot{h}_{net,c}$	Fluxo de calor incidente nas superfícies fronteira devido à convecção
H	Altura total da secção. Número de elementos com fronteira do tipo Γ_h
H_p	Altura dos pilares
H_w	Altura das paredes. Comprimento livre do elemento
i	Raio de giração.
i_s	Raio de giração da totalidade da área da armadura.
I_c	Momento de inércia da secção de betão. Inércia da secção do pilar
I_s	Momento de inércia da armadura relativa ao CG da secção de betão
k	Coeficiente de transmissão térmica. Condutibilidade térmica do material. Curvatura
k_1	Factor que depende da classe de resistência do betão
k_2	Factor que depende da carga axial e esbelteza

$k_{c,m}$	Factor de redução das características médias do betão
$k_c(\theta i)$	Resistências à compressão do betão de cada zona
$k_c(\theta_M)$	Factor de redução das características do betão no ponto médio M
$k_c(\theta)$	Coeficiente de redução da tensão de compressão do betão
$k_{cT}(\theta)$	Coeficiente de redução da tensão de tracção do betão
$k_p(\theta)$	Coeficientes de redução da tensão do aço de pré- esforço
k_x , k_y e k_z	Condutibilidades térmicas segundo as direcções x, y e z
k_θ	Factor de redução da tensão ($X_{k,\theta} / X_k$) dependente da temperatura do material
$k_\upsilon(\theta)$	Redução média da resistência do nível da armadura υ
$k(\theta_i)$	Redução da resistência da armadura i devido à temperatura θi
$k(\varphi) f_{sd,fi}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do grupo das armaduras em situação de incêndio
k_r	Factor de correcção dependente da carga axial
k_φ	Factor de correcção dependente da fluência
K_c	Factor de correcção dos efeitos da fendilhação
K_r	Rigidez à flexão do elemento estrutural
$K_s(\theta_{cr})$	Factor de redução das características do aço para a temperatura crítica
K_s	Factor de correcção para a contribuição da armadura
K_t	Rigidez axial do elemento estrutural
$K_{S,p}(\theta)$	Factor de redução da tensão limite de proporcionalidade, função da temperatura
$K_{S,E}(\theta)$	Factor de redução do módulo de deformabilidade, função da temperatura
$K(\theta)$	Factor de redução da resistência ou deformação, função da temperatura
l	Comprimento do pilar
l_0	Comprimento efectivo dos pilares à temperatura ambiente
$l_{0,fi}$	Comprimento efectivo do pilar sujeito a incêndio
l_c	Comprimento de encurvadura de Euler
l_{ef}	Vão efectivo. Maior dos vãos adjacentes
l_s	Comprimento da armadura
l_y / l_x	Relação entre os lados de uma laje
L_1, L_2, L_3	Comprimentos dos vãos de uma viga ou laje contínua
L	Comprimento do vão da laje. Vão. Comprimento das vigas. Comprimento do elemento
L_v	Largura das vigas
L_w	Largura das paredes. Largura das lajes
M	Centro de gravidade resistente da secção reduzida. Momento flector
$M_{0Ed,fi}$ e $N_{0Ed,fi}$	Valores de cálculo do momento de primeira ordem e carga axial em situação de incêndio
M_{oEqp}	Momento flector para a combinação quase permanente de acções

M_{oEd}	Momento flector último de cálculo.
M_{0Ed}	Momento de primeira ordem incluindo o efeito de imperfeições
M_{01} , M_{02}	Momentos distintos de primeira ordem nos extremos do elemento
M_2	Momentos de segunda ordem
$M^{-}_{20^oC,u}$	Momento flector negativo resistente último à temperatura ambiente
M_{fogo}	Momento flector actuante devido à carga uniformemente distribuída w e à acção térmica
$M^{+}_{fogo,u}$	Momento flector positivo resistente último
$M^{-}_{fogo,u}$	Momento flector negativo resistente último
M^{+}_{fogo}	Momento flector actuante na laje a alta temperatura
M_k	Momento flector de restrição resultante da aplicação de um gradiente térmico uniforme
M_u	Momento resistente último. Momento resistente para um campo de temperaturas da secção
M_{u1}	Momento resistente último devido à contribuição do betão
M_{u2}	Momento resistente ultimo devido à contribuição da armadura superior
$M_{r,f}$	Momentos flector resistente em situação de incêndio
$M_{Rd,fi}$	Momentos flector resistente de cálculo em situação de incêndio
M^{+}_{u}	Momentos flector positivo resistente último
M^{-}_{u} .	Momentos flector negativo resistente último
$M-K$	Relação momento curvatura
$\vec{n}$	Versor da normal exterior à superfície
n_x , n_y	Co -senos directores da normal exterior à fronteira
n	Número de nós do elemento. Nível de carregamento. Zonas paralelas no método de Zona. Incremento de ordem. Força axial relativa
n_υ	Número de armaduras no nível υ
N	Número total de intervalos de tempo considerados na análise. Número total dos elementos na secção recta
$N1, N2$	Nós extremos do elemento de viga
$N_{0Ed,fi}$	Acção axial de projecto em situação de incêndio no instante inicial
N_j	Função de forma associada ao nó j
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial à temperatura ambiente para a combinação fundamental de acções. Valor de projecto da força axial. Carga axial de projecto
$N_{Ed,fi}$	Acção axial de projecto em situação de incêndio
N_{Rd} , N_{rd}	Valor de cálculo do esforço axial resistente à temperatura ambiente.
$N_{Rd,fi}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente função da temperatura
N_{sd}	Valor de cálculo do esforço axial actuante à temperatura ambiente
$N_{sd,fi}$	Valor de cálculo do esforço axial para a combinação acidental correspondente à situação de incêndio.
N	Força axial aplicada no topo do pilar

N_{cr}	Carga crítica
n_u	Força axial última
n_{bal}	Valor de n com o momento máximo resistente
N_B, N_{cr}	Carga de encurvadura baseada na redução da rigidez
N	Posição da linha de restrição ao deslocamento longitudinal. “Nodeline” – Posição da ligação entre elementos
O	Factor de abertura
P	Força axial de restrição à expansão térmica. Peso próprio da parede. Acção Axial no topo do pilar
P_{cr}	Carga crítica
P_{ef}	Tracção causada pelo excesso de contracção
P_t	Força axial de restrição à expansão térmica
q_{td}	Valor de projecto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície At do compartimento
q	Fluxo de calor. Fluxo de calor na direcção do versor
q_x , q_y , q_z	Componentes do fluxo de calor por unidade de área, segundo as direcções x, y e z
$\overline{q}$	Fluxo prescrito
q_c	Fluxo de calor por convecção entre uma parte da fronteira Γ_c , à temperatura T , e o meio ambiente
Q	Quantidade de calor que atravessa a área A,. Número de elementos com fronteira do tipo Γ_q . Sobrecarga
$Q_{k,1}$	Valor característico da acção variável principal
$Q_{k,i}$	Valor característico das restantes acções variáveis
$\dot{Q}$	Calor gerado internamente por unidade de volume e de tempo
r	Raio de giração
$R_{fi,d,t}$	Valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t
R	Capacidade resistente do pilar sujeito a incêndio. Capacidade resistente para a curva de incêndio natural
$R_{nfi}, R_a, R_l, R_b, R_n$	Parâmetros intermédios para o cálculo da capacidade resistente do pilar sujeito a incêndio
s	Espaçamento da armadura
s_i	Espessura da camada i
$S1$ $S2$	Superfícies
t	Instante da análise. Tempo em minutos para as curvas nominais e horas para as curvas de incêndio natural
t_0 , t_1 , t_2 , t_n t_{n+1}	Sucessivos instantes de tempo
t_e	Tempo equivalente e corresponde à duração do período de aquecimento na curva padrão que produz num dado elemento estrutural o mesmo efeito, no que se refere à exigência de estabilidade, que o processo de incêndio natural
t_j	Densidades de forças de superfície aplicadas na configuração γ_n
$t_{n+\alpha}$	“Pontos" discretos
t_{td}	Tempo requerido para a duração do incêndio tal que o elemento estrutural, subestrutura ou estrutura mantenha a sua capacidade resistente e/ou função de compartimentação
t^*	Tempo fictício em horas para as curvas nominais

t_d^*	Tempo fictício de projecto em horas para as curvas nominais
t_w	Espessura das paredes
t_i^{n+1}	Densidade das forças de superfície aplicadas na configuração de γ_{n+1}
t'	Cálculo da espessura fictícia do banzo da viga em T
T	Temperatura, Temperatura absoluta
T , $T(x,y,z)$	Perfil de temperatura
T_1	Temperatura da face não exposta ao incêndio
T_2	Temperatura da face exposta ao incêndio
T_∞	Temperatura do fluído
T_a	Temperatura absoluta da superfície absorvente
T_{cr}	Temperatura crítica de encurvadura
T_f	Temperatura da curva ISO 834 para o instante, t
T_i	Temperaturas nodais. Temperatura média do elemento plano i
T_{S1}	Temperatura da superfície $S1$
$\overline{T}$	Temperatura prescrita na fronteira
u	Percentagem em peso de água
u_j	Coordenadas de posição dos pontos do corpo nas configurações γ_n
u_k	Coordenadas de posição dos pontos do corpo nas configurações γ_{n+1}
$u(x)$	Deformação no eixo dos x
$u(x)\ v(x)\ \theta(x)$	Deslocamentos generalizados
$u(x,y)$	Campo de deslocamentos bidimensional de uma viga
u,v,w	Deslocamentos nas linhas dos nós
$u,v,w,\dot{\psi}$	Campos de deslocamentos
U,V,W	Deslocamentos específicos a um ponto qualquer da viga
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso aplicado à temperatura ambiente
$V_{Rdmáx}$	Valor de cálculo do esforço transverso máximo
$v(x)$	Deformação no eixo dos y
$v(x,y)$	Campo de deslocamentos bidimensional de uma viga
x	Distância da secção considerada até ao eixo do suporte. Profundidade do eixo neutro
x_0	Distância do início da laje/viga ao ponto de momento flector positivo máximo
x_1	Distância do início da laje/viga ao ponto de momento flector positivo máximo
x_2	Distância do início da laje/viga ao ponto de momento flector nulo
X_k	Valor característico da propriedade mecânica à temperatura ambiente
$X_{k,\theta}$	Valor característico da propriedade material a alta temperatura
X_k	Valor característico da propriedade material à temperatura ambiente
$X_{d,fi}$	Valor de cálculo das propriedades térmicas ou mecânicas
$X_{k(\theta)}$	Valor característico da propriedade em situação de incêndio, função da temperatura θ
y_o	Deformação inicial do elemento. Altura da linha de restrição relativamente à base da secção

y_j	Braço do momento da força resultante do elemento de betão em compressão, j. Braço do momento entre a fibra da secção em análise e o centro de gravidade da secção
y_i, z_i	Posição das "fibras" na secção
y_m^-	Deformação da laje na fase de pré- encurvadura
y_m^+	Deformação da laje na fase de pós- encurvadura
$y(x)$	Deformação da laje na secção à distância x.
$y_m(\phi)$	Curvatura imposta
$(y_m)_1$	Deformação por expansão térmica
$(y_m)_2$	Deformação por gradiente térmico.
(y_i, z_i)	Coordenadas do centro gravidade da secção do referido elemento
w	Acção uniformemente distribuída
w_u	Carga uniformemente distribuída de colapso
w'_u	Carga uniformemente distribuída de colapso corrigida
$w(x)$	Deformação no eixo dos z
W	Largura da parede equivalente. Metade da largura da secção do pilar
y_c , z_c	Coordenadas do centro de torção da secção
z	Braço do momento relativo à zona em compressão de betão e tracção das armaduras
z'	Braço do momento relativo às armaduras em tracção e compressão
z_i (i=1,6)	Distância do centro de gravidade de cada bloco ao centro de gravidade da secção

α	Coeficiente de dilatação térmica. Difusibilidade térmica do material. Factor de encurvadura. Parâmetro que define, dentro de cada intervalo de tempo, o instante em que certas equações são satisfeitas
α_c	Coeficiente de transmissão de calor por convecção. Relaciona a diferença de temperatura entre a temperatura do gás vizinho da superfície relevante do elemento e a temperatura dessa superfície
α_{cc}	Coeficiente de resistência à compressão do betão tendo em conta os efeitos a longo prazo
α_{th}	Coeficiente de dilatação térmica
β	Coeficiente de correcção da fluência dependente da tensão característica do betão e da esbelteza do pilar
δ	Deformação da estrutura
δu_i	Variação do movimento entre γ_n e γ_{n+1}
δu_i^{n+1}	Deslocamento virtual a partir da configuração γ_n
$du_k^{i,j}$	Deslocamento incremental associado aos graus de liberdade em questão
δ_{kj}	Símbolo de Kronecker
$\delta\lambda_i$	Factor iterativo de variação do nível de carga
δT_h	Gradiente térmico linear ao longo da espessura da laje
Δ	Valor da flecha a meio vão, excentricidade adicional
Δb_i	Incremento das forças de volume entre γ_n e γ_{n+1}
Δt	Intervalo de tempo
Δt_i	Incremento das forças de superfície entre γ_n e γ_{n+1}
Δa	Ajuste do valor da distância a do eixo dos varões à face da secção
$\Delta\sigma_{ij}$	Incremento do tensor das segundas tensões de Piola Kirchoff entre γ_n, e γ_{n+1}
ΔT_y	Variação de temperatura até que se atinja a tensão de cedência

ΔT_{cr}	Temperatura crítica
ΔT	Variação uniforme de temperatura, diferença de temperatura entre as faces aquecida e não aquecida
ΔC	Flecha no extremo de um elemento em consola sujeito a um gradiente térmico na secção
Δe	Deslocamento horizontal no topo da parede
ΔN	Flecha a meio vão de um elemento encastrado sujeito a um gradiente térmico na secção
ΔM	Flecha a meio vão de um elemento simplesmente apoiado sujeito a um gradiente térmico
ε	Extensão. Emissividade da superfície
$\dot{\varepsilon}$	Velocidade de crescimento da extensão de encurtamento longitudinal
ε_c	Extensão no betão.
$\varepsilon_{cr}(\sigma,T,t)$	Extensão por fluência função da tensão, temperatura e tempo
ε_f	Emissividade do compartimento de incêndio
ε^*_{ij}	Parte do tensor de Green Lagrange conjugado com o tensor das tensões de Cauchy
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformação térmica do betão
$\varepsilon_{c1,\theta}$~ , $\varepsilon_{c1,T}$	Extensão correspondente à tensão máxima de compressão do betão em função da temperatura
$\varepsilon_{cu1,\theta}$, $\varepsilon_{cu,T}$	Extensão limite última do betão em função da temperatura
ε_{ef}	Extensão efectiva
ε_h (i=1,6)	Extensões nas armaduras nas seis zonas de betão do método de Zona.
ε_{ij}	Componentes do tensor das deformações ε_{ij}
ε_m	Emissividade da superfície do elemento
$\varepsilon_{mecânica}$	Extensão mecânica
$\varepsilon_{máx,s,\theta}$	Extensão máxima do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{pt,\theta}$	Coeficientes do aço de pré- esforço
$\varepsilon_{pu,\theta}$	Coeficientes do aço de pré- esforço
ε_{res}	Emissividade resultante
ε_s	Extensão do aço. Extensões nas armaduras inferiores
ε'_s	Extensões nas armaduras superiores
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação térmica dos aços, função da temperatura, θ
$\varepsilon_{sp,\theta}$	Extensão correspondente à tensão limite de proporcionalidade, função da temperatura
$\varepsilon_{st,\theta}$	Extensão máxima correspondente à tensão de cedência em função da temperatura
$\varepsilon_{su,\theta}$	Extensão última do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{syd,\theta}$	Extensão de cedência do aço à temperatura, θ
ε_t	Extensão de tracção
ε_{total}	Extensão total
$\varepsilon_{térmica}$	Extensão térmica
ε_{th}	Extensão térmica
$\varepsilon_{th}(T)$	Extensão térmica
$\varepsilon_{tr}(\sigma,T)$	Extensão térmica transiente função da tensão e temperatura
ε_T	Extensão total. Extensão por efeito da variação uniforme de temperatura

ε_{ud}	Extensão de projecto do aço de pré- esforço para a máxima carga
ε_{uk}	Extensão característica do aço de pré- esforço para a máxima carga
ε_{ϕ}	Extensão por efeito de aplicação de um gradiente térmico uniforme na laje
$\varepsilon_{\sigma}(\sigma,T)$	Extensão mecânica função da tensão e temperatura
φ_{ef}	Relação efectiva de fluência
$\varphi(\infty,t_o)$	Coeficiente final de fluência
ϕ_s	Diâmetro das armaduras
ϕ	Factor de Configuração
γ	Representação das configurações indeformadas e deformadas
γ_A	Factor parcial de segurança do aço para a propriedade em causa em situação de incêndio
γ_{GA}	Coeficiente de segurança parcial para as acções permanentes em situação de incêndio
γ_G , $\gamma_{G\,\mathrm{sup}}$, $\gamma_{G\,\mathrm{inf}}$	Coeficiente de segurança parcial para as acções permanentes, valor superior e inferior
γ_{Qi} .	Coeficiente de segurança parcial para as acções variáveis
γ_s	Factor parcial de segurança para o aço (1,15 – EN 1992-1)
$\gamma_{M,fi}$	Factor parcial de segurança para a propriedade em causa em situação de incêndio
γ_n , γ_{n+1} , e γ'	Configurações, inicial indeformada e deformada
λ	Condutibilidade térmica do material envolvente. Esbelteza à temperatura ambiente para a secção não fissurada
$\lambda_{c,\theta}$	Condutibilidade térmica do betão em função da temperatura
$\lambda_{c,leve,\theta}$	Condutibilidade térmica do betão leve em função da temperatura
λ_{fi}	Esbelteza em situação de incêndio
λ_i	Condutibilidade térmica da camada i. Factor do nível de carga associado à iteração corrente
λ , η	Parâmetros que definem a altura efectiva da zona de betão em compressão e a resistência efectiva do betão
$\lambda_{s,\theta}$	Condutibilidade térmica dos aços, função da temperatura, θ
μ_{fi}	Factor de redução em função do nível de carregamento, função da combinação de acções, resistência à compressão e resistência à flexão com efeito de segunda ordem.
η_{fi}	Parâmetro que relaciona o valor de cálculo do esforço axial ao fogo com o valor à temperatura ambiente
$\eta_{fi,t}$	Factor redutor
$\eta_{fi,t=0}$	Factor redutor para o instante inicial
υ_c	Coeficiente de Poisson do betão
υ_s	Coeficiente de Poisson do aço
ψ_i , $\psi_{1,1}$ $\psi_{2,i}$, ψ_{fi}	Coeficientes de combinação de acordo com o Eurocódigo
$\psi_{0,i}$, ψ_0 , ψ_1 , ψ_2	
$\psi(x)$	Rotação em torno do eixo dos x. Rotação em torno do eixo da viga
ψ	Factor de redução de temperatura, para atender à percentagem de armadura
θ	Temperatura, curva de incêndio normalizado
θ_{cr}	Temperatura crítica do aço
θ_g	Temperatura dos gases na vizinhança do elemento adoptada através das curvas nominais temperatura-tempo
θ_j	Temperatura do elemento de betão j
θ_m	Temperatura na superfície do elemento. Temperatura das armaduras de compressão ou tracção para um determinado instante

$\theta_{máx}$	Máxima temperatura do incêndio na fase de aquecimento para t*= td*
θ_r	Temperatura de radiação na vizinhança do elemento
$\theta(x)$	Ângulo entre u e v
$\overline{\theta}_{arm}$	Temperatura média na armadura
Γ , Γ_r	Condições térmicas de fronteira
ρ	Densidade do material. Densidade do material envolvente do compartimento. Massa específica. Percentagem de armadura
ρ_c	Massa volúmica do betão em função da temperatura
$\rho_{c,\theta}$	Massa volúmica do betão em função da temperatura
$\rho_{c,20^oC}$	Massa volúmica do betão à temperatura ambiente
ρ_s	Massa volúmica do aço em função da temperatura
$\rho(x)$	Amplitude de Empenamento
σ	Tensão de compressão. Tensão total. Constante de Boltzmann. Estado de tensão elástico, plástico ou elasto-plástico
$\sigma_{c,fi}$	Tensão de compressão no betão sujeito a altas temperaturas
$\sigma_{c,\theta}$	Tensão no betão
σ_{ij}	Tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff
σ_{ij}^*	Tensor das tensões de Cauchy em γ_n
$\sigma_{s,fi}$	Tensão de cedência do aço sujeito a altas temperaturas
σ_y	Tensão de cedência do material
$\varsigma(x)$	Rotação em torno do eixo dos y
ξ	Quociente entre a acção variável de base característica e a acção permanente característica
$\xi(x)$	Rotação em torno do eixo dos z
$\omega(y,z)$	Função de empenamento
ω	Relação mecânica de armadura à temperatura ambiente
ω_k	Percentagem mecânica de armadura da secção reduzida
ω_s	Percentagem mecânica de armadura
a_j (j=1,2,...,m)	Variáveis que satisfazem determinadas condições
$[A]$	Matriz que depende do campo do deslocamentos
$A(u)$ $B(u)$	Operadores diferenciais
$\underset{\sim}{C}_{n+\alpha}$	Matriz
$\{d\}$	Vector dos deslocamentos nodais da estrutura
$\{d\}^n$	Vector dos deslocamentos nodais procurado
$\{d\}_i^n$	Vector deslocamento
$\{du\}$	Matriz dos incrementos do campo de deslocamentos
$\{du_i\}$	Matriz dos incrementos dos deslocamentos nodais
$[D^*]$	Representa a matriz formada a partir das propriedades mecânicas do material
$\{d\varepsilon_l\}$	Parcelas do incremento linear
$\{d\varepsilon_{nl}\}$	Parcelas do incremento não linear
$\{f\}$	Vector de cargas exteriormente aplicadas
$\{f\}$	Vector das forças nodais exteriormente aplicadas

$\{f\}^n$	Vector de cargas nodais exteriores
$\{f\}^n$	Vector das forças nodais exteriormente aplicadas e associadas ao increm. de carga n
$\{f\}^{n-1}$	Vector das forças nodais totais exteriores aplicadas no incremento n-1
$\underset{\sim}{F}_{n+\alpha}$	Vector das forças nodais
$[G]$	Matriz constituída pelas derivadas cartesianas das funções de forma
N_j (j=1,2, ...,m)	Funções de forma
$[N]$	Matriz das funções de forma adoptadas na aproximação
$\hat{K}^i_{n+\alpha}$	Matriz actualizada em cada iteração
$[K_T^e]$	Matriz de rigidez tangencial do elemento
$[K_\sigma^e]$	Corresponde ao efeito das tensões iniciais ou geométricas do elemento
$[K_T]$	Matriz tangencial global da estrutura,
$[N]$	Matriz funções de interpolação dos deslocamentos generalizados
$[K_T]$	Matriz de rigidez tangencial da estrutura definida a partir das condições geométricas e materiais no final do incremento n-1
$[K]$	Matriz a rigidez da estrutura,
K	Matriz global de rigidez
$\underset{\sim}{K}$	Matriz de rigidez
$\underset{\sim}{K}_{n+\alpha}$	
R_Ω	Resíduo no domínio em análise
R_q	Resíduo
R_h	Resíduo
R_Γ	Resíduo na fronteira Γ_Γ
$[R]$	Matriz de co- senos directores medidos entre o referencial global e o referencial coincidente em γ'
$\hat{T}$	Aproximação ao campo de temperaturas
$\underset{\sim}{T}_{n+\alpha}$	Temperaturas no instante $tn+\alpha$
$\underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha}$	Temperatura actual.
$\vec{u}$	Deslocamentos
$\hat{u}$	Uma boa aproximação de u
u^e	Valores de u no elemento
$(w_{n+\alpha})_{máx}$	Maior valor próprio da matriz $\underset{\sim}{C}^{-1}_{n+\alpha}\ \underset{\sim}{K}_{n+\alpha}$.
W_i (i= 1, 2, ..., m)	Conjunto de funções peso independentes.
$\{x_i\}$	Vector das coordenadas de cada um dos nós que constitui o elemento
$\{x\}$	Vector das coordenadas de um ponto no interior do elemento
$\{\delta u\}$	Qualquer campo de deslocamentos virtuais
$\{\delta\varepsilon\}$	Constitui a variação virtual do vector das componentes do tensor das deformações de Green Lagrange.
$\{\delta\sigma\}$	Representa a variação virtual do vector das componentes do tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff
$\{\Delta d\}$	Vector dos incrementos dos deslocamentos nodais global
$\{\Delta d\}^n$	Vector dos incrementos dos deslocamentos
$\{\Delta d\}_i$	Vector total dos incrementos dos deslocamentos
$\{\Delta f\}$	Vector dos incrementos das forças nodais global
$\{\Delta f^e\}$	Incremento de carga

$\{\Delta\sigma\}$	Incremento do tensor $\{\sigma\}$ associado à variação da configuração do corpo entre os instantes de tempo t e t=t+Δt (respectivamente $\{\sigma\}^t$, $\{\sigma\}^{t+1}$) ou seja, no intervalo de tempo Δt.
$\Delta T^i_{\sim\, n+\alpha}$	Alteração ao campo de temperaturas na iteração i
$\Delta T^i_{\sim\, n+\alpha}$	Incremento da temperatura em cada novo passo do processo iterativo, até que a solução convirja
$\Delta\lambda_i$	Factor total dos incrementos de carga na iteração i
$\Delta\varepsilon_{ij}$	Tensor dos incrementos das deformações de Green Lagrange
$\{\varepsilon\}$	Tensor das deformações de Green Lagrange,
$\{r\{d\}^n\}^n$	Vector das forças nodais equivalentes à distribuição de tensões no fim do incremento de carga n
$\{r\}^{n-1}$	Vector de forças nodais equivalentes à distribuição de tensões no incremento n-1
Ψ	Valor das forças residuais
$\Psi\{d\}^n$	Valor das forças residuais não equilibradas no incremento de carga n
$\Psi\{d\}^n_i$	Vector de forças residuais não nulas na iteração i
$\Psi\{d\}^n_{i+1}$	Vector de forças residuais não nulas na iteração i+1
$\{\Psi\}^{n-1}$	Vector das forças residuais ou não equilibradas
$\Psi^i_{\sim\, n+\alpha}$	Forças térmicas residuais
Ω	Domínio de análise
Ωe	Domínio do elemento
$\Re$	Operador diferencial e p é independente de u
$\Im$	Operador diferencial e r é independente de u
TOL	Tolerância exigida
$\|\cdot\|$	Norma euclidiana

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações iniciais

A segurança contra incêndios tem sido sempre uma exigência fundamental nos edifícios. A avaliação entre os custos humanos e materiais associados aos incêndios e os da prevenção da segurança contra incêndio foi sempre equacionada, ainda que por vezes de forma indirecta e incipiente. Nas últimas décadas, o empolgante crescimento dos recursos económicos e o incremento do valor da vida humana (sugerido por inúmeros autores, e referido por Ramachandran, [1], como o quociente entre o valor monetário que se está disposto a gastar para evitar o risco de morte pelo incêndio, directa ou indirectamente, e o nível de risco associado a que tal facto ocorra) faz com que a sociedade eleve o nível de exigências relativamente aos requisitos de segurança contra incêndios e em particular para os edifícios.

1.2 - Objectivos do trabalho

Estruturas de betão armado são a base da maioria dos edifícios construídos hoje em dia. As estruturas de betão armado são conhecidas por terem bom comportamento em situação de incêndio tal como foi comprovado em muitas situações reais em que o colapso da estrutura raramente aconteceu. Contudo, trágicos acontecimentos como o de 11 de Setembro e a torre Windsor em Madrid sensibilizaram as pessoas para as consequências e extensão dos danos que um incêndio pode ter no comportamento e estabilidade de toda a estrutura.

Estes levaram a que a comunidade científica se interessasse por investigar o comportamento dos efeitos dos colapsos locais da estrutura dos edifícios.

Os pilares e paredes estruturais são dos elementos mais importantes da estrutura de tal forma que o seu colapso pode levar à ruína total do edifício. Contudo, as vigas e lajes que descarregam as cargas existentes no edifício, embora não tendo uma função de estabilidade

tão importante como os pilares e paredes resistentes, o seu colapso em situação de incêndio pode condicionar o resto da estrutura.

O comportamento destes quatro tipos de elementos estruturais de betão armado é complexo, não só pela combinação das acções térmicas e mecânicas que ocorrem em situação de incêndio como pela degradação das propriedades mecânicas do betão e aço. Complementarmente ao aquecimento existe uma elevada expansão térmica, a qual pode causar no elemento em análise e na estrutura vizinha imposição de esforços importantes que interessa contabilizar. Estes esforços não são normalmente considerados nos projectos de edifícios correntes. Aliás em geral os procedimentos de projecto para assumir uma suficiente resistência ao fogo, para determinados critérios, passam apenas pela manutenção de distâncias mínimas do eixo das armaduras à face exterior dos elementos.

Pretende-se com este trabalho em primeiro lugar avaliar o comportamento das estruturas de betão em situação de incêndio. Assim faz-se uma comparação entre os métodos simplificados de cálculo previstos no EN 1992-1-2, [2] com um método avançado de cálculo baseado no programa SAFIR desenvolvido por Jean-Marc Franssen, [3], [4] na Universidade de Liège. Propôs-se um modelo simplificado de cálculo alternativo aos Métodos Simplificados de Cálculo referenciados no Eurocódigo 2 Parte 1-2 e fez-se uma avaliação de inúmeras estruturas confrontando-se os resultados com os obtidos pelo SAFIR. Este Modelo pretende ser uma ferramenta de simples utilização alternativa à análise complexa e exigente como é o SAFIR e que possa ser usada pela generalidade dos projectistas.

1.3 - Organização do trabalho

Uma das alterações mais profundas que decorre da análise das estruturas ao fogo vem do desenvolvimento de modelos numéricos que traduzem a resposta térmica e/ou mecânica em situação de incêndio. Estes Modelos necessitam ainda de maior esforço de investigação porque alguns deles, como é o caso dos modelos aplicados ao betão armado, estão ainda em fase inicial. Aliás, o desenvolvimento dos métodos de protecção passiva continua actual. Aspectos de natureza passiva de segurança ao fogo das estruturas são pertinentes no projecto atendendo aos objectivos gerais da segurança contra incêndio em edifícios e às hipóteses de imponderabilidade, como os da inexistência ou ineficiência de sistemas activos de protecção contra o incêndio.

Um dos objectivos deste trabalho foi o de centralizar a investigação desenvolvida em Portugal, através de uma orientação defendida por inúmeros investigadores, na criação de um modelo de base técnica e científica de análise da segurança estrutural ao fogo e promover a aceitação desse modelo e a sua relação com um possível futuro regulamento de base mais exigêncial. Este trabalho pretende centrar-se na identificação de apropriados níveis de desempenho da resistência ao fogo dos elementos estruturais e definir métodos numéricos aceitáveis para consubstanciar esse desempenho.

Atendendo ao pouco trabalho que se tem feito em Portugal nesta área do comportamento de estruturas de betão armado em situação de incêndio, pretende este trabalho fazer um estudo numérico de várias situações estruturais contrapondo os seus resultados com os de outros investigadores a nível internacional.

Este trabalho pretende desenvolver um modelo de cálculo que de forma simples mas mais completa e clara permita quantificar a segurança das estruturas de betão em situação de incêndio, dando respostas a situações mais complexas para as quais os regulamentos ou não dão resposta ou são insuficientes.

Tal como referiram Brian e Meacham, [5], na interacção dos métodos de cálculo com os regulamentos exigênciais, é necessário integrar três aspectos, nos quais se salienta a necessidade de criar documentos, como por exemplo: “Prática de Engenharia para o Cálculo da Resistência Estrutural ao Fogo” onde se esperaria que se indicasse o processo de análise e se incluíssem as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, dimensões mínimas das secções e orientações de cálculo, temperaturas de colapso, efeito da protecção ao fogo dos elementos, procedimentos analíticos, etc. A intenção deste trabalho é a de desenvolver um método que permita fornecer um modelo analítico possível de ser referenciado por um documento como aquele.

Até há data apenas alguns aspectos da Engenharia de Segurança Contra Incêndio, Fire Safety Engineering (FSE) foram desenvolvidos sendo necessário um esforço significativo de forma a desenvolver globalmente uma abordagem coerente. Uma abordagem do ponto de vista da Engenharia requer o conhecimento de características relevantes dos produtos e processos de cálculo e projecto e deverão ser validados numa base coerente e harmonizada.

Qualquer trabalho de investigação, e este em particular, reflecte um estudo e um desenvolvimento de conhecimentos, procurando colmatar possíveis inconsistências ou assuntos menos explorados que outros, para que a cadeia de conhecimentos reflicta uma certa homogeneidade nas diferentes áreas.

O objectivo fundamental do trabalho será o de aperfeiçoar a avaliação de segurança de estruturas de betão, em particular quando alguns dos seus elementos estruturais estão sujeitos à acção do incêndio.

No pressuposto daquele objectivo organizou-se um plano de investigação cujas metas principais se traduzem pela realização de três partes principais que se enunciam a seguir, e por informação complementar coligida em Anexos:

1ª Parte - Esta parte integra os dois primeiros capítulos. No Capítulo 1 faz-se uma introdução ao trabalho. No Capítulo 2 faz-se o estado da arte no que se refere a inúmeras linhas de investigação relativas ao comportamento estrutural de elementos de betão sujeitos a incêndio.

2ª Parte - Esta parte é constituída pelos Capítulos 3 e 4. No Capítulo 3 faz-se a análise do procedimento de cálculo de estruturas de betão quando sujeitas a incêndio, desde o método dos valores tabelados (referenciando-se para o Anexo 1), aos métodos simplificados de cálculo, até ao enquadramento dos métodos avançados de cálculo. No Capítulo 3 faz-se ainda o enquadramento dos modelos de incêndio e apresentam-se os processos de transferência de calor e a forma como se faz a modelação da transmissão do calor nos elementos estruturais expostos ao incêndio. O enquadramento do método avançado de cálculo faz-se à custa do modelo numérico SAFIR no qual se apresentam separadamente as componentes térmica e mecânica. No Capítulo 4 apresenta-se a modelação dos métodos de cálculos simplificado desenvolvidos (modelos numéricos termo-mecânico - SimFIRb e SimFIRc) para a análise dos elementos estruturais individuais de betão armado sujeitos a incêndio.

3ª Parte - Esta parte corresponde ao trabalho desenvolvido na avaliação do comportamento ao fogo dos elementos estruturais de betão armado, subdividindo-se em cinco capítulos. Nos Capítulos 5, 6, 7 e 8 faz-se a análise do comportamento ao fogo, respectivamente, de lajes, vigas, paredes e pilares de betão armado constituintes de edifícios. Em todos os Capítulos faz-se ainda uma análise paramétrica selectiva, caso a caso, da modelação numérica do comportamento ao fogo normalizado e um estudo comparativo com análises experimentais ou numéricas quando existentes. No Capítulo 9 abordam-se pórticos simples resultantes da aplicação dos elementos estruturais individuais anteriormente analisados como forma de iniciar estudos conducentes a referir desde já algumas questões gerais do comportamento integrado daqueles elementos. No Capítulo 10 escrevem-se as conclusões e estabelecem-se os caminhos para futuros desenvolvimentos no que se refere à investigação nesta área.

Anexos - No Anexo 1 apresentam-se os quadros relativos ao método dos valores tabelados como forma cálculo de estruturas de betão quando sujeitas a incêndio. No Anexo 2 definem-se as propriedades termo-mecânicas dos materiais, betão e aço, a temperaturas elevadas. Finalmente, no Anexo 3, apresentam-se figuras complementares da análise da capacidade de carga de pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834, facilitando a compreensão da leitura do Capítulo 8.

1.4 - Referências bibliográficas

[1] The SFPE Handbook Of Fire Protection Engineering, (1995), Society of Fire Protection Engineers e National Fire Protection Association, 2nd Edition, Quincy e Boston, Massachusetts, U.S.A.

[2] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[3] Franssen, J.-M., (2005), "*SAFIR: A Thermal/Structural Program for Modeling Structures under Fire*", The Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Inc.

[4] Franssen, J. M.; Kodur, V. K. R. e Mason, J., (2002), "*A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*", April, Univ. of Liège, Belgium.

[5] Brian, J. e Meacham, P. E., (1996), "*Performance-Based Codes and Fire Safety Engineering Methods: Perspectives & Projects of the Society of Fire Protection Engineers*", INTERFLAM'96, pp. 545-554.

Capítulo 2

COMPORTAMENTO AO FOGO DAS ESTRUTURAS DE BETÃO

ESTADO DA ARTE

Capítulo 2

COMPORTAMENTO AO FOGO DAS ESTRUTURAS DE BETÃO
ESTADO DA ARTE

2.1 - Introdução

Em geral o comportamento do betão armado ao fogo não está actualmente suficientemente bem caracterizado e futura investigação é exigida em quase todos os aspectos. A maioria da investigação passada foca a resposta ao fogo (altas temperaturas) do betão e dos elementos estruturais isolados de betão a aquecimento normalizado, [1]. Existe ainda uma grande necessidade de desenvolvimento de modelos que considerem os efeitos em toda a estrutura quando sujeitos a incêndios reais.

O melhor entendimento do desempenho e comportamento das estruturas de betão sujeitas a incêndio é tanto mais conseguido quanto mais correcta for a observação. O estabelecimento de objectivos e conclusões retiradas dos estudos realizados até à data e o avanço desse conhecimento só é possível depois de correctamente estabelecidas as necessidades de investigação.

Faz-se aqui uma avaliação do estado da arte relativo ao comportamento ao fogo de estruturas de betão abordando sumariamente os principais estudos realizados até ao momento. Este trabalho foi em parte também realizado por Flectcher *et al*, [2]:

i) Alterações químicas do betão sujeito a altas temperaturas

Quando sujeito a aquecimento o betão responde não apenas com mudanças físicas instantâneas mas também com várias alterações químicas. Esta resposta é especialmente complexa devido à não uniformidade do betão constituído por cimento e agregados. Inicialmente a água existente vaporiza entre os 100-140ºC causando normalmente aumento da pressão de vapor no betão (vaporização da água livre). Perto dos 400ºC o hidróxido de cálcio presente no cimento começa a desidratar gerando mais vapor de água (vaporização da água de cristalização) produzindo uma redução

significativa na resistência física do material. Os agregados como o Quartz aumentam de volume devido a transformações minerais aos 575ºC e os calcários decompõem-se aos 800ºC. A diferente elongação entre os constituintes do betão, cimento e agregados provoca a fendilhação e esfoliação do betão.

As mudanças físicas e químicas do betão tem o efeito de reduzir a resistência à compressão, a qual se mantém sensivelmente constante até uma determinada temperatura, a partir da qual se reduz drasticamente. Este fenómeno acontece aproximadamente para a temperatura de 600ºC sendo apenas ligeiramente superior à temperatura crítica do aço, entre 500ºC e 550ºC, [3]. Distingue-se contudo o facto da condutibilidade térmica no betão ser muito mais baixa que a do aço e, à semelhança da madeira, grande parte da secção mantém as características resistentes originais.

ii) "Spalling"

Um dos processos menos compreendidos é o "Spalling" do betão, [4]. No que se refere aos pré-requesitos para que ocorra "Spalling" estão relativamente bem estabelecidos e correspondem a uma quantidade de água de pelo menos 2% em volume e ainda mais importante que se estabeleça um gradiente térmico de pelo menos 5ºC/mm garantindo-se praticamente aquele efeito se este for de 7-8ºC/mm. Estes gradientes de temperatura são dependentes não só da temperatura da envolvente mas também da taxa de aquecimento. Em contrapartida, o fenómeno de "Spalling" do betão poderá ser minorado através da incorporação de fibras de polipropileno, [5]. Aquelas quando aquecidas, volatilizam podendo formar uma via ao transporte de vapor do interior do betão para o exterior, prevenindo assim subidas de pressão de vapor nas camadas mais profundas do betão. O mesmo estudo sugere que as fibras de polipropileno podem potenciar um mecanismo de fissuração nas camadas mais profundas de betão evitando a "Spalling" à superfície mas com consequências estruturais adversas. Alguma investigação tem sido feita sobre o efeito do reforço de elementos de betão com chapas de aço e mantas e laminados de carbono e fibra de vidro de forma a implementar maior resistência ao "Spalling". Apenas o reforço com chapas de aço é efectivo pela pressão de confinamento ser superior à pressão de vapor interna mobilizada, sendo os restantes métodos de reforço praticamente ineficientes nesse propósito devido à redução do efeito do confinamento com a temperatura, [6]**.**

iii) Fissuração

Acredita-se que o processo de fissuração seja essencialmente o mesmo que gera o "Spalling" (expansão térmica e desidratação do betão). Georgali & Tsakiridis, [7] estudaram um caso de fissuração num edifício com estrutura de betão sujeita ao fogo com particular ênfase na profundidade alcançada pela fissuração no betão. Associaram a profundidade da fissuração à temperatura alcançada no incêndio e sobretudo à origem do incêndio.

iv) Efeito das armaduras do betão

A alteração da resistência do aço em função da temperatura pode ser avaliada com razoável precisão. É geralmente aceite que as armaduras de aço tem que ser protegidas a exposições de altas temperaturas, 250 a 300ºC para aços de alta resistência e 300ºC a 400ºC para aços laminados a quente. O betão e o aço têm uma expansão térmica similar até temperaturas da ordem dos 400ºC (Anexo 1). Contudo para temperaturas superiores a 400ºC verifica-se uma expansão térmica do aço superior à do betão até temperaturas da ordem dos 700ºC. Se forem atingidas temperaturas superiores, o valor de cálculo da tensão de cedência reduz-se para cerca de 20% do valor inicial.

A armadura pode ter ou não um efeito significativo no transporte de água entre diferentes zonas do elemento de betão aquecido. A heterogeneidade da distribuição de água no estado de vapor, promovida pela armadura potencia aumento de pressão diferencial entre zonas, aumentando o risco de "Spalling". Por outro lado, estas zonas de água retida mitigam o fluxo de calor perto das armaduras, reduzindo as temperaturas no betão circundante às mesmas, [8].

Alguns estudos foram feitos com armaduras de fibras de vidro e carbono, [9]. A maioria dos testes indica que com o suficiente recobrimento estas armaduras têm um bom desempenho ao fogo. A temperatura crítica corresponde a uma redução de 50% da resistência à tracção em relação ao seu valor inicial. Esta temperatura para armaduras de fibra de vidro é de 325ºC e para armaduras de fibras de carbono é de 280ºC, enquanto para as de aço é de 580ºC. Assim, o bom desempenho ao fogo de elementos estruturais com armaduras de fibras de vidro e carbono dependem do maior recobrimento de betão quando comparado com os elementos com armaduras de aço.

v) Integridade da micro-estrutura do betão

Depois do fogo, as mudanças das propriedades estruturais do betão não são totalmente reversíveis. O estudo da reversibilidade dos processos físico-químicos despoletou uma interessante linha de investigação, [10] cujo objectivo foi o de avaliar o nível de severidade do fogo (máxima temperatura à qual foi exposta a estrutura do edifício) pela análise do estado do betão depois do incêndio. Muitos modelos estão disponíveis para avaliar o comportamento do betão a altas temperaturas. Li & Purkiss, [11] baseando-se em modelos analíticos e resultados experimentais de Anderberg, Thelandersson, Schneider, Diederichs, Khoury e Terro, produziram um modelo numérico a ser utilizado em análises estruturais por elementos finitos incorporando implicitamente a extensão transiente. Estes modelos dividem a extensão imposta no betão em 4 diferentes tipos:

- Extensão térmica livre causada pela variação térmica;
- Extensão de fluência causada pelos deslocamentos microestruturais do material;
- Extensão transiente causada pelas mudanças de composição química do betão;
- Extensão mecânica resultante da aplicação de forças externas.

Estes modelos tratam as extensões anteriores de forma distinta. A extensão térmica é função de um único parâmetro, da temperatura do elemento estrutural de betão enquanto que as outras extensões são função de três parâmetros distintos, temperatura, tempo e tensão, tornando-se difícil avaliar a influência de cada um deles durante um ensaio. Por outro lado estas extensões podem influenciar-se entre si. De forma a reduzir o nível de complexidade, alguns modelos juntam duas ou três destas extensões num único termo. Tipicamente é a extensão transiente e de fluência que aparecem juntas. Li & Purkiss, [11] demonstraram com o seu modelo a importância da extensão transiente e que os modelos que não a incluam são não conservativos para altas temperaturas na situação em que existem significativas tensões de compressão. À luz da avaliação destes autores parece pois evidente que as curvas tensão-extensão para altas temperaturas indicadas pela EN 1992-1-2, [1] são não conservativas.

O comportamento de elementos de betão armado em situação de incêndio é diferente no caso em que eles estejam isolados ou inseridos na estrutura. No caso de estarem inseridos na estrutura, o comportamento dos elementos pode ser uma conjugação de vários comportamentos individuais possíveis. Devido à variedade de factores, como por exemplo a expansão térmica cujos efeitos tem sido longamente estudados em estruturas de aço e mistas aço-betão, mas pouco investigadas em estruturas de betão. Muitos estudos experimentais têm sido realizados para caracterizar o efeito da restrição na resistência ao fogo de pilares, [12]. Estes resultados tem sido particularmente usados em comparações com os Eurocódigos e validados com o comportamento obtido em ensaios experimentais à escala natural, Benmarce e Quenfoud, [13]. Este estudo examinou cuidadosamente as condições de fronteira dos pilares, condições de apoio e de aquecimento, de forma a melhor compreender o comportamento do pilar quando inserido numa estrutura de um edifício. O estudo embora não correspondesse a uma análise real, apresentou valores que podem ser extrapolados para a realidade. Nos ensaios os pilares mostraram um acréscimo de 15% das forças de restrição em relação à sua carga de serviço. Um elemento estrutural de betão entra em colapso e a estrutura pode não ruir devido à sua capacidade de redistribuição de esforços.

2.2 - Orientações da investigação futura

Os acontecimentos de 11 de Setembro no World Trade Center despertaram na comunidade científica internacional a necessidade de investigação no comportamento de estruturas ao fogo. Esta investigação desenvolveu-se não só ao nível dos elementos estruturais como das suas protecções ao fogo e basearam-se na:

- Avaliação da resistência ao fogo;
- Modelação do comportamento de incêndios de compartimento;
- Aferição dos métodos de cálculo estrutural ao fogo;
- Desenvolvimento de novos materiais de protecção ao fogo;

- Desenvolvimento dos métodos avançados de cálculo;
- Desenvolvimento de novos métodos de ensaio.

Estas deram ainda lugar a um conjunto de recomendações que a seguir se sintetizam, [14]:

- Desenvolvimento de novos métodos experimentais para definição das propriedades térmicas e mecânicas a altas temperaturas dos materiais estruturais e de isolamento;
- Desenvolvimento de laboratórios e metodologias para definição do comportamento das ligações em escala real sujeitas a incêndio que permitam a extrapolação para o comportamento da estrutura completa do edifício até ao seu colapso;
- Implementação da física e da velocidade nos modelos avançados de cálculo e generalização da sua utilização pelos projectistas;
- Caracterização do comportamento da estrutura até ao colapso;
- Desenvolvimento duma estratégia de incorporação dos avanços tecnológicos nos modelos de cálculo em que se suporta uma Engenharia de Segurança baseada no desempenho;
- Implementação da troca de informações entre arquitectos e engenheiros e;
- Avaliação das necessidades relativas à melhor formação e implementação dos regulamentos;

FORUM é um grupo internacional de directores de investigação na área do fogo, dos quais fazem parte, Grosshandler, Croce, Mikkola, Cox e Gritzo, entre outros. A posição do FORUM vem sendo periodicamente actualizada nas questões que lidam com a orientação e implementação da investigação em segurança contra incêndios ao nível da normalização e regulamentação e métodos de análise numérica e laboratorial. A posição sobre a verificação e validação dos modelos numéricos de incêndio é brevemente apresentada por Louis *et al,* [15] salientando aspectos que se prendem com a verificação e aferição dos modelos numéricos para estabelecer padrões de utilização e validação. A posição sobre os métodos de avaliação e procedimentos para a determinação da resistência ao fogo é apresentada por Grosshandler, [16]. O objectivo principal é o de permitir avaliar e obter sistemas estruturais de forma a impedir a rotura. A investigação neste campo deverá ser canalizada para produzir bases de dados sobre materiais, nova instrumentação, laboratórios com capacidade para modelos à escala real e métodos analíticos e numéricos inovadores que suportem as mudanças normativas e regulamentares.

2.3 - Comportamento de estruturas de betão sujeitas ao fogo

Huang *et al*, [17] realizaram um estudo no qual relativamente ao comportamento de estruturas de betão em situação de incêndio, tiraram as seguintes conclusões:

- Sub-estruturas não sujeitas a incêndio promovem restrições consideráveis à restante sub-estrutura sujeita a incêndio;
- Nas lajes sujeitas a incêndio mobilizam-se grandes áreas sujeitas à acção de membrana em compressão e pequenas áreas em tracção;
- É muito importante manter a temperatura das armaduras nas vigas dentro de certos limites. O eventual colapso estrutural é sempre devido à rotura dos pilares e é claro que o desempenho dos pilares é de vital importância para a sobrevivência dos edifícios de betão em situação de incêndio.

Xiao e König, [18] realizaram também eles um estudo interessante relativo ao desempenho do betão armado em situação de incêndio e após incêndio. Nesse estudo avaliaram o comportamento de cada um dos componentes dos elementos de betão armado (betão e aço) e sua interacção. As conclusões mais significativas são:

- Regimes distintos de arrefecimento têm influência nas propriedades mecânicas residuais do betão. A resistência à compressão o betão é mais afectada no arrefecimento com água do que no arrefecimento ao ar;
- O comportamento ao fogo dos betões de alto desempenho é distinto do dos betões correntes. Por exemplo, a redução do Módulo de elasticidade dos primeiros é sempre mais significativa que a dos segundos, para uma determinada temperatura;
- Geralmente a resistência mecânica do betão é superior durante o incêndio do que após incêndio. O contrário verifica-se para as armaduras;
- As armaduras de aço laminado a quente apresentam uma diminuição significativa das propriedades mecânicas por volta dos 300ºC enquanto que para os betões essa perda só ocorre para uma temperatura perto dos 400ºC.

Vários investigadores desenvolveram modelos numéricos para abordar o comportamento de estruturas de betão sujeitas a incêndio. Franssen,, [19] desenvolveu o modelo SAFIR, desenvolvido na Universidade de Liège que foi utilizado nas análises numéricas realizadas para esta Tese. Outro modelo numérico desenvolvido foi o “Vulcan” por Huang, Z., Burgess, I. W. e Plank R. J. na Universidade de Sheffield [20], [21], [22], [23]. Este modelo pode ser usado para modelações tridimensionais do comportamento de estruturas de aço e mistas aço-betão em situação de incêndio.

Na maioria destes modelos numéricos de elementos finitos a degradação das propriedades mecânicas dos materiais tende a ser simplificada de forma que as formulações usadas na análise de estruturas de betão sujeitas a incêndio podem ser menos rigorosas. No caso do SAFIR, o seu autor, realizando simulações com modelos de comportamento tensão-extensão do betão mais e menos sofisticados conclui que porventura o modelo simplificado do Eurocódigo 2, Parte 1.2 fornece bons resultados, [24].

2.4 - Actual estado dos regulamentos de cálculo estrutural ao fogo

2.4.1 - Estados Unidos da América

Faz-se aqui uma breve análise das Normas e Regulamentos aplicáveis a estruturas de betão sujeitas a incêndio nos Estados Unidos da América, Phan, [25]. Aquele documento indica igualmente os esforços que o NIST (*National Institute of Standards and Technology*) tem desenvolvido, depois de identificadas lacunas na investigação actual e barreiras para a implementação prática desses resultados, para através duma base técnica promover a alteração da abordagem prescritiva numa abordagem baseada no desempenho. Nos EUA o desenvolvimento da estratégia de protecção ao fogo para um edifício é prioritariamente da responsabilidade do arquitecto. O arquitecto especifica frequentemente os aspectos de protecção contra incêndio e através da interpretação e aplicação das exigências dos regulamentos prescritivos garante que aqueles se coadunem com a intenção dos regulamentos. Normalmente é realizada esta tarefa de forma separada e depois do projectista de estruturas a ter dimensionando para outras condições de carga como o sismo, o vento e a neve. O cálculo da resposta estrutural devido à exposição ao fogo não é prática comum nem é requerida nas exigências actuais dos regulamentos, [26] e [27].

Os recentes incidentes causados pelos ataques terroristas, destacando-se o caso do World Trade Center, trouxeram a público a necessidade de criar uma metodologia de análise de segurança contra incêndio mais científica em que a resposta estrutural devido à exposição a distintos cenários de fogo, possa ser avaliado e calculado, [28].

Actualmente os procedimentos regulamentares para o projecto de estruturas sujeitas a incêndio nos EUA, são principalmente baseados nas especificações de dois Regulamentos: *The International Building Code 2000* (IBC 2000, [26] publicado pelo *International Code Council ICC* e o *Building Construction and Safety Code NFPA 5000,* [27] publicado pela *National Fire Protection Association* (NFPA). Estes regulamentos prescrevem requisitos mínimos de segurança contra incêndio, em termos de níveis de resistência ao fogo para elementos estruturais e métodos para obter esses níveis, bem como outras medidas prescritivas de protecção ao fogo, tais como a localização e tipos de sistemas de protecção contra fogo (paredes corta fogo, barreiras ao fogo e fumos, sistemas automáticos de extinção, redes de incêndio armadas, sistemas de detecção e alarme contra incêndio, fumos e ventos quentes, etc.) e meios de evacuação. Estes regulamentos são prescritivos orientados para um elemento estrutural ou subestrutura.

A *standard ACI/TMS 216,* [28] é referenciada pelo IBC 2000 como um método aprovado para calcular a Resistência ao fogo para o betão entre outros tipos de estruturas, exceptuando-se as lajes mistas aço-betão e ligações, em lajes e vigas contínuas. A ACI/TMS216, [28] fornece o procedimento para o cálculo de níveis de resistência ao fogo. A orientação de cálculo para pilares e paredes de betão é estritamente baseada em valores prescritivos, isto é, em dados tabelados sendo por seu lado baseados na exposição ao fogo ASTM E119, [29]. Curiosamente a actual versão de ACI/TMS216, [28] não especifica o âmbito relativo à resistência à

compressão do betão para os seus métodos de cálculo. Observa-se contudo que, para lajes e vigas, a tensão de compressão do betão é relacionável com a temperatura e baseada em valores experimentais para betões correntes.

A ASCE/SFPE 29, [30] "*Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection for Structural Elements Assemblies"* é o documento referenciado pela NFPA 5000, [27] para além do ACI/TMS 216, [28] com o mesmo propósito de providenciar métodos analíticos de protecção ao fogo, nomeadamente para barreiras pára-chamas, aberturas verticais e horizontais, ligações, etc. Os métodos de cálculo para os elementos de betão são muito idênticos entre aqueles documentos, exceptuando-se o caso dos elementos em flexão (providenciado pela ACI/TMS 216, [28]), com o limite máximo de 69MPa para a resistência à compressão do betão.

É importante realçar que o colapso de estruturas de betão em edifícios ou o numero significativo de mortes induzidas aos ocupantes de edifícios para incêndios comuns são raros. Este facto sugere que os procedimentos de projecto baseados em modelos prescritivos são adequados para satisfazer as intenções dos regulamentos, que é a de assegurar a salvaguarda da vida humana. Por outro lado, os recentes incidentes de incêndio em edifícios de grande altura causados por ataques terroristas em conjunto com comportamentos estruturais dos materiais observados recentemente em estudos laboratoriais, quando o betão é exposto a incêndio, indicam que existem aspectos do desempenho estrutural próprios do betão que não estão adequadamente considerados nos métodos prescritivos comuns. Um exemplo disso relacionado com os regulamentos Americanos, corresponde à redução da resistência à compressão do betão com a temperatura que não está suficientemente acautelada.

Relativamente ao cálculo de resistência ao fogo baseado no desempenho o "Workshop for Development of National R&D Roadmap for Structural Fire Safety Design and Retrofit of Structures" realizado em 2003 em Baltimore, [31] permitiu o esclarecimento de que muitos aspectos terão ainda que ser observados antes duma utilização generalizada dos métodos de cálculo estrutural ao fogo. Aspectos do ponto de vista de engenharia, nomeadamente a abordagem da caracterização do desenvolvimento do incêndio integrado no cálculo térmico e resposta estrutural, mas também em aspectos não técnicos como os desafios na metodologia de aprovação dos projectos e a sua incorporação nos regulamentos e a mudança da responsabilidade da elaboração do projecto para os engenheiros de estruturas. A caracterização da exposição ao fogo envolve dois aspectos, a origem e o desenvolvimento do incêndio ao longo do edifício e a estimativa das condições fronteira do incêndio para o cálculo da resposta térmica e estrutural. Conhecendo o local e as condições fronteira do incêndio, a evolução da temperatura com o tempo pode ser estimada por dois métodos: curvas nominais de incêndio e modelos naturais. Os segundos implicam um esforço de cálculo e complexidade consideráveis enquanto que os primeiros sendo mais fáceis foram recentemente compilados por Bwalya *et al*, [32] e [33].

O cálculo térmico pode ser avaliado através de técnicas distintas, embora as mais usuais sejam, o método das diferenças e elementos finitos, implementados nos seguintes modelos: SAFIR, TASEF-2, FIRES T3, SUPER-TEMPCALC e FIRETRANS. O cálculo mecânico é

realizado através de programas sofisticados de elementos finitos dos quais se destacam o SAFIR, ANSYS, LS_DYNA, ABAQUS e VULCAN.

Os processos a serem incluídos na regulamentação passam pela capacidade técnica de fazer uma correcta avaliação das diferentes metodologias de engenharia de segurança contra incêndio justificar o incêndio de projecto, isto é, a potência calorífica do fogo, a duração e distribuição espacial e fazer corresponder uma determinada estratégia de segurança contra incêndio a um objectivo de desempenho específico. A não aceitação por parte das entidades oficiais desta metodologia tem a ver com a falta da dados relativos ao desempenho alcançado, para validar os modelos e hipóteses utilizadas no projecto e processo de análise.

2.4.2 - Japão

Harada, [34] faz uma breve análise do estado actual dos regulamentos relativos aos métodos de projecto de avaliação de resistência ao fogo de elementos estruturais no Japão. As normas de construção Japonesas foram revistas em 2000 de forma a incluir o critério de desempenho na análise da resistência ao fogo de elementos estruturais. Contudo, a nova abordagem não substitui o facto das estruturas convencionais de betão serem ainda avaliadas por especificações prescritivas coexistindo as duas abordagens. Uma avaliação simplificada de desempenho foi disponibilizada para vários tipos de estruturas incluindo o betão. Sendo um método de verificação é possível averiguar a adequada resistência ao fogo dos elementos estruturais de forma simples e rápida. Métodos expeditos de cálculo para a determinação da resistência ao fogo têm sido desenvolvidos para betões correntes numa perspectiva de desempenho. Também novas propostas têm sido sugeridas para betões de alta resistência. A base técnica da nova normalização consiste em duas partes, uma cujo objectivo é avaliar a severidade e duração do fogo natural expectável nos compartimentos do edifício e o segundo, o de calcular a duração do fogo necessária para levar à rotura qualquer elemento estrutural.

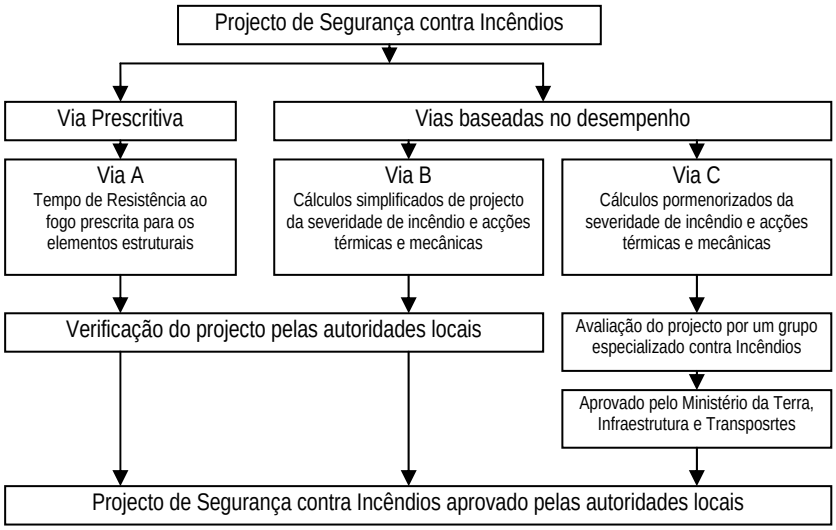


Fig. 2.1 – Três vias para cumprir os requisitos de resistência ao fogo na BSLJ.

Para satisfazer as “Building Standards Law of Japan - BSLJ” pode-se seguir alternativamente três vias designadas por A, B e C como se apresenta na Figura 2.1

A via A é um método convencional que segue regras prescritivas do regulamento. As vias B e C são baseadas no desempenho. Na Via B aplicam-se regras e fórmulas simplificadas. A via C distingue-se da Via B pelo grau de sofisticação e complexidade da abordagem do projecto.

A abordagem de desempenho nomeadamente pela via B implica um método de verificação simplificada subdividido em duas partes. Procedimento de cálculo da severidade do incêndio e procedimento de cálculo do instante crítico de rotura. Dois aspectos particulares são aqui no entanto realçados por serem qualitativamente interessantes na abordagem geral dos problemas.

A solicitação mecânica é incrementada devido às tensões térmicas no período inicial do incêndio. Contudo, quando se atinge a condição crítica de segurança estrutural a tensão térmica tem um efeito diminuto. Esta premissa é valida para estruturas dúcteis projectadas para acções de vento e sísmicas pois são detentoras de uma enorme capacidade de deformação, tornando a estrutura insensível às perturbações causada pelas tensões térmicas na fase inicial do incêndio.

Harada, [34] sugere para elementos estruturais aquecidos pela curva padrão ISO 834, [35] que o perfil de temperatura pode ser aproximadamente dado pela expressão apresentada na Figura 2.2 e comparada com as fornecidas pela EN 1992-1-2, [1].

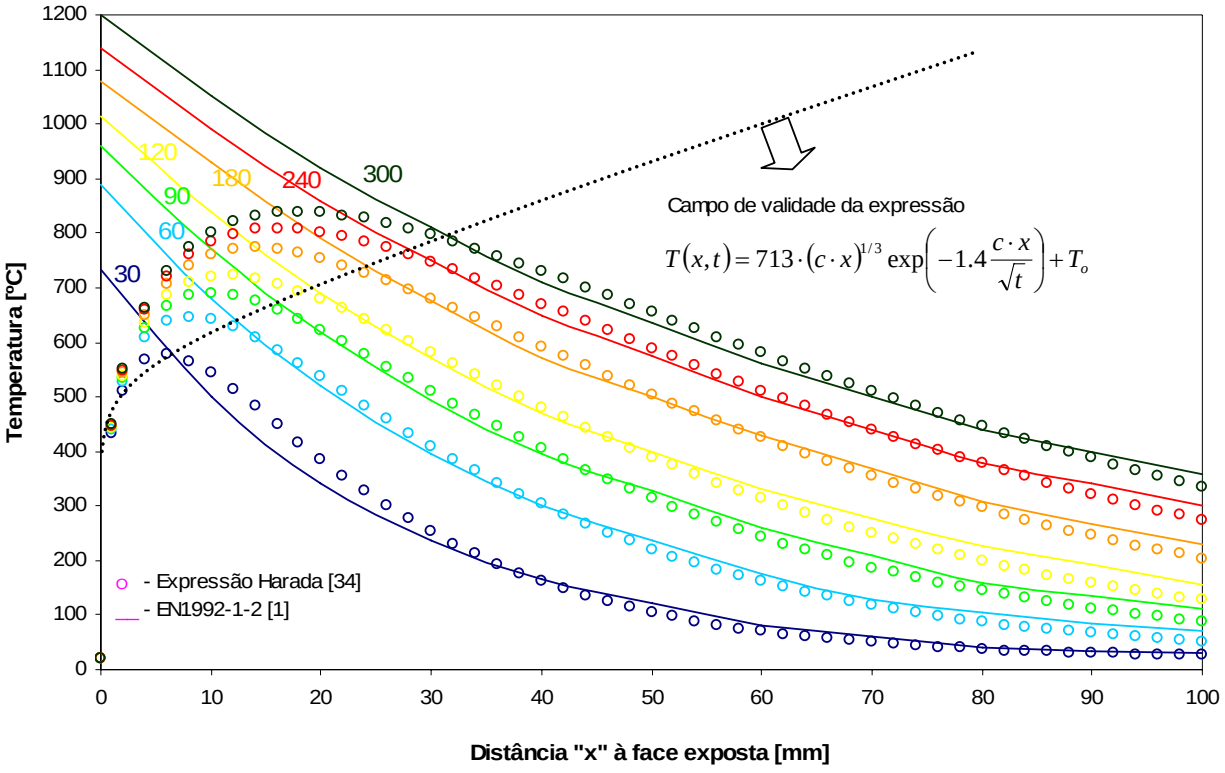


Fig. 2.2 - Perfis de temperatura, função da distância da face exposta ao incêndio ISO 834 e função do tempo (para betão corrente, calcário, silicioso e basáltico), [34].

Na expressão da Figura 2.2, "x" representa a distância à face exposta ao incêndio ISO 834 e "c" representa uma constante. Refere-se que o parâmetro "c" toma, segundo aquele autor, o valor de *0,23* para betões leves e *0,21* para betões correntes. Na figura representada por Harada, [34], na qual considerou uma distância "x" à face até 200mm, aqueles valores de "c" parecem adequados. Contudo, numa análise mais cuidadosa e apenas considerando a figura num campo de validade de "x" até 100mm como foi feito na Figura 2.2 (de facto as variações térmicas importantes a considerar nos cálculos dão-se neste intervalo) e considerando betões correntes, o ajuste entre as curvas de Harada e as do Eurocódigo, como se indica na figura, é melhor para *c=0,23*.

2.4.3 - Europa

Os Eurocódigos Estruturais, [1], [36], [37], [38], [39] deram um passo na direcção da avaliação estrutural ao nível do projecto pelo desempenho global permitindo aos projectistas tratar o fogo como um estado limite base tendo em conta:

- O aquecimento não uniforme devido à protecção parcial o qual pode ser inerente ao sistema reticulado ou especialmente aplicado;
- O nível de carregamento no estado limite ao fogo, utilizando-se factores de segurança parciais mais baixos do que os utilizados nos estados limites últimos devido à relativa improbabilidade destas condições acidentais;
- Relações tensão extensão mais realistas dos materiais a temperaturas elevadas.

Hietanen, [40] faz uma avaliação do estado actual dos Regulamentos relativos à resistência ao fogo na Europa quando comparando com versões anteriores, notabilizando-se três aspectos:

a) Dois conjuntos de valores tabelados para os pilares;

b) Algumas clausulas para betões de alta resistência

c) Algumas regras informativas relativas ao esforço de corte.

A EN 1992-1-2, [1] foi aprovada com o voto formal em Junho de 2004 tendo a publicação saído em Dezembro de 2004. Alguns valores podem ser escolhidos ou modificados nos anexos nacionais, os quais deverão ser publicados em 2 anos após a aprovação formal por cada país. Os Regulamentos Nacionais poderão coexistir com os Eurocódigos até 2010. A norma EN 1992-1-2, [1] será utilizada em conjunto com a EN 1990, [36], a EN 1991, [38] e a EN 1992-1-1, [39], tendo aquela sido baseada nos boletins CEB, particularmente na sua última edição Nº 208, em Julho de 1991, [41] e [42].

Os métodos tabelados para os pilares foram totalmente revistos tendo sido desenvolvidos dois métodos designados na EN 1992-1-2, [1] por método A e método B. O método A é empírico, desenvolvido na Bélgica a partir da análise de aproximadamente 80 ensaios à escala natural. É fácil de usar mas o campo de aplicação é limitado a valores correntes da construção em

termos de esbelteza e excentricidade. O nível de carregamento é tido em conta. Outros valores tabelados podem ser calculados por uma equação função do nível de carregamento, recobrimento das armaduras, comprimento de encurvadura e dimensões da secção. O Método B é baseado em cálculos. O campo de aplicação cobre praticamente todos os tipos de pilares mas é mais complicado de utilizar, requerendo frequentes interpolações e fornecendo resultados mais conservativos que o Método A.

No que se refere a betões de alta resistência foram incluídas regras nas quais os Documentos Nacionais optarão pela redução da resistência à compressão a partir de 3 classes dependentes da composição e constituintes do betão: Classes 1, 2 e 3.

Indica ainda quatro métodos preventivos opcionais para evitar o “Spalling”: armadura de pele, escolha do tipo de betão previamente testado, camadas de protecção e fibras de polipropileno.

São dadas ainda regras de cálculo simplificado para a tensão de corte , torção e ancoragem através de um anexo informativo. Deverá atender-se que a distribuição não linear da temperatura para certas secções pode causar tensões de tracção reduzindo a capacidade de corte das secção.

2.5 - Métodos simplificados de cálculo

Apresentam-se aqui alguns exemplos de métodos simplificados de cálculo desenvolvidos para análises estruturais de elementos sujeitos a altas temperaturas. Poh e Bennetts, [43] apresentam um método numérico interactivo que se enquadraria num método simplificado para calcular o comportamento não linear de elementos estruturais sujeitos a altas temperaturas. O método considera: flexão composta, restrições mecânicas, variações da temperatura na secção e ao longo do elemento, não linearidade material e geométrica, carregamento e descarga, tensões iniciais ou residuais e curvatura inicial da peça. Aplica-se a elementos com qualquer secção e qualquer relação tensão extensão do material constituinte para qualquer temperatura.

Uma abordagem distinta é feita por Harada *et al*, [44] que apresentam a base técnica de um método simplificado de cálculo de resistência ao fogo aplicado ao projecto, como corolário da revisão do regulamento Japonês, em Junho de 2001. Particularmente aplicado a uma estrutura de aço e baseado no desempenho. Este método implica uma avaliação padrão no cálculo de : i) exposição ao incêndio dos elementos estruturais; ii) avaliação da temperatura no aço e betão durante aquela exposição; iii) estados limites últimos como a temperatura do aço para encurvadura dos pilares, rotura por flexão de viga, etc. Os valores calculados pelas equações foram comparados com valores experimentais para avaliação das redundâncias. Métodos simplificados mais específicos como o aplicado a temperatura ambiente ou a altas temperaturas a lajes de betão foram recentemente desenvolvidos por Bailey e Toh, [45]. Este

método que inclui o efeito de membrana baseia-se nos princípios fundamentais do comportamento rígido plástico com mudança de geometria.

Um aspecto muito interessante abordado por aqueles autores foi o facto do engenheiro estrutural ser obrigado a saber o grau de segurança implícito da solução escolhida. Defende-se que no futuro se deverá indicar aos clientes qual o nível de segurança estimado para o edifício, quer em projectos de edifícios novos, quer em reabilitação de edifícios existentes. Aponta uma solução para a utilização do método de Monte Carlo para a definição dos graus de incertezas descritas pela função de densidade de probabilidade e baseadas em resultados numéricos e experimentais.

Kang e Hong, [46] apresentaram um método analítico muito simples para determinar o comportamento de elementos estruturais de betão sujeitos a flexão e ao fogo dividindo-se o procedimento de análise ao nível da secção (térmica) e do elemento (estrutural). A resposta estrutural do elemento é sucessivamente obtida através da integração da curvatura.

2.6 - Lajes

Pretende-se através dos vários estudos referidos apresentar os principais aspectos no comportamento de lajes de betão armado quando sujeitos a incêndio. Nos anos 60 já se tinha mostrado que à temperatura ambiente as lajes de betão armado se comportavam melhor do que aquilo que se pensava. O incremento da capacidade de carga é atribuído às forças geradas no plano da laje devido às condições fronteira e deformações resultantes. A laje torna-se num sistema auto-equilibrado em que o mecanismo resultante se traduz através do efeito membrana de tracção.

Bailey e Toh, [45] tiram conclusões interessantes nos ensaios laboratoriais de lajes de betão armado de reduzida escala à temperatura ambiente e a altas temperaturas. À temperatura ambiente mobilizaram-se dois modos de rotura consoante se trataram de lajes ligeiramente ou fortemente armadas (ou com armaduras de alta ductilidade) mobilizando em todos os ensaios o efeito de membrana. Nas primeiras ocorre a fractura das armaduras ao longo do menor vão e no segundo a rotura ocorre por compressão nos cantos da laje. Apenas o primeiro modo de rotura é observado quando se realizaram ensaios a altas temperaturas. Independentemente da temperatura da análise foi clara a mobilização do efeito de membrana com tensões de compressão e tracção no perímetro e centro das lajes respectivamente.

Foster *et al*, [47] mostraram através de ensaios experimentais à temperatura ambiente e a altas temperaturas a importância dos principais parâmetros mobilizadores do efeito de membrana em lajes de betão armado sem restrições e com uma relação elevada vão/espessura e sujeita a grandes deformações: gradiente térmico, resistência da interface armadura-betão, distribuição e quantidade de armadura e a resistência à tracção do betão. O desempenho das lajes à temperatura ambiente é distinto daquele que se verifica a altas

temperaturas. Os resultados mostraram que até aos 200ºC o gradiente térmico e expansão da laje são os factores dominantes. Acima daquele valor existe um acréscimo do efeito da resistência à tracção do betão. O desenvolvimento do efeito de membrana é distinto à temperatura ambiente ou a altas temperaturas dependendo da relação vão/espessura e da percentagem de armadura.

Gillie *et al*, [48] mostraram através dos ensaios laboratoriais realizados em Cardington e análise numéricas com o modelo FAST, [49] que a resistência de lajes de betão sujeitas a incêndio é não linear com as cargas aplicadas quando se consideram esforços de flexão e efeitos de membrana. Este facto torna-se ainda mais notório em condições de incêndio quando há alteração das propriedades mecânicas materiais. Os autores estudaram inicialmente as lajes sujeitas à flexão e esforços de membrana, concluindo o estudo pela interacção dos dois efeitos.

Gillie *et al*, [48] proporcionaram um entendimento detalhado da resistência de lajes de betão sujeitas a incêndio quando submetidas a combinação de flexão com o efeito de membrana gerado pela restrição à dilatação.

As principais conclusões retiradas desse estudo foram:

- O efeito do incremento da temperatura é o de reduzir a resistência das lajes de betão, sendo que para gradientes de temperatura realísticos essa redução é mais acentuada quando a laje está sujeita a momentos negativos do que positivos;
- O incremento de resistência à flexão, quando sujeitas ao efeito de membrana de compressão no plano da laje, resultado da resistência à expansão térmica significa que a análise plástica não é facilmente aplicável;
- A resistência à tracção das lajes de betão cresce principalmente devido ao incremento da área de armadura;
- Colocando uma malha de armadura mais inferior nas lajes pode permitir que as lajes apresentem maiores deformações em situação de incêndio mantendo a sua resistência mecânica.

Os resultados dos autores indicam claramente a diminuição da resistência proporcionada pelo efeito de membrana e o aumento da ductilidade das lajes com o aumento da temperatura.

Huang *et al*, [50] conclui igualmente que a capacidade das armaduras das lajes em suportar as tensões de tracção causadas pelas altas temperaturas e deformações, é claramente o factor chave da garantia da não ocorrência da rotura nas lajes.

Das análises efectuadas conclui-se que a mobilização das acções de membrana em tracção só se garante com a deformação das lajes em dupla curvatura. Portanto o mecanismo que implica o efeito de membrana em tracção tem claramente potencial para se tornar uma útil ferramenta na abordagem em projecto da segurança contra incêndio, baseado no desempenho de

estruturas havendo contudo ainda muito trabalho a desenvolver. Esse facto é o factor de maior importância na definição da integridade das lajes sujeitas a grandes distorções.

Wade, [51] faz uma abordagem interessante do comportamento de lajes de betão expostas a incêndios reais. É dada uma indicação como este tipo de resultados podem ser utilizados em conjunto com os métodos de avaliação correntes baseadas em curvas de incêndio padrão. A curva utilizada foi a definida por Lie, [52] como sendo praticamente garantido que os componentes dos edifícios não estariam sujeitos a temperaturas superiores na sua vida útil sendo aquela função do recobrimento de betão, carga de incêndio e factor de abertura do compartimento.

O'Connor *et al*, [53] desenvolvendo um modelo que utiliza a metodologia de análise plástica avaliaram a capacidade resistente ao fogo de lajes de betão de um vão intermédio de um elemento contínuo. A carga de rotura foi avaliada através de momentos plásticos na secção utilizando as recomendações da EN 1992-1-2, [1] para as propriedades mecânicas e térmicas a altas temperaturas. Aquela investigação estimulou a abordagem feita pelo autor neste trabalho já que obteve indicações claras na utilidade da análise plástica para avaliação de resistência ao fogo validadas por avaliações experimentais.

Abu *et al*, [54] confirmaram que o mecanismo do efeito de membrana de tracção mobiliza-se de forma diferente à temperatura ambiente ou altas temperaturas, mas o acréscimo de capacidade de carga é conseguido mesmo sem restrição longitudinal na fronteira da laje conforme demonstrado por Gillie, [48]. Abu *et al* apresentaram um método que mostra que o diferencial de expansão térmica em profundidade de uma laje simplesmente apoiada pode induzir uma considerável quantidade de efeito membrana na laje. Aspectos já confirmados por Bailey *et al*, [55].

Durante um incêndio, se a compartimentação é mantida e as lajes têm capacidade para mobilizar grandes deformações verticais, as lajes geram uma capacidade de autosustentação e capacidade de carga através do efeito membrana. Este mecanismo, o qual incrementa a capacidade de carga da laje com o aumento das deformações verticais, desenvolve-se a meia altura da laje, numa área central, forças de tracção equilibradas num anel com forças de compressão. A efectiva utilização desta capacidade estrutural na análise da resistência ao fogo pode traduzir-se num acréscimo de segurança e com uma economia de forma a poder-se minimizar a protecção ao fogo dos elementos estruturais, como por exemplo as vigas envolventes.

Chang *et al*, [56] demonstraram, embora para lajes de betão perfuradas sujeitas a incêndio e através de vários esquemas de apoio considerados, que restrições axiais e à rotação podem influenciar significativamente o desempenho estruturante daqueles elementos. Há muitos estudos relativos ao desempenho estrutural de elementos de betão sujeitos a incêndio. Contudo, as análises muito detalhadas por elementos finitos são muito dispendiosas em termos de tempo para aplicar em projecto corrente. Por outro lado, as abordagens simplistas utilizando os métodos simplificados de cálculo são insuficientes para considerar a expansão

térmica e as condições de suporte das lajes no cálculo. Aquele trabalho propõe um método simples, suficientemente preciso, para os projectistas modelarem o comportamento ao fogo de lajes de betão perfurados.

Estudos realizados por Lim *et al,* [57] demonstraram que lajes de betão armadas em duas direcções têm uma resistência ao fogo maior do que as armadas numa só direcção devido ao maior efeito de membrana que se pode mobilizar.

Chang *et al*, [56] demonstraram que a resistência ao fogo é aumentada quando se promove uma pequena restrição axial. Em contrapartida, quando se restringe a rotação nos apoios, a resistência ao fogo da laje diminui, bem como as suas deformações.

Os mesmos autores mostraram que a rotura por corte ou os deslocamentos promovidos pelo esforço de corte são significativamente reduzidos com a presença de restrição axial.

2.7 - Vigas

Ellingwood e Lin, [58] apresentaram resultados de um programa de investigação onde foi estudado o comportamento de vigas de betão armado expostas a incêndios. Algumas conclusões foram extraídas:

- O factor mais importante que afecta o comportamento de um elemento estrutural de betão sujeito à flexão é a história térmica da armadura;
- Em contrapartida, a resistência à compressão e rigidez do betão são menos sensíveis às variações de temperatura tornando a sua precisão de menor importância. Mas como o autor mostrará neste trabalho é suficientemente importante para ser imprescindível contabilizar nos cálculos, mesmo que de forma discreta, para implementar resultados compatíveis com os modelos avançados de cálculo;
- Apesar da importante fissuração interna resultante dos gradientes de extensão não lineares a temperatura elevada, a resistência ao corte das vigas a altas temperaturas não parece ser um factor preponderante no comportamento;

- Igualmente, a qualidade da análise do comportamento de vigas a altas temperaturas é também mais dependente na qualidade dos dados relativos às propriedades mecânicas e térmicas materiais do que aos modelos de cálculo.

2.8 - Paredes

Dificilmente se encontram trabalhos de investigação sobre paredes de betão, devido sobretudo à sua enorme resistência ao fogo quando comparada com a dos outros elementos estruturais de betão. Contudo o trabalho de Lim, [59] é um passo significativo na compreensão do comportamento de paredes de betão sujeitas a incêndio em uma das faces.

Aquele autor avaliou o comportamento ao fogo de paredes pré-fabricadas de edifícios encastradas na base sem e com apoio no seu topo. Tal apoio impedindo parcial ou totalmente os deslocamentos horizontais é promovido pela estrutura de aço da cobertura. Lim concluiu que o comportamento das paredes simplesmente encastradas na base e sujeitas a incêndio são muito sensíveis relativamente à sua esbelteza. A importância da ligação da estrutura da cobertura às paredes encastradas é enorme porque condiciona o seu colapso ao da própria cobertura e impõe o colapso para o interior do edifício salvaguardando a propriedade vizinha.

2.9 - Pilares

Já em 1989 Ng e Mirza, [60] apresentaram um modelo numérico para avaliação da resistência o fogo de pilares de betão armado com o objectivo de analisar a influência de determinados parâmetros de resposta e comportamento de pilares de secção quadrada carregados axialmente e sujeitos a incêndio. Uma conclusão interessante foi a de que recobrimentos superiores a 50mm não influenciam significativamente o comportamento dos pilares quando sujeitos a incêndio.

Dotreppe *et al*, [61] identificaram numa investigação experimental os principais parâmetros que afectam o comportamento de pilares de betão armado sujeitos a incêndio. As principais conclusões daquele estudo foram (para além das mais evidentes como o efeito negativo do acréscimo de carga, o aumento do comprimento dos pilares e a diminuição do recobrimento das armaduras):

- Pilares com armaduras de grande diâmetro (25mm) conduziram a resistência ao fogo significativamente menores que as esperadas (Não acontecendo o mesmo com armaduras de 12 e 16mm);
- Ensaios experimentais apresentaram uma grande variabilidade de resultados possívelmente influenciados pelo “Spalling”, fenómeno esse porventura dependente dos distintos comprimentos dos pilares e das condições de apoio nos seus extremos;
- Para pilares de 0,30x0,30m^2 resistências ao fogo de 60min são fáceis de atingir não acontecendo o mesmo para 120min, senão controlando o nível de carregamento.

A reabilitação de estruturas, particularmente de pilares de betão armado através de mantas de fibras de carbono foi analisada do ponto de vista do desempenho à acção do incêndio por Chowdhury *et al* e Bisby *et al*, [6] sendo aquele trabalho um contributo no conhecimento da área aplicado a pilares circulares. Aqueles estudos foram comparados com os realizados por Franssen *et al*, [62] em pilares circulares de betão armado sem reforço. O estudo demonstrou que os sistemas de reforço com mantas de fibras de carbono são sensíveis a altas temperaturas. Se estiverem protegidos em relação ao fogo com uma argamassa de fibras minerais com uma espessura de 50mm, a resistência ao fogo pode vir acrescida em cerca de 90 minutos, atingindo uma resistência ao fogo final superior aos 300 minutos. Saliente-se que o sistema de isolamento térmico poderá ser de tal forma eficaz que o pilar não é afectado em

relação à sua resistência original. A relutância na utilização de tais sistemas deve-se em parte à falta de conhecimento relativo ao seu desempenho em situação de incêndio, mas também ao risco na sua utilização: geração de fumos tóxicos, propagação de chamas, etc. O American Concrete Institute (ACI) sugere que a contribuição da resistência do sistema de reforço com mantas de fibras de carbono deve ser ignorada quando aplicada a estruturas de betão sujeitas a incêndio.

Rafi, [64] demonstrou que o comportamento destes elementos estruturais de betão com armaduras de fibras de carbono “Carbon Fibre Reinforced Polymer” (CFRP) sujeitas a incêndio é francamente diferente daquele que é evidenciado pelos elementos de betão convencional. Estas armaduras quando embebidas no betão devido à ausência de oxigénio não ardem mas amolecem a resina agregadora. O tempo crítico ocorre quando a resina na superfície da armadura atinge a temperatura de vitrificação. Nesta altura, não será possível transferir tensões do betão para a fibra por rotura da interface da armadura com o betão. Aparecerão fissuras localizadas com acréscimo de deformação ocorrendo o colapso quando a armadura começa a degradar-se. Há ainda pouca informação relativamente ao efeito das altas temperaturas nas fibras CFRP.

Os mecanismos de rotura são idênticos à temperatura ambiente e a altas temperaturas, quer para armaduras de aço, quer para armaduras de CFRP, embora o comportamento dos elementos estruturais seja mais dúctil quando a armadura é de aço. As vigas são mais rígidas quando armadas com armaduras CFRP mas a parte fria da viga desempenha um papel importante na ancoragem dessas armaduras.

Kvedaras e Blaževicius, [65] através de avaliações experimentais mediu a resistência mecânica residual após incêndio de pilares tubulares em aço semi-preenchidos com betão a circundar a parede interior do perfil. O efeito da temperatura neste tipo de pilares é enorme verificando-se uma diminuição da resistência mecânica para valores próximos dos 40% da resistência inicial.

Kodur e Lie, [66] desenvolveram um modelo numérico para calcular as temperaturas, deformações e resistência ao fogo de pilares de aço ocos preenchidos com betão com fibras de aço, tendo sido comparado com análises experimentais. Os parâmetros numéricos considerados no modelo são: as dimensões da secção, o comprimento do pilar, a resistência do betão, o tipo de agregado e o carregamento do pilar.

2.10 - Pórticos

Nwosu e Kodur, [67] apresentaram o estado de arte do comportamento de estruturas de aço sujeitas a incêndio das quais se tiraram conclusões que serviram de ponto de partida para a avaliação de estruturas de betão:

- O comportamento de resistência ao fogo de uma estrutura completa é diferente dos elementos estruturais individuais reflectindo cenários mais realistas;

- Quando se considera factores como: a interacção estrutural, restrição à dilatação, continuidade, efeito de membrana da laje, na análise do comportamento ao fogo da estrutura completa, esta revela-se superior quando comparado com análises individuais, proporcionando assim redução no custo de protecção;
- Restrição à rotação ou deformação axial geralmente aumentam a resistência ao fogo das vigas.

Conclusões semelhantes foram retiradas por Wang, [68] no estudo do comportamento ao fogo da estrutura do edifício de aço construído em Cardington nos ensaios do BRE. O projecto de investigação desenvolvido em Cardington, correspondendo ao estado da arte no que a ensaios experimentais ao fogo em grande escala diz respeito, teve como objectivo a interpretação e entendimento dos resultados por forma a orientar racionalmente a realização de projectos considerando a resistência ao fogo como estado limite. Permitiu igualmente desenvolver e compreender procedimentos de cálculo para reproduzir e prever o comportamento estrutural integral de estruturas de edifícios ao fogo. Publicaram-se mais de 40 relatórios e 10 artigos técnicos reforçando-se os argumentos desenvolvidos pelos diferentes resultados provenientes da aplicação de modelos computacionais, de princípios mecânicos e da análise dos ensaios experimentais.

Autores como Liew e Ma, [69] fizeram já avaliações de comportamento de estruturas completas de aço com incêndios de compartimento, numa abordagem em termos de modelos avançados de cálculo e numa perspectiva de análise de desempenho. Neste estudo conclui-se que se for considerado um modelo realista de incêndio, é possível reduzir o custo de protecção ao fogo, embora seja necessário um esforço acrescido ao nível do projecto em casos de geometria simples do compartimento.

2.11 - Incêndio de projecto

Bwayla *et al*, [32] e [33] apresentam o estado da arte da definição de incêndio de projecto numa perspectiva da Engenharia de Segurança Contra Incêndio tendo a Society of Fire Protection Engineering (SFPE)contribuído significativamente através da definição dos cenários de incêndio, [70]. Há actualmente um esforço internacional, coordenado pela International Organization for Standardization (ISO), technical Committee (TC)92, Sub-Committee (SC4), no sentido de desenvolver linhas de orientação técnicas para definição de incêndio de projecto tendo em vista a estandardização. Em consonância com a tendência Mundial de viragem para regulamentos baseados no desempenho e sabendo que o sucesso da implementação destes regulamentos dependerão em larga medida da disponibilidade de ferramentas numéricas capazes, há que enquadrar convenientemente as capacidades daquelas ferramentas. O incêndio de projecto derivado de cenários de incêndio é uma possível fonte de incerteza na avaliação da engenharia de segurança contra incêndio sendo essa incerteza proveniente da dificuldade do cálculo preciso do processo de combustão (taxa de aquecimento, produção de fumo e outros produtos de combustão) baseado no tipo de incêndio, quantidade e distribuição

dos combustíveis, assim como na determinação do ponto de ignição e subsequente espalhamento do incêndio a outros combustíveis. Os métodos actualmente utilizados são sobretudo empíricos na sua natureza e pouco sofisticados tendo Bwalya *et al*, [33] feito uma oportuna revisão da literatura. A *Combustion Science and Engineering Inc*, [71] publicou uma base de dados com suporte na Internet dos modelos computacionais em todas as áreas relacionadas com o fogo e particularmente em modelos de incêndio. Ellingwood, [72] concluiu a necessidade de se utilizarem curvas naturais de incêndio para avaliação do comportamento de lajes ao fogo, particularmente na transmissão do calor para lajes espessas. As principais variáveis que definem a temperatura no compartimento são a quantidade, distribuição e composição do combustível no compartimento, assim como a ventilação e a sua dimensão. Os resultados laboratoriais e numéricos de Ellingwood e Lin, [58] deram suporte à ideia de que os varões poderão ser ignorados na análise térmica de elementos de betão fracamente armados.

A distribuição de temperatura longitudinal nos elementos de betão na realidade não é uniforme. No entanto há estudos que consideram essa temperatura como uniforme, o que não é de certa forma condicionante, sendo conservativo.

Estudos realizados para as estruturas de aço, [73] em que se considerou a distribuição não uniforme de temperatura ao longo do elemento estrutural mostraram que aquela solicitação térmica afecta o padrão do comportamento estrutural, causando uma mudança de localização e atraso na formação das rótulas plásticas. Verifica-se ainda que existe um acréscimo do período de estabilidade estrutural. Conclui-se que o acréscimo de resistência ao fogo, quando se considera uma distribuição da temperatura distinta ao longo do elemento estrutural, é aparentemente maior para vigas do que para pilares. Verifica-se ainda que esse acréscimo de resistência é superior quando se utilizam métodos avançados de cálculo em comparação com os métodos simplificados de cálculo. Assim ao longo deste trabalho, por ser mais condicionante e por maioria de razão para estruturas de betão, considerou-se a análise térmica uniforme no comprimento do elemento estrutural em estudo.

2.12 - Aspectos específicos do betão a altas temperaturas

2.12.1 - Extensão térmica transiente

Li e Purkiss referiram num trabalho apresentado em 2006, [11], os principais modelos desenvolvidos relativos à estabilidade estrutural interna do betão nas quais a extensão transiente toma um papel preponderante.

Mindeguia *et al*, [74] avaliaram experimentalmente a extensão térmica transiente e o efeito da fluência para betões correntes a altas temperaturas. Verificaram quer na direcção longitudinal quer na radial que há uma redução da rigidez devido ao efeito das altas temperaturas na desidratação do betão e nas propriedades térmicas do cimento e dos agregados. A resistência à compressão do material diminuiu aos 120ºC devido à evaporação da água livre do betão. Na

direcção longitudinal observa-se que as extensões atingidas na ruptura aumentam com a temperatura, podendo-se explicar pelo fecho das fissuras previamente criadas durante o aquecimento da peça. Estas acontecem a altas temperaturas, tanto para baixas como para altas taxas de aquecimento. Ao nível microscópio, vários fenómenos físico-químicos têm lugar: microfissuração interna relacionada com o distinto comportamento térmico entre a pasta de cimento e os agregados, desidratação do C-S-H e C-H, mudança de fase de alguns tipos de agregados como o Quartz, transferência de massa (água, vapor) e transferência de calor. Ao nível macroscópico, este conjunto de mecanismos envolvem uma progressiva perda de rigidez material com a temperatura e um comportamento não linear, dependente da temperatura, de perda de resistência à compressão. Segundo aqueles autores, dentro das propriedades do betão a altas temperaturas, a extensão térmica transiente parece ter um papel importante no comportamento estrutural dos elementos em situação de incêndio. Apenas observável quando a temperatura é aplicada a elementos carregados mecanicamente (pilar ou paredes). Esta é uma extensão adicional que aparece durante um aquecimento não estacionário de peças sujeitas a carregamento constante. Em certos casos a extensão transiente compensando a extensão térmica livre, pode levar à diminuição das tensões mecânicas induzidas pelo incremento de temperatura.

Segundo diversos autores, a extensão total num elemento de betão é a soma de diversas componentes, [75]:

i) Extensão dependente da tensão, a qual tem em conta a perda de rigidez do material com a temperatura;

ii) Extensão térmica livre;

iii) Extensão de fluência a qual é rapidamente activada a alta temperatura;

iv) Extensão térmica transiente.

A extensão térmica transiente é dependente de diversos parâmetros: taxa de carregamento, natureza dos agregados, percentagem de água livre, taxa de aquecimento e condições de desenvolvimento do incêndio. Segundo alguns autores, [76], a taxa de aquecimento não pareceu influenciar os resultados. Contudo, o pré-aquecimento do material influencia fortemente a extensão transiente.

A relação da extensão térmica transiente é também avaliada por Person, [77] para o betão autocompactável com e sem fibras de polipropileno. Aquele autor mostrou que no caso do betão autocompactável o coeficiente de expansão térmica e a extensão térmica transiente são muito menores quando se aplicam fibras de polipropileno. Não havendo contudo diferenças nos valores de extensão térmica transiente quando se comparam betões correntes com betões autocompactáveis. Sobretudo, clarificou a função das fibras no betão na criação de canais para a saída da água para o exterior. Segundo aquele autor, a máxima pressão ocorre aos 25mm de profundidade, tanto no betão de fibras como no betão normal. O único aspecto a considerar é que no caso do betão normal este fenómeno ocorre para valores de pressão de vapor superiores.

Num mercado cada vez mais industrializado é natural utilizar-se betões autocompactáveis e de alta resistência, reduzindo alguns problemas derivados das condições de trabalho como sejam a humidade e as condições ambientais. Nestes betões torna-se importante minimizar o efeito do “Spalling”, razão pela qual se adicionam fibras de polipropileno. Há outras razões para adicionar fibras de polipropileno: nomeadamente potenciar a durabilidade do betão em condições ambientais severas em situações de elevada retracção. Investigação recentemente realizada, [74] mostra que a extensão térmica transiente aumenta com a resistência do betão devido à maior quantidade de cimento no betão auto-compactável e no betão de alta resistência. O autor mostrou claramente através de ensaios experimentais que a extensão transiente é superior para betões com agregados siliciosos do que para betões com agregados calcários. Esta extensão está directamente relacionada com a água livre do betão, pelo que só existe no primeiro ciclo de aquecimento e está directamente associada à pasta de cimento e em menor escala aos agregados..

2.12.2 - “Spalling”

Um dos aspectos necessários à compreensão do comportamento de elementos estruturais de betão é a ocorrência ou não de “Spalling”. Nesta secção são referidos vários estudos realizados por vários autores a nível mundial nesta temática.

Jansson, [78] criou um sistema de medição da pressão de vapor gerada no betão quando este é exposto ao incêndio. Este sistema foi materializado através de um conjunto de tubos com óleo para medição das pressões no interior do elemento. Conclui curiosamente que a pressão de vapor gerada no interior do elemento não depende da idade do betão. Para além disso conclui também que a pressão de vapor interna gerada não será a principal razão para a ocorrência de “Spalling” nos elementos de betão, sendo no entanto o gerador do fenómeno em si.

Como refere Jansson, [78], nos últimos 40 anos tem existido duas grandes teorias explicativas do “Spalling”:

1) O “Spalling” explosivo do betão é um fenómeno não totalmente compreendido e que ocorre devido a uma complexa interacção entre vários parâmetros do material e ou estrutura. Alguns dos principais factores conhecidos que influenciam o risco de “Spalling” explosivo do betão são: a humidade, o tipo de agregado, a permeabilidade, as dimensões da secção transversal e a taxa de aquecimento. Harmaty apresenta uma teoria que explica o “Spalling” explosivo do betão como um fenómeno baseado na humidade do betão. O betão é um material poroso e a evaporação da água no início do incêndio começa quando se faz sentir o efeito da temperatura no elemento. A maior parte do vapor de água começa a deslocar-se para regiões mais frias do betão sendo aí adsorvida. Quando a frente seca se move para o interior do betão, este fenómeno gera a formação de uma camada totalmente saturada em frente do vapor designada por obstrução húmida. Esta obstrução ao vapor força-o a encontrar um

escape através da face exposta ao incêndio. Finalmente quando o calor aumenta, a parte quente do vapor de água começa a evaporar e a pressão a subir até que ocorre o “Spalling”;

2) A outra explicação é dada por Bazant que relata a fractura frágil e a delaminação do betão por instabilidade local em betões sujeitos a tensões térmicas de compressão biaxiais paralelas à superfície de aquecimento. Conclusão que é suportada pelo facto de nalguns ensaios o comportamento de “Spalling” surgir para pressões de vapor baixas (0,3MPa).

Alguns factores devem ser tidos em consideração como potenciais razões para o “Spalling” do betão quando submetido a altas temperaturas, a saber:

- O coeficiente de dilatação térmica da pasta de cimento é sensivelmente o dobro da dos agregados (sobretudo os siliciosos) criando um processo de desagregação;
- A água livre e de hidratação do betão evapora criando na mudança de estado elevada pressão interna;
- O coeficiente de condutibilidade térmica do aço é cerca de cinquenta vezes maior que a do betão. Assim, apesar do aço e betão terem semelhantes coeficientes de dilatação térmica, o aço começa a dilatar mais cedo provocando perda de aderência entre os dois materiais;
- A superfície externa das secções de betão aquecem mais rapidamente que as internas criando tensões diferenciais;
- O coeficiente de dilatação térmica do betão até aos 300ºC é inferior à do aço tendo a partir dessa temperatura um aumento por volta dos 700ºC, atingindo um valor de cerca de três vezes o do aço, (ver Anexo 2);
- O quartzo apresenta um aumento de volume ao alterar a sua estrutura cristalina por volta dos 500ºC.

Foram também feitos estudos em relação aos betões autocompactáveis. Apesar destes betões terem surgido há cerca de 20 anos produz-se ainda relativamente pouco mas tende a ser incrementada a sua utilização devido às suas características de aplicação que permite melhorar a produtividade, as condições ambientais e a abordagem de elementos mais complexos. A principal diferenciação para os betões correntes está na utilização de agregados de menores dimensões e superplastificantes. Este betão é menos permeável e benéfico em termos da sua durabilidade mas pode levantar problemas do ponto de vista do “Spalling”. Boström e Jansson, [79] concluíram, à semelhança de muitos autores, que há uma alta probabilidade de ocorrer o “Spalling” em betões autocompactáveis se não forem tomadas precauções como sejam a de adição de fibras de polipropileno ou a de isolar termicamente os elementos estruturais. Os resultados mostraram claramente que o betão autocompactável sofre, ao contrário dos betões correntes e para determinadas condições de ensaio, severo “Spalling”. A adição em filler aumenta o risco de “Spalling” do betão. Utilizando vários tipos de fibras de polipropileno, conclui-se que a forma e quantidade das fibras tem influência na

criação de vazios por onde sai o vapor gerado no betão. Não se verificou a influência da relação água/cimento nem da idade do betão no “Spalling”.

É apresentado por Hertz e Sorensen, [80] um método para determinar o risco de ocorrência de “Spalling” no betão em função do nível de humidade. Complementarmente e corroborando os resultados de Boström e Jansson, [79] conclui-se que a inclusão de fibras (mais efectivamente de 0,18μm em vez de 30μm) em quantidade suficiente pode prevenir o “Spalling” do betão, mesmo quando a expansão térmica é restringida.

Hertz, [81] no seu trabalho caracteriza o estado do conhecimento relativo ao fenómeno de “Spalling” delimitando as fronteiras nas quais este fenómeno pode ocorrer. O risco de ocorrência de “Spalling” aumenta quando o betão é densificado por partículas mais pequenas que os grãos de cimento tais como a microsilica e se o conteúdo de água for superior a 3% em peso. Entre 3 e 4% aquele risco é considerado pequeno. Para o betão denso o “Spalling” deverá ser avaliado através de ensaios à escala real com a humidade, carga e condições fronteira bem definidas.

Para o betão corrente, o “Spalling” ocorre maioritariamente nos primeiros 20 minutos de incêndio com uma ou mais das seguintes razões: acção da água de extinção, expansão dos inertes de Quartz, desagregação dos inertes, baixa resistência à tracção, percentagem elevada de armadura, taxa de aquecimento elevada, aquecimento diferencial, esbelteza da secção, variação de espessura de partes da secção, apoios fixos, tensões térmicas, formas da secção, tensões de compressão e níveis de pré-esforço, gradientes de pressão de vapor de água, baixa permeabilidade e poros saturados com água.

Modelos matemáticos têm sido desenvolvidos para simular o fenómeno de “Spalling”. Estes modelos mostram relações entre a temperatura, do fenómeno de transporte de calor e massa, a quantidade de humidade e a história e distribuição da pressão intersticial. No modelo criado por Gamal e Hurst, [82] para betões de agregados siliciosos aplicado a lajes sujeitas a incêndio também existem aquelas relações. O modelo fornece os meios de desenvolvimento de uma metodologia quantitativa de previsão do risco de “Spalling” provocado pelo aquecimento baseado nas condições de temperatura e pressão intersticial em profundidade.

Bernhard *et al,* [83] criaram modelos mais sofisticados como o termo-higro-mecânico para betões normais de alta e muito alta resistência sujeitos a altas temperaturas. O modelo acoplado de formulação não linear permite estudar em geral o comportamento do betão quando sujeito a altas temperaturas e em particular a “Spalling” do betão. O betão é tratado como um material multifase consistindo a fase sólida pela pasta de cimento e agregados, a fase gasosa pelo vapor de água e ar seco e a fase líquida por água aparecendo esta em três fases distintas: água quimicamente ligada, água adsorvida e água capilar. A água quimicamente ligada faz parte da matriz do betão até que seja libertada pelo calor. Este modelo também incorpora os efeitos de mudança de fase físico-quimica que ocorrem no betão tais como a hidratação-desidratação e a evaporação-condensação da água.

Foram também desenvolvidos modelos de cálculo termo-mecânicos do betão acoplados ao efeito de “Spalling”. Um esforço inicial foi feito por Purkiss e Mustapla, [84] no estudo do efeito do “Spalling” nos modos de rotura de pilares de betão sujeitos a incêndio.

2.12.3 - Comportamento termo-mecânico

Alonso, [85] refere que várias experiências laboratoriais mostram que as propriedades mecânicas do betão se reduzem drasticamente para temperaturas acima dos 300ºC devido à transformação da microestrutura que ocorre na pasta de cimento e nos agregados para além da alteração de volume que induz tensões térmicas. A avaliação da variação da resistência do betão quando sujeita a incêndio é complexa devido à sobreposição dos fenómenos químicos e físicos que induzem distintos danos. A contribuição de Alonso, [85] foi a de identificar as alterações químicas na pasta de cimento devido ao efeito das altas temperaturas e os danos físicos nos componentes do betão induzidos pelas tensões térmicas de forma a identificar a espessura da camada de betão afectada pelo incêndio.

Bamonte *et al,* [86] fazem uma comparação do comportamento termo-mecânico de vários tipos de betões em elementos estruturais entre ensaios experimentais e a EN 1992-1-2, [1] relacionando-o com a interacção existente entre as propriedades mecânicas (a quente e residuais) e as propriedades térmicas do betão como a resistência à compressão e à tracção e o módulo de elasticidade. Os autores confirmam os resultados obtidos em estudos anteriores destacando dois aspectos particulares: 1) a proximidade inesperada do comportamento residual do betão quando comparado com uma análise desse betão a altas temperaturas; 2) o desempenho diferenciador, não marginal, do tipo de cimento utilizado (através da forte influência na condutibilidade térmica).

Do ponto de vista das propriedades térmicas, os agregados siliciosos dão aos betões maior condutibilidade e difusibilidade térmica do que os betões de agregados calcários e muito maior do que os betões de agregados basálticos. Podendo este aspecto ser minorado por misturas mais ricas de betão devido à baixa condutibilidade térmica do cimento. Os agregados siliciosos são mais sensíveis a altas temperaturas que os agregados calcários e basálticos devido à grande quantidade de água de cristalização e à maior homogeneidade da microestrutura cristalina.

Do estudo efectuado a quinze composições distintas de betão, diferenciando o tipo de agregado (siliciosos, calcários e basálticos), tipo de cimento (Portland, Portland composto, alto forno e pozolânico). Conclui-se que a resistência à compressão é o parâmetro menos afectado pela temperatura ($f_{c,T} / f_c = 50 - 90\%$ a 400ºC), enquanto que o modulo de elasticidade é o mais afectado ($E_{c,T} / E_c = 35 - 50\%$ a 400ºC) e a resistência à tracção apresenta valores intermédios ($f_{c,T,t} / f_{c,t} = 40 - 70\%$ a 400ºC).

Globalmente, os betões quando atingem os 600ºC perdem aproximadamente dois terços da sua resistência à compressão original (siliciosos e calcários) e aproximadamente um meio para os betões basálticos. Para a mesma temperatura, o módulo de elasticidade reduz-se para cerca de 70-75% para betões calcários e basálticos e 85% para betões siliciosos. A redução da resistência à tracção é de 60-70% para os betões basálticos e calcários e de 80% para betões siliciosos.

Assim, os requisitos necessários para um betão apresentar uma resistência melhor a altas temperaturas são: a) manter as propriedades mecânicas durante e depois do incêndio tanto quanto possível próximas das originais, b) ter uma grande condutibilidade térmica para limitar os gradientes térmicos em grandes secções de betão pouco armadas de forma a prevenir o "Spalling" e c) ter uma baixa condutibilidade térmica para proteger as armaduras do fluxo térmico sobretudo em secções delgadas de betão armado.

Conclui-se do estudo de Bamont *et al*, [86] que os betões com agregados basálticos e cimento composto com filler calcário e baixa a média relação água/cimento correspondem à melhor composição que traduz o melhor comportamento do betão a altas temperaturas.

Gioni *et al*, [87] apresentam um modelo de avaliação da acção do fogo em elementos de betão armado baseado nas transformações termoquímicas típicas dos agregados do betão como indicadores de temperatura nomeadamente a conversão de dolomite em calcite, dióxido de carbono em periclase e calcite em dióxido de carbono mais oxido de cálcio. A acção das temperaturas não pode ser avaliado exclusivamente através de técnicas experimentais não destrutivas pois não se encontram suficientemente calibradas nem apenas por métodos teóricos já que é sempre necessário conhecer o histórico efectivo de temperaturas dos elementos estruturais. Os mais promissores métodos combinam técnicas experimentais não destrutivas ou semidestrutivas com refinados modelos teóricos ou numéricos termo mecânicos. Refere-se ainda o método clássico de estimativa da temperatura superficial alcançada pela observação das cores permanentes:

Cor-de-rosa ou vermelho	300-600ºC
Cinzento escuro	600-900ºC
Castanho	900-1200ºC
Amarelo	>1200ºC

2.12.4 - Modelos constitutivos

A modelação do comportamento do betão a altas temperaturas tem que reflectir o verdadeiro comportamento do material independentemente da sofisticação do modelo de cálculo estrutural usado. Anderberg, [88] analisou os efeitos dos Modelos Constitutivos na previsão do comportamento mecânico do betão e no projecto de estruturas de betão sujeitos a incêndio.

Os aspectos chave da compressão do comportamento mecânico do betão a altas temperaturas foi descoberta durante estudos intensivos na Suécia e Alemanha por Thelanderson, Anderberg e Schneider nos anos setenta. De facto, a extensão de compressão

induzida na peça sujeita a altas temperaturas, desconhecida até há data e então designada por extensão transiente carregada, desenvolve-se durante o primeiro aquecimento do betão sendo irreversível e independente do instante considerado. Esta extensão contribui para uma significativa relaxação e redistribuição das tensões térmicas nas estruturas de betão.

Tendo uma melhor compreensão das propriedades mecânicas do betão e disponíveis modelos numéricos para avaliar o comportamento estrutural abriram-se oportunidades para aplicar uma abordagem ao projecto baseado no desempenho e ao desenvolvimento de métodos simplificados para avaliar a resistência ao fogo de estruturas de betão. O resultado de tais aspectos foi a abordagem ao nível da secção designado por "Método da Isotérmica dos 500ºC. Este método de cálculo manual foi apresentado em 1978, em Londres, num Congresso FIP (Fédération International de Presstressing) sendo em 1982 introduzido no Boletim de informação Nº 145 do CEB (Comité Européen du Béton), [10]. No Boletim Nº 208 do CEB, [41] e mais recentemente no CEB-FIP Model-code, [89] o método foi mantido. Na EN 1992-1-2, [1] este método é apresentado como um método de cálculo simplificado. Refira-se que o autor sugere a utilização da curva isotérmica dos 400ºC quando se aplica ao método a betões de alta resistência.

Dos quatro modelos constitutivos para o betão estrutural a altas temperaturas referidos anteriormente, os quais têm em conta o comportamento em condições transientes, referem-se os dois principais modelos e os aspectos que os distinguem.

No primeiro modelo desenvolvido em 1976 por Anderberg & Thelandersson, a extensão total do betão (silicioso) é a soma de quatro componentes de extensão podendo a lei constitutiva ser expressa por:

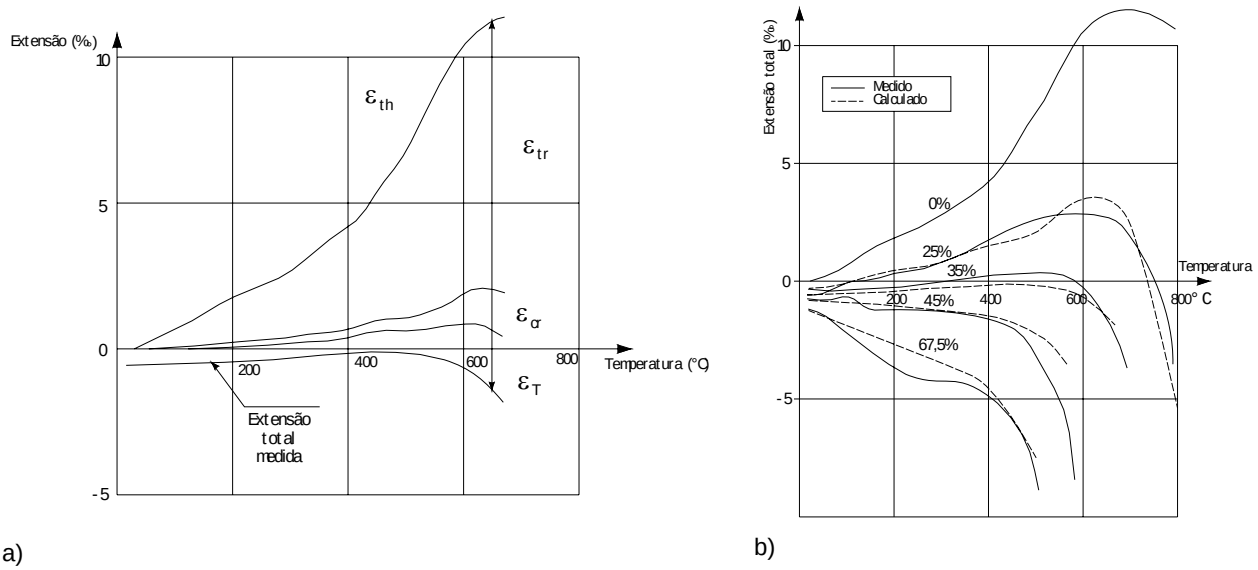
$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \tag{2.1}$$

Sendo:

$\varepsilon_{th}(T)$ - Extensão térmica;
$\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ - Extensão mecânica;
$\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ - Extensão térmica transiente;
$\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ - Extensão por fluência;

A extensão transiente acima dos 100ºC é essencialmente função da temperatura e não do tempo. Esta extensão é, como se observa na Figura 2.3a) muito maior que a extensão elástica. A análise da deformação total a diferentes níveis de carga, função da temperatura é apresentada na Figura 2.3b) e a concordância com ensaios experimentais é excelente.

Qualquer análise estrutural de betão aquecido que ignore a extensão transiente será completamente inapropriado fornecendo resultados errados, particularmente para pilares expostos ao fogo. Anderberg, [88] refere que este fenómeno continua a ser desvalorizado pelos estruturalistas e deverá ser incorporado de forma explicita nos regulamentos e normas.



a) b)

Fig. 2.3 – a) Relação entre as diferentes componentes de extensão quando o modelo de Anderberg & Thelanderson é aplicado a uma tensão relativa de 35% da tensão última; b) Deformação durante o aquecimento para diferentes níveis relativos de tensão de compressão.

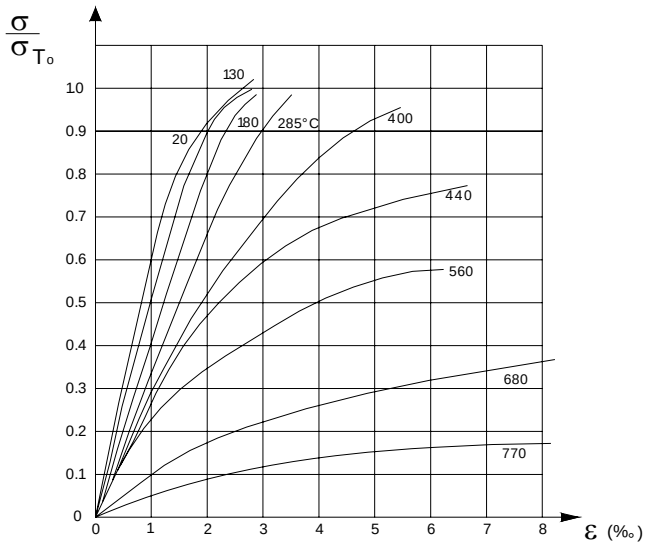


Fig. 2.4 – Relação tensão-extensão a diferentes temperaturas sem pré carregamento.

Como se pode observar na Figura 2.4, a influência da história de carregamento no betão é muito representativa nas curvas tensão-extensão. Ambas as grandezas, resistência à compressão e módulo de elasticidade reduzem-se significativamente menos com o incremento da temperatura para o betão previamente solicitado mecanicamente. Este efeito histórico do carregamento é muito importante e tem sido observado também para betões de alta resistência.

Num segundo modelo desenvolvido numa base fenomenológica por Khoury G. *et al,* [76] entre 1983 e 1985, baseado em ensaios realizados em betão até aos 600ºC foi introduzido um novo conceito para extensão térmica transiente. Este conceito foi traduzido pelo parâmetro LITS (Load Induced Thermal Strain), definido como a soma de três componentes:

$$LITS = \varepsilon_{\sigma}(\sigma,T) + \varepsilon_{tr}(\sigma,T) + \varepsilon_{cr}(\sigma,T,t) = \varepsilon_{T} - \varepsilon_{th}(T) \tag{2.2}$$

Este modelo foi implementado numericamente por Terro em 1991, [92]. O efeito da história de carregamento não está explicitamente definida mas deverá de alguma forma ser integrada naquele parâmetro.

O modelo implementado no EN 1992-1-2, [1] é contudo implícito. Como refere Franssen, [24] o modelo não inclui explicitamente, nem a extensão transiente, nem o efeito da história do carregamento. Apenas se podem incluir aqueles efeitos nos modelos explícitos de tensão extensão. Aliás, a razão pela qual as previsões do tempo de rotura poderem nalguns casos corresponder a valores quase correctos dependem do facto de terem sido introduzidos valores de $\varepsilon_{c1,T}$ e $\varepsilon_{cu,T}$ muito elevados no modelo daquele documento, [1] compensando dessa forma a não explicitação da extensão transiente. Estas extensões são muito maiores do que aquelas que têm vindo a ser publicados na literatura, como aliás se pode observar no Quadro 2.1. Os valores realísticos encontram-se entre parênteses.

Quadro 2.1 – Valores de tensão-extensão de acordo com EN 1992-1-2, [1].

Temp	$f_{c,T} / f_{c,k}$	$\varepsilon_{c1,T}$ [%]	$\varepsilon_{cu,T}$ [%]
20	1,00	0,25	2,0 (0,35)
300	0,85	0,70 (0,3)	2,75 (0,5)
600	0,45	2,5 (0,5)	3,5 (0,80)
1000	0,04	2,5	4,5 (1,1)

2.12.5 - Análise plástica de elementos de betão

Franssen, [24] apresenta as condições e consequências da análise plástica de estruturas de betão sujeitas a incêndio e ainda avalia o grau de importância da consideração da extensão transiente nos modelos numéricos (e em particular no SAFIR, [19]).

O comportamento ao nível da secção de betão é geralmente inelástico, mesmo à temperatura ambiente, pelo que as redistribuições de tensões na secção e entre secções de um elemento estrutural sujeito à flexão também é naturalmente considerado em caso de aquecimento da peça. Alguns ensaios mostraram que a ductilidade das secções tende a aumentar com a temperatura. Consequentemente uma abordagem plástica pode ser adoptada na análise. É feita pelo autor uma validação dessa abordagem verificando-se que os efeitos de distribuição de tensões auto equilibrantes podem ser negligenciadas na análise não linear material. São o

caso da retracção, da fluência, das fases construtivas e a solicitação térmica anterior à ocorrência do fogo.

É fácil demonstrar que para secções metálicas a adopção do comportamento plástico em alternativa ao elástico, devido ao comportamento não linear do aço, conduz a resultados cerca de 15% superiores no cálculo da resistência última à flexão numa análise ao nível da secção. Esta reduzida diferença induz a que o cálculo se possa fazer em regime elástico. O mesmo não se passa com as secções de betão armado, cuja análise elástica já foi abandonada há muitos anos. De facto o betão à compressão tem comportamento não linear para níveis de tensão muito inferiores aos da sua resistência e existe um distinto comportamento quando os esforços nas fibras passa de compressão a tracção sendo inclusive frequentemente desprezada esta última. Duas observações importantes são retiradas na observação dos diagramas tensão-extensão do aço e do betão: o aço apresenta um domínio de proporcionalidade entre tensões e extensões que diminui drasticamente com a temperatura; as curvas tensão-extensão para o betão são muito distintas quando a temperatura se eleva, nomeadamente o valor da extensão para a máxima tensão mobilizável.

Assim pode assumir-se, para as secções de aço a relação momento-curvatura como sendo rígida perfeitamente plástica, a qual conduz à noção de rótula plástica e de redistribuição do momento. Um dos aspectos para que esta teoria seja valida é a ductilidade da secção, ou seja a capacidade da secção continuar a suportar o momento flector plástico quando a curvatura da secção aumenta.

Em contrapartida, nas secções de betão armado a ductilidade é assumida quando se providenciam valores máximos para a zona de compressão do betão, função da altura útil da secção, da qualidade do betão, da quantidade e qualidade de armadura e da razão entre os momentos no apoio e os vãos. Este aspecto tem a ver com a garantia que as armaduras entrem em cedência antes que seja atinjido o valor da resistência à compressão do betão. Franssen, [24] concluiu que a ductilidade da secção de betão armado aumenta com a temperatura. E ainda depende ligeiramente do modelo adoptado, linear ou não-linear para o tramo descendente do diagrama de tensão-extensão. Cálculos numéricos para uma viga e para uma laje mostraram contudo que os valores dos momentos máximos mobilizados são praticamente idênticos independente da análise linear ou não linear daquele troço descendente. A principal diferença dos diagramas momento-curvatura traçados pelo autor entre os cálculos a frio e a alta temperatura são a relação entre o momento plástico último e o momento no inicio da cedência das armaduras. Esta relação é muito maior a alta temperatura o que significa que muito maiores rotações terão que ocorrer antes que o momento plástico último seja atingido o que confirma os resultados experimentais em que a rotura ocorre para grandes deformações.

Se as condições para uma análise estrutural plástica são garantidas, a teoria plástica conduz a diversas consequências que têm particular interesse para estruturas de betão sujeitas a incêndio. Franssen, [24] sintetiza as consequências da análise plástica a uma única causa, qualquer distribuição de tensões que se auto-equilibre não tem efeito na capacidade de carga

plástica última à temperatura ambiente e nenhum efeito no tempo de resistência ao fogo para uma estrutura sujeita a uma carga constante e ao fogo. Para as estruturas de betão as designadas tensões residuais correntes no aço poderão surgir:

a) Tensões iniciais podem existir na estrutura devido à restrição às extensões de retracção. Poderão ser desprezadas na análise plástica quer à temperatura ambiente, quer a alta temperatura;

b) Tensões iniciais podem também resultar dos efeitos de fluência para um carregamento anterior à acção do fogo numa estrutura estaticamente indeterminada. Poderão ser desprezadas na determinação da resistência ao fogo numa análise plástica;

c) As tensões iniciais poderão ainda existir devido aos gradientes térmicos quando a secção está sujeita a incêndio. Poderão igualmente ser desprezadas na análise plástica;

d) Aplicação sucessiva de cargas permanentes e acções variáveis há medida que a estrutura é construída não é considerada;

e) Igualmente as variações de tensões causadas pela fluência e pela expansão térmica durante o incêndio são negligenciadas quando se determina a resistência ao fogo duma estrutura de betão com base na análise plástica.

Na análise não linear com elementos finitos de uma estrutura de betão sujeita a incêndio todas estas tensões auto-equilibradas são de facto negligenciadas porque de acordo com a teoria de plasticidade, elas têm um efeito negligenciável na resistência ao fogo. Não quer contudo dizer que, as extensões, tensões e módulo de elasticidade que são tão meticulosamente calculados em todos os pontos de integração da estrutura sejam senão uma aproximação dos valores "reais", caso todos aqueles efeitos fossem considerados. Os valores calculados são baseados na hipótese de uma distribuição de tensões inicial virgem, a qual difere da realidade. Há contudo um limite para esta não consideração desta tensões auto-equilibradas e que são associadas aos efeitos dos grandes deslocamentos através da análise não-linear geométrica. A mais normal consequência da análise com grandes deslocamentos é provavelmente a redução da capacidade de carga pela instabilidade de elementos esbeltos. Assim, o efeito da extensão térmica é sempre considerada. Outra componente de extensão que pode afectar as deformações e consequentemente os efeitos de segunda ordem nas estruturas de betão sujeitas a incêndio é a extensão transiente (e de fluência). O modelo material apresentado para o betão pela EN 1992-1-2, [1] incorpora implicitamente aquele parâmetro. Franssen, [24] apresenta interessantes aspectos históricos do qual se salienta a evolução entre a ENV 1992-1-2, [90] e a EN 1992-1-2, [1] em que os valores da extensão no betão, $\varepsilon_{c1,t}$ deixaram de ter um intervalo de variação e um valor recomendado para passar a ter apenas um valor correspondente ao maior dos valores daquele intervalo, levando o modelo da EN 1992-1-2, [1] a adoptar nos cálculos menos rígido para as secções de betão. Franssen introduziu no SAFIR,, [19], [91], o modelo constitutivo de Schneider [92] no qual se explicita a extensão transiente,

concluindo, inesperadamente que os resultados se aproximavam muito daqueles em que se considerava aquele parâmetro implicitamente como é o caso do modelo adoptado pela EN 1992-1-2 [1]. Para vigas, pilares e peças pré-esforçadas, Franssen, [24] discutiu ainda os vários aspectos que podem explicar porque o modelo abordado pela EN 1992-1-2, [1], o qual não incorpora explicitamente a extensão transiente de fluência, pode permitir obter resultados que os modelos em que essa extensão é explicita.

Modelos mais complexos têm sido desenvolvidos, [93] como o modelo termo-mecânico para betões expostos a temperaturas elevadas nos quais se incorpora o conceito de irreversibilidade do dano térmico ao contrário dos modelos com dano escalar função da temperatura. Nechnech *et al,* [94] desenvolveram também um modelo de dano elasto-plástico para o betão sujeito a altas temperaturas fazendo a interacção da extensão de fluência e transiente com o dano mecânico devido à fendilhação. Este modelo aborda o processo de dano do betão combinando o efeito das cargas mecânicas e o efeito transiente da distribuição de altas temperaturas através de duas variáveis escalares de dano independentes.

O comportamento material é assumido como uniaxial apesar do betão nos elementos estruturais avaliados estar sujeito a um complexo estado de tensão. A consideração de tensões de compressão biaxiais para o betão implicaria melhoramentos na sua resistência de 10% sobre os valores considerados na análise uniaxial (podendo ir até aos 20%) (Gillie *et al*, [48]).

Júri Kajaste-Rudnitski, [95] publicou o modelo numérico termo-elasto-plástico para o betão implementado no ABAQUS. O critério de cedência considerado foi o de Drucker-Prager com parâmetros de endurecimento distintos para compressão e tracção.

2.12.6 - Factores que influenciam o desempenho dos betões de alta resistência

Kodur e Phan, [96] e Kodur, [97], [98] chamam a atenção das principais preocupações no que se refere à utilização dos betões de alta resistência, nomeadamente a maior ocorrência de “Spalling” e a menor resistência ao fogo quando comparada com os betões correntes. Aquele autor assinalou os principais factores que condicionam o desempenho dos betões de alta resistência quando sujeito a incêndio:

- Características materiais mecânicas: resistência do betão, quantidade de sílica fume, água intrínseca, densidade do betão, tipo de agregado e reforço de fibras;

- Características de incêndio: intensidade e dimensão, taxa de aquecimento;

- Aspectos estruturais: espaçamento das armaduras e estribos, confinamento, configuração estribos, nível de carregamento e dimensão dos elementos estruturais.

A influência dos factores anteriormente referidos na definição da resistência ao fogo de elementos estruturais de betão de alto desempenho pode ser sintetizado da seguinte forma.

Uma alta taxa de crescimento da temperatura induz a “Spalling” nos elementos estruturais. Quanto maior a resistência do betão, menor a permeabilidade e maior será a probabilidade de ocorrer o “Spalling”. Quanto maior a percentagem de sílica fume e à correspondente resistência à compressão do betão maior a extensão do “Spalling”, devido ao aumento da compacidade. Este facto parece atribuir-se ao efeito de diminuição da permeabilidade do betão induzida pela presença de sílica fume.

Quanto maior a humidade relativa maior a probabilidade de “Spalling”. A extensão deste fenómeno “Spalling” é muito maior quando são utilizados agregados leves devido ao maior conteúdo em água livre. Vários autores referem que o “Spalling” do betão aumenta com a dimensão do elemento estrutural devido ao maior percurso de transporte de calor e água e à maior capacidade de armazenamento de energia, [99].

A deformabilidade de um pilar de betão de alta resistência é muito menor quando comparada com a de um pilar de betão corrente a altas temperaturas. O espaçamento dos estribos em pilares de betão de alta resistência deverá ser cerca de 75% do utilizado em pilares de betões correntes e o seu fecho com um ângulo de dobragem a 135º.

Kodur *et al*, [100] mostraram para os betões de alta resistência que a adição de fibras de polipropileno (0,1-0,15% em volume) minimizam o “Spalling” aceitando-se a teoria de que as fibras volatilizam a 170ºC criando canais para o escape da pressão de vapor. A utilização de 3kg/m^3 de fibras de polipropileno reduzem o risco de “Spalling” de 22% para 1%, [5]. As fibras metálicas aumentam a resistência ao fogo da peça através do incremento da tensão de tracção do betão a altas temperaturas.

Benmarce e Guenfoud, [13] referiram que o grau de restrição dos pilares, durante a ocorrência de incêndio, influencia a extensão do “Spalling” do betão. Ensaios laboratoriais realizados por Ali, [5] mostram que as tensões de compressão gerados nos pilares com dilatação restringida são pouco significativas para valores de carregamento do pilar até 15% do valor de cálculo da carga de dimensionamento a 20ºC. O maior nível de carregamento do pilar faz diminuir a resistência ao fogo sendo mais acentuada para betões de alta resistência do que para betões correntes, mas não altera o risco de “Spalling”, para qualquer taxa de aquecimento.

Kodur *et al*, [101], em 2002 apresentaram um modelo numérico para prever o comportamento em termos de resistência ao fogo de pilares constituídos por betões de alta resistência. Já em 2003, o mesmo autor, [14], havia especificado a necessidade de investigação na resistência ao fogo de elementos constituídos por materiais de elevado desempenho.

Kodur *et al*, [102], em 2004 avaliaram o efeito do tipo de agregado e das fibras metálicas e de polipropileno na resistência o fogo de pilares de betão normal e de alta resistência. Neste estudo concluiu-se que:

- O comportamento a altas temperaturas dos pilares de betões de alta resistência é distinto dos de betão corrente;

- O tipo de agregado, calcário ou silicioso tem um visível efeito no desempenho a altas temperaturas dos pilares executados com betão de alta resistência;

- A adição de fibras metálicas e polipropileno incrementam resistência e ductilidade aos pilares de betão de alta resistência. As fibras de polipropileno reduzem o “Spalling”;

- Os estudos que se têm vindo a realizar estão a identificar as condições nas quais os pilares de betão de alta resistência podem ser utilizados de forma segura.

Cheng *et al,* [103], em 2004 mostraram através de ensaios experimentais que as curvas tensão-extensão dos betões de alta resistência exibem um comportamento frágil abaixo dos 600ºC e dúctil acima desse valor. A ductilidade poderá aparecer aos 400ºC se forem adicionadas fibras metálicas. A sua resistência diminuiu 25% até aos 400ºC e 75% até aos 800ºC. A extensão correspondente à tensão máxima aumenta com a temperatura desde 0,003 aos 20ºC até aos 0,02 aos 800ºC, sendo mais expressiva para betões de inertes calcários do que para betões de inertes siliciosos.

Breccolotti, [104], referiu em 2006 que betões leves de alta resistência aplicados em lajes perfuradas têm um bom desempenho em situações de incêndio devido à baixa difusibilidade do material. Este facto decorre da baixa densidade dos agregados e do calor latente da água livre. Contudo, a informação disponível das propriedades mecânicas e térmicas deste material é ainda incompleto.

2.12.7 - Betões de muito elevado desempenho

Assiste-se actualmente à determinação das propriedades térmicas como a difusibilidade térmica , condutibilidade térmica e calor específico e a propriedades mecânicas como curvas tensão-extensão, evolução da resistência à compressão e módulo de elasticidade com a temperatura de betões de muito elevado desempenho. Exemplo disso foi o trabalho de Mindeguia *et al*, [105], em 2006 que avaliaram as propriedades térmicas e mecânicas de betão de muito alto desempenho (150MPa) a altas temperaturas com fibras metálicas e de polipropileno (BSI®).

2.12.8 - Betão pré-esforçado

Meda, [106], em 2006 mostrou a maior vulnerabilidade de elementos de betão armado pré-esforçado em situação de incêndio, devido sobretudo às menores espessuras das secções. O autor observou que a consideração de resistência à tracção tem uma influência limitada no comportamento estrutural global de vigas em flexão.

2.12.9 - Resistência à compressão e tensão de aderência betão-aço residuais

Coccia e Rinaldi, [3] abordam a problemática da resistência à compressão residual do betão após incêndio. A modelação do comportamento de estruturas de betão armado após incêndio é ainda considerado um assunto de difícil estudo devido ao fraco conhecimento que ainda se tem das propriedade após incêndio. Para além do mais, por razões de segurança e economia não é muito simples realizar ensaios experimentais em elementos à escala real ou em subestruturas após incêndio. Devido ao interesse do assunto, simulações analíticas simplificadas e numéricas estão disponíveis na literatura, [107]. Estas são baseadas em análises de estados limite ou em programas de elementos finitos. Contudo aqueles autores abordaram não a resistência inicial ao fogo mas sobretudo a resistência residual após incêndio, em que se avalia a importância da escolha de manutenção ou demolição estrutural. Assim, desenvolveram um modelo analítico para avaliação do momento flector residual da viga sujeita a incêndio relacionando com a curvatura dos elementos fendilhados. O modelo considera não só o comportamento não linear dos materiais assim como o efeito das relações de interface entre betões e aço quando os elementos estão sujeitos a momento positivo ou negativo.

Chiang e Tsai, [108] referem um aspecto interessante relativo à redução substancial da resistência da interface dos varões-betão para temperaturas superiores a 200ºC. As reduções na tensão de escorregamento poderão atingir 24% a 600ºC e 74% a 800ºC, [109] se se tratar de betões de alta resistência.

Outro aspecto a considerar são as avaliações não destrutivas dos elementos de betão após incêndio. Colombo, [110], em 2006 apresentou três técnicas de avaliação do perfil de dano provocado pela temperatura no betão através de um simples ensaio: uma técnica simplificada de interpretação para o método indirecto de velocidade ultrasónica, uma abordagem através de um colorímetro e uma motorização em tempo real da resistência à perfuração. Esta avaliação é adequada quando a peça não sofreu o “Spalling” que em geral ocorre a relativamente baixas temperaturas (<400ºC).

Durante o aquecimento do betão decorrem as seguintes transformações físico químicas:

100ºC - A água combinada liberta-se

>300ºC - Os silicatos hidratados decompõem-se

>500ºC - A portlandite desidrata-se

>600ºC - Início da conversão (α–β SiO2) ou decomposição (calcário) de alguns agregados.

Em consequência daquelas transformações, a resposta mecânica do betão corresponde à diminuição inicial ligeira da resistência à compressão aos 450-500ºC e rápida a partir dos 500ºC.

Aquele autor refere que não é possível estabelecer uma relação entre a máxima temperatura e a resistência residual do betão. Contudo, como geralmente as estruturas de betão normalmente sobreviveram ao colapso coloca-se o problema da avaliação da resistência residual para estabelecer intervenções no projecto de reabilitação. Este artigo teve o mérito de apresentar métodos fáceis e rápidos para avaliação do dano de estruturas de betão sujeitas a incêndio.

Os aspectos primordiais de avaliação são a máxima temperatura experimentada pelo material já que a diminuição das características mecânicas é totalmente irreversível e quase não afectado pelo processo de arrefecimento e pela taxa de aquecimento. Embora Nassif, [111] referiu que a resposta tensão-extensão do betão após incêndio é uma função complexa do método de arrefecimento (ar ou água) e duração de exposição à máxima temperatura de incêndio. O incremento da extensão após incêndio na definição da tensão última tem implicações na definição do bloco de tensões para o estudo de reabilitação estrutural de tais elementos. Nestes estudos os autores verificaram que o arrefecimento com água parece ter um efeito menor na diminuição da resistência à compressão do betão. O mesmo não se pode dizer em relação ao módulo de elasticidade e extensão para a tensão máxima do betão. A resposta tensão-extensão do betão após incêndio relaciona-se de forma complexa com o método de arrefecimento e duração da exposição à temperatura máxima a que o betão esteve sujeito.

2.12.10 - Formas de carregamento em função da temperatura

Shi *et al*, [112] mostraram as diferenças no comportamento a altas temperaturas de elementos estruturais de betão sujeitos a acções mecânicas constantes enquanto decorre o incêndio ou o correspondente comportamento quando a temperatura é fixa mas as acções mecânicas são crescentes. Em estruturas reais estes mecanismos são mais complexos. As seguintes conclusões foram tiradas:

- O comportamento da estrutura tende a ser semelhante para temperaturas superiores a 525ºC sendo que a resistência ao fogo é sempre inferior para as análises em que a temperatura é constante e as acções mecânicas são crescentes;

- As deformações são muito distintas para ambas as situações.

A análise de esforços em estruturas de betão em situação de incêndio, com carregamento constante é complexa. Esta complexidade deve-se a uma redistribuição interna de esforços que depende de 3 factores: i) expansão térmica axial; ii) momento induzido pelo gradiente térmico na secção e iii) degradação das características materiais, rigidez e resistência.

O autor através de inúmeros ensaios laboratoriais concluiu que para estruturas de betão estaticamente determinadas, as análises de avaliação do comportamento ao fogo estão de acordo com o comportamento de fogos reais exceptuando algumas diferenças na estimativa da

resistência ao fogo. Mas para estruturas de betão estaticamente indeterminadas esta premissa não é válida. Há redistribuições de tensões importantes as quais começam com o aquecimento mesmo antes da formação da primeira rótula plástica. O modo de rotura e o momento resistente último depende fortemente da forma como o carregamento é aplicado.

2.13 - Referências bibliográficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] Flecther, I.; Borg, A.; Hitchen N. e Welch, S., (2006), "*Performance of Concrete in Fire: a Review of the State of the Art, with a Case Study of the Windsor Tower fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp.779-790.

[3] Coccia S. e Rinaldi, Z., (2006), "*Residual Strength of R.C. Beams After Fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp.767-778.

[4] Tenchev, R. e Purnell, P., (2005), "*An Application of a Damage Constitutive Model to Concrete at High Temperature and Prediction of Spalling*", International Journal of Solids and Structures, 42, pp. 6550-6565.

[5] Faris, A.; Nadjai, A.; Silcock, G. e Abu-Tair, A., (2004), "*Outcomes of a Major Research on Fire Resistance of Concrete Columns*", Fire Safety Journal, 39, pp.433-445.

[6] Bisby, L., Kodur, V. e Green, M., (2004), "*Modelling the Fire Behaviour of FRP-Strengthened Reinforced Concrete Columns*", Third International Workshop Structures in Fire", Ottawa.

[7] Georgali, B. e Tsakiridis, P. E., (2005), "*Microstructure of Fire-Damaged Concrete. A Case Study* ", Cement & Concrete Composites, 27, pp. 255-259.

[8] Chung, J. H. e Consolazio, G. R., (2005), "*Numerical Modelling of Transport Phenomena in Reinforced Concrete Exposed to Elevated Temperatures*", Cement and Concrete Research, 35, pp. 597-608.

[9] Wang, Y. C. e Kodur, V., (2005), "*Variation of Strength and Stiffness of Fibre Reinforced Polymer Reinforcing Bars with Temperature*", Cement and Concrete Research, 9-10, pp. 864-874.

[10] Alarcon-Ruiz, L.; Platret, G.; Massieu, E. e Ehrlacher, A., (2005), "*The Use of Thermal Analysis in a Assessing the Effect of Temperature on a Cement Paste*", Cement and Concrete Research, 35, pp. 609-612.

[11] Li, L.-Y.; e Purkiss, J. (2005), "*Stress-Strain Constitutive Equations of Concrete Material at Elevated Temperatures*", Fire Safety Journal, 40, pp.669-686.

[12] Bratina, S.; Cas, B.; Saje, M. e Planinc, I., (2005), "*Numerical Modelling of Behaviour of Reinforced Concrete Columns in Fire and Comparison with Eurocode 2*", International Journal of Solids and Structures, 42, pp. 5715-5732.

[13] Benmarce, A. e Guenfoud, M., (2005), "*Behaviour of Axially Restrained High Strength Concrete Columns under Fire*", Construction and Building Materials, In press.

[14] Kodur, V. K. R., (2003), "*Fire Resistance Research Needs for High Performing Materials*", Making the Nation Safe from Fire – A Path Forward in Fire Research – NRC/National Academy of Sciences, Washington, D. C., pp. 1-7.

[15] Gritzo, L. A.; Senseny, P. E.; Xin, Y. e Thomas, J. R., (2005), "*The International FORUM of Fire Research Directors: A Position Paper on Verification and Validation of Numerical Fire Models*", Fire Safety Journal, 40, pp. 485-490.

[16] Grosshandler, W. L., (2003), "*The International FORUM of Fire Research Directors: A Position Paper on Evaluation of Structural Fire Resistance*", Fire Safety Journal, 38, pp. 645-650.

[17] Huang, Z.; Burgess I. W. e Plank, R. J., (2006), "*Behaviour of Reinforced Concrete Structures in Fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4 th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 561-572.

[18] Xiao, J. Z. e König, G. (2004), "*Study on Concrete at High Temperature in China – An Overview*", Fire Safety Journal, 39, pp. 89-102.

[19] Franssen, J.-M.; Kodur, V. K. R. e Mason, J., (2002), "*A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*", April, Univ. of Liège, Belgium.

[20] http://www.vulcan-solutions.com.

[21] Najjar, S. R. e Burgess, I. W., (1996), "*A Non-Linear Analysis for Three-Dimensional Steel Frames in Fire Conditions*", Engineering Structures, 18 (1), pp. 77-89.

[22] Huang, Z.; Burgess, I. W. e Plank, R. J., (2003), "*Modelling Membrane Action of Concrete Slabs in Composite Buildings in Fire. Part I: Theoretical Development*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 129 (8), pp. 1093-1102.

[23] Huang, Z.; Burgess, I. W. e Plank, R. J., (2003), "*Modelling Membrane Action of Concrete Slabs in Composite Buildings in Fire. Part II: Validations*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 129 (8), pp. 1103-1112.

[24] Franssen, J.-M., (2004), "*Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire", Fire Design Of Concrete Structures: What now? What next?* ", fib Task Group 4.3, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Structurale, December 2-4, Milano, Italy, pp.133-146.

[25] Phan, L., (2004), "*Codes and Standards for Fire Safety Design of Concrete Structures in the US*", Fire Design Of Concrete Structures: What now? What next?, fib Task Group 4.3, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Structurale, December 2-4, Milano, Italy, pp. 25-34.

[26] ICC, (March 2000), International Building Code 2000, Falls Church, VA, E.U.A.

[27] NFPA, (2002), Building Construction and Safety Code NFPA 5000, Quincy, MA, E.U.A.

[28] ACI, ACI/TMS 216, (1997), "*Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies*", Farmingtn Hills, MI, U.S.A.

[29] ASTM E119, (1995), "*Standard test methods for fire tests of building construction and materials*", ASTM, West Conshohocken, Pa, U.S.A.

[30] ASCE/SFPE 29-99, (1999), "Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection", Reston, VA, U.S.A.

[31] Almand, H. K. *et al*., (April 2004), NIST_SFPE Workshop for Development of National R&D Roadmap for structural fire safety Design and Retrofit of Structures: Proceedings, NISTIR 7133, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithesrsburg, Maryland, New Zealand.

[32] Bwalya, A.; Sultan, M. e Bénichou, N., (2004), "*Design Fires for Fire Safety Engineering: A State-of-the-Art Review*", CIB World Buikding Congress, Toronto, Ontário, May-2-7, pp.1-12.

[33] Bwalya, A.; Bénichou, N. e Sultan, M., (2004), "*Literature Review on Design Fires*", Research Report 137, 25 June, NRC-CNRC.

[34] Harada, K., (2004), "*Actual State of the Codes on Fire Design in Japan", Fire Design Of Concrete Structures: What now? What next?*", fib Task Group 4.3, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Structurale, December 2-4, Milano, Italy, pp. 11-20.

[35] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Feu*", Organisation Internationale de Normalisation. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

[36] prEN 1990, (July 2001), "*Eurocode: Basis of Structural Design*", FINAL DRAFT, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[37] prEN 1991-1-1, (July 2001), "*Eurocode 1: Actions on Structures – Part1-1: General Actions – Densities, Self-weight,Imposed Loads for Buildings*", FINAL DRAFT, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[38] EN 1991-1-2, (April 2002), "*Eurocode 1: Actions on structures – Part1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[39] prEN 1992-1-1, (April 2002), "*Eurocode 2: Design of concrete structures – Part1: General Rules and rules for buildings*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[40] Hietanen, T. (2004), "*Actual State of the Codes on Fire Design in Europe", Fire Design Of Concrete Structures: What now? What next?*", fib Task Group 4.3, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Structurale, December 2-4, Milano Italy, pp. 21-24.

[41] CEB – Bulletin d'information Nº 208, (July 1991), "*Fire Design of Concrete Structures*", in accordance with CEB/FIP Model Code 90 (Final Draft), Lausanne, Switzerland.

[42] CEB – Bulletin d'information Nº 145, "*Fire Design of Concrete Structures*", Lausanne, Switzerland.

[43] Poh, K. W. e Bennetts, I. D., (1995), "*Analysis of Structural Members Under Elevated Temperature Conditions*", Journal of Structural Engineering, 121, 4, pp. 664-675.

[44] Harada, K.; Ohmiya, Y.; Natori, A. e Nakamichi, A., (2004), "*Technical Basis on Structural Fire Resistance Design in Building Standards Law of Japan*", Fire & Materials, 28, pp.323-341.

[45] Bailey C. G. e Toh, W. S. (2006), "*Experimental Behaviour of Concrete Floor Slabs at Ambient and Elevated Temperatures*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 709-720.

[46] Kang, S.-W. e Hong, S.-G. (2004), "*Analytical Method for the Behaviour of a Reinforced Concrete Flexural Member at Elevated Temperatures*", Fire & Materials, 28, pp. 227-235.

[47] Foster, S. J.; Burgess, I. W. e Plank, R., (2006), "*Modelling Membrane Action of Model-Scale Slabs at Ambient and Elevated Temperatures*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 635-646.

[48] Gillie, M.; Usmani A. e Rotter, M., (2004), "*Bending and Membrane Action in Concrete Slabs*", Fire & Materials, 28, pp. 139-157.

[49] Gillie, M.; Usmani A.; Rotter, M. e O'Connor, M., (2001), "*Modelling of Heated Composite Floor Slabs with Reference to the Cardington Experiments*", Fire Safety Journal, 36, pp. 745-767.

[50] Huang , Z.; Burgess, I.; Plank, R. e Bailey, C., (2004), "*Comparison of BRE Simple Design Method for Composite Floor Slabs in Fire with Non-Linear FE Modelling*", Fire & Materials, 28, pp.127-138.

[51] Wade, C. A., (1994), "*Performance of Concrete Floors Exposed to Real Fires*", J. of Fire Prot. Engr. 6 (3), pp. 113-124.

[52] Lie, T. T., (1974), "*Characteristic Temperature Curves for Various Fire Severities*", Fire Technology, Vol. 10, Nº. 4, pp. 315-326.

[53] O'Connor, D. J.; McAllister, B.; Munro, J. e Bennett, H. R., (1995), "*Determination of the Fire Endurance of Model Concrete Slabs Using a Plastic Analysis Methodology*", The Structural Engineer, 73, Nº. 19 pp. 325-330.

[54] Abu, A. K.; Burgess, I. W. e Plank, R. J., (2006), "*Effects of Thermal Gradients on Membrane Stresses In Thin Slabs*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 671-682.

[55] Bailey, C. G.; White, D. S. e Moore, D. B., (2000), "*The Tensile Membrane Action of Unrestrained Composite Slabs Simulated Under Fire Conditions*", Engineering Structures, 22, pp. 1583-1595.

[56] Chang, J.; Buchanan, A. H.; Dhakal, R. e Moss, P. J., (2006), "*Analysis of Hollowcore Concrete Floor Slabs Under Fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 623-634.

[57] Lim, L.; Buchanan, A.; Moss P. e Franssen, J.-M., (2004), "*Numerical Modeling of Two-way Reinforced Concrete Slabs in Fire*", Engineering Structures, 26, pp.1081-1091.

[58] Ellingwood, B. R. e Lin, T. D., (1991), "*Flexure and Shear Behaviour of Concrete Beams During Fires*", Journal of Structural Engineering, 117, 2, pp. 440-458.

[59] Lim, L. C. S., (2000),"*Stability of Precast Concrete Tilt Panels in Fire*" – Fire Engineering Research Report 00/8, Christchurch, New Zealand.

[60] Ng, A. B. e Mirza, M. S., (1989), "*Fire Endurance Analysis of Reinforced Concrete Columns*", Can. J. Civ. Eng., 16, pp.290-299.

[61] Dotreppe, J.-C.; Franssen, J.-M.; A. Bruls, R.; Baus, P.; Vandevelde, R.; Minne, D.; Nieuwenburg V. e Lambotte, H., (1997), "*Experimental Research on the Determination of the Mains Parameters Affecting the Behaviour of Reinforced Concrete Columns Under Fire Conditions*", Magazine of Concrete Research, 49, Nº 179, June, pp. 117-127.

[62] Franssen, J.-M. e Dotreppe, J.-C., (2003), "*Fire Tests and Calculation Methods for Circular Concrete Columns*", Fire Technology, 39, Kluwer Academic Publishers, pp. 89-97.

[63] Schneider, U., (1988), "*Concrete at High Temperatures – A General Review*", Fire Safety Journal, 13, pp. 55-68.

[64] Rafi, M. M.; Nadjai, A.; Ali, F. e Talamona, D. (2006), "*Performance of Carbon FRP Reinforced Concrete Beams*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, , Aveiro, Portugal, pp. 613-621.

[65] Kvedaras, A. K. e Blaževicius, Ž., (2006), "*Experimental Evaluation of Compression Resistance of HC-FST Columns After Fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 659-670.

[66] Kodur, V. K. R. e Lie, T. T., (1997), "*Evaluation of Fire Resistance of Rectangular Steel Columns Filled with Fibre-Reinforced Concrete*", Can. J. Civ. Eng., 24, pp.339-349.

[67] Nwosu, D. I. e Kodur, V. K. R., (1999), "*Behaviour of Steel Frames Under Fire Conditions*", Can. J. Civ. Eng., 26, pp.156-167.

[68] Wang, Y. C., (2000), "*An Analysis of the Global Structural Behaviour of the Cardington Steel-framed Building During the Two BRE Fire Tests*", Engineering Structures, 22, pp.401-412.

[69] Liew, J. Y. R. e Ma, K. Y., (2004), "*Advanced Analysis of 3D Steel Framework Exposed to Compartment fire*", Fire & Materials, 28, pp. 253-267.

[70] NFPA and SFPE, (2005), "*The SFPE Engineering Guide to Performance-Based Fire Protection Analysis and Design of Buildings*", National Fire Protection Association, Quincy, MA, U.S.A.

[71] Combustion Science and Engineering Inc., (Date accessed: September 2002), *http:/www.firemodelsurvey.com*.

[72] Ellingwood, B. R., (1991), "*Impact of Fire Exposure on Heat Transmission in Concrete Slabs*", Journal of Structural Engineering, 117, 6, pp. 1870-1875.

[73] Becker, R., (2002), "*Structural Behaviour of Simple Steel Structures with Non-Uniform Longitudinal Temperature Distributions Under Fire Conditions*", Fire Safety Journal, 37, pp. 495-515.

[74] Mindeguia, J. C.; Pimienta, P.; Hager, I.; Laborderie, C. e Carré, H., (2006), "*Experimental Study of Transient Thermal Strain and Creep of an Ordinary Concrete at High Temperatures*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 697-708.

[75] Li, L.-Y. e Purkiss, J., (2005), "*Stress-Strain Constitutive Equations of Concrete Material at Elevated Temperatures*", Fire Safety Journal, 40, pp. 669-686.

[76] Schneider U., (1976), "*Behaviour of Concrete Under Thermal Steady State and Non-Steady State Conditions*", Fire and Materials, v.1,nº. 3, Sep, pp.103-115.

[77] Persson, B. (2006), "*Transient Thermal Strain of Self-Compacting Concrete - With and Without Polypropylene Fibres*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 735-746.

[78] Jansson, R., (2006), "*Liquid/steam Pressure Measurement Inside Concrete Exposed to Fire*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 747-756.

[79] Boström, L. e Jansson, R., (2006), "*Spalling of Self Compacting Concrete*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal. pp. 757-766.

[80] Hertz K. D. e Sørensen, L. S. (2005), "*Test Method for Spalling of Fire Exposed Concrete*", Fire Safety Journal, 40, pp.466-476.

[81] Hertz, K. D. (2003), "*Limits of Spalling of Fire-Exposed Concrete*", Fire Safety Journal, 38, pp. 103-116.

[82] Ahmed G. N. e Hurst, J. P. (1995), "*Coupled Heat and Mass Transport Phenomena in Silicious Aggregate Concrete Slabs Subjected to Fire*", Fire & Materials, 21, pp. 161-168.

[83] Schrefler, B. A.; Khoury, G. A.; Carmelo D. G. e Majorana, E. (2002), "*Thermo-hydro-Mechanical Modelling of High Performance Concrete at High Temperatures*", Engineering Computations, Vol. 19, Nº. 7, pp. 787-819.

[84] Purkiss, J. A. e Mustapha, K. N. "*A Study of the Effect of Spalling on the Failure Modes of Concrete Columns in a Fire*", pp.263-272.

[85] Alonso, C. (2006), "*Assessment of Damage in Concrete Structures Exposed to Fire. Micro and Macrostructural Analysis*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 599-611.

[86] Bamonte, P.; Cangiano, S. e Gambarova, P. G. (2006), "*Thermo-Mechanical Behaviour of Concrete Mixes Suitable for the Rehabilitation of Fire-Damaged Tunnel Liner*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 545-560.

[87] Gioni, P.; Croce, P. e Salvatore, W. (2001), "*Assessing Fire Damage to r.c. Elements*", Fire Safety Journal, 36, pp.181-199.

[88] Anderberg, Y. (2004), "*The Effects of the Constitutive Models on the Prediction of Concrete Mechanical Behaviour and on the Design of Concrete Structures Exposed to Fire", Fire Design Of Concrete Structures: What now? What next?*", fib Task Group 4.3, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Structurale, December 2-4, Milano, Italy, pp. 37-47.

[89] CEB-FIP MODEL CODE 1990 (1993), "*Design Code*", Thomas Telford, Lausanne, Switzerland.

[90] ENV 1992-1-2, (January 1994), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[91] Franssen, J.-M., (2005), "*SAFIR: A thermal/Structural Program for Modeling Structures under Fire*", The Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Inc.

[92] Schneider, U., (1983), "*Behaviour of Concrete at Higth Temperatures*", RILEM Committee 44-PHT.

[93] Luccioni, B. M.; Figueroa M. I. e Danesi, R. F., (2003), "*Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures*", Engineering Structures, 25, pp. 729-742.

[94] Nechnech, W.; Meftah, F. e Reynouard, J. M., (2002), "*An Elasto-Plastic Damage Model for Plain Concrete Subjected to High Temperatures*", Engineering Structures, 24, pp. 597-611.

[95] Kajaste-Rudnitski, J., (1993), "*Numerical Model of Thermoelastic-Plastic Concrete Material*", Technical Research Centre of Finland, ESPOO, VTT Publications.

[96] Kodur, V. K. R. e Phan, L., (2006), "*Factors Governing the Fire Performance of High Strength Concrete Systems*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 573-586.

[97] Kodur, V. K. R., (October 2003), "*Fire Resistance Design Guidelines for High-Strength Concrete Columns*", ASCE/SFPE Speciality Conference of Designing Structures for Fire and JFPE, Baltimore, MD, U.S.A.

[98] Kodur, V. K. R., (2005), "*Guidelines for Fire Resistance Design of High-Strength Concrete Columns*", Journal of Fire Protection Engineering, V. 15, May, pp.93-106.

[99] Ali, F.; Ali, N.; Silcock, G. e Abu-Tair, A., (2004), "*Outcomes of a Major Research on Fire Resistance of Concrete Columns*", Fire Safety Journal, 39, pp.433-445.

[100] Kodur, V. K. R.; Cheng, F.-P.; Wang T.-C. e Sultan, M. A., (2003), "*Effect of Strength and Fiber Reinforcement on Fire Resistance of High-Strength Concrete Columns*", ASCE, Journal of Structural Engineering, 129 (2), pp. 253-259.

[101] Kodur, V. K. R.; Wang T. C., Cheng, F. P. e Sultan, M. A., (2002), "*A Model for Evaluating the Fire Resistance Behaviour of High Performance Concrete Columns*", 7th International Association of Fire Safety Science Symposium, Worcester, MA., pp. 1013-1024.

[102] Kodur, V. K. R.; Wang, T. C. e Cheng, F. P., (2004), "*Predicting the Fire Resistance Behaviour of High Strength Concrete Columns*", Cement and Concrete Composites, V. 26, nº2, pp. 141-152.

[103] Cheng, F.-P.; Kodur V. K. R. e Wang, T.-C., (2004), "*Stress-Strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures*", Journal of materials in Civil Engineering, V.16, Nº1, Jan/Feb, pp. 84-94.

[104] Breccolotti, M.; Materazzi, A. L. e Venanzi, I., (2006), "*Fire Performance of HPLWC Hollow Core Slabs*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 587-598.

[105] Mindeguia, J. C.; Dhiersat, M.; Simon, A. e Pimienta, P., (2006), "*Behaviour of the UHPFRC BSI* at High Temperatures*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, pp. 683-696, Portugal.

[106] Meda, A. e Riva, P., (2006), "*Behaviour of Precast R.C. Elements Under Fire Conditions*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 647-658.

[107] Dotreppe, J. C.; Franssen, J.-M. e Vanderzeypen, Y., (1999), "*Calculation Method for Design of Reinforced Concrete Columns under Fire Conditions*", ACI Structural Journal, 96 (1), pp. 9-18.

[108] Chiang, C.-H. e Tsai, C.-L., (2003), "*Time-Temperature Analysis of Bond Strength of a Rebar After Fire Exposure*", Cement and Concrete Research, 33, 1651-1654.

[109] Haddad, R. H e Shannis, L.,G., (2004), "*Post-fire Behaviour of Bond Between High Strength Pozzolanic Concrete and Reinforcing Steel*", Construction and Building Matrials, 18, pp. 425-435, Elsevier.

[110] Colombo, M. e Felicetti, R., (2006), "*New NDT Techniques for the Assessment of Fire Damaged Concrete Structures*", SiF'06 – Proceedings of the 4th International Workshop Structures in Fire, 10-12 Maio, Aveiro, Portugal, pp. 721-734.

[111] Nassif, A., (2005), "*Postfire Full Stress-Strain Response of Fire-Damaged Concrete*", Fire & Materials, in press.

[112] Shi, X.; Tan, T.-H.; Tan, K.-H. e Guo, Z., (2002), "*Effect of Force-Temperature Paths on Behaviours of Reinforced Concrete Flexural Members*", Journal of Structural Engineering, pp. 365-372.

Capítulo 3

MÉTODOS DE ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO

Capítulo 3

MÉTODOS DE ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO

3.1 - Introdução

Este capítulo fornece uma visão sobre os métodos existentes de análise da resistência ao fogo dos elementos estruturais de betão armado. Evidencia princípios básicos, recomendações regulamentares e métodos de cálculo incluindo os de definição de incêndio de projecto. Os efeitos das temperaturas elevadas no comportamento térmico e mecânico do betão e do aço são também evidenciados.

Este Capítulo está subdividido em dois grandes sub-capítulos: um primeiro que aborda as recomendações regulamentares no qual se destacam as acções mecânicas e as acções térmicas. Nas acções térmicas abordam-se os possíveis modelos de incêndio e faz-se a explanação do fenómeno físico de transferência de calor. Remete-se para anexo as variações das propriedades do betão e do aço com altas temperaturas. O segundo sub-capítulo refere todos os métodos de cálculo da resistência ao fogo de elementos de betão armado sugeridos na EN 1992-1-2, [1], nomeadamente: o Método dos Valores Tabelados, os Métodos

Simplificados de Cálculo e os Métodos Avançados de Cálculo no qual se insere a descrição do modelo numérico designado por SAFIR desenvolvido na Universidade de Liège e que serviu de base na avaliação estrutural ao fogo dos elementos estruturais abordados. Neste último apresenta-se a modelação numérica abordada no método avançado de cálculo no que se refere à análise térmica e mecânica.

Este capítulo tem portanto como objectivo apresentar o principal estado actual do conhecimento utilizado na avaliação do comportamento das estruturas ao fogo reservando o Capítulo 5 para abordar um novo método simplificado proposto pelo autor para avaliação de elementos estruturais submetidos a incêndio. Os Capítulos seguintes comparam sistematicamente e para cada tipo de elemento estrutural individual os resultados da análise do comportamento estrutural sujeito a incêndio pelo método simplificado proposto pelo autor e pelo método avançado de cálculo SAFIR.

A resistência ao fogo traduz uma medida da capacidade de um elemento estrutural resistir a um incêndio. É normalmente quantificada como o tempo para o qual o elemento construtivo pode garantir determinado critério quando submetido a um incêndio padrão. Durante um ensaio laboratorial de um elemento estrutural sujeito a incêndio, aquele tem que garantir a função de estabilidade a acções mecânicas durante determinado tempo de ensaio sem colapsar. Barreiras tais como lajes e paredes têm adicionalmente que garantir os critérios de integridade e isolamento térmico para prevenir a propagação do incêndio para além do compartimento de origem. Complementarmente o elemento não deverá fissurar para garantir estanquidade aos fumos e gases quentes e garantir que a temperatura na face fria não ultrapasse determinado valor. É importante referir que o tempo associado à resistência ao fogo não expressa o tempo que uma estrutura tem que resistir a um fogo real, tal como a duração de um fogo real não poderá ser especificado com precisão.

Os materiais de construção na sua generalidade perdem resistência e rigidez a elevadas temperaturas reduzindo a sua capacidade de carga e aumentando a sua deformação.

O comportamento das estruturas quando sujeitas a incêndio pode ser avaliado por uma ou mais das seguintes abordagens: (i) cálculo; (ii) ensaios laboratoriais e (iii) juízos feitos por especialistas atendendo à experiência acumulada. Tendo em conta que o objectivo final é a avaliação tão correcta quanto possível do comportamento dos edifícios no seu todo em incêndios reais, aceita-se que correntemente nenhum dos métodos descritos anteriormente fornece todas as respostas. A combinação daquelas é na maior parte das vezes essencial para a avaliação do referido comportamento do edifício.

Apesar das limitações já referidas dos métodos de cálculo e atendendo a que os ensaios laboratoriais têm que ser sempre limitadas no número, tamanho e complexidade devido aos seus custos e que as avaliações dos especialistas exigem todas as informações, dos cálculos, dos ensaios laboratoriais e da aprendizagem do histórico de incêndios reais, estes métodos de cálculo têm e deverão cada vez ser mais desenvolvidos.

O propósito dos modelos de cálculo é o de estimar a resposta mecânica (comportamento) do edifício ou parte dele tendo em conta, quando necessário, a interacção entre componentes de forma a determinar o risco do incêndio se propagar, do edifício colapsar e, se for o caso, ao fim de quanto tempo. Os modelos de cálculo deverão ainda permitir comparar o real comportamento do edifício e o correspondente critério de rotura com o nível de desempenho requerido para o mesmo.

Os modelos de cálculo preconizados pela maioria da bibliografia disponível e em particular pelos Eurocódigos apresentam diferentes níveis de complexidade (crescente): Método dos valores tabelados ou regras interpoladoras, Métodos de Cálculo Simplificado e Métodos Avançados de Cálculo.

Em qualquer dos modelos de cálculo preconizados, a avaliação resulta, como não podia deixar de ser, do lado da segurança em comparação com o expectável comportamento real do edifício. Os dois primeiros métodos são de uso fácil minimizando o risco de má utilização. Contudo, devido à sua simplicidade, o seu campo de aplicação tem que estar bem definido, já que perde a validade fora das condições para os quais foram desenvolvidos.

Independentemente do método de cálculo utilizado, é necessário prevenir a ocorrência do destacamento explosivo do betão ("Spalling") limitando a valores mínimos as dimensões das secções transversais de vigas, pilares, lajes e paredes nas suas zonas de compressão. Normalmente o risco de ocorrer o "Spalling" é mínimo quando as dimensões mínimas da secção h ou b das zonas de compressão de vigas, lajes, paredes e pilares satisfazem as condições da Figura 3.1. A tensão de compressão $\sigma_{c,fi}$ deve ser calculada para as combinações de acções em situação de incêndio (expressão (3.2)).

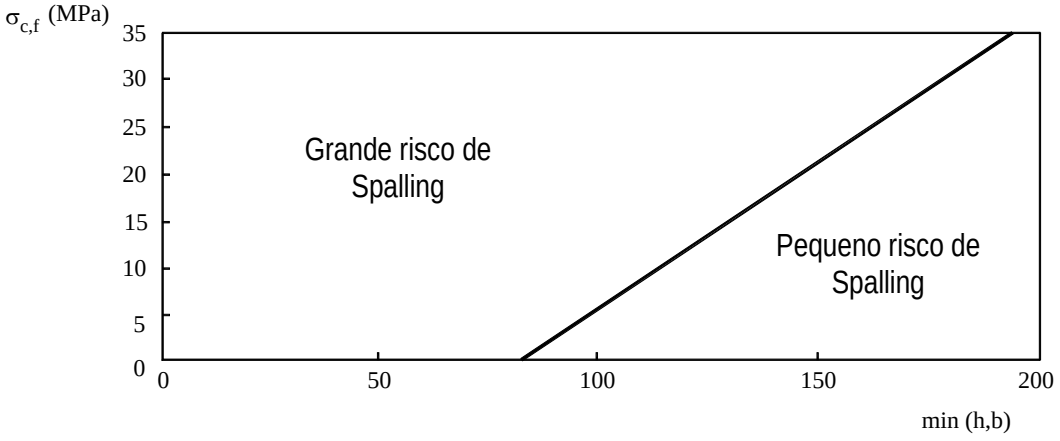


Fig. 3.1 – Relação entre $\sigma_{c,fi}$ e *h* (ou *b*) para o risco de Spalling.

Exemplos de análise de resposta estrutural incluem a análise da capacidade do momento flector para vigas e lajes, a análise de estabilidade à encurvadura de pilares e a análise de deformação para vigas e lajes. Os métodos analíticos variam desde as soluções gráficas e as correlações empíricas até aos modelos numéricos de elementos finitos.

A análise da resposta estrutural utiliza o perfil de temperaturas do interior do elemento obtido da análise da resposta térmica para determinar os valores das propriedades materiais e avaliar as tensões térmicas induzidas ou as deformações.

A maioria dos métodos de análise está limitada à resposta de elementos estruturais individuais. Em certos casos elementos adicionais são considerados através da especificação das condições de apoio. Recentemente, métodos de cálculo têm sido documentados nos quais se faz a análise da resposta estrutural completa ao incêndio (apenas estruturas metálicas).

O grau de resistência de um elemento estrutural sujeito ao incêndio depende em primeiro lugar do *nível de carregamento*, isto é, da relação entre a carga aplicada e a carga última à temperatura ambiente, e em segundo lugar do *nível de aquecimento*. O nível de aquecimento de um elemento estrutural é determinado pelas dimensões da secção da peça, das propriedades térmicas do material usado e da intensidade do incêndio.

Para se determinar realisticamente o comportamento estrutural por cálculo é necessário conhecer cronologicamente a exposição ao incêndio na forma *tempo / temperatura* a partir da temperatura ambiente, as condições fronteira na superfície do elemento estrutural e a transmissão térmica conhecendo os factores de condução, convecção e radiação. Com a ajuda destes dados é possível avaliar o desenvolvimento não estacionário do campo de temperaturas dentro dos elementos estruturais, o qual se designa por análise térmica.

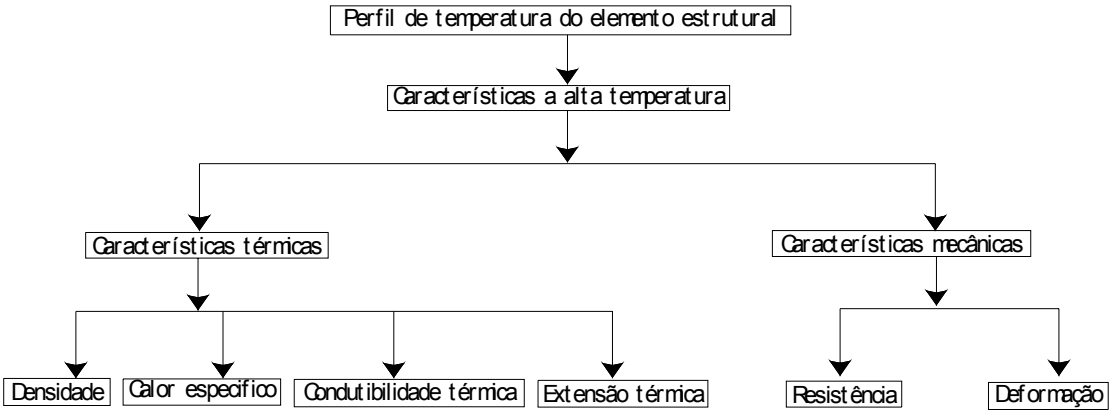


Fig. 3.2 - Organigrama correspondente à influência da temperatura nas características térmicas e mecânicas.

As propriedades dos materiais a altas temperaturas são definidas pelas mudanças originadas nos valores das características térmicas como a densidade, o calor específico, a condutibilidade térmica e a extensão térmica e nos valores das características mecânicas como a resistência e o módulo de Elasticidade (Figura 3.2).

3.1.1 - Procedimento de cálculo de estruturas sujeitas a incêndio

O cálculo da resistência ao fogo de elementos com funções de suporte de cargas é composto pelas seguintes fases:

- Definição da acção térmica (tipo de incêndio);
- Definição das acções mecânicas a considerar em situação de incêndio (directas e indirectas);
- Cálculo da distribuição de temperatura nos elementos para o instante de incêndio *t*;
- Determinação do valor de cálculo dos efeitos das acções (térmicas e mecânicas) em situação de incêndio no instante *t*, $E_{fi,d,t}$;
- Determinação do valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante *t*, $R_{fi,d,t}$;
- Verificação da condição (no domínio da resistência podendo alternativamente ser no domínio do tempo ou da temperatura):

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \tag{3.1}$$

3.1.2 - Modelos de análise da resistência ao fogo das estruturas de betão

A análise da resposta das estruturas de betão expostas a incêndio envolve as seguintes condições:

- Exposição ao incêndio;
- Propriedades materiais a temperaturas elevadas;
- Resposta térmica da estrutura;
- Resposta estrutural dos elementos aquecidos.

As relações entre estes quatro aspectos estão relacionadas na Figura 3.3 numa abordagem exigêncial da avaliação da resistência ao fogo.

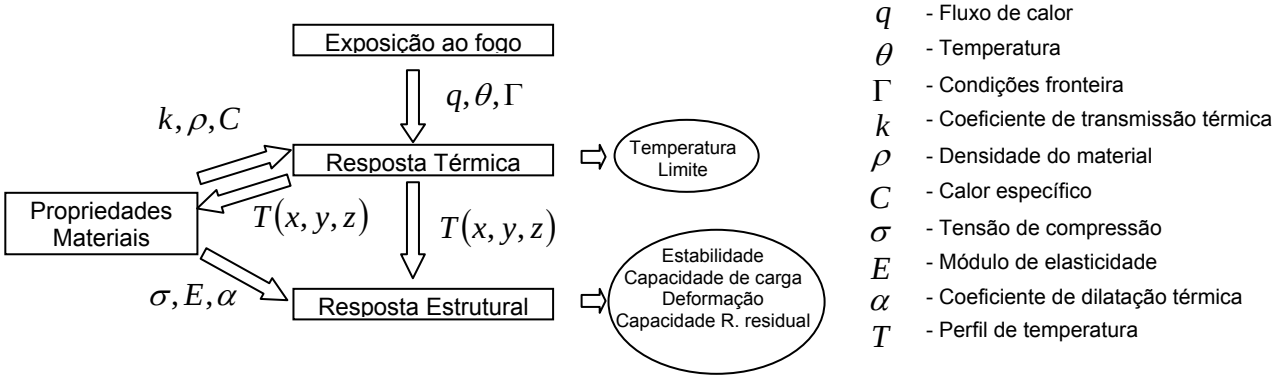


Fig. 3.3 - Procedimento da avaliação exigêncial da análise da resistência ao fogo de estruturas.

O tipo de exposição dos elementos ao incêndio é essencial para determinar a resposta térmica correspondente. As propriedades materiais como a condutibilidade térmica, densidade e o calor específico são necessárias para a análise da resposta térmica enquanto as propriedades mecânicas de resistência, módulo de elasticidade e o coeficiente de dilatação térmica são necessários para a análise estrutural. A análise da resposta estrutural requer os dados da resposta térmica para incorporar os efeitos induzidos e avaliar as propriedades materiais entretanto alteradas no elemento.

Actualmente, métodos de análise integrados atendendo à exposição ao incêndio, efeitos materiais, resposta térmica e resposta estrutural estão disponíveis apenas para elementos de aço. Recentemente os Eurocódigos (em particular o EN 1992-1-2, [1]) documentam métodos analíticos aplicáveis à maioria dos materiais estruturais dando contudo ênfase às condições de exposição ao incêndio associada à norma ISO 834, [2].

É interessante observar na Figura 3.4 a matriz de modelos possíveis de exposição ao fogo e de modelos estruturais cuja interligação define o grau de sofisticação da análise estrutural ao fogo descrita pela ISO TR10158, [3].

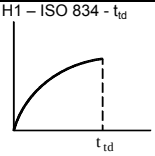
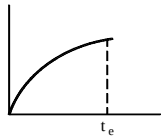
MODELO ESTRUTURAL / MODELO DE EXPOSIÇÃO AO INCÊNDIO	S1 – ELEMENTOS	S2 – SUB-ESTRUTURAS	S3 – ESTRUTURAS
H1 – ISO 834 - t_{td} 	Ensaio ou Cálculo (determinístico)	Cálculo Ensaios excepcionais (determinístico)	A nível experimental torna-se impraticável Esquematização desajustada
H2 – ISO 834 – t_e 	Ensaio ou Cálculo (probabilístico)	Cálculo Ensaios excepcionais (probabilístico)	Cálculo (a evitar) (probabilístico)
H3 – INCÊNDIO NATURAL 	Cálculo (probabilístico)	Cálculo (probabilístico)	Cálculo (excepcionalmente e na investigação) (probabilístico)

Fig. 3.4 – Esquematização de modelos de avaliação da resistência ao incêndio, [3].

Nos modelos estruturais pode admitir-se: S1 - elementos estruturais únicos como vigas, pilares, paredes, pavimentos e coberturas isostáticas ou com condições de fronteira simplificada; S2 - simplificação de uma estrutura real dividindo-a em subestruturas com condições de apoio simplificadas e/ou restrições especificas; S3 - uma estrutura real completa analisada bi ou tridimensionalmente, um sistema viga-laje ou coluna-viga-laje.

Nos modelos de aquecimento: H1 - t_{td} é o tempo requerido para a duração do incêndio tal que o elemento estrutural, subestrutura ou estrutura mantenha a sua capacidade resistente e/ou

função compartimentadora; H2 - t_e é designado como tempo equivalente e corresponde à duração do período de aquecimento na curva padrão que produz num dado elemento estrutural o mesmo efeito, no que se refere à exigência de estabilidade, que o processo de incêndio natural (ou também designado incêndio de compartimento ou paramétrico). Na Figura 3.5 uma esquematização gráfica simplificada para a situação H2.

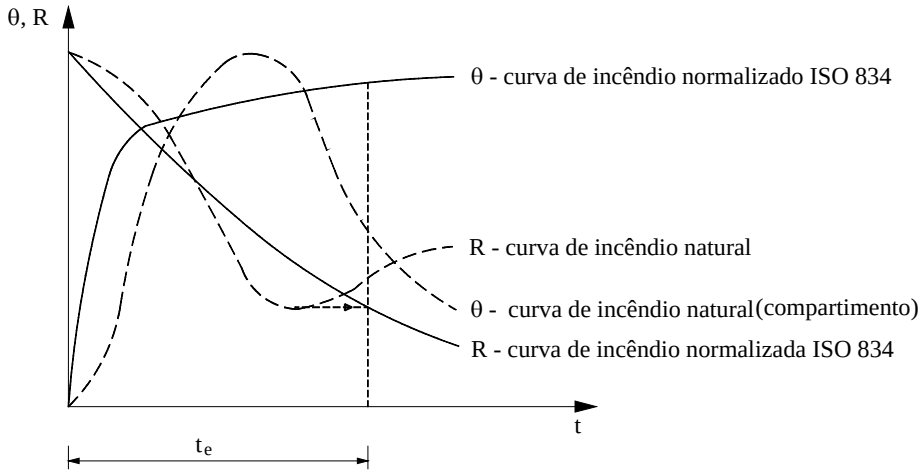


Fig. 3.5 – Esquematização de tempo equivalente (estruturas de betão).

O modelo H3 corresponde ao incêndio natural ou de compartimentação. Atendendo à complexidade do cálculo, o modelo de aquecimento baseado no incêndio natural exige sempre um procedimento analítico, como se refere mais à frente, sendo por vezes necessário recorrer complementarmente a avaliações experimentais quando há dúvidas na integridade estrutural.

Prevalece naturalmente a nível internacional a combinação H1-S1 na avaliação estrutural ao incêndio. O modelo de cálculo H2-S3 não traz vantagens relativamente ao modelo H3-S3 pelo que se deve evitar a sua utilização. Contudo a consideração do modelo de exposição ao calor H2 permite análises mais racionais da resistência ao fogo das estruturas.

3.1.3 - Análise experimental

Antes de abordar os métodos numéricos e por estar estabelecido na regulamentação portuguesa e nos Eurocódigos, apresenta-se esta breve consideração da avaliação da resistência de elementos de betão armado, através da análise experimental.

A avaliação da resistência ao fogo dos elementos de construção é realizada de acordo com a ISO 834, [2], relativamente aos métodos de ensaio e aos critérios de classificação da resistência ao fogo. Para o esgotamento da capacidade resistente (estado limite referente à função de suporte, para a combinação de acções de acidente em que o fogo é a acção de base) são adoptados em geral os seguintes critérios:

Pilares e paredes resistentes
(elementos à compressão simples)

$$\begin{cases} \varepsilon = 3x10^{-3} & (3.2) \\ \dot{\varepsilon} = 3x10^{-3} / \min & (3.3) \end{cases}$$

Vigas e lajes
(elementos à flexão simples)

$$\begin{cases} f_{\frac{1}{2}} = \dfrac{1}{30} l \quad \text{ou} & (3.4) \\ \dot{f}_{\frac{1}{2}} = 3l \quad mm / \min & (3.5) \\ \dot{f}_{\frac{1}{2}} = \dfrac{l^2}{9h} mm / \min \ (*) & (3.6) \end{cases}$$

ε - Extensão de encurtamento longitudinal
$\dot{\varepsilon}$ - Velocidade de crescimento da extensão de encurtamento longitudinal
$f_{\frac{1}{2}}$ - Flecha a meio vão
$\dot{f}_{\frac{1}{2}}$ - Velocidade de crescimento da flecha a meio vão
h - Altura total da secção [m]
l - Vão [m]

3.2 - Acções mecânicas e acções térmicas

3.2.1 - Acções mecânicas

3.2.1.1 - Introdução

Segundo a EN 1990, [4], a regra geral para obter os valores de cálculo dos efeitos das acções em situação de incêndio corresponde à seguinte combinação de acidente:

$$E_{fi,d,t} = \sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \left(+ \sum A_d(t)\right) \qquad (3.7)$$

em que,

G_k Valor característico das acções permanentes
$Q_{k,1}$ Valor característico da acção variável principal
$Q_{k,i}$ Valor característico das restantes acções variáveis
$A_d(t)$ Valor de cálculo das acções de incêndio (principalmente acções indirectas devido a restrições de elongação térmicas)
γ_{GA} Coeficiente de segurança parcial para as acções permanentes em situação de incêndio (=1)
$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ Coeficientes de combinação de acordo com a EN 1990, [4]

Quando as acções indirectas do incêndio não necessitam ser consideradas, a combinação a adoptar pode ser a definida na expressão (3.7) para *t* = 0. Portanto, durante o incêndio pode-se dizer que a acção é constante, variando apenas a parcela da resistência, $R_{fi,d,t}$, na

verificação da estabilidade. É o que acontece em elementos isolados imaginando a sua isostaticidade.

Quadro 3.1 – Coeficientes ψ_i da EN 1990, [4].

ACÇÕES VARIÁVEIS		EUROCÓDIGO		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A	Habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B	Escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Salas de espectáculo	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Comércio	0,7	0,7	0,6
Categoria E	Armazéns	1,0	0,9	0,8
	Cobertura	0,	0,	0,
	Neve	0,6	0,5	0,
	Vento	0,6	0,5	0,

Através da utilização da expressão (3.7) do EN 1990, [4], com os valores do Quadro 3.1, pode-se facilmente constatar que se obtém valores das combinações de acções compreendidos entre 65 a 70% daqueles que correspondem à temperatura ambiente. Valores esses obtidos através da expressão de combinação da acção fundamental à temperatura ambiente com a seguinte apresentação:

$$E_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (3.8)$$

Nesta expressão utilizam-se os valores dos coeficientes parciais para estados limites últimos, como os exemplos apresentados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Factores parciais de segurança - Estados Limites Últimos – edifícios, EN 1990,[4].

Caso	Acção	Símbolo	Situações	
			P/T	A
B Rotura dos elementos estruturais incluindo sapatas (2), pilares, paredes, etc., governados pela resistência do material estrutural	Permanentes: - Desfavoráveis - Favoráveis Variáveis - Desfavoráveis Acidentais	γ_{Gsuo} (4) γ_{Ginf}(4) γ_G γ_A	[1,35] (3) [1,00] (3) [1,50]	[1,00] [1,00] [1,00] [1,00]

Notas:

(1) Existem ainda os Casos A e C não apresentados por se pretender apenas exemplificar embora o Eurocódigo 1 preconize que a verificação em projecto deverá ser feita para todos os casos separadamente, quando for relevante;

(2) Factores e propriedades do solo em projecto podem ser diferentes de acordo com ENV 1997-1, [5];

(3) Nesta verificação os valores característicos das acções permanentes são multiplicados por [1,35] se o resultado total do efeito da acção é desfavorável e [1,00] se o resultado total da acção é favorável;

(4) Nos casos em que o estado limite é sensível às variações das acções permanentes, os valores característicos superior e inferior destas acções devem ser tomadas de acordo com o ponto 3.2 (3) do ENV 1991-1:1994;

(5) P - Situação Persistente;
T – Situação Transiente;
A – Situação de Acidente.

A EN 1992-1-2, [1] permite ainda, como regra simplificada (não sendo portanto necessário utilizar a expressão (3.7)) calcular os efeitos das acções em situação de incêndio pela expressão seguinte:

$$E_{fi,d,t=0} = \eta_{fi,t=0} \cdot E_d \tag{3.9}$$

em que,

E_d - Efeito das acções a partir da combinação fundamental à temperatura ambiente (previamente calculado)

$\eta_{fi,t}$ = factor redutor tomado simplificadamente [0,6] ou [0,7] em armazéns ou

O factor reductor $\eta_{fi,t}$ para a combinação (6.10) na EN 1990, [4] deverá ser tomado como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \tag{3.10}$$

Ou, para as combinações (6.10a e 6.10b) do mesmo documento, o menor valor dado pelas seguintes expressões:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} \tag{3.11}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \tag{3.12}$$

com,

$\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ *ou* $\psi_{2,1}$

$\xi = 0{,}85$

$\gamma_G = 1{,}35$

$\gamma_{Q,1} = 1{,}5$

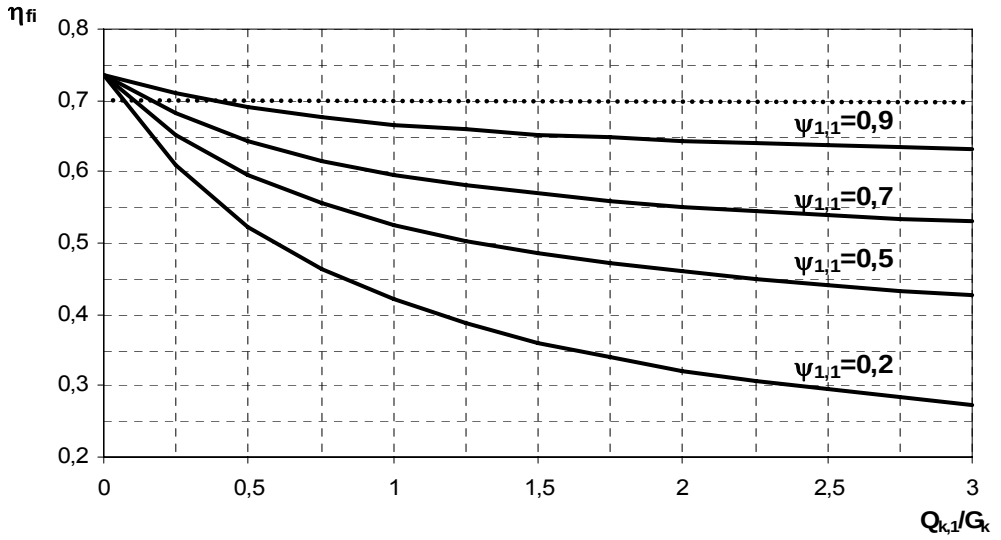


Fig. 3.6 – Variação de $\eta_{fi,t=0}$ função de $\xi = \frac{Q_{k,1}}{G_k}$, para diferentes valores de $\psi_{1,1}$.

A análise global da estrutura faz-se para o instante *t = 0* correspondente à temperatura normal de projecto.

A simplificação considerada no cálculo dos efeitos das acções em situação de incêndio $E_{fi,d,t=0}$ é obtida através do factor de redução $\eta_{fi,t=0}$ (que depende do parâmetro ξ que relaciona a acção variável de base com as acções permanentes) mas que também pode tomar, simplificadamente, o valor de [0,7]. A Figura 3.6 representa graficamente a equação (3.10).

3.2.2 - Acções térmicas

3.2.2.1 - Introdução

A resposta térmica é analisada por duas razões:

(i) Para avaliação da transmissão de calor para a face não exposta a incêndio do elemento (se determinada temperatura crítica é atingida);

(ii) Para fornecer os dados para a análise de resposta estrutural tendo em conta as extensões térmicas, extensões de fluência e as dependências das propriedades dos materiais com a temperatura (perfil de temperatura-tempo no elemento).

Normalmente, a resposta térmica de um elemento é avaliada pela análise de transferência de calor por condução. As condições fronteira são estipuladas para qualquer número de superfícies expostas ao incêndio baseadas nas características de convecção e radiação. A especificação das condições de fronteira inclui ambos os aspectos de fluxo de calor ou a combinação da temperatura, o coeficiente de convecção e as propriedades de radiação associadas à exposição. Condições de fronteira de superfícies não expostas são baseadas em perdas de calor por convecção e radiação para o ambiente.

Muitas abordagens analíticas são possíveis para resolver o problema de transferência de calor por condução (aceitando ou não a existência de vazios, no material, geração ou absorção de calor associada à evaporação de água, etc.). Soluções exactas são frequentemente impraticáveis, sobretudo considerando os aspectos da não linearidade, condições fronteira transientes associadas ao incêndio, propriedades dos materiais dependentes da temperatura e a geometria complexa das estruturas reais dos edifícios. Consequentemente a análise de transferência de calor dos elementos estruturais são realizadas usando aproximações e simplificações do fenómeno, da geometria ou ambos. Os métodos utilizados variam desde simples equações algébricas até relativamente complexos modelos numéricos utilizando diferenças finitas ou elementos finitos como por exemplo o SAFIR de Jean-Marc Franssen, o ANSYS, o ABAQUS, o VULCAN, o CONFIRE, etc.

3.2.2.2 - Caracterização da acção térmica conforme os Eurocódigos

Numa abordagem exigêncial dum futuro regulamento a definição do cenário de incêndio é extremamente importante. A descrição da exposição ao fogo inclui as condições de aquecimento por radiação e convecção associadas a um determinado cenário de incêndio.

As acções térmicas no que se refere às curvas de temperatura-tempo nominais aplicáveis ao projecto são definidas em função da densidade de fluxo de calor incidente nas superfícies fronteira do elemento ($\dot{h}_{net}$) comportando duas parcelas, uma devida à radiação ($\dot{h}_{net,r}$) e outra devida à convecção ($\dot{h}_{net,c}$):

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \qquad [W/m^2] \qquad (3.13)$$

em que,

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \left(\theta_g - \theta_m\right) \qquad [W/m^2] \qquad (3.14)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \left[\left(\theta_r + 273\right)^4 - \left(\theta_m + 273\right)^4\right] \qquad [W/m^2] \qquad (3.15)$$

$$\varepsilon_{res} = \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \qquad \text{Emissividade resultante} \qquad (3.16)$$

e,

$\dot{h}_{net}$ - Energia por unidade de tempo e unidade de área absorvida pelo elemento [W/m^2]

α_c - Coeficiente de transmissão de calor por convecção – relaciona a diferença de temperatura entre a temperatura do gás vizinho da superfície relevante do elemento e a temperatura dessa superfície. [W/m^{3}·ºC]

= 9 W/m^{3}·ºC para a face "fria" de elementos de compartimentação

= 25 W/m^{3}·ºC para a curva de incêndio normalizado e curva para elementos estruturais exteriores

= 50 W/m^{3}·ºC para a curva de incêndio de hidrocarbonetos

θ_g - Temperatura dos gases na vizinhança do elemento – adoptada através das curvas nominais temperatura-tempo [ºC]

θ_m - Temperatura na superfície do elemento [ºC]

θ_r - Temperatura de radiação na vizinhança do elemento (em geral toma-se θ_g) [ºC]

ϕ - Factor de Configuração (=[1])

ε_{res} - Emissividade resultante

ε_m - [0,8] – Emissividade da superfície do elemento, [7]

ε_f - [1,0] – Emissividade do compartimento de incêndio, [7]

σ - 5,67x10^{-8} – Constante de Boltzmann [W/m^{3}·k^{4}]

As condições de aquecimento são descritas em termos de parâmetros como a relação temporal da temperatura dos gases quentes e fumos, características de radiação das chamas e fumos e a duração da exposição. Os resultados da análise de exposição ao incêndio são usadas como dados na análise de resposta térmica dos elementos estruturais. Milke e Hill, [6]

apresentam uma relação dos métodos que descrevem a exposição ao incêndio a considerar em projecto.

A evolução de temperaturas no compartimento de incêndio pode ser calculada através de:

i) Curvas Nominais de incêndio – são exemplo a curva normalizada ISO 834, a curva de hidrocarbonetos e a curva de incêndio exterior;

ii) Curvas Paramétricas – determinadas com base em modelos de incêndio e especificando parâmetros físicos que definem as condições do incêndio de compartimento.

A EN 1991-1-2, [7] define as acções térmicas como as provenientes das curvas nominais temperatura-tempo como se representa na Figura 3.7.

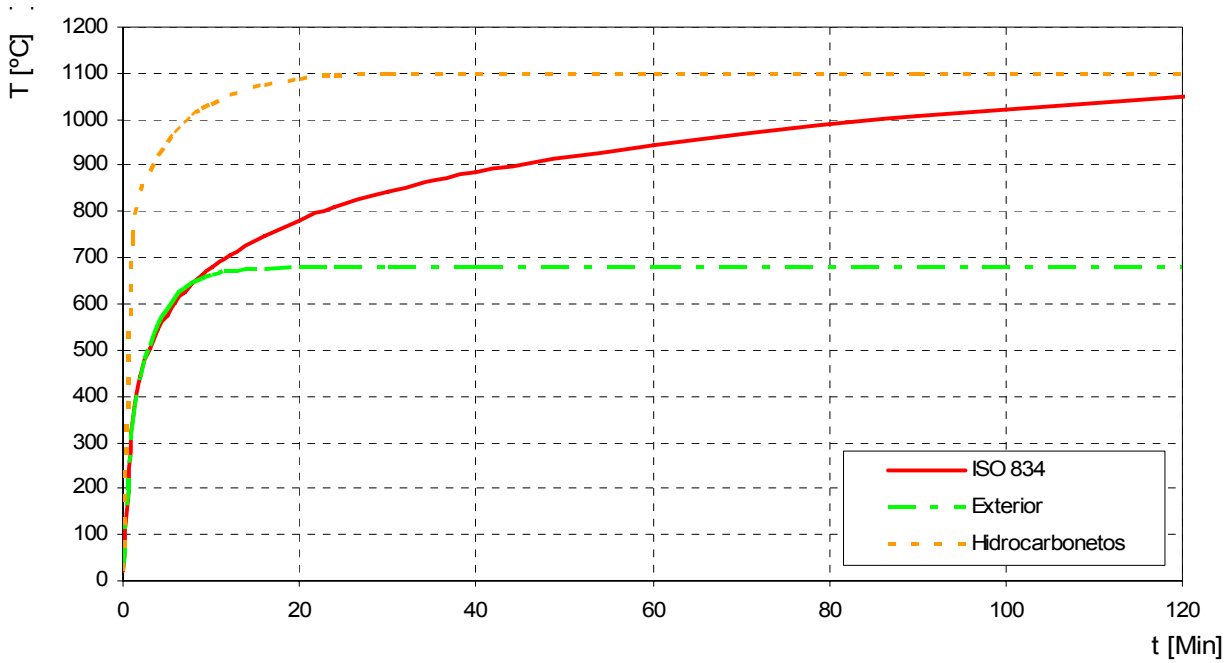


Fig. 3.7 - Curvas nominais de incêndio.

As curvas nominais temperatura-tempo são descritas da seguinte forma:

(i) Curva de incêndio normalizado, segundo a curva de temperatura-tempo da ISO-834,[2]:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t+1) \quad [ºC] \quad (3.17)$$

(ii) Curva de incêndio para elementos estruturais externos (acção de radiação através das aberturas da fachada):

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0{,}687e^{-0{,}32t} - 0{,}313e^{-3{,}8t}) \quad [ºC] \quad (3.18)$$

(iii) Curva de incêndio de hidrocarbonetos:

$$\theta_g=20+1080(1-0{,}325e^{-0{,}167t}-0{,}675e^{-2{,}5t}) \quad [ºC] \quad (3.19)$$

em que,

θ_g - Temperatura de incêndio num compartimento com incêndio	[ºC]
t – Tempo	[min]]

As curvas de incêndio natural (ou curvas de incêndio paramétricas) são também definidas pelo EN 1991-1-2, [7] como exemplo possível da acção térmica. Estas curvas dependem sobretudo dos parâmetros densidade de carga de incêndio e condições de ventilação para além das propriedades térmicas da envolvente do compartimento de incêndio e podem ser equacionadas da seguinte forma:

Fase de aquecimento: $\theta_g=1325\ (1-0{,}324e^{-0{,}2t^*}-0{,}204e^{-1{,}7t^*}-0{,}472e^{-19t^*})$ [ºC] (3.20)

Fase de arrefecimento: $\theta_g=\theta_{máx}-625*(t^*-t_d^*)$ $(t_d^*\leq 0{,}5)$ [ºC] (3.21)

$\theta_g=\theta_{máx}-250*(3-t_d^*)*(t^*-t_d^*)$ $(0{,}5<t_d^*<2)$ [ºC] (3.22)

$\theta_g=\theta_{máx}-250(t^*-t_d^*)$ $(t_d^*\geq 2)$ [ºC] (3.23)

e em que de forma simplificada se apresentam as expressões e os significados das variáveis:

$$t^*=t.\Gamma \quad (3.24)$$

$$\Gamma=[O/b]^2/(0{,}04/1160)^2 \quad (3.25)$$

$$O = A_v \sqrt{h/A_t} \quad (3.26)$$

$$b = \sqrt{\rho C \lambda} \quad (3.27)$$

$$t_d^*=(0{,}00013\ q_{t,d}.\Gamma)/O \quad (3.28)$$

$$q_{t,d}=q_{f,d}.A_f/A_t \quad (3.29)$$

em que,

θ_g - Temperatura de incêndio num compartimento com incêndio	[ºC]
t – Tempo em minutos para as curvas nominais [min] e horas para as curvas de incêndio natural	[h,min]
t*– Tempo fictício em horas para as curvas nominais	[h]
t_d^* – Tempo fictício em horas para as curvas nominais	[h]
O – Factor de abertura	[$m^{1/2}$]
A_v – Área das aberturas verticais	[m^2]
h – Altura média das aberturas verticais	[m]
A_t – Área total do compartimento (paredes, tecto, pavimento incluindo aberturas)	[m^2]
ρ – Densidade do material envolvente do compartimento	[Kg/m^3]
c – Calor específico do material envolvente	[J/KgK]
λ – Condutibilidade térmica do material envolvente	[W/mK]
$q_{t,d}$ – Valor de projecto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície A_t do compartimento	[MJ/m^2]
A_f – Área de pavimento	[m^2]
$q_{f,d}$ – Valor de projecto da densidade da carga de incêndio em relação à área A_f	[MJ/m^2]

sendo,

$$(0{,}02 \leq O \leq 0{,}20) \tag{3.30}$$

$$(1000 \leq b \leq 2000)\ [J/m^2 s^{½}\ K] \tag{3.31}$$

$$(50 \leq q_{t,d} \leq 1000) \tag{3.32}$$

em que,

$\theta_{máx}$ - Máxima temperatura do incêndio na fase de aquecimento [ºC] para t*= td*

b - pode ser calculado considerando vários níveis de materiais e/ou diferentes materiais nas várias superfícies;

Para compartimentos com superfícies constituídas por diferentes camadas:

$$b = \frac{\sqrt{\left(\sum s_i \cdot c_i \cdot \lambda_i\right)}}{\sqrt{\sum \left(\frac{s_i \cdot c_i \cdot \lambda}{\rho_i \cdot c_i \cdot \lambda}\right)_i}} \tag{3.33}$$

Para compartimentos com diferentes materiais nas paredes, tectos ou pavimento:

$$b = \frac{\sum b_j \cdot A_j}{\sum A_{tj}} \tag{3.34}$$

em que,

s_i – Espessura da camada i;

c_i – Calor específico da camada i;

λ_i – Condutibilidade térmica da camada i;

A_{ij}– Área do elemento;

A_{tj} – Área totais das faces do compartimento incluindo aberturas

As curvas de incêndio natural descritas pelas expressões (3.17) a (3.19) são válidas para áreas de pavimento até 100m^2 sem aberturas no tecto e para um pé direito livre máximo de 4m. A abordagem utilizada é limitada aos compartimentos cuja carga de incêndio é maioritariamente constituída por material celulósico, ou seja quando em geral a densidade de carga de incêndio não é feita qualquer consideração específica quanto ao seu comportamento de combustão.

3.2.2.3 - Fenómenos físicos da transferência de calor e sua modelação

3.2.2.3.1 - Introdução

A avaliação do perfil de temperaturas num determinado elemento estrutural é necessário por duas razões: avaliar se determinada temperatura crítica é atingida na face do elemento não exposta ao incêndio e fornecer as temperaturas necessárias à análise de resposta estrutural atendendo às variações das propriedades dos materiais com a temperatura e as deformações térmicas e de fluência.

Neste capítulo começa por se fazer uma discrição dos fenómenos físicos de transferência de calor e a sua modelação sendo apresentado as equações de condução de calor.

3.2.2.3.2 - Processos físicos na transferência de calor

3.2.2.3.2.1 - Introdução

A transmissão de calor pode ser definida como a propagação de energia de uma região para outra de um meio (gasoso, líquido ou sólido), como consequência da diferença de temperaturas entre elas, [8], [9], [10], [11] e [12]. Se num determinado domínio existe um gradiente de temperaturas, o calor foi da região com a temperatura mais elevada para a outra, como consequência da diferença de temperaturas entre elas, pelo que o conhecimento da distribuição de temperaturas no sistema é fundamental no estudo da transmissão de calor.

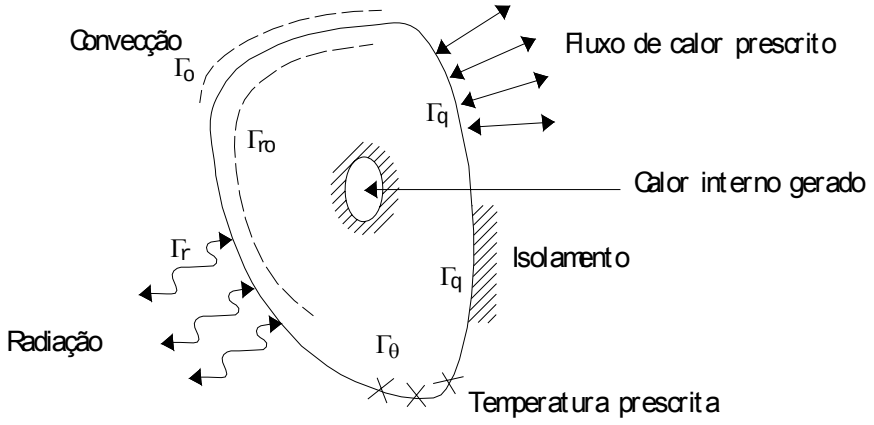


Fig. 3.8 - Formas de transmissão de calor e algumas condições de fronteira, [13].

A temperatura de um meio está associada ao nível energético das moléculas que o constituem. Uma vez conhecido o campo de temperaturas, o fluxo de calor (cujo significado físico é o calor transmitido por unidade de área e por unidade de tempo) que está intimamente relacionado com uma quantidade mensurável com a temperatura, pode ser determinado através da lei que relaciona o fluxo calorífico com o gradiente térmico.

É clássica a referência a três formas de transmissão do calor:

Condução: Se o gradiente de temperaturas existe num meio estacionário (sólido, líquido ou gasoso) a transferência de calor que ocorre nesse meio é dita de condução; esta forma de transmissão de calor também se dá entre meios diferentes que estejam em contacto físico directo.

Convecção: Forma de transmissão no interior de um fluído ou entre este e uma

superfície sólida, na qual o calor é transmitido pelo movimento do fluído.

Radiação: Forma de transmissão de calor entre corpos sem necessitar de qualquer suporte material e na qual o calor emitido ou absorvido é transmitido por radiação electromagnética.

Apesar da distribuição de temperaturas num meio estar sujeita ao efeito combinado destes três modos de transmissão de calor, admite-se, em alguns casos a simplificação de isolar um determinado modo da influência dos outros. Há de facto fenómenos de transferência de calor em que a convecção é totalmente inexistente e a radiação desprezável. Descrevem-se em seguida sucintamente os três modos de transmissão de calor.

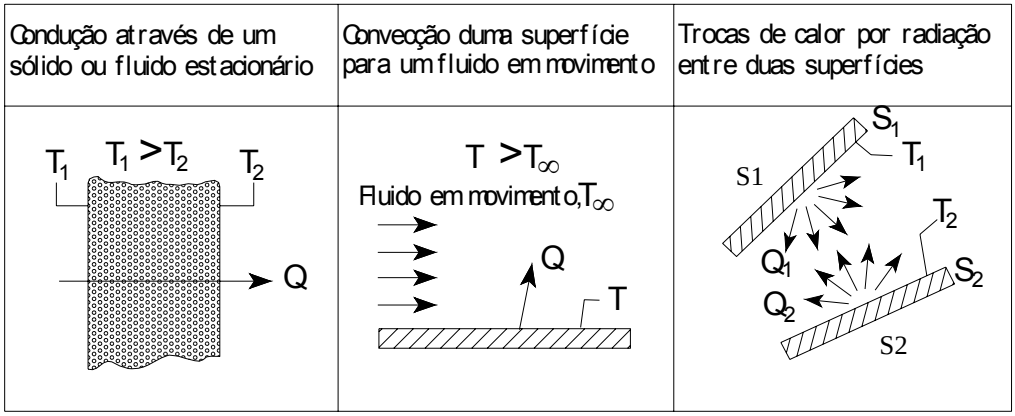


Fig. 3.9 – Transmissão de calor por condução, convecção e radiação, [14].

3.2.2.3.2.2 - Condução

O mecanismo físico de condução de calor pode ser explicado pela transferência de energia entre as moléculas sem apreciável deslocação destas, [9]. Pode-se dizer que a transferência de calor por condução é uma transferência de calor por difusão pois a energia é transmitida por meio da comunicação molecular directa.

A lei fundamental que rege a transmissão de calor por condução foi proposta por J. B. Fourier em 1822: a quantidade de calor que passa através de uma área A, normal à direcção do fluxo calorífico, por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico:

$$Q = -kA\frac{\partial T}{\partial n} \tag{3.35}$$

onde Q é a quantidade de calor que atravessa a área A, $\vec{n}$ o versor da normal exterior à superfície (q=Q/A representa o fluxo de calor na direcção do versor). A constante de

proporcionalidade *k* é a condutibilidade térmica do material e depende da composição química, do estado físico e da textura do material e da sua temperatura, [9].

3.2.2.3.2.3 - Convecção

A transmissão de calor faz-se por convecção quando essa transmissão resulta da devido ao movimento macroscópico de um fluido. A convecção processa-se por uma troca de energia calorífica entre partes em movimento de um fluído (líquido ou gasoso) ou entre este e superfícies sólidas a diferentes temperaturas. As correntes de convecção num fluído estão sempre associadas a diferenças de pressão. A convecção será natural se as variações de pressão se devem, unicamente, às diferenças de densidade do fluído motivadas pela existência de gradientes térmicos. Em alternativa, a convecção será forçada se as variações de pressão forem devidas a causas externas independentes do fenómeno térmico (ex.: vento, ar forçado, etc.).

A transferência de calor por convecção é feita por dois mecanismos: i) por difusão (transmissão de calor entre moléculas em movimento "desordenado"); ii) por trocas de energia entre partes em movimento de um fluído a diferentes temperaturas. Neste movimento, grande número de moléculas deslocam-se em conjunto e na presença de um gradiente de temperatura provocam um aumento na transferência de calor, [9].

Nas aplicações de engenharia, uma das formas de transferência de calor faz-se por convecção. Na segurança contra incêndio esta transferência é a que ocorre entre uma superfície sólida e um meio fluido a temperatura diferente em contacto com ela. Uma vez que o campo de temperatura num fluído é influenciado pelo seu movimento, a determinação da distribuição de temperaturas e do fluxo de calor na convecção não é, em geral, fácil.

A lei de arrefecimento de Newton de 1701 relaciona a quantidade de calor Q_c transmitida por convecção entre a superfície de área A e à temperatura T e o fluído que a rodeia.

$$Q_c = h_c \cdot A \cdot \left(T - T_\infty\right) \tag{3.36}$$

onde T_∞ representa a temperatura do fluído e h_c o coeficiente de transmissão de calor por convecção e que depende: da forma e dimensões da superfície, do tipo de fluído, da diferença de temperaturas $\left(T - T_\infty\right)$, do regime de convecção, etc.

3.2.2.3.2.4 - Radiação

A transferência de calor por radiação térmica consiste na emissão ou absorção de energia pela matéria. Essa radiação não requer a presença de um meio material para ocorrer processando-se mais eficientemente no vácuo, [9].

Toda a matéria emite energia térmica em função da temperatura a que se encontra. O fluxo máximo que pode ser emitido de uma superfície por radiação é dado pela lei de Stefan-Boltzman:

$$q = \sigma \cdot T^4 \tag{3.37}$$

onde σ é a constante de Stefan-Boltzman (5,6697x10^{-8} W/m^4.K) e *T* a temperatura absoluta (*K*) da superfície.

Este fluxo máximo corresponde aos chamados irradiadores perfeitos ou corpos negros. Embora para os corpos vulgares, o poder emissivo também pode ser considerado proporcional à quarta potência da temperatura absoluta mas a constante de proporcionalidade é menor. O poder emissivo ou o fluxo calorífico emitido por uma superfície real pode ser expresso pela equação:

$$q = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4 \tag{3.38}$$

em que ε é a emissividade da superfície.

No caso frequente de duas superfícies S_1 e S_2 como se mostra na Figura 3.9 em que S_1 é uma superfície pequena e envolvida por S_2, a transferência de calor por radiação entre S_1 e a sua envolvente é dada por,

$$Q_r = \varepsilon \cdot A \cdot \sigma \cdot \left(T^4 - T_{S1}^4\right) \tag{3.39}$$

onde T_{S1} é a temperatura da superfície S_1.

Para se obter uma expressão semelhante às obtidas para a transferência de calor por condução e convecção pode-se reescrever a equação (3.39) da seguinte forma:

$$Q_r = h_r \cdot A \cdot \left(T - T_{S1}\right) \tag{3.40}$$

onde,

$$h_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \left(T + T_{S1}\right) \cdot \left(T^2 + T_{S1}^2\right) \tag{3.41}$$

sendo h_r o coeficiente de transmissão de calor por radiação.

3.2.2.3.3 - Equação de condução de calor

A determinação do campo de temperaturas num corpo é feita através da solução da equação diferencial da condução de calor sujeita a determinadas condições iniciais e de fronteira.

A equação da energia, relacionando o comportamento térmico dos sólidos, pode ser escrita, na forma:

$$-\left(\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}+\frac{\partial q_z}{\partial z}\right)+\dot{Q}=\rho c_p\frac{\partial T}{\partial t} \tag{3.42}$$

onde q_x, q_y e q_z são as componentes do fluxo de calor por unidade de área, segundo as direcções *x, y* e *z*, respectivamente, $\dot{Q}$ é o calor gerado internamente por unidade de volume e de tempo, ρ é a massa específica, c_p é o calor específico, T é a temperatura e t o tempo. Desprezaram-se na equação a energia de dissipação mecânica correspondente à fracção do trabalho de deformação plástica, que é transformado em calor e entropia específica. Nos problemas tratados neste trabalho estão envolvidas pequenas deformações plásticas associadas a um campo de temperatura elevado. Segundo Lewis *et al,* [8], a parcela relacionada com a entropia pode ser desprezada para a maioria das situações.

Assim, e de acordo com a lei de Fourier, [9] para a condução de calor,

$$q_x=-k_x\frac{\partial T}{\partial x} \tag{3.43}$$

$$q_y=-k_y\frac{\partial T}{\partial y} \tag{3.44}$$

$$q_z=-k_z\frac{\partial T}{\partial z} \tag{3.45}$$

em que k_x, k_y e k_z são as condutibilidades térmicas segundo as direcções *x, y* e *z* respectivamente (no caso de materiais isotrópicos, $k_x=k_y=k_z$), a equação (3.42) converte-se na mais conhecida *equação de condução de calor*

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z\frac{\partial T}{\partial z}\right)+\dot{Q}=\rho c_p\frac{\partial T}{\partial t} \tag{3.46}$$

A determinação do campo de temperaturas pode fazer-se à custa desta equação, independentemente das deformações do corpo já que não contém qualquer parcela de origem mecânica.

A equação (3.46) pode ser rescrita para situações particulares:

i) Assim, se o material for homogéneo tem-se:

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = \frac{1}{\alpha}\frac{\partial T}{\partial t} \tag{3.47}$$

em que $\alpha = \frac{k}{\rho c_p}$ é a *difusibilidade térmica* do material.

ii) Se não existir geração interna de calor tem-se a *Equação de Fourier*:

$$\nabla^2 T = \frac{1}{\alpha}\frac{\partial T}{\partial t} \tag{3.48}$$

iii) Se se estiver perante um regime permanente ($\frac{\partial T}{\partial t} = 0$) tem-se a *Equação de Poisson*:

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = 0 \tag{3.49}$$

iv) Em regime permanente e não existindo geração interna de calor, a equação (3.46) transforma-se na *Equação de Laplace*:

$$\nabla^2 T = 0 \tag{3.50}$$

3.2.2.3.4 - Condições iniciais e de fronteira

O campo de temperaturas que satisfaz a equação de condução de calor (3.46), deve satisfazer também a condição inicial e as condições de fronteira, correspondendo a primeira à distribuição de temperatura no instante inicial (*t=0*) e as segundas à imposição de temperaturas ou de fluxos em certas superfícies do sólido, Figura 3.10.

Consideraram-se as seguintes condições de fronteira:

a) *Condições de fronteira essenciais.*

$$T = \overline{T} \qquad \text{em } \Gamma_T \tag{3.51}$$

em que a temperatura $\overline{T}$, é prescrita na parte Γ_T da fronteira (*condição de Dirichlet*).

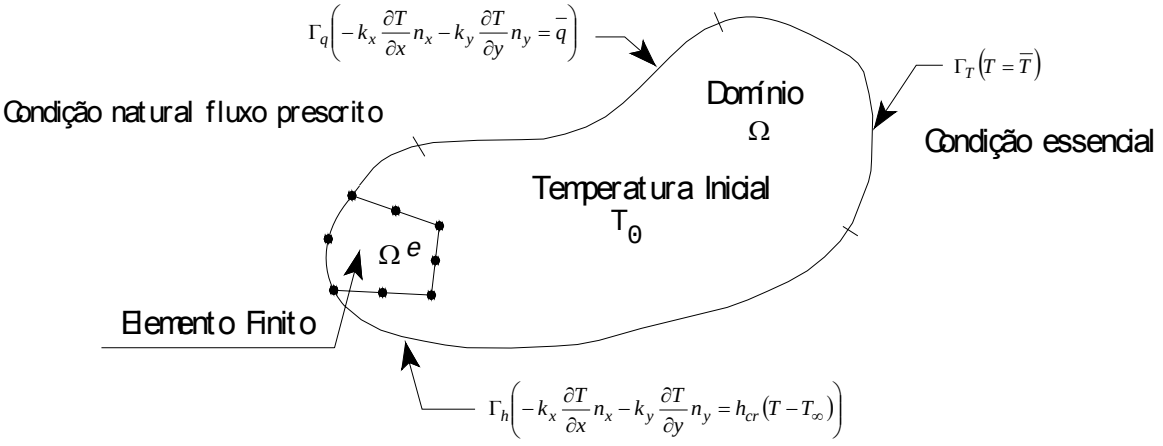


Fig. 3.10 – Domínio bidimensional de solução da equação de condução de calor, com a condição inicial e as condições de fronteira, [13].

b) *Condições de fronteira naturais.*

i) Fluxo prescrito $q=\overline{q}$, numa parte Γ_q da fronteira (*condição de Neumann*),

$$q=q_x n_x+q_y n_y=-k_x\frac{\partial T}{\partial x}n_x-k_y\frac{\partial T}{\partial y}n_y=\overline{q}\qquad\text{em }\Gamma_q \tag{3.52}$$

em que n_x e n_y, são os co-senos directores da normal exterior à fronteira. O fluxo $\overline{q}$ é normal à fronteira e nulo para uma superfície perfeitamente isolada.

ii) Fluxo de calor, q_c, por convecção entre uma parte Γ_c, da fronteira à temperatura T, e o meio ambiente à temperatura T_∞. Esta é uma condição de Cauchy ou condição mista de Dirichlet e Neumann, dada por

$$q=q_x n_x+q_y n_y=-k_x\frac{\partial T}{\partial x}n_x-k_y\frac{\partial T}{\partial y}n_y=h_c\left(T-T_\infty\right)\text{em }\Gamma_c \tag{3.53}$$

iii) Fluxo de calor, q_r, por radiação entre uma parte Γ_r da fronteira à temperatura absoluta, T, e a superfície absorvente à temperatura absoluta T_a

$$q_r=q_x n_x+q_y n_y=-k_x\frac{\partial T}{\partial x}n_x-k_y\frac{\partial T}{\partial y}n_y=\sigma\varepsilon\left(T^4-T_a^4\right)\text{em }\Gamma_r \tag{3.54}$$

em que σ é a constante de Stefan-Boltzmann e ε é a emissividade resultante.

A equação (3.54) pode ainda ser escrita na forma

$$q_r = \sigma\varepsilon\left(T^4 - T_a^4\right) = \underbrace{\sigma\varepsilon\left(T^2 + T_a^2\right)\left(T + T_a\right)}_{h_r}\left(T - T_a\right) = h_r\left(T - T_a\right) \quad (3.55)$$

em que o coeficiente de transmissão de calor por radiação é fortemente dependente da temperatura como se expressou em (3.7). Refira-se que este coeficiente de transmissão de calor por radiação pode ser expresso em função da temperatura em ºC, tal como se utiliza no modelo computacional. Assim T e T_a são fornecidos em ºC, σ continua a ser expressa em grau Kelvin e a expressão (3.7) será assim escrita

$$h_r = \sigma\varepsilon\left[\left(T + 273\right)^2 + \left(T_a + 273\right)^2\right]\left(T + T_a + 546\right) \quad (3.56)$$

iv) No caso da transferência de calor na fronteira se processar simultaneamente por convecção e por radiação pode-se escrever

$$q_{cr} = q_c + q_r = h_c\left(T - T_\infty\right) + h_r\left(T - T_a\right) \quad (3.57)$$

Se em particular for, $T_\infty = T_a$, então

$$q_{cr} = q_c + q_r = h_{cr}\left(T - T_\infty\right) \quad (3.58)$$

em que,

$$h_{cr} = h_c + h_r \quad (3.59)$$

é o coeficiente de transmissão de calor por convecção e (ou) por radiação, vindo a condição de fronteira dada por

$$q_{cr} = q_x n_x + q_y n_y = -k_x \frac{\partial T}{\partial x} n_x - k_y \frac{\partial T}{\partial y} n_y = h_{cr}\left(T - T_\infty\right) \text{ em } \Gamma_h \quad (3.60)$$

3.2.2.4 - Modelação pelo método dos elementos finitos do problema da condução de calor

3.2.2.4.1 - O método dos resíduos pesados

Muitos problemas com que nos deparamos actualmente são regidos, num domínio Ω, por equações diferenciais da forma, [8]:

$$A(u) = \Re u + p \qquad \text{em } \Omega \qquad (3.61)$$

em que $\Re$ é um operador diferencial e p é independente de u . A equação (3.21) pode estar ainda sujeita a condições de fronteira (em Γ) que podem ter também a forma diferencial

$$B(u) = \Im u + r \qquad \text{em } \Gamma \qquad (3.62)$$

em que $\Im$ é um operador diferencial e r é independente de u .

De um modo geral só para alguns casos simples se conhecem soluções analíticas para estas equações diferenciais, pelo que a determinação da função desconhecida u terá de ser feita recorrendo-se a métodos numéricos. Um dos métodos mais utilizados é o Método dos Resíduos Pesados. O Método dos Resíduos Pesados permite passar da forma diferencial das equações para a sua forma integral. Seguir-se-á a aproximação do domínio por elementos finitos que permitirá discretizar esta formulação integral em cada elemento.

O primeiro passo na aplicação do Método dos Resíduos Pesados é considerar que a função u pode ser aproximada em todo o domínio Ω discretizado, associando-se a cada ponto de discretização uma variável a_j (j=1,2,...,m) que será calculada.

$$u \cong \hat{u} = \sum_{j=1}^{m} N_j a_j = \underset{\sim}{N}\ \underset{\sim}{a} \qquad (3.63)$$

em que N_j (j=1,2, ...,m) é um conjunto de funções independentes designadas habitualmente por *funções de forma* e deve ser escolhido de maneira a assegurar uma melhoria na aproximação à medida que aumenta o número m de funções utilizadas, [8], em particular $\hat{u} \to u$ à medida que $m \to \infty$.

Considera-se que $\hat{u}$ é uma boa aproximação para o resíduo no domínio Ω

$$R_\Omega = A(\hat{u}) = \Re\left(\sum_{m=1}^{M} N_m a_m\right) + p \to 0 \qquad \text{em } \Omega \qquad (3.64)$$

tender para zero.

No Método dos Resíduos Pesados os parâmetros a_j (j=1,2, ...,m) são escolhidos de modo a tomar não nulo R_Ω , mas sim certas médias pesadas, escrevendo-se então, [8]

$$\int_\Omega W_i R_\Omega \, d\Omega = 0 \qquad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.65)$$

com W_i (i= 1, 2, ..., m) é um conjunto de funções peso independentes.

De acordo com a escolha das funções peso W_i , podem ser definidos diferentes métodos, [15], [16] e [17], dos quais se destacam os seguintes:

i) O *método de Galerkin*, no qual as funções peso são as próprias funções de forma N_j usadas na definição da função aproximada $\hat{u}$;

$$\int_\Omega N_i R_\Omega d\Omega = 0 \qquad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.66)$$

ii) O *método da colocação pontual*, no qual o resíduo é feito nulo num número m de pontos do domínio;

iii) O *método da colocação por subdomínios*, onde o domínio é subdividido em m subdomínios, nos quais o integral do resíduo é feito nulo.

Se A é um operador diferencial simétrico, então o *método de Galerkin* gera matrizes simétricas permitindo uma aplicação numérica vantajosa sendo a principal razão da sua utilização neste trabalho.

Faz-se frequentemente uma integração por partes com o objectivo de baixar a ordem das derivadas contidas no operador diferencial $\Re$, eq. (3.21), o que torna menos restritiva a escolha das funções de forma. Este tipo de formulação denomina-se por *formulação fraca*. O conceito do método dos resíduos pesados é também frequentemente estendido às condições de fronteira necessitando-se considerar um novo resíduo, agora na fronteira

$$R_\Gamma = B(\hat{u}) = \Im\left(\sum_{m=1}^{M} N_m a_m\right) + r \neq 0 \qquad \text{em } \Gamma \qquad (3.67)$$

resultando agora para o Método dos Resíduos Pesados:

$$\int_\Omega W_i R_\Omega d\Omega + \int_\Omega \overline{W}_i R_\Gamma d\Gamma = 0 \qquad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.68)$$

sendo W_i e $\overline{W}_i$, respectivamente, as funções peso no domínio Ω e na fronteira Γ .

Se a condição (3.68) for imposta para todo o *i*, à medida que $m \to \infty$, também os resíduos R_Ω e R_Γ são obrigados a tender para zero, ($\hat{u} \to u$). De forma indirecta através da equação (3.68) fica assim imposta, indirectamente, a convergência para a função aproximada $\hat{u}$.

A consideração de um resíduo na fronteira tem a vantagem de não obrigar a que a função aproximada $\hat{u}$ satisfaça exactamente as condições de fronteira (3.62), tornando, por isso menos restritiva a escolha das funções de forma.

Se os operadores diferenciais *A* e *B* definidos nas equações (3.61) e (3.62) forem lineares, a equação (3.68) conduz a um sistema de equações também lineares da forma:

$$\underset{\sim}{K}\ \underset{\sim}{a} = \underset{\sim}{f} \tag{3.69}$$

cuja resolução permite determinar os parâmetros a_j .

$$\underset{\sim}{a} = \left(a_1, a_2, ..., a_j\right)^T \qquad 1 \le j \le m \tag{3.70}$$

necessários à definição da função aproximada $\hat{u}$.

3.2.2.4.2 - O método dos elementos finitos

No Método dos Elementos Finitos o domínio Ω é dividido em subdomínios não sobrepostos, Ω_e, aos quais se dá a designação de elementos. A cada elemento está associado um número de pontos, os *nós*, localizados na sua fronteira e eventualmente no seu interior.

Uma aproximação $\hat{u}$ da função desconhecida u , no interior de cada elemento, é obtida por interpolação das variáveis nodais a_j do elemento, através de funções de forma N_j, [15].

$$u^e \underset{\sim}{\cong} \hat{u}^e = \sum_{j=1}^{n} N_j^e a_j^e \qquad \text{em } \Omega_e \tag{3.71}$$

onde *n* é o número de nós do elemento.

Se as funções de forma N_j forem definidas de modo a assumirem o valor unitário no nó *j* e zero em todos os restantes nós do elemento, então pode-se escrever:

$$u^e \underset{\sim}{\cong} \hat{u}^e = \sum_{j=1}^{n} N_j^e u_j^e \qquad \text{em } \Omega_e \tag{3.72}$$

onde u_j corresponde ao valor da função u no nó j . Pode-se assim concluir que no Método dos Elementos Finitos, definindo-se as funções de forma como se referiu, os parâmetros da aproximação têm um significado concreto, dependendo apenas do problema em análise (sejam temperaturas nodais, deslocamentos nodais, velocidades de escoamento nodais, etc.).

Os integrais que aparecem na expressão (3.68) podem ser escritos somando-se as contribuições de cada elemento:

$$\int_{\Omega} W_i R_{\Omega} d\Omega = \sum_{e=1}^{E} \int_{\Omega_e} W_i R_{\Omega e} d\Omega_e \qquad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.73)$$

$$\int_{\Gamma} \overline{W}_i R_{\Gamma} d\Gamma = \sum_{p=1}^{P} \int_{\Gamma_e} \overline{W}_i R_{\Gamma_e} d\Gamma_e \qquad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.74)$$

em que *E* é o número total de elementos em que se subdividiu o domínio e *P* o número de elementos situados junto da fronteira sendo Ω e Γ definidos por:

$$\Omega = \sum_{e=1}^{E} \Omega_e \qquad (3.75)$$

$$\Gamma = \sum_{p=1}^{P} \Gamma_e \qquad (3.76)$$

Pode-se assim, considerar o Método dos Elementos Finitos como uma extensão do Método dos Resíduos Pesados, no qual as funções de forma globais (abrangendo todo o domínio e não apenas um elemento), em cada nó *j*, podem ser interpretadas como o resultado da associação das funções de forma dos elementos que tenham em comum esse nó.

A função de forma global para o nó *j*, N_j, é apenas diferente de zero nos elementos ligados a esse nó, sendo nula em todos os restantes elementos tornando assim a matriz global $\underset{\sim}{K}$ definida em (3.69) numa matriz em banda, facilitando a aplicação numérica nomeadamente na gestão de memória.

3.2.2.4.3 - Equação de condução de calor - Discretização do espaço

Apresenta-se nesta secção e de forma sucinta a formulação por elementos finitos do problema da condução de calor em regime transitório nos sólidos, para domínios bidimensionais.

Efectua-se inicialmente uma discretização parcial, [17] e [15] relativa ao espaço na qual a equação original que rege o fenómeno da condução de calor será substituída por um sistema de equações ordinárias que serão resolvidas aplicando-se posteriormente uma segunda discretização relativa ao tempo.

Aplicando o método dos resíduos pesados à equação de condução de calor (3.50) e às suas condições de fronteira (3.51), (3.52) e (3.60), tem-se:

$$\int_{\Omega} W_i R_{\Omega} d\Omega + \int_{\Gamma_q} \overline{W}_i R_q d\Gamma_q + \int_{\Gamma_h} \overline{W}_i R_h d\Gamma_h = 0 \quad \text{i=1,2, ...,m} \qquad (3.77)$$

em que, se $\hat{T}$ for a aproximação ao campo de temperaturas, os resíduos R_Ω, R_q e R_h são dados por:

$$R_\Omega = \frac{\partial}{\partial x} k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} + \dot{Q} - \rho c_p \frac{\partial \hat{T}}{\partial t} \quad \text{em } \Omega \tag{3.78}$$

$$R_q = k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y + \bar{q} \qquad \text{em } \Gamma_q \tag{3.79}$$

$$R_h = k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y + h_{cr}\left(\hat{T} - T_\infty\right) \qquad \text{em } \Gamma_h \tag{3.80}$$

Note-se que na *equação de erros*, (3.77), não se considerou a parcela correspondente ao resíduo, R_Γ, na fronteira Γ_Γ, uma vez que nesta fronteira as temperaturas são conhecidas e prescritas.

Se se substituir os resíduos (3.78) na equação (3.77), tem-se:

$$\int_\Omega W_i \left(\frac{\partial}{\partial x} k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} + \dot{Q} - \rho c_p + \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} h_{cr}\left(\hat{T} - T_\infty\right) \right) d\Omega +$$

$$\int_{\Gamma_q} \overline{W}_i \left(k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y + \bar{q} \right) d\Gamma_q +$$

$$\int_{\Gamma_h} \overline{W}_i \left[k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y + h_{cr}\left(\hat{T} - T_\infty\right) \right] d\Gamma_h = 0 \qquad \text{i=1,2,...,m} \tag{3.81}$$

Integrando por partes o primeiro integral da equação (3.81) de acordo com o teorema de Green tem-se:

$$-\int_\Omega \left(\frac{\partial W_i}{\partial x} k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} + \frac{\partial W_i}{\partial y} k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} \right) d\Omega + \int_{\Gamma = \Gamma_q + \Gamma_h + \Gamma_\Gamma} W_i \left(k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y \right) d\Gamma +$$

$$\int_\Omega W_i \dot{Q} d\Omega - \int_\Omega W_i \rho \; c_p \frac{\partial \hat{T}}{\partial t} d\Omega + \int_{\Gamma_q} \overline{W}_i \left(k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y \right) d\Gamma_q +$$

$$\int_{\Gamma_q} \overline{W}_i \bar{q} d\Gamma_q + \int_{\Gamma_h} \overline{W}_i \left(k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y \right) d\Gamma_h + \int_{\Gamma_h} \overline{W}_i h_{cr} \hat{T} d\Gamma_h -$$

$$\int_{\Gamma_h} \overline{W}_i h_{cr} T_\infty d\Gamma_h = 0 \qquad \text{i=1,2,...,m} \tag{3.82}$$

Sendo as funções de peso arbitrárias pode-se tomar:

$$W_i = \overline{W_i} \tag{3.83}$$

resultando a equação (3.82) em:

$$\int_\Omega \left(\frac{\partial W_i}{\partial x} k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} + \frac{\partial W_i}{\partial y} k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} \right) d\Omega + \int_{\Gamma_\Gamma} W_i \left(k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y \right) d\Gamma_\Gamma -$$

$$- \int_\Omega W_i \dot{Q} d\Omega + \int_\Omega W_i \rho \quad c_p \frac{\partial \hat{T}}{\partial t} d\Omega + \int_{\Gamma_q} W_i \bar{q} d\Gamma_q + \int_{\Gamma_h} W_i h_{cr} \hat{T} d\Gamma_h -$$

$$- \int_{\Gamma_h} W_i h_{cr} T_\infty d\Gamma_h = 0 \qquad \text{i=1,2,...,m} \tag{3.84}$$

Pela formulação que se acabou de expor e como se pode constatar pela equação (3.84) deixou de ser necessário o cálculo de:

$$k_x \frac{\partial \hat{T}}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial \hat{T}}{\partial y} n_y$$

nas fronteiras Γ_q e Γ_h pelo que se compreende facilmente aquelas condições de fronteira se designarem de *naturais*.

Para se obter a solução da equação (3.84) faz-se inicialmente a discretização parcial do domínio Ω num número finito, *E*, de subdomínios (elementos), Ω_e. A função desconhecida (campo de temperatura) é aproximada no interior de cada elemento à custa das temperaturas nodais, T_j, em qualquer instante *t*, de acordo com

$$\hat{T}(x, y, t) = \sum_{j=1}^{n} N_j(x, y) T_j(t) \tag{3.85}$$

e a derivada,

$$\frac{\partial \hat{T}(x, y, t)}{\partial t} = \sum_{j=1}^{n} N_j(x, y) \frac{dT_j(t)}{dt} = \sum_{j=1}^{n} N_j(x, y) \dot{T}_j(t) \tag{3.86}$$

onde *n* é o número de nós do elemento e N_j ,. é a função de forma associada ao nó *j*.

De acordo com o *método de Galerkin*, escolhendo para funções de peso as próprias funções de forma N_j e substituindo (3.43) e (3.44) na equação (3.42), obtém-se para cada elemento o seguinte sistema de equações integrais:

$$\sum_{j=1}^{n}\left[\int_{\Omega_e}\left(\frac{\partial N_i}{\partial x}k_x\frac{\partial N_j}{\partial x}+\frac{\partial N_i}{\partial y}k_y\frac{\partial N_j}{\partial y}\right)d\Omega_e\right]T_j+$$

$$+\sum_{j=1}^{n}\left(\int_{\Gamma_{h_e}}h_{cr}N_iN_j\,d\Gamma_{h_e}\right)T_j-$$

$$-\sum_{j=1}^{n}\left[\int_{\Gamma_{\Gamma_e}}N_i\left(k_x\frac{\partial N_j}{\partial x}n_x+k_y\frac{\partial N_j}{\partial y}n_y\right)d\Gamma_{\Gamma_e}\right]+$$

$$+\sum_{j=1}^{n}\left(\int_{\Omega}\rho\ \ c_pN_iN_j\,d\Omega_e\right)\dot{T}_j=$$

$$=\int_{\Omega}N_i\dot{Q}d\Omega_e-\int_{\Gamma_{q_e}}N_i\bar{q}d\Gamma_{q_e}+\int_{\Gamma_{h_e}}N_ih_{cr}T_\infty d\Gamma_{he}\qquad \text{i=1,2,...,n} \tag{3.87}$$

O sistema global de equações estendido a todo o domínio correspondente à soma dos termos sobre todos os elementos pode ser apresentado sob a forma matricial:

$$\underset{\sim}{K}\,\underset{\sim}{T}+\underset{\sim}{C}\,\dot{\underset{\sim}{T}}=\underset{\sim}{F} \tag{3.88}$$

em que,

$$K_{ij}=\sum_{e=1}^{E}\int_{\Omega_e}\left(\frac{\partial N_i}{\partial x}k_x\frac{\partial N_j}{\partial x}+\frac{\partial N_i}{\partial y}k_y\frac{\partial N_j}{\partial y}\right)d\Omega_e+\sum_{e=1}^{H}\int_{\Gamma_{h_e}}h_{cr}N_iN_j\,d\Gamma_{h_e}\quad 1\le i,j\le n \tag{3.89}$$

$$C_{ij}=\sum_{e=1}^{E}\int_{\Omega_e}\rho\ \ c_pN_iN_j\,d\Omega_e\qquad 1\le i,j\le n \tag{3.90}$$

$$F_i=\sum_{e=1}^{E}\int_{\Omega_e}N_i\dot{Q}d\Omega_e-\sum_{e=1}^{Q}\int_{\Gamma_{q_e}}N_i\bar{q}d\Gamma_{q_e}+\sum_{e=1}^{H}\int_{\Gamma_{h_e}}N_ih_{cr}T_\infty d\Gamma_{he}\qquad 1\le i\le n \tag{3.91}$$

onde:

E = número total de elementos.

H = número de elementos com fronteira do tipo Γ_h

Q = número de elementos com fronteira do tipo Γ_q

Os integrais:

$$\int_{\Gamma_{\Gamma_e}}N_i\left(k_x\frac{\partial N_m}{\partial x}n_x+k_y\frac{\partial N_m}{\partial y}n_y\right)d\Gamma_{\Gamma_e} \tag{3.92}$$

não foram considerados nos elementos da matriz $\underset{\sim}{K}$ e que aparecem em (3.45) porque estes referem-se a fronteiras com temperaturas prescritas e portanto são impostas ao nível da resolução do sistema de equações (3.46).

3.2.2.4.4 - Equação de condução de calor - Discretização no tempo

A solução do sistema de equações integrais ordinárias de primeira ordem (3.46) resultantes da discretização apenas no espaço é obtida pela sua integração relativamente ao tempo.

Em alguns problemas lineares simples, a solução deste sistema, que se reescreve aqui

$$\underset{\sim}{K}\,\underset{\sim}{T}+\underset{\sim}{C}\,\dot{\underset{\sim}{T}}=\underset{\sim}{F} \tag{3.93}$$

pode, em casos muito particulares e raramente nos casos em estudo, ser obtida por métodos analíticos recorrendo-se normalmente e também neste trabalho a métodos numéricos. Nestes métodos são definidos esquemas de integração nos quais a solução é obtida em sucessivos instantes de tempo (t_0, t_1, t_2, ...,t_n). Esta discretização pode ser feita pelo método dos elementos finitos, [16] ou pelo método das diferenças finitas, [18].

Adoptou-se por uma discretização do tempo através de diferenças finitas, considerando as seguintes hipóteses:

i) O sistema de equações (3.46) é apenas satisfeito em *"pontos"* discretos $t_{n+\alpha}$ de cada intervalo de tempo $[t_n, t_{n+1}]$ em que se discretizou o tempo (Figura 3.4);

ii) Dado o sistema envolver apenas derivadas de primeira ordem, considera-se que a temperatura varia linearmente ao longo do intervalo de tempo Δt (Figura 3.4), desde o instante t_n ao instante:

$$t_{n+\alpha}= t_n+ \Delta t \qquad (n\in[0,1,2,\ldots,N-1])$$

sendo N é o número total de intervalos de tempo considerados na análise.

As temperaturas $\underset{\sim}{T}_{n+\alpha}$ no instante $t_{n+\alpha}= t_n+ \alpha\Delta t$ podem ser dadas por:

$$\underset{\sim}{T}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{T}_{n} + \alpha\left(\underset{\sim}{T}_{n+1} - \underset{\sim}{T}_{n}\right) \qquad 0<\alpha\leq 1, \qquad n\in[0,1,2,\ldots,N-1] \tag{3.94}$$

onde α é um parâmetro que define, dentro de cada intervalo de tempo, o instante em que as equações (3.46) são satisfeitas.

De acordo com a segunda hipótese, a derivada da temperatura em ordem ao tempo é constante dentro de cada intervalo de tempo e dada por:

$$\dot{\underset{\sim}{T}}_{n+\alpha} = \frac{\underset{\sim}{T}_{n+1} - \underset{\sim}{T}_{n}}{\Delta t} \tag{3.95}$$

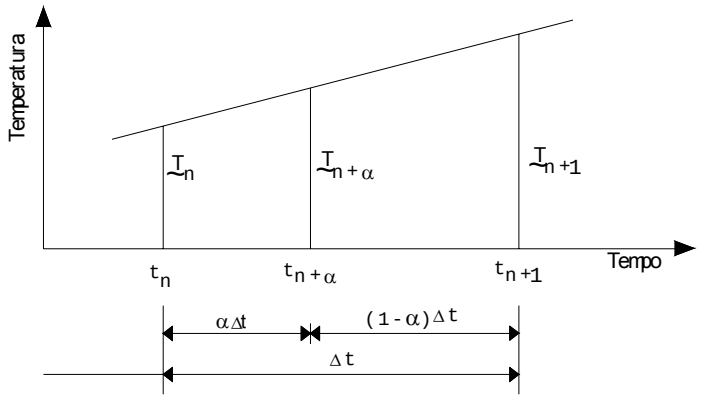


Fig. 3.11 - Variação linear da temperatura ao longo do intervalo de tempo Δt, [14].

Substituindo (3.49) e (3.50) na equação (3.46) definida no instante $t_{n+\alpha}$, encontra-se a seguinte fórmula de recorrência:

$$\left(\underset{\sim}{K}_{n+\alpha} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \underset{\sim}{C}_{n+\alpha} \right) \underset{\sim}{T}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{F}_{n+\alpha} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \underset{\sim}{C}_{n+\alpha} \underset{\sim}{T}_{n} \tag{3.96}$$

sendo as matrizes $\underset{\sim}{K}_{n+\alpha}$ e $\underset{\sim}{C}_{n+\alpha}$ e o vector $\underset{\sim}{F}_{n+\alpha}$ calculados no instante $t_{n+\alpha}$.

Para problemas lineares estas matrizes e o vector permanecem constantes ao longo do tempo pelo que se torna dispensável o seu cálculo em cada instante. Para problemas não-lineares, em que as propriedades do material e as condições de fronteira dependem da temperatura, a solução de (3.46) requer a utilização de um procedimento iterativo (descrito no parágrafo seguinte).

Pode-se escrever a equação (3.96) de outra forma:

$$\underset{\sim}{\hat{K}}_{n+\alpha} \underset{\sim}{T}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{\hat{F}}_{n+\alpha} \qquad 0<\alpha\leq 1, \qquad n\in[0,1,2,\ldots,N-1]) \tag{3.97}$$

em que, naturalmente,

$$\underset{\sim}{\hat{K}}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{K}_{n+\alpha} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \underset{\sim}{C}_{n+\alpha} \tag{3.98}$$

e

$$\underset{\sim}{\hat{F}}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{F}_{n+\alpha} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \underset{\sim}{C}_{n+\alpha} \underset{\sim}{T}_{n} \tag{3.99}$$

Conclui-se, assim, que é possível obter o campo de temperaturas no final dos intervalos de tempo seguindo uma sequência de cálculo passo a passo, em que em cada novo passo existem novas condições iniciais.

Resolvido o sistema de equações (3.52) para $\underset{\sim}{T}_{n+\alpha}$ as temperaturas no final do intervalo de tempo, ou seja, no instante $t_{n+1,}$.são dadas por:

$$\underset{\sim}{T}_{n+1} = \frac{1}{\alpha}\underset{\sim}{T}_{n+\alpha} + \left(1-\frac{1}{\alpha}\right)\underset{\sim}{T}_{n} \tag{3.100}$$

sendo estas as temperaturas iniciais quando se avança para o intervalo de tempo seguinte.

Fazendo variar o parâmetro α em (3.51), obtém-se vários esquemas de integração no tempo, [15] e [16]. Se $\alpha \neq 0$, os esquemas são designados de implícitos, correspondendo os mais usuais aos esquemas:

- (CN) - *Crank-Nicolson* $\alpha = 1/2$
- (GS) - *Galerkin* $\alpha = 2/3$
- (EB) - *Euler Backward* $\alpha = 1$

Segundo Hughes, [19], o algoritmo que acabamos de apresentar nas equações (3.52) a (3.100) tem os mesmos critérios de estabilidade, quer se trate de problemas lineares ou de problemas não-lineares, sendo *incondicionalmente estáveis* quando $1/2 \leq \alpha \leq 1$.

Para $0 < \alpha < 1/2$, os esquemas em questão são apenas *condicionalmente estáveis*, sendo necessário que a dimensão do intervalo de tempo, Δt, satisfaça a condição, [13]:

$$\Delta t = \Delta t_{cr} = \frac{2}{\left(w_{n+\alpha}\right)_{máx}\left(1-2\alpha\right)} \tag{3.101}$$

para que o processo seja convergente. O termo $\left(w_{n+\alpha}\right)_{máx}$ representa o maior valor próprio da matriz $\underset{\sim}{C}^{-1}_{n+\alpha}\ \underset{\sim}{K}_{n+\alpha}$.

A condição (3.101) é sempre satisfeita pelos esquemas com $1/2 \leq \alpha \leq 1$, qualquer que seja a dimensão do intervalo de tempo, Δt considerado, sendo tais esquemas designados de *incondicionalmente estáveis*. No entanto, para que a convergência se processe sem oscilações, é necessário que, [13]:

$$\Delta t \leq \Delta t_{osc} = \frac{1}{\left(w_{n+\alpha}\right)_{máx}\left(1-\alpha\right)} \tag{3.102}$$

Se para um dado intervalo de tempo Δt, existem oscilações na solução para α = 1/2, elas vão diminuindo à medida que α se aproxima de 1 e para o *esquema Euler Backward* (α = 1) não há qualquer oscilação, sendo, no entanto, de um modo geral, a solução subestimada, razão pela qual Zienkiewcz, [16] sugere, como solução de compromisso, a utilização do *esquema de Galerkin* correspondente a α = 2/3.

Pode-se pois concluir que os vários esquemas de integração no tempo apresentados possuem as suas próprias características de estabilidade, convergência e precisão dos resultados, pelo que se torna difícil admitir qual o algoritmo mais eficiente na solução de problemas, [13].

3.2.2.4.5 - Processo iterativo para problemas não-lineares

Nos problemas térmicos não-lineares, as propriedades térmicas do material dependem da temperatura devendo reescrever-se o sistema de equações (3.43) na seguinte forma

$$\underset{\sim}{K}\left(\underset{\sim}{T},t\right)\underset{\sim}{T}(t)+\underset{\sim}{C}\left(\underset{\sim}{T},t\right)\dot{\underset{\sim}{T}}(t)=\underset{\sim}{F}\left(\underset{\sim}{T},t\right) \tag{3.103}$$

Não há um método geral para resolver este sistema não linear de equações diferenciais. Existem vários métodos numéricos baseados numa integração linear no tempo e utilizando processos iterativos não se distinguindo em particular nenhum método que se considere geral, [20], [21], [22] e [23]. Vila Real, [13] implementou e comparou algumas dessas técnicas.

Optou-se por implementar o algoritmo proposto na referência, [23] baseado no *método de Newton-Raphson* modificado, [18] que se descreve sucintamente à frente. Aplicando à equação (3.58) o mesmo processo de integração no tempo descrito na secção precedente, obtém-se novamente:

$$\underset{\sim}{\hat{K}}_{n+\alpha}\ \underset{\sim}{T}_{n+\alpha}=\underset{\sim}{\hat{F}}_{n+\alpha} \qquad 0<\alpha\leq 1, \qquad n\in[0,1,2,\ldots,N-1] \tag{3.104}$$

em que as matrizes $\underset{\sim}{\hat{K}}$ e $\underset{\sim}{C}$ e o vector $\underset{\sim}{F}$ necessários à construção de $\underset{\sim}{\hat{K}}_{n+\alpha}$ e de $\underset{\sim}{\hat{F}}_{n+\alpha}$ expressos pelas equações (3.53) e (3.54), variam ao longo do intervalo de tempo Δt em função da temperatura e do tempo, pelo que devem ser calculados no instante $t_{n+\alpha}$,

Tem-se:

$$\begin{aligned}
\underset{\sim}{K}_{n+\alpha} &= \underset{\sim}{K}\left(\underset{\sim}{T}_{n+\alpha},t_{n+\alpha}\right)\\
\underset{\sim}{C}_{n+\alpha} &= \underset{\sim}{C}\left(\underset{\sim}{T}_{n+\alpha},t_{n+\alpha}\right)\\
\underset{\sim}{F}_{n+\alpha} &= \underset{\sim}{F}\left(\underset{\sim}{T}_{n+\alpha},t_{n+\alpha}\right)
\end{aligned} \tag{3.105}$$

Dada a não linearidade, a equação (3.104) não é sempre satisfeita, sendo necessário implementar um processo iterativo para obter a convergência e que se passa sucintamente a descrever.

Se não for satisfeita a equação (3.104), para a iteração *i* há necessidade de determinar o resíduo (forças térmicas residuais) dado por:

$$\underset{\sim}{\Psi}^{i}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{\hat{F}}^{i}_{n+\alpha} - \hat{K}^{i}_{n+\alpha}\ \underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha} \neq 0 \tag{3.106}$$

em que $\underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha}$, pode ser calculada por:

$$\Delta \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha} = \left[\hat{K}^{i}_{n+\alpha}\right]^{-1} \underset{\sim}{\Psi}^{i}_{n+\alpha} \tag{3.107}$$

e,

$$\underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha} = \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha} + \Delta \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha} \tag{3.108}$$

O processo iterativo continua, resolvendo-se o sistema (3.107) para $\Delta \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha}$ em cada novo passo do processo iterativo, até que a solução convirja, sendo a matriz $\hat{K}^{i}_{n+\alpha}$ em (3.108) actualizada em cada iteração. É, no entanto, possível implementar variantes do método de Newton-Raphson em que aquela matriz é apenas actualizada em iterações predefinidas, numa tentativa de reduzir os tempos de computação ou, eventualmente, de melhorar a solução obtida, [13].

O critério de convergência adoptado foi o seguinte:

$$\frac{\left\| \Delta \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha} \right\|}{\left\| \underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha} \right\|} < TOL \tag{3.109}$$

em que,

TOL é a tolerância exigida.

$\|\cdot\|$ é a norma euclidiana.

$\Delta \underset{\sim}{T}^{i}_{n+\alpha}$ é a alteração ao campo de temperaturas na iteração *i*.

$\underset{\sim}{T}^{i+1}_{n+\alpha}$ é a temperatura actual.

3.3 - Avaliação da resistência ao fogo de elementos estruturais de betão segundo os Eurocódigos

3.3.1 - Introdução

Quando se exige às estruturas determinada resistência mecânica sob condições de incêndio, estas deverão ser projectadas e construídas de tal forma que mantenham a sua função de estabilidade durante uma exposição a um incêndio relevante designando-se essa exigência de *critério de estabilidade ao fogo*.

Segundo o Eurocodigo 2, Parte 1.2, [1] uma estrutura de betão pode ser avaliada quanto à sua resistência ao fogo por intermédio dos seguintes métodos de verificação:

- Análise global da estrutura;
- Análise de partes da estrutura;
- Análise de elementos individuais;
- Ensaios de resistência ao fogo.

e com os procedimentos de projecto indicados:

- Definição dos detalhes estruturais atendendo a soluções de projecto baseadas em *valores tabelados*;
- *Métodos simplificados de cálculo* para elementos tipo específicos;
- *Métodos avançados de cálculo* para simulação do comportamento estrutural dos elementos, sub-estruturas ou estruturas completas.

tendo, pela ordem dada, complexidade crescente. Por exemplo, enquanto os valores tabelados baseiam-se na curva *standard* de incêndio, os métodos simplificados e avançados de cálculo podem ser usados para estas e para as curvas paramétricas de incêndio.

A EN 1991-1-2, [7] regulamenta os modelos de cálculo para a determinação da temperatura e os efeitos de acções. O cenário de incêndio é tratado como uma “acção excepcional” e não necessita ser combinada com outra qualquer acção excepcional. Para projecto sob acção do incêndio, várias curvas tempo-temperatura para determinação da temperatura do gás envolvente da estrutura são fornecidas.

A EN 1992-1-2, [1] fornece a metodologia de cálculo de estruturas de betão armado sujeitas a incêndio. Fornece os valores de cálculo para as propriedades materiais e os factores de combinação para as acções e para os vários métodos de cálculo estrutural propostos como abordagem passiva da segurança contra incêndio.

Para a determinação de uma suficiente resistência ao fogo a EN 1992-1-2, [1] fornece três alternativas de métodos de análise:

Método dos Valores Tabelados

Dependente da resistência ao fogo pretendida, os dados tabelados fornece valores mínimos das dimensões das secções e das distâncias aos eixos das armaduras longitudinais das faces sujeitas a incêndio. Há nuances, para cada tipo de membro, como por exemplo distinção entre vigas simplesmente apoiadas e contínuas.

Para estruturas estaticamente determinadas a distância ao eixo das armaduras é determinada para que, para uma determinado tempo de resistência ao fogo, a temperatura crítica nas armaduras seja de 500ºC. Atingindo-se esta temperatura crítica, o aço atinge a tensão de cedência se as acções em condição de incêndio atingem 70% do valor à temperatura ambiente. Se a acção aplicada numa situação de incêndio for menor, o valor tabelado daquela distância poderá ser reduzido.

Métodos Simplificados de Cálculo

A EN 1992-1-2, [1] fornece vários métodos simplificados de cálculo para avaliar a resistência de elementos estruturais de betão armado em qualquer instante e para qualquer tipo de incêndio. Estes métodos são baseados na redução da secção, remanescendo as partes frias do elemento. Contudo, os perfis de temperatura na secção e dados relativos às alterações das propriedades materiais com a temperatura são igualmente necessários.

O projecto de elementos estruturais individuais de betão armado é normalmente realizado no domínio da resistência. Terá que ser demonstrado que a resistência de projecto em condição de incêndio é maior que a acção de projecto para um determinada duração do incêndio. Para a determinação da resistência de projecto, a redução da resistência do betão e do aço tem que ser determinada. A EN 1992-1-2, [1] fornece dois métodos para determinar a resistência de um elemento estrutural utilizando a secção reduzida:

- **O Método da isotérmica dos 500ºC** corresponde a uma redução geral da dimensão da secção correspondente à zona afectada pelo incêndio nas superfícies expostas. A espessura da zona afectada corresponde à média da profundidade da isotérmica dos 500ºC na zona em compressão da secção. O betão com temperaturas superiores a 500ºC é assumido como não contribuinte para a capacidade de carga do elemento, enquanto a restante secção mantém os valores iniciais de resistência e módulo de elasticidade. Considerando a redução da resistência das armaduras, a capacidade de carga última pode ser determinada com métodos convencionais de cálculo, tal como o especificado na EN 1992-1-2, [1] ou ACI 216R-81, [24].

- **O Método de Zona** divide a secção em várias zonas, de espessura equivalente, em número mínimo de três e avalia a redução da resistência em cada zona. É calculada depois uma espessura degradada do elemento que se despreza, sendo esta dependente do tipo de elemento e das condições de exposição ao incêndio. Para a

curva de incêndio padrão, a EN 1992-1-2, [1] fornece inúmeros diagramas que permitem uma determinação rápida da secção reduzida. Este método é mais preciso, embora mais laborioso comparado com o Método da isotérmica dos 500ºC.

O Método BKR é um método baseado na rigidez específica, preconizado no regulamento Sueco, Rigberth, [25] e que será referenciado no Capítulo 8, relativo aos pilares.

Para a determinação dos perfis de temperatura necessários, recorre-se às isotérmicas publicadas para inúmeras secções e para incêndios padrão: EN 1992-1-2, [1] ou ACI 216R-81, [24]. Para outros tipos de incêndio, os perfis de temperatura deverão ser determinados utilizando modelos numéricos específicos, como por exemplo o SAFIR, o ANSYS, SUPER-TEMPCALC, etc.

Métodos Avançados de Cálculo

Métodos avançados de cálculo podem ser usados para a simulação do comportamento estrutural ao fogo de elementos estruturais simples, partes de estrutura ou a estrutura completa. Estes métodos fornecem análises aproximadamente realistas do comportamento expectável das estruturas expostas ao fogo porque são baseados em comportamentos físicos fundamentais.

A análise térmica é baseada nos princípios do conhecimento e assunções da teoria de transferência de calor e inclui a variação das propriedades materiais como função da temperatura. A análise mecânica é baseada nos princípios do conhecimento e assunções da teoria mecânica das estruturas, tendo em conta as variações das propriedades mecânicas com a temperatura (variações não lineares mecânicas). Efeitos não lineares geométricos e efeitos térmicos induzidos em termos de tensões e extensões são igualmente considerados, assim como extensões devido ao calor, acções mecânicas, fluência e fluência transiente. O próprio regulamento fornece detalhes das propriedades térmicas e mecânicas do betão e aço quando sujeito a altas temperaturas.

Muitos programas de cálculo automático têm sido desenvolvidos para a análise de estruturas de betão e aço sujeitas a incêndio, a maioria dos quais baseados no Método dos Elementos Finitos não sendo contudo de fácil utilização como ferramentas de projecto mas tipicamente utilizados com propósitos de investigação. Duma forma restrita referem-se apenas alguns nos quais se inclui o utilizado pelo autor.

Terro, [26] desenvolveu dois programas de análise tridimensional de estruturas de betão sujeitas a incêndio: TEMP e STRUCT. O programa TEMP é utilizado para a análise térmica e a distribuição da temperatura é posteriormente fornecida ao programa STRUCT que fará a análise estrutural. STRUCT foi desenvolvido como uma peça dentro de um pacote de elementos finitos designado LUSAS (London University Stress Analysis System).

Na Universidade de Sheffield foi desenvolvido o programa VULCAN com o objectivo de ter capacidade de modelar tridimensionalmente o comportamento de estruturas mistas aço-betão, aço ou betão quando sujeitas a incêndio Huang *et al*, [27]. O programa foi sendo aferido com inúmeros resultados experimentais obtidos através da análise em escala real em Cardington.

O programa SAFIR, [28] foi desenvolvido na Universidade de Liège, Bélgica. É um programa de elementos finitos com modelação não-linear baseado num anterior, o CEFICOSS. O modelo tendo uma estrutura comum, realiza separadamente a análise térmica da estrutura. É possível modelar elementos 2D e 3D em aço, betão e mistos aço-betão. SAFIR será utilizado neste trabalho e será posteriormente descrito com mais detalhe.

O modelo CONFIRE foi desenvolvido por Holmberg e Anderberg, na sua empresa "Fire Safety Design" e aprovado pelo Departamento de Engenharia de Fogo e Segurança do Instituto Tecnológico da Universidade de Lund, Suécia. Sendo um método avançado de cálculo, é baseado numa formulação de elementos finitos utilizando uma formulação não linear geométrica.

Outros programas foram desenvolvidos por Zha, [29]. Programas comerciais generalistas de elementos finitos, tais como o ABAQUS, têm sido utilizados entre outros por Sanad *et al*, [30] Lamont *et al,* [31] e Gillie, [32] para modelar estruturas sujeitas a incêndio. Contudo, vários autores reportaram graves problemas de convergência, [31], [32] devido às características não lineares das propriedades materiais e da não linearidade geométrica das estruturas expostas a incêndio.

A "Fire Safety Design, AB", na Suécia, desenvolveu através de Anderberg, [33] um pacote de software designado "TCD-Tempcalc-Design" que permite uma abordagem na análise de estruturas sujeitas ao fogo pelos métodos avançados de cálculo. O TCD é um conjunto de programas baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural, tendo sido validado desde 1985 através de inúmeros ensaios. Este pacote ilustrado na Figura 3.12 contém o módulo de cálculo térmico designado de Super-tempcalc que se integra com o módulo estrutural Fire Design. O módulo Fire Design permite analisar, através de uma base de dados com as características mecânicas dos materiais, variáveis com a temperatura, a capacidade de carga de elementos estruturais sujeitos a incêndio através dos programas: CBEAM, SBEAM e COMPRESS, respectivamente para vigas e lajes em betão, vigas em aço e pilares compostos.

O Super-tempcalc é um programa baseado no método dos elementos finitos com geração automática da malha de elementos bidimensionais e permite a análise da temperatura de estruturas sujeitas a incêndio (não-linear, transiente e de materiais cujas propriedades térmicas variam com a temperatura). Utiliza elementos triangulares e quadrangulares em coordenadas rectangulares ou cilíndricas. A modelação da transferência de calor ao longo do tempo admite, nas suas fronteiras, convecção e

radiação, assim como a existência de vazios e vários materiais na composição da secção das estruturas analisadas. Existe ainda o GCA-Global Collapse Analysis que é um programa também integrado no Super-tempcalc e que permite uma análise do comportamento estrutural global de uma estrutura (de aço e mais especificamente plataformas offshore) quando uma parte está sujeita a incêndio. Este programa permite uma análise progressiva do colapso baseada na teoria da plasticidadde e na capacidade de prever a formação de rótulas plásticas que encaminham a estrutura para o colapso local ou global.

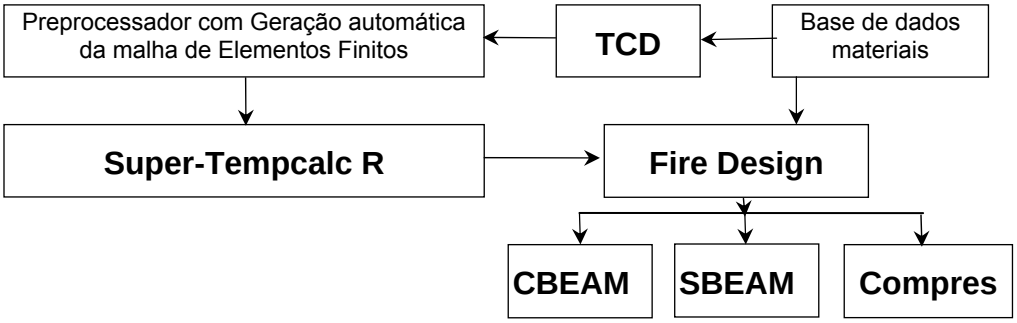


Fig. 3.12 – Organização do pacote de software TCD.

3.3.2 - Métodos de cálculo

3.3.2.1 - Método dos valores tabelados

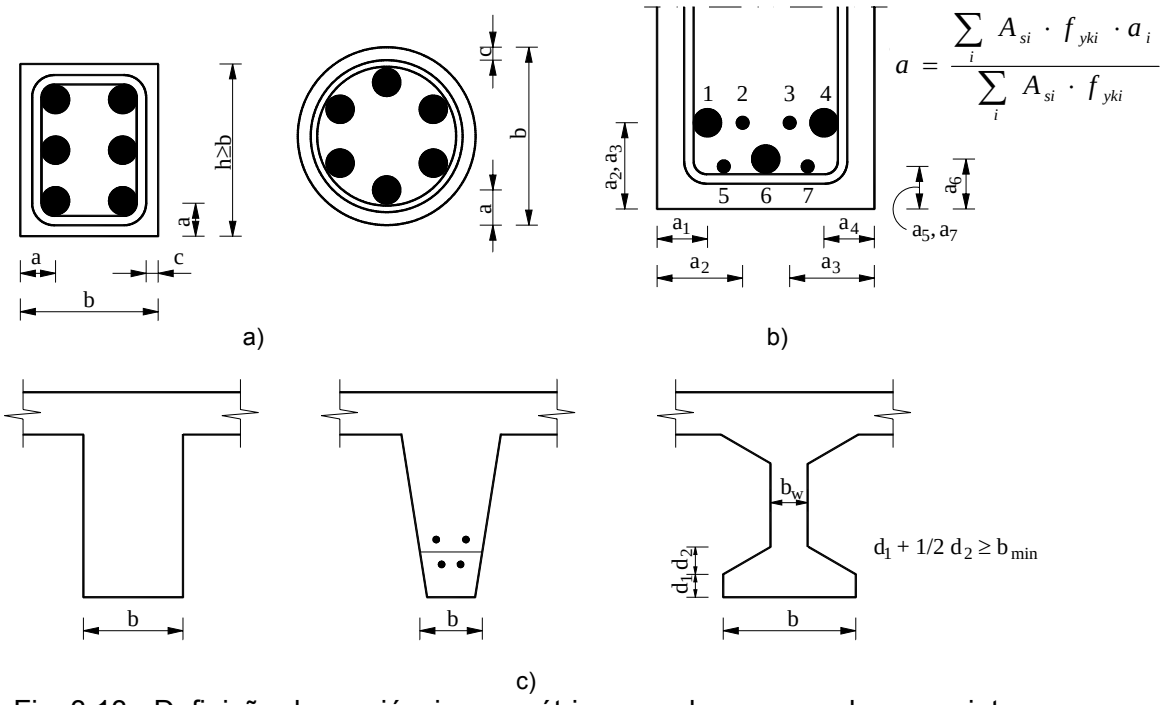
3.3.2.1.1 - Considerações iniciais

O método dos valores tabelados consiste em verificar simplesmente as dimensões das secções e as distâncias dos eixos dos varões à face do elemento nessa secção para uma análise do elemento estrutural isolado. Os valores tabelados são usados conservativamente apenas para a exposição ao incêndio padrão ISO 834, [2] e foram confirmados numa base empírica sustentada em análises experimentais e avaliações teóricas. Os valores tabelados são de leitura imediata no caso de elementos com armaduras ordinárias e para a percentagem mínima correspondente à segurança requerida à temperatura ambiente (considerando contudo a situação em que a temperatura crítica do aço é de 500ºC). As dimensões *a*, *b* e *c,* definidas na Figura 3.13, estão expressas em centímetros e aplicam-se a elementos de betão de densidade normal (peso específico entre 2000 e 2600kg/m^3) com inertes siliciosos. O Eurocódigo permite a redução de 10% do valor de *a* das tabelas para o betão com inertes calcários ou betões leves.

Os símbolos usados nos quadros (Anexo 1) aos quais correspondem os valores mínimos a observar referem-se às distâncias apresentadas na Figura 3.13, nomeadamente: *a* - distância

da face exterior do elemento ao eixo das armaduras; *b* - menor dimensão da secção transversal ou dimensão de referência da viga; *h* - altura da viga; *c* - recobrimento nominal da armadura.

Em situações em que os diâmetros, o número de camadas de varões, a classe dos aços, variem, deve-se calcular a distância "*a*" pela expressão indicada na Figura 3.13. Os Valores Tabelados são baseados num nível de carregamento de referência, $\eta_{fi} = 0,7$, exceptuando-se casos particulares relacionados com cada um dos tipos de elementos.



$$a = \frac{\sum_i A_{si} \cdot f_{yki} \cdot a_i}{\sum_i A_{si} \cdot f_{yki}}$$

Fig. 3.13 - Definição das variáveis geométricas usadas nos quadros seguintes.

Utilizando o Método dos Valores Tabelados não é necessário fazer qualquer verificação relativamente ao esforço transverso ou torção e pormenores de amarração das armaduras. Deverá considerar-se armadura superfície quando o valor de *a* for superior a 70mm. A função de compartimentação (estanquidade às chamas e gases quentes e isolamento térmico) necessária às paredes e lajes é garantida pela utilização dos Valores Tabelados respectivos.

Chama-se ainda a atenção para que, em qualquer caso, o parâmetro *a* deverá também satisfazer as exigências relativas ao recobrimento das armaduras que constam do Eurocódigo 2 – Parte 1-1, [34].

Nas zonas dos elementos sujeitos à tracção quando lajes e vigas simplesmente apoiadas estão sujeitas a flexão simples e para temperaturas dos varões de aço diferentes da temperatura crítica de 500ºC, o valor de *a* poderá ser alterado segundo o seguinte procedimento:

a) Avaliação da tensão no aço $\sigma_{s,fi}$ para o valor da combinação de acções de acidente para a situação de incêndio, $E_{d,fi}$, é calculada através da seguinte expressão:

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \qquad (3.110)$$

em que,

γ_s - Factor parcial de segurança para o aço (1,15 – EN 1992-1-1, [34])

$A_{s,req}$ - Área de aço requerida para o estado limite último de acordo com EN 1992-1-1, [34].

$A_{s,prov}$ - Área de aço utilizada;

$E_{d,fi}$ - Pode ser calculada através da combinação de acções de acidente para a situação de incêndio (3.1) ou através de fórmulas simplificadas (3.2).

E_d - Pode ser avaliada pela expressão (3.2).

b) Avaliação da temperatura crítica do aço θ_{cr} correspondente ao factor de redução $K_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi} / f_{yk}$ utilizando a Curva 1 da Figura 5.1 do EN 1992-1-2, [1] para o aço corrente ou as outras curvas para o aço de pré-esforço;

c) O ajuste do valor de "*a*" das tabelas para a nova temperatura crítica θ_{cr} é feito através da equação:

$$\Delta a = 0{,}1(500-\theta_{cr}) \quad [mm] \quad 350ºC<\theta_{cr}<700ºC \qquad (3.111)$$

A dimensão *b* pode, noutros casos, ser objecto de correcção para elementos sujeitos à tracção ou vigas em que θ_{cr} seja inferior a 400ºC. A dimensão *b* deve, neste caso, ser incrementada da seguinte forma:

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0{,}8(400-\theta_{cr}) \quad [mm] \qquad (3.112)$$

Consideram-se os seguintes valores de temperatura crítica para os elementos pré-esforçados:

400ºC para elementos varão de pré-esforço;

350ºC para cordão ou fio de pré-esforço;

Se não for exigida uma verificação especial como a já referida para os elementos pré-esforçados sujeitos a tracção, as vigas e lajes pré-esforçadas deverão ver a distância *a* incrementada do seguinte valor:

10 mm - para varões pré-esforçados correspondendo a θ_{cr} = 400ºC;

15 mm - para cordões ou fio de pré-esforço correspondendo a θ_{cr} = 350ºC.

A mínima distância para cada armadura deverá ser pelo menos a especificada para a resistência R30 desse elemento considerando apenas um nível de armadura ou metade do valor médio considerado para vários níveis de armadura.

São apresentados no Anexo 1 as Tabelas para cada elemento estrutural correspondentes a este método. Curiosamente a última versão do Eurocódigo 2, Parte 1.2, [1] deixou de especificar os tirantes de forma particular sendo então necessário utilizar o quadro correspondente a vigas simplesmente apoiadas cumprindo os seguintes pressupostos:

- Quando o excessivo alongamento do tirante afecta a capacidade de carga da estrutura será necessário reduzir a temperatura crítica do aço aos 400ºC, sendo necessário acrescentar a correcção Δa fornecida na expressão (3.111).

- A EN 1992-1-2, [1], indica ainda a necessidade da secção dos tirantes não ser inferior a $2b_{min}^2$ em que $b_{mín}$ é o valor dado para as vigas simplesmente apoiadas no Quadro A1.4.

3.3.2.1.2 - Pilares

3.3.2.1.2.1 - Introdução

O comportamento dos pilares de betão armado face à acção do fogo é influenciado de modo muito significativo pelas condições de exposição, pela sensibilidade aos fenómenos de encurvadura e pela ocorrência de potenciais movimentos transversais das extremidades dos pilares devido à dilatação das vigas a que se encontram ligados. O problema é, para o caso dos pilares, muito complexo só sendo possível estabelecer regras simples para um determinado campo de aplicação. São fornecidos dois Métodos A e B e apenas para pilares inseridos em estruturas de nós fixos.

O Método A fornece as menores dimensões do pilar, b_{min} e da distância a ao eixo das armaduras em função da exposição do pilar ao incêndio e do factor de redução de carregamento, μ_{fi} . O Método B faz depender aqueles valores da relação mecânica da armadura e do nível de carregamento, n.

O Anexo C da EN 1992-1-2 [1], apresenta um conjunto de 9 Quadros, que permitem avaliar a resistência ao fogo de pilares sujeitos a incêndio ISO 834, para dimensões da secção até 600mm e esbeltezas até 80. Os Quadros são no entanto baseados no método indicado no Anexo B daquele mesmo documento. O método de avaliação das secções de betão armado expostas a esforço de flexão e axial é baseado no método de estimativa da curvatura. Este método aplica-se a pilares cujo comportamento estrutural é bastante influenciado pelos efeitos de segunda ordem em situação de incêndio. São definidas classes de resistência ao fogo através do fornecimento de valores mínimos das dimensões da secção do pilar e da distância do centro dos varões à face exterior, função: da relação mecânica da armadura, do grau de

importância do momento de primeira ordem aplicado traduzido por um valor de excentricidade, pelo nível de carregamento e pela esbelteza do pilar. Apesar da apresentação daqueles valores mínimos em forma de tabela, estes inserem-se nos resultados obtidos por um método simplificado.

3.3.2.1.2.2 - Método A do Eurocódigo

Este método aplica-se à avaliação da resistência ao fogo de uma secção exposta sobretudo a cargas axiais. A avaliação da resistência ao fogo de pilares de betão, submetidos principalmente a esforços de compressão em estruturas de nós fixos pode ser feita adequadamente com os valores apresentados no Quadro A1.9. Serão no entanto salvaguardadas determinadas condições de aplicação:

- O comprimento efectivo do pilar em condições de incêndio:

$l_{0,fi} \leq 3m$ Em geral $l_{0,fi} \approx l_0$

Se R>30min e estruturas de nós fixos $l_{0,fi} = 0{,}5l$ (Pisos intermédios)

$l_{0,fi} = [0{,}5 \ ; \ 0{,}7]l$ (Último piso)

Em que l é o comprimento do pilar.

- Excentricidade sob incêndio (assume-se igual à temperatura ambiente)·

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \leq e_{máx} \qquad (3.113)$$

em que $e_{máx} \in [0{,}15;0{,}4] \ b \ ou \ h$

- Quantidade de armadura $A_s < 0{,}04A_c$

Contudo, a metodologia que a seguir se apresenta permite obter distintos valores para *a* e $b_{mín}$ para outras situações que não as apresentadas naquele Quadro:

Assim:

$$R = 120 \cdot \left[\left(R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n\right)/120\right]^{1,8} \qquad (3.114)$$

em que,

$$R_{nfi} = 83 \cdot \left[1{,}00 - \mu_{fi} \frac{1+\omega}{(0{,}85/\alpha_{cc}) + \omega}\right] \qquad (3.115)$$

$$R_a = 1{,}60 \cdot (a - 30) \qquad (3.116)$$

$$R_l = 9{,}60 \cdot (5 - l_{0,fi}) \qquad (3.117)$$

$$R_b = 0{,}09 \cdot b' \qquad (3.118)$$

$R_n = 0$ (n=4 – varões nos cantos)

$= 12$ (n>4)

e

$a \in [25;80] mm$ - Distância do eixo das armaduras longitudinais à face

$l_{0,fi} \in [2;6] m$ - Comprimento efectivo do pilar sujeito a incêndio, (=2 se l<2)

$$b' = 2 \cdot A_c / (b + h) \qquad (3.119)$$

- Para secções rectangulares b x h ou circulares de diâmetro b

$b' \in [200 \ ; \ 450] mm$ e $h \leq 1{,}5 \cdot b$

$\alpha_{cc} \in [0{,}8 \ ; \ 1{,}0]$ - Coeficiente de resistência à compressão tendo em conta os efeitos a longo prazo e os efeitos desfavoráveis como a carga é aplicada (Secção 3.1.6 1992-1.1,[34])

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd} \qquad (3.120)$$

- Relação mecânica de armadura à temperatura ambiente

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \qquad (3.121)$$

- Factor de redução em função do nível de carregamento, função da combinação de acções, resistência à compressão e resistência à flexão com efeito de segunda ordem.

e

$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} N_{Ed}$ - Acção axial de projecto em situação de incêndio (3.122)

N_{Rd} - Valor de cálculo do esforço axial resistente à temperatura ambiente. Cálculo segundo EC2-1.2 com γ_M à temperatura ambiente (1992-1.1, [34], Secção 2.4.2.4 - $\gamma_c = 1{,}2 \ \ \gamma_s = 1{,}0$

e

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial à temperatura ambiente para a combinação fundam. de acções 6.10 (Secção 6.4.3.3, EN 1990, [4])

Nota: Pode ser utilizado o factor η_{fi} em vez de μ_{fi} como simplificação desde que η_{fi} assuma que o pilar está completamente carregado à temperatura ambiente.

3.3.2.1.2.3 - Método B do Eurocódigo

Este método aplica-se à avaliação da resistência ao fogo de uma secção exposta a momento flector e carga axial. Tratam-se aqui de pilares em que o seu comportamento estrutural é significativamente influenciado pelos efeitos de segunda ordem em situação de incêndio. Perante o incêndio, a degradação das camadas exteriores da secção do elemento devido às altas temperaturas combinada com o decréscimo do módulo de elasticidade das camadas interiores resultam num decréscimo da rigidez dos pilares. Por isso, determinados efeitos de segunda ordem podem ser significativos em pilares sujeitos a incêndio embora negligenciáveis à temperatura ambiente.

Para estruturas de nós fixos, as acções indirectas do incêndio não precisam de ser consideradas se o decréscimo dos momentos de primeira ordem devido à diminuição da rigidez do pilar também não é considerado. A avaliação da resistência ao fogo de pilares de betão pode igualmente ser avaliada através do Quadro A1.10 do Anexo 1 respeitando determinadas condições:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0{,}7 \cdot \left(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}\right)}$$ - Nível de carregamento à temperatura ambiente (3.123)

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}}$$ (3.124)

$e / b \le 0{,}25$ e $e_{máx} = 100mm$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{0,fi}}{i}$$ (3.125)

- $\lambda_{fi} \le 30$ o que cobre a generalidade dos pilares em edifícios

em que,

$l_{0,fi}$ - Comprimento efectivo do pilar em situação de incêndio

b - Menor dimensão do pilar de secção rectangular ou diâmetro

$M_{0Ed,fi}$ e $N_{0Ed,fi}$ - valores de cálculo do Momento de primeira ordem e carga axial em situação de incêndio

i - Raio de giração.

$N_{0Ed,fi} = 0{,}7 \cdot N_{0Ed}$ - $\eta_{fi} = 0{,}7$ se η_{fi} não for calculado explicitamente

$\lambda_{fi} \approx \lambda$ - Se R>30 $l_{0,fi} = 0{,}5l$ - Pisos intermédios

$l_{0,fi} = \left[0{,}5 \ ; \ 0{,}7\right]l$ - Último Piso

λ_{fi} - Esbelteza em situação de incêndio

λ - Esbelteza à temperatura ambiente

Como uma simplificação segura, o comprimento efectivo do pilar para condições de incêndio pode ser tomado igual a l_o à temperatura ambiente.

Quando As>0,02Ac, é exigida adequada distribuição de armadura na secção

3.3.2.1.3 - Paredes

3.3.2.1.3.1 - Paredes sem funções de suporte de cargas

Tratam-se aqui apenas de paredes maciças de betão destinadas fundamentalmente a funções de compartimentação (critério de isolamento térmico *I* e de estanquidade às chamas *E*) e eventualmente contraventamento, cujas exigências são satisfeitas essencialmente condicionando a sua espessura. Na utilização de inertes calcários os valores fornecidos no Quadro A1.7 poderão ser reduzidos em 10%. Há um controlo adicional no sentido de precaver deformações térmicas excessivas e consequente rotura entre a parede e a laje exigindo que a relação entre a altura livre da parede e a sua espessura não exceda o valor de *40*.

3.3.2.1.3.2 - Paredes com funções estruturais

As paredes com funções estruturais devem assegurar a condição de resistência ao fogo REI que está dependente da espessura da parede, da distância do eixo das armaduras ao exterior e do nível do carregamento. Em geral, a exigência duma espessura mínima para a parede tem por objectivo evitar a ocorrência de Spalling no betão. Os aspectos referidos no parágrafo

3.3.2.1.3.1 relativo às paredes sem função de suporte de carga, têm igualmente que ser verificados. Aparece pela primeira vez especificações para as paredes que tenham que respeitar o critério de resistência ao impacto (Critério *M* - EN 1363 parte 2, [35]) em que o valor de a deverá ser pelo menos de 25mm e as espessuras mínimas das paredes serão de:

200mm - Paredes não armadas;

120mm - Paredes armadas não resistentes;

140mm - Paredes resistentes.

3.3.2.1.4 - Vigas

3.3.2.1.4.1 - Considerações gerais

As tabelas que se apresentam nesta secção referem-se a vigas expostas ao fogo por três faces, admitindo-se que a face superior está protegida pelo pavimento. As Tabelas podem também aplicar-se a vigas expostas ao fogo em todas as faces, desde que se verifiquem determinadas condições.

Para vigas em "*T*" com alma de espessura variável (Figura 3.13c) e em "*I*", o valor mínimo de *b*, medido ao nível duma linha que passa pelo centro de gravidade da secção das armaduras ou uma linha que passa a uma cota d_{ef} calculada pela expressão (3.20), respectivamente:

Em todos os casos há que respeitar a relação:

$$d_{ef} = d_1 + 0{,}5 d_2 \geq b_{mín} \tag{3.126}$$

sendo $b_{mín}$ o valor mínimo de *b* indicado nas tabelas;

Quando $b > 1{,}4 b_w$ e $b \cdot d_{ef} < 2 b_{\min}^2$ o valor de *a* indicado nas tabelas deve ser substituído por:

$$a_{ef} = a\left(1{,}85 - \sqrt{\frac{b_w}{b}} \cdot \frac{d_{ef}}{b_{mín}}\right) \geq a \tag{3.127}$$

em que:

d_{ef} - é dado pela expressão(3.126).

$b_{\min}$ - é a menor largura mínima da viga fornecida pelas tabelas.

3.3.2.1.4.2 - Vigas simplesmente apoiadas

A resistência ao fogo adequada para as vigas de betão armado ou pré-esforçado pode ser atingida se forem cumpridos os valores do Quadro A1.4 para vigas simplesmente apoiadas no que diz respeito à largura mínima da viga, b_{min}, e à distância do eixo da armadura ao exterior, *a*. Para vigas em "*I*" deve ainda verificar-se uma espessura mínima b_w para a alma.

3.3.2.1.4.3 - Vigas contínuas

A resistência ao fogo adequada para as vigas de betão armado ou pré-esforçado pode ser atingida se forem cumpridos os valores do Quadro A1.5, para vigas contínuas, no que diz respeito à largura mínima da viga, b_{min}, e a distância do eixo da armadura ao exterior, a. Pela análise dos Quadros A1.4 e A1.5, constata-se a necessidade de uma menor distância dos varões à face exterior dos elementos devido à continuidade do elemento.

Os valores fornecidos naquele Quadro são válidos se a redistribuição do momento flector à temperatura ambiente não ultrapassar os 15%. Caso contrário, as vigas serão tratadas como simplesmente apoiadas.

A área da armadura superior sobre cada suporte intermédio para classes de resistência ao fogo R90 ou superior, para distâncias até $0,3\ l_{ef}$ (Figura 3.14) não poderá ser menor que o valor dado pela expressão:

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot \left(1 - 2{,}5 \frac{x}{l_{ef}} \right) \tag{3.128}$$

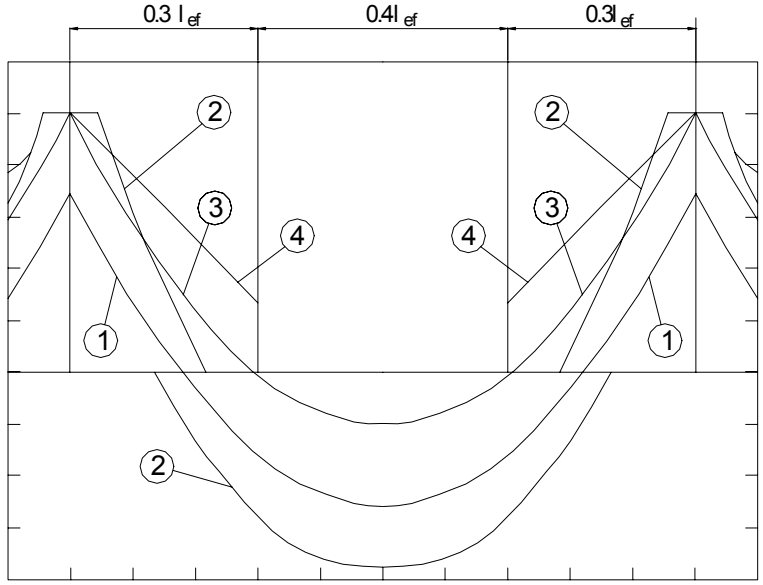
em que:

x - É a distância da secção considerada até ao eixo do suporte ($x \leq 0{,}3\ l_{eff}$);

$A_{s,req}(0)$ - Área da armadura superior requerida sobre o suporte de acordo com EN 1992-1-1, [34].

$A_{s,req}(x)$ - Área da armadura superior requerida na secção considerada (à distância x) mas nunca inferior a $A_s(x)$ exigida pela prEN 1992-1-1, [34].

l_{ef} - É o vão efectivo definido em prEN 1992-1-1, [34] ou o maior dos vãos adjacentes.



(1) Diagrama de momentos flectores para a combinação de acção com incêndio e t=0;

(2) Envolvente dos momentos flectores actuantes a serem suportados pelas armaduras de acordo com prEN 1992-1-1,[34].

(3) Diagrama de momentos flectores nas condições de incêndio;

(4) Envolvente dos momentos flectores resistentes de acordo com a equação (3.23).

Fig. 3.14 - Envolvente dos momentos flectores resistentes em situação de incêndio.

Nas vigas em "*I*", a largura mínima da alma, numa extensão igual a duas vezes a altura da viga, contada para um e outro lados dos apoios intermédios, não deve ser menor do que a correspondente ao valor mínimo de b_{min} indicado na coluna sombreada do Quadro A1.5.

Para condições especiais de apoios intermédios com esforços transversos e momentos flectores negativos muito elevados é muito importante aumentar a espessura da viga e da alma de acordo com o Quadro A1.6 e atender às seguintes regras para resistências entre R120 e R240:

- Liberdade de rotação nos apoios;
- $V_{Ed}>2/3V_{Rd,máx}$ no apoio intermédio,

em que,

- $V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do Esforço transverso máximo calculado de acordo com a secção 6 da prEN 1992-1-1, [34];
- V_{Ed} – Valor de cálculo do Esforço transverso aplicado à temperatura ambiente.

3.3.2.1.4.4 - Vigas expostas nas quatro faces

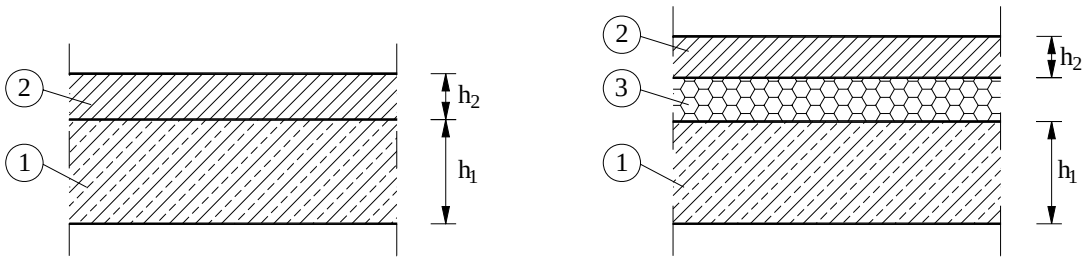
No caso de vigas com todas as faces expostas ao fogo, podem aplicar-se as regras e tabelas anteriormente apresentadas desde que sejam observadas as seguintes disposições:

- Altura da viga não deve ser inferior ao valor de b_{min} correspondente à classe de resistência ao fogo em causa;
- A área da secção transversal da viga não deve ser inferior a $A_c>2\ b^2_{min}$ e b_{min} é fornecido em qualquer dos quadros em anexo;

3.3.2.1.5 - Lajes

3.3.2.1.5.1 - Disposições gerais

A resistência ao fogo das lajes de betão armado e pré-esforçado pode ser adequada se se tomarem os valores tabelados no Quadro A1.1 em conjunto com as regras especificadas em seguida. A mínima espessura h_s especificada nos Quadros garante a função de compartimentação (Critérios E e I) podendo esta função ser aumentada com o revestimento do pavimento, como referido na Figura 3.15. Se apenas a função de capacidade resistente R é requerida, a espessura h_1 calculada pela prEN 1992-1-1, [34] será considerada.



1 - laje de betão
2 - revestimento de pavimento
3 - isolamento acústico (possivelmente combustível)

Fig. 3.15 – Definição das variáveis geométricas h_1, h_2 e h_s ($h_s = h_1 + h_2$) para lajes de betão com revestimento de pavimento.

3.3.2.1.5.2 - Lajes simplesmente apoiadas

O Quadro A1.1 fornece valores de *a* (essencialmente associados às funções de suporte) e de *h* (associadas quer às funções de suporte e de compartimentação) para lajes simplesmente apoiadas para resistências ao fogo entre 30 e 240 minutos.

3.3.2.1.5.3 - Lajes contínuas

O Quadro A1.2 aplica-se igualmente às lajes contínuas considerando-se o valor de h_s da segunda coluna e o valor de *a*, correspondente à coluna com $l_y / l_x \leq 1{,}5$ para lajes armadas numa ou nas duas direcções.

Exigem-se algumas regras adicionais que se enunciam:

a) Se a redistribuição dos momentos negativos é superior a 15% ou as regras que a seguir se enunciam não cumprem, o Quadro A1.2 aplica-se igualmente;

b) Se para lajes contínuas a redistribuição dos momentos negativos é inferior a 15%, as regras aplicáveis para vigas contínuas nomeadamente, $A_{s,req}$ (x), (Secção 3.3.2.1.4.3); e ainda a exigência de armadura mínima de $A_s \geq 0{,}005 A_c$ nos apoios para absorver momentos negativos caso se verifiquem as seguintes condições:

    a) Aço de ductilidade normal;
    b) Em lajes contínuas de dois vãos, se os extremos tiverem livre rotação;
    c) Não haver possibilidade de redistribuir os efeitos do esforço transverso na direcção do vão (por exemplo, por não haver paredes de suporte nessa direcção).

3.3.2.1.5.4 - Lajes fungiformes

A classe de resistência ao fogo das lajes fungiformes vem definida no Quadro A1.2 no Anexo 1. Estas classes dependem da espessura h_s da laje e da distância do eixo das armaduras ao exterior.

Para resistências maiores ou iguais a REI 90, pelo menos 20% da armadura superior em cada direcção entre apoios intermédios exigível pela prEN 1992-1-1, [34] deverá manter-se na totalidade do vão, sendo amarrada no pilar.

3.3.2.1.5.5 - Lajes nervuradas

O Quadro A1.3 apresentado no Anexo 1 e referente à EN 1992-1-2, [1] apresenta os parâmetros geométricos de verificação da resistência ao fogo das lajes nervuradas, armadas ou pré-esforçadas numa direcção. As classes de resistência ao fogo são dependentes da largura da nervura b_{min}, da distância do eixo das armaduras à face exterior da nervura, da altura h_s da lajeta de compressão e da distância do eixo das armaduras de compressão à face exterior.

O Quadro A1.3a) e b) aplica-se também a lajes armadas e pré-esforçadas em duas direcções em que pelo menos um dos lados está restringido.

Os Quadros aplicam-se para lajes com carregamento predominantemente uniforme distribuído.

Em lajes contínuas, a armadura superior deverá ser colocada na metade superior da secção.

3.3.2.2 - Métodos simplificados de cálculo

3.3.2.2.1 - Introdução

Os métodos simplificados de cálculo ao nível da secção podem ser utilizados para determinar a capacidade de carga dos elementos aquecidos comparando com os esforços obtidos a partir das combinações de acções correspondentes à situação de incêndio (Parágrafo 3.2.1).

A EN 1992-1-2, [1] tem cinco Anexos que apresentam a metodologia do cálculo simplificado ou complementam a informação necessária para o efectivar:

i) Anexo A – Fornece os perfis de temperaturas em inúmeras secções tipo de betões com inertes siliciosos (sendo conservativos para os restantes tipos de agregados) sujeitos ao incêndio ISO 834;

ii) Anexo B – Fornece dois métodos simplificados de cálculo, designados de B.1 – Método da isotérmica dos 500ºC e de B.2 – Método de Zona para elementos sujeitos a esforços axiais e momentos flectores. O Método B.2 deverá ser apenas utilizado para a curva de incêndio ISO 834, enquanto o Método B.1 poderá também ser utilizado com curvas de incêndio paramétricas;

iii) Anexo C – Fornece o Método de Zona específico para pilares sujeitos a importantes efeitos de segunda ordem;

iv) Anexo D – Fornece um método simplificado de cálculo para avaliação da capacidade resistente de esforço transverso, torção e amarração. Sendo raras as roturas em situação de incêndio, para qualquer um destes aspectos e por este método ainda não estar suficientemente testado, não se dão informações complementares neste texto;

v) Anexo E – Fornece um método simplificado de cálculo para vigas e lajes quando a acção predominante é uma carga uniformemente distribuída e a análise, à temperatura ambiente, é realizada de forma linear. Não será apresentada esta abordagem por se considerar uma extensão do Método dos Valores Tabelados, sendo apenas justificado para reduzir a distância do eixo das armaduras ao exterior;

No Anexo 2 deste trabalho são apresentados alguns aspectos relativos às características materiais térmicas e mecânicas do aço e do betão quando sujeitos a altas temperaturas, essenciais à aplicação dos métodos simplificados de cálculo.

O método da Isotérmica dos 500ºC baseia-se na hipótese do betão acima dos 500ºC não ser considerado no cálculo da capacidade resistente do elemento, enquanto que para o betão com temperaturas inferiores àquele valor se considera a mesma resistência que à temperatura ambiente. O método de zona considera a redução da secção baseando-se na distribuição da resistência e rigidez, dependente do campo de temperaturas em várias zonas duma parede equivalente ao elemento em análise, seguindo-se um determinado procedimento de cálculo.

Ambos os métodos simplificados de cálculo são aplicáveis a secções de betão armado e pré-esforçados sujeitos a esforços axiais, momentos flectores e qualquer combinação daqueles

As seguintes hipóteses simplificativas são consideradas em ambos os métodos:

- As tensões de corte e torção não são consideradas no cálculo;
- Não é considerado qualquer gradiente de temperatura ao longo do comprimento dos membros estruturais;
- Foram só considerados betões com inertes siliciosos;
- Não foi considerada o fenómeno de “Spalling”;

- Apesar de ser possível incluir os efeitos de segunda ordem em ambos os métodos, apenas se considera tal efeito no Método indicado para a avaliação da capacidade resistente dos pilares.

Assume-se que o betão com a temperatura acima dos 500ºC perde a sua resistência à compressão, admitindo-se contudo que abaixo daquela temperatura a sua resistência é igual à resistência à temperatura ambiente. Raciocínio análogo é feito em relação ao módulo de elasticidade. Naturalmente, na realidade tal facto não é verdade.

São apresentados os princípios e campos de aplicação de ambos os métodos designados de secção reduzida: Método da isotérmica dos 500ºC e Método de Zona para em seguida apresentar o procedimento de cálculo, comum a ambos os métodos e algumas considerações particulares inerentes os métodos.

O Método simplificado de cálculo para pilares de que resultam as tabelas apresentadas no Anexo C do EN 1992-1-2, [1] e cuja metodologia é apresentada no Anexo B do mesmo documento vai ser apresentado no Capítulo 4, quando for apresentado o Método simplificado desenvolvido pelo autor.

A EN 1992-1-2, [1] refere na nota 2 do parágrafo 4.2 relativo aos métodos simplificados de cálculo que o Anexo C daquele documento fornece um método de análise por zonas para avaliação de secção de pilares quando sujeitos a importantes efeitos de segunda ordem. Esse anexo remete por sua vez o procedimento de cálculo que permitiu obter os Valores Tabelados do Anexo C para o Anexo B, todo dedicado ele às metodologias dos Métodos Simplificados (B.1- Método da Isotérmica dos 500ºC e B.2 – Método de Zona, também anteriormente designado de Hertz, na sua parte B.3). Aquela metodologia corresponde em termos práticos a um Método Simplificado de cálculo cujos resultados apresentados no Anexo C são valores Tabelados.

3.3.2.2.2 - Método da Isotérmica dos 500ºC

Este método aplica-se à exposição do incêndio ISO 834 ou qualquer outro regime de aquecimento com campos de temperatura similares.

Este método é válido para valores mínimos de largura da secção dados no Quadro 3.3 para exposição ao incêndio padrão ISO 834 dependente da resistência ao fogo e para exposição a incêndios paramétricos, para um factor de abertura $O \geq 0{,}14 m^{1/2}$ (Anexo A da EN 1991-1-2, [34]).

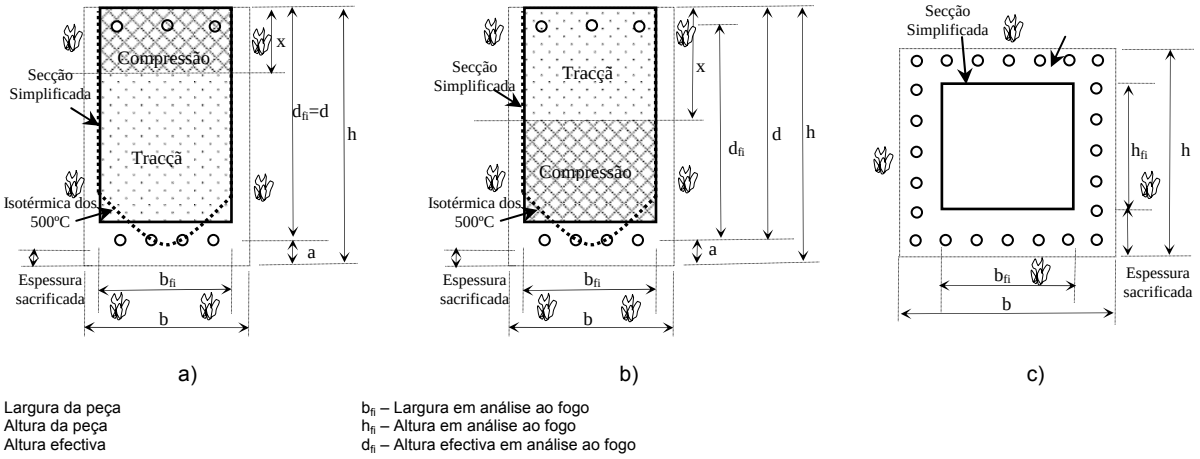
A Figura 3.16 mostra como se considera a simplificação da área correspondente ao limite da isotérmica dos 500ºC em três secções com diferentes exposições ao fogo. Os lados da secção sujeitos a incêndio estão a traço interrompido. O princípio da simplificação é o de que a área interior à isotérmica dos 500ºC e à isotérmica simplificada deverão ser iguais. Caso as armaduras se situem fora da secção reduzida, deverão ser igualmente incluídas no cálculo da

capacidade resistente da secção exposta ao incêndio, com propriedades mecânicas reduzidas em função da sua temperatura.

Quadro 3.3 - Largura mínima da secção em função da resistência ao fogo e da densidade de carga de incêndio, para o incêndio padrão e curvas paramétricas, respectivamente.

Resistência ao fogo	**R60**	**R90**	**R120**	**R180**	**R240**
Largura mínima (mm)	90	120	160	200	280

Carga de incêndio (MJ/m^2)	**200**	**300**	**400**	**600**	**800**
Largura mínima (mm)	100	140	160	200	240



h

Fig. 3.16 - Isotérmica dos 500ºC e secção reduzida. Exposição ao fogo em três lados: a) Zona em tracção exposta; b) Zona em compressão exposta; c) Exposição nos quatro lados.

3.3.2.2.3 - Método de Zona

Este método aplica-se unicamente ao incêndio padrão ISO 834. É um método mais trabalhoso que o método referido anteriormente mas é um método mais rigoroso, principalmente para pilares. Assume-se que as isotérmicas na zona em compressão de uma secção rectangular são paralelas aos bordos da peça. A secção danificada pelo incêndio é representada por uma secção reduzida ignorando-se a zona afectada pelo incêndio de espessura a_z nos bordos da peça. Representam-se na Figura 3.17 as várias possíveis exposições das peças ao incêndio.

Assim, para uma secção rectangular exposta ao incêndio apenas numa face, a largura é assumida como *W*. Quando duas faces opostas estão sujeitas ao incêndio a largura assumida é *2W*.

Para as partes inferiores extremas dos elementos rectangulares expostos ao fogo, em que a largura é inferior à altura, o valor de a_z é assumido como igual ao valor calculado para os lados, (extremo da parede, pilar e viga).

A secção reduzida considera é representada ignorando-se a zona afectada, a_z. A referência é feita para uma parede equivalente exposta ao incêndio em ambos os lados.

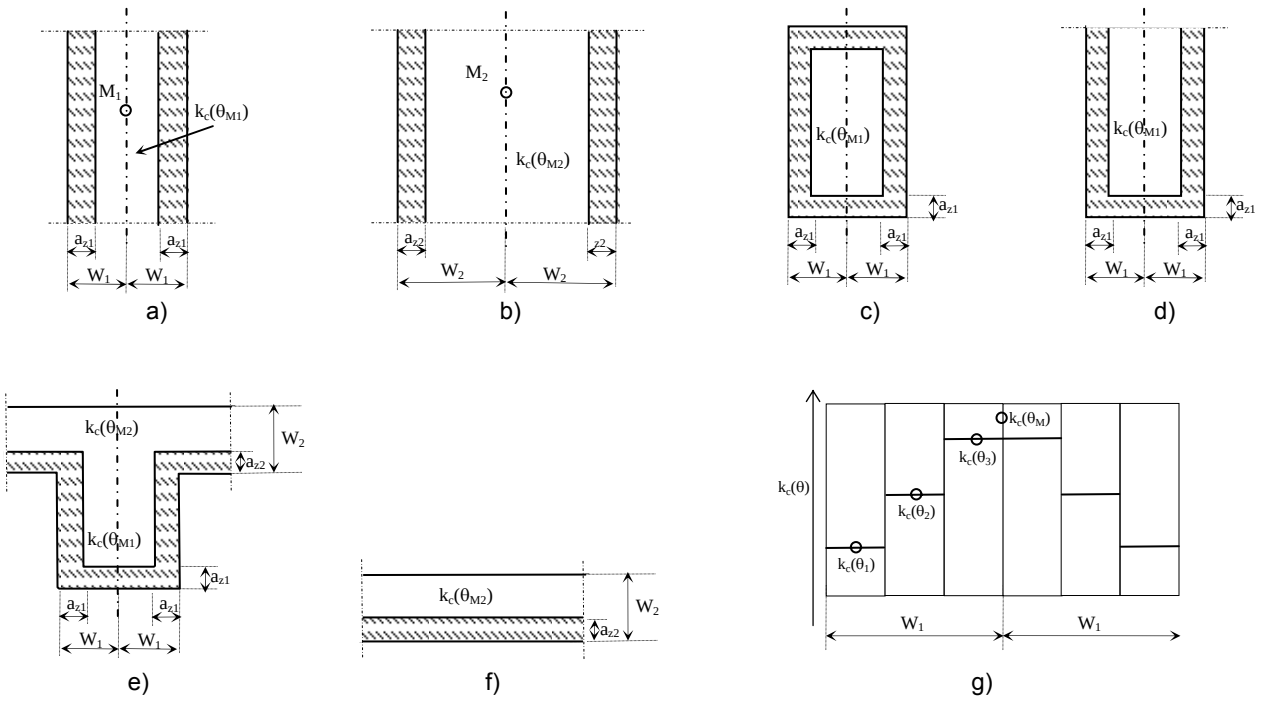


Fig. 3.17 - Definição da variável a_z e W – Redução da resistência e da secção para peças sujeitas a incêndio: a) Parede; b) Parede espessa; c) Pilar; d) Extremo da parede; e) Viga; f) Laje; g) "Parede equivalente", divisão da parede exposta ao incêndio em ambas as faces em zonas para o cálculo de redução da resistência e a_z.

O valor de a_z, é calculado da forma seguinte:

- Metade da espessura da parede é dividida em n zonas paralelas de igual espessura (m) em que $n \geq 3$ (Figura 3.17g).

- A temperatura é calculada para o centro de gravidade de cada zona (Anexo A da EN 1992- 1-2, [1]);

- As reduções correspondentes das resistências à compressão do betão de cada zona, $k_c(\theta i)$, são determinadas (Anexo 1 – Figura A1.6, [1]);

- O ponto M é o centro de gravidade resistente da secção reduzida. O coeficiente de redução médio o qual permite ter em conta a influência da temperatura dentro de cada zona, é calculado através da equação (3.120), em que n é o número de zonas paralelas na largura W, sendo W metade da largura da secção:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0{,}2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} k_c(\theta_i) \qquad n \geq 3 \qquad (3.120)$$

- A largura da zona afectada para as vigas e lajes é calculada com a equação (3.121).

$$a_z = w \cdot \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right) \qquad (3.121)$$

- Para paredes e pilares, em que o efeito de segunda ordem tem que ser considerado usa-se a expressão (3.122) ou através das Figuras B.5b e B.5c do Anexo B da EN 1992- 1-2, [1] .

$$a_z = w \cdot \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right)^{1,3}\right) \qquad (3.122)$$

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade da secção reduzida são assumidos como constantes e iguais aos calculados para o ponto *M*.

3.3.2.2.4 - Procedimento de cálculo da capacidade resistente de uma secção de betão armado exposta ao esforço axial e ao momento flector

O procedimento de cálculo para determinar a capacidade resistente de uma secção de betão armado sujeito a flexão composta e esforço axial em situação de incêndio é comum para ambos os métodos:

1 - Determinação do campo de temperaturas na secção da peça para um determinado instante de tempo e para uma determinada exposição ao fogo;

2 - Redução da secção de betão - Determinação de b_{fi}, h_{fi} e d_{fi};

3 - Determinação da temperatura nas armaduras nas zonas de tracção e/ou compressão;

4 - Redução da resistência da armadura devido à temperatura;

5 - Utilização de um método de cálculo à temperatura ambiente para a realização do cálculo da capacidade resistente da secção (do momento flector e esforço axial últimos) com as propriedades mecânicas reduzidas pelo efeito da temperatura do incêndio;

6 - Comparação daquele valor com o valor do momento actuante devido à acção de projecto.

O passo 5 referido anteriormente será agora explanado suportando-se na análise da Figura 3.18. Apresenta-se na Figura 3.18 os parâmetros geométricos que têm que ser definidos

quando se calcula o momento flector resistente das vigas. A figura mostra também a forma como se processa o cálculo da capacidade de carga de uma secção em situação de incêndio na sua situação mais geral, isto é com armadura de tracção e compressão.

O momento flector resistente da secção reduzida é calculado através da seguinte expressão:

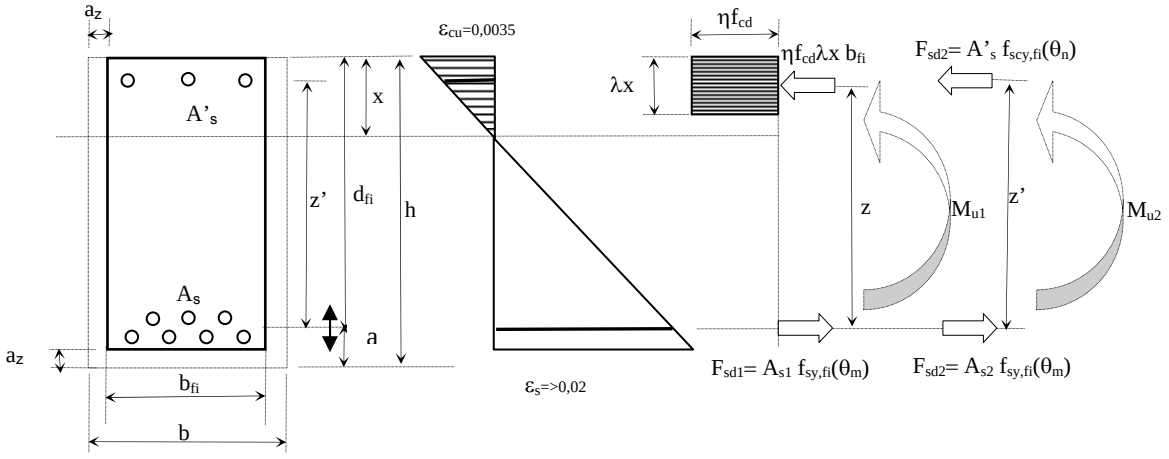
$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \tag{3.123}$$

com:

$$M_{u1} = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m) \cdot d_{fi} \cdot \left(1 - \frac{w_k}{2}\right) \tag{3.124}$$

$$M_{u2} = A_{s2} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m) \cdot z' \tag{3.125}$$

$$w_k = \cdot \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot d_{fi} \cdot f_{cd,fi}(20)} \tag{3.126}$$



x - Profundidade do eixo neutro
b - Largura original da peça
h - Altura original da peça
b_{fi} - Largura efectiva da secção reduzida
h_{fi} - Altura da secção reduzida
d_{fi} - Altura efectiva da secção reduzida
z - braço do momento relativo à zona em compressão de betão e tracção das armaduras
z' - braço do momento relativo às armaduras em tracção e compressão
A_s - $A_s=A_{s1}+A_{s2}$ - Área de armadura em tracção
A_{s1} - Área de armadura em tracção que se encontra em equilíbrio com a zona em compressão do betão
A_{s2} - Área de armadura em tracção que se encontra em equilíbrio com a armadura em compressão
A'_s - Área de armadura em compressão
$f_{cd,fi}(20)$ - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão à temperatura ambiente ($=f_{ck}/\gamma_{c,fi}$)
$f_{sd,fi}(\theta_m)$ - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço em situação de incêndio à temperatura média do nível das armaduras
$f_{sdc,fi}(\theta_m)$ - Valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do aço em situação de incêndio à temperatura média do nível das armaduras
w_k - Percentagem mecânica de armadura da secção reduzida
θ_m - Temperatura das armaduras de compressão ou tracção para um determinado instante. O cálculo é feito à custa da temperatura média dos varões
f_{ck} - Valor característico da resistência da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, determinado em provetes prismáticos
λ, η - Parâmetros que definem a altura efectiva da zona de betão em compressão e a resistência efectiva do betão

$$\lambda = 0{,}8 \quad \eta = 1 \qquad f_{ck} \le 50MPa$$
$$\lambda = 0{,}8 - (f_{ck} - 50)/400 \qquad 50 \le f_{ck} \le 90MPa$$
$$\eta = 1{,}0 - (f_{ck} - 50)/200$$

Nota 1: - O valor das temperaturas para os valores das tensões $f_{sd,fi}(\theta) f_{sdc,fi}(\theta)$ são naturalmente distintos.

Fig. 3.18 - Distribuição de tensões e extensões no estado limite último para uma secção rectangular de betão armado reduzida com armadura de tracção e compressão.

3.3.2.2.5 - Considerações várias relativas ao procedimento de cálculo

3.3.2.2.5.1 - Características materiais

Para além dos parâmetros geométricos, a resistência do betão e do aço têm também que ser definidas. Os valores de cálculo da tensão de cedência efectiva à tracção e compressão do aço das armaduras para uma situação de incêndio são calculados, tal como qualquer outro valor de cálculo das propriedades materiais (resistência e deformação), como se indica:

$$X_{d,fi} = k_\theta X_k / \gamma_{M,fi} \tag{3.127}$$

Os valores de cálculo para as propriedades térmicas materiais são obtidos como se indica:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \tag{3.128}$$

Se o incremento da propriedade é favorável à segurança

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \tag{3.129}$$

Se o incremento da propriedade é desfavorável à segurança

em que:

X_k - Valor característico da tensão para a temperatura normal de projecto (prEN 1992-1-1, [34]).

$X_{k,\theta}$ - Valor característico da propriedade térmica material, normalmente dependente da temperatura.

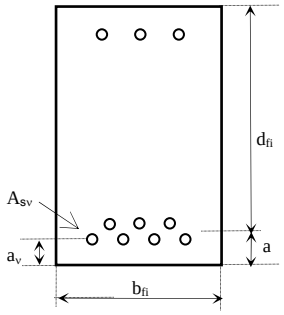
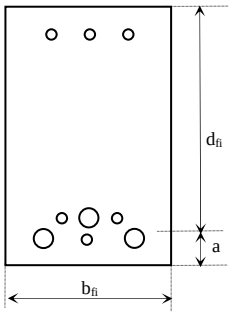
k_θ - Factor de redução da tensão ($X_{k,\theta} / X_k$) dependente da temperatura do material, consultado no prEN 1992-1-1, [34].

$\gamma_{M,fi}$ - Factor parcial de segurança para as propriedades materiais em situação de incêndio a definir nos anexos nacionais. Para as propriedades mecânicas e térmicas do aço e betão o valor recomendado pelo Eurocódigo 2, Parte 1.2, [1] é o valor unitário.

3.3.2.2.5.2 - Posicionamento das armaduras

A determinação da altura da secção reduzida para secções com mais do que uma camada de varões, e estes eventualmente com secções diferentes, requer o cálculo da distância "*a*", distância entre o centro das armaduras e o exterior da secção reduzida, como se esquematiza na Figura 3.19.

A determinação da altura útil da secção reduzida, d_{fi}, requer o cálculo da posição do centro de gravidade das armaduras, "*a*". Refira-se que, para o Caso I, seguindo a metodologia actual da EN 1992-1-2, [1], o cálculo de "*a*" fica aquém do correcto na medida em que cada nível de armaduras pode ter diferentes áreas de aço. O cálculo é de qualquer forma conservativo porque na maioria das vezes, a colocação de maior quantidade de armadura faz-se no nível inferior das várias camadas.

	CASO I	CASO II
Distribuição geométrica das armaduras		
Redução média da resistência do nível de armadura em relação ao acréscimo de temperatura	$k_v(\theta) = \frac{\sum k_s(\theta_i)}{n_v}$ (3.130)	
Resistência média do grupo de armadura em relação ao acréscimo de temperatura		$k(\varphi)\cdot f_{sd,fi} = \frac{\sum_i \left[k_s(\theta_i)\cdot f_{sd,i}\cdot A_i\right]}{\sum_i A_i}$ (3.132)
Distância *a*, desde o bordo inferior da secção reduzida até ao centro de gravidade das armaduras	$a = \frac{\sum a_v \cdot k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)}$ (3.131) (1)	$a = \frac{\sum_i a_i \cdot k_s(\theta_i)\cdot f_{sd,i}\cdot A_i}{\sum_i k_s(\theta_i)\cdot f_{sd,i}\cdot A_i}$ (3.133)

θ_i - Temperatura na armadura i
$K(\theta_i)$ - Redução da resistência da armadura i devido à temperatura θ_i que é obtida na Fig 4.11, EN 1992-1-2, [1])
$K_v(\theta)$ - Redução média da resistência do nível da armadura ν
n_v - Número de armaduras no nível ν
$f_{sd,i}$ - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras ordinárias à temperatura ordinária.
$f_{sd,fi}$ - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras em situação de incêndio
$k(\varphi).f_{sd,fi}$ - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do grupo das armaduras em situação de incêndio
a - Distância entre as armaduras e o bordo inferior da secção recta reduzida
a_v - Distância entre a camada ν de varões e o bordo inferior da secção recta reduzida
a_i - Distância desde o bordo inferior da secção reduzida à armadura i
A_i - Área da secção da armadura i

Nota: (1) Para apenas dois níveis de armadura a EN 1992-1-2, [1] admite a utilização de outra expressão: $a = \sqrt{a_1 \cdot a_2}$ (3.134)

Note-se que este cálculo fica aquém do correcto na medida em que cada nível pode ter diferentes áreas de armadura. De qualquer forma, é conservativo porque na maioria das vezes, a colocação de maior quantidade de armadura faz-se no nível inferior. Refira-se que em versões anteriores do Eurocódigo o procedimento contemplava a área de armadura.

Fig. 3.19 - Cálculo da distância entre o centro das armaduras e a face sujeita a incêndio, *a*.

3.3.2.2.5.3 - Vigas em "T" sem armadura de compressão

São aqui feitas considerações sobre a determinação da capacidade resistente de vigas em "T". A expressão para o cálculo de M_u mantém-se igual àquela que foi utilizada para as secções rectangulares desde que a zona em compressão se situe no banzo reduzido da peça, isto é, se $t' \geq \lambda x$ (Figura 3.20). Apenas há que substituir b_{fi} por b'_{fi}.

$$t' \geq \lambda x \leftrightarrow t' \geq \frac{A_s \cdot f_{sy,fi}(\theta)}{b'_{fi} f_{cd}} \quad (3.135)$$

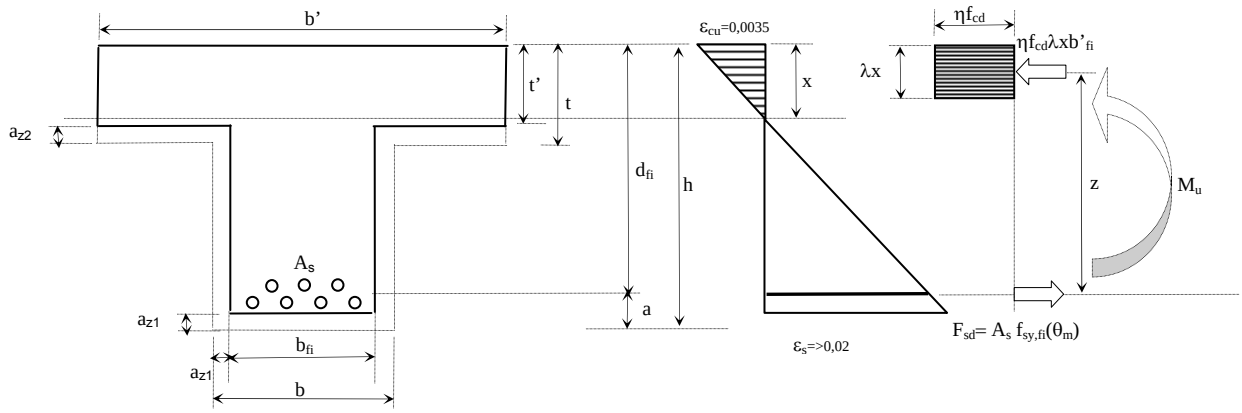


Fig. 3.20 - Distribuição de tensões e extensões no estado limite último para uma viga em "T" sem armadura de compressão.

Se a zona do betão em compressão ultrapassar aquele valor de t' então será suficientemente preciso para o cálculo de M_u considerar negligenciável o bloco de tensões na alma da viga relativo ao betão, resultando a seguinte expressão simplificada:

$$M_u = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta) \cdot d_{fi} \cdot \left(1 - \frac{t'}{2}\right) \tag{3.136}$$

3.3.2.2.5.4 – Extensão no aço

O procedimento normal quando se projecta uma viga de betão é o de assumir que é normalmente armada (a extensão do aço ultrapassa o valor de 2%). Compreende-se então a adopção, no cálculo de M_u, do valor de $f_{sd,fi}(\theta)$ que prescinde da consideração da interacção simultânea da temperatura com a extensão (em vez de $f_{sd,fi}(\theta,\varepsilon)$).Esta simplificação representa que a avaliação do momento resistente prescinde da consideração da interacção simultânea da temperatura e da extensão. O procedimento de cálculo é assim simplificado mas deverá fazer-se a verificação que a extensão do aço ultrapassa o valor de 2%. Verificação que pode ser realizada com a expressão seguinte na qual se considera a extensão para o betão igual a 0,0035 (correspondente à tensão de compressão última do betão).

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{(d_{fi} - x)}{x} \tag{3.137}$$

De facto, realizações experimentais e cálculos complementares mostraram que, se as armaduras de tracção são a causa de colapso então, a tensão de cedência corresponde a pelo menos uma extensão de 0,5% ultrapassando os 2%. Os cálculos efectuados admitem o valor de 2% para as armaduras de tracção.

3.3.2.2.5.5 - Esforço axial

Face às considerações anteriores, se existir um esforço axial, há que considerar actuante ao nível da armadura de tracção exigindo uma área adicional de armadura de tracção, A_{sn}, tal que:

$$A_{sn} = \frac{N_{sd,fi}}{f_{sd,fi}(\theta)} \tag{3.138}$$

em que,

$N_{sd,fi}$ - Valor de cálculo do esforço axial para a combinação acidental correspondente à situação de incêndio.

Assim, a determinação do momento resistente deverá atender à seguinte expressão

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} + A_{sn} \tag{3.139}$$

3.3.2.3. - Métodos avançados de cálculo – Programa SAFIR

3.3.2.3.1. - Introdução

Os métodos numéricos apresentam inúmeras vantagens quando comparados com ensaios laboratoriais:

i) O alto custo e quantidade de tempo para preparar e realizar ensaios laboratoriais;

ii) Capacidade de avaliar o comportamento de estruturas completas com um fenómeno de redistribuição de carga complexo;

iii) Possibilidade de fazer estudos paramétricos com maior garantia de manutenção dos restantes parâmetros.

Estas ferramentas são utilizadas para cálculo de estruturas complexas em projectos e para o desenvolvimento e verificação de métodos simplificados para serem no dia a dia aplicados a projectos para elementos estruturais individuais.

Existem historicamente três famílias de software aplicáveis à modelação de estruturas sujeitas a incêndio:

i) Software especificamente escrito para modelar um tipo particular de elemento;

ii) Software comercial, usado normalmente para a modelação estrutural em muitas situações;

iii) Situação intermédia das anteriores em que o software foi desenvolvido especificamente para avaliar estruturas sujeitas a incêndio embora mantendo um grande e geral campo de aplicação (SAFIR).

O programa SAFIR é um programa de elementos finitos para análise de estruturas à temperatura ambiente ou a altas temperaturas. O programa pode ser utilizado para análise de comportamento de estruturas uni, bi e tridimensionais. O programa SAFIR foi desenvolvido por Jean-Marc Franssen durante os últimos vinte e cinco anos na Universidade de Liége, Bélgica, [28].

Como programa de método dos elementos finitos acomoda vários tipos de elementos para distintas idealizações estruturais, vários procedimentos de cálculo e vários modelos materiais incorporando o comportamento tensão-extensão. Os elementos são: elementos sólidos 2D, 3D, elementos viga, elementos casca e elementos barra. As leis matérias tensão extensão são geralmente linear elípticas para o aço e não lineares para o betão.

3.3.2.3.2 - Procedimento de análise

Na utilização do programa SAFIR, a análise da estrutura exposta ao fogo consiste em vários passos. O primeiro envolve a determinação da distribuição das temperaturas no interior dos elementos estruturais designado por análise térmica. O segundo designado por análise torsional pode ser necessário para elementos viga tridimensionais quando se encontram sujeitas a empenamento ou quando a rigidez torsional é desconhecida. A última parte da análise, designada por análise estrutural é considerada como o principal objectivo para a determinação da resposta da estrutura sujeita a acções estáticas e térmicas. Não tendo sido feita neste trabalho qualquer avaliação torsional dos elementos, especifica-se brevemente o processo de cálculo consiste em dois passos, a análise térmica e análise estrutural.

Análise térmica

A análise térmica permite obter a distribuição da temperatura na secção quando a estrutura está exposta ao incêndio. A discretização de secções planas de qualquer forma é possível utilizando elementos sólidos triangulares e quadrangulares. Para cada um destes elementos pode definir-se um material distinto desde que se conheçam as suas propriedades físicas a alta temperatura. As variações das propriedades materiais térmicas são consideradas. A exposição ao incêndio é implementada como função do tempo tendo o próprio código fonte inúmeras curvas, podendo no entanto definir externamente qualquer curva incluindo aquelas com fase de arrefecimento.

Neste trabalho faz-se uma análise térmica bidimensional pelo que não se considera transferência de calor ao longo do eixo dos elementos estruturais. O mecanismo de transferência de calor assumido na análise plana ou sólida é a condução, enquanto a radiação é considerada dentro das cavidades internas da secção.

Para estruturas complexas pode-se utilizar a técnica de sub estruturação do cálculo, fazendo-o autonomamente no que se refere à análise térmica para cada sub estrutura. Acontece tal facto quando por exemplo os elementos de uma estrutura têm secções distintas.

A análise térmica é feita utilizando elementos finitos 2D-sólidos que serão utilizados posteriormente na análise estrutural dos elementos viga.

Análise estrutural a alta temperatura

A análise estrutural determina a resposta da estrutura à solicitação estática e térmica. A estrutura pode ser modelada com elementos barra, viga, sólido e casca em ambas as análises bi e tridimensionais. O cálculo é baseado num procedimento passo a passo, integrando a distribuição de temperatura obtida na análise térmica a cada intervalo de tempo. Para cada passo o programa determina a posição sucessiva do equilíbrio para a solicitação termomecânica utilizando uma metodologia incremental-iterativa. A cada iteração são calculados: os deslocamentos para todos os graus de liberdade de cada nó, as reacções nos apoios, as forças axiais e momentos flectores e tensões e extensões e módulos tangentes para cada ponto de integração de cada elemento finito.

Os resultados da análise térmica e também da análise mecânica podem ser visualizados com o pós-processador DiamondXP. Os dados podem ser editados a partir de um ficheiro de dados ASCII.

3.3.2.3.3 - Capacidades e limitações do SAFIR

O programa SAFIR pode ser utilizado para análises térmicas, de torção e estruturais. As capacidades e limitações do programa para cada um destes tipos de análise são descritas:

Análise térmica

- Podem ser analisadas secções planas e estruturas tridimensionais;
- As secções planas são discretizadas por elementos triangulares e/ou quadrangulares potenciando a representação de qualquer forma de secção;
- Nas análises tridimensionais a discretização é realizada por elementos sólidos de 6 ou 8 nós (prismáticos ou não);
- Pode-se considerar um material para cada elemento;
- A temperatura do incêndio, definida em função do tempo pode traduzir a ISO 834, ASTM E119, etc. ou qualquer outra curva através do fornecimento de um conjunto de dados.
- A fase de arrefecimento pode ser considerada;
- As variações com a temperatura das propriedades materiais térmicas são consideradas, assim como a evaporação de água;

- Pode-se avaliar uma estrutura de qualquer material desde que se conheçam as propriedades materiais a altas temperaturas;
- O contacto entre dois materiais adjacentes é assumido como perfeito: não há resistência na transferência de calor por condução na interface dos dois elementos adjacentes com materiais diferentes;
- A geometria é fixa durante a análise. O efeito de Spalling ou de destacamento de gesso não é modelado facilmente. É contudo possível ao utilizador adaptar a geometria para determinado período, reduzindo por exemplo a espessura suprimindo o recobrimento por betão das armaduras e recomeçar a análise com uma nova geometria. As temperaturas obtidas na geometria inicial para determinado período são consideradas como as condições iniciais para a consequente análise;
- Os movimentos de vapor de água não são considerados;
- Não se considera a influência da distribuição de tensões na análise térmica. A fendilhação do betão, por exemplo, não cria anisotropia nas propriedades térmicas;
- O conhecimento das propriedades térmicas dos materiais isolantes é geralmente limitado, sobretudo a muito altas temperaturas;
- É francamente complexa a transferência de informação de um modelo computacional fluido dinâmico aplicado a um compartimento para um modelo estrutural.

Análise torsional

- Poderá ser avaliada uma secção com qualquer forma;
- Os materiais são considerados na fase elástica à temperatura ambiente. Poderá ajustar-se a rigidez torsional para ter em conta o efeito do acréscimo da temperatura. A rigidez torsional mantém-se constante durante a análise do comportamento mecânico.

Análise estrutural a alta temperatura

- Estruturas planas ou tridimensionais podem ser analisadas;
- As estruturas podem ser discretizadas através de quatro tipos de elementos: elementos barra, constituídos por um único material com temperatura uniforme por elemento, elementos viga, constituídos por um ou mais materiais, frequentemente aço ou betão armado, elementos sólidos nos quais apenas leis de material termo-elásticas são possíveis e elementos casca;
- Grandes deslocamentos são considerados nos elementos barra, viga e casca;
- O efeito das extensões térmicas (restrições térmicas) pode ser considerado;
- As propriedades materiais são não lineares dependentes da temperatura;
- O descarregamento corresponde a um tramo paralelo ao carregamento elástico;
- A rotura local de um elemento estrutural não coloca em risco a totalidade da estrutura utilizando-se a técnica do comprimento do arco;

- As coordenadas podem ser introduzidas no sistema de eixos cartesiano ou cilíndrico;
- Deslocamentos (graus de liberdade) impostos podem ser introduzidos;
- Podem ser analisadas estruturas com apoios inclinados em relação ao sistema de eixos global;
- Podem ser consideradas tensões residuais (extensões iniciais);
- Podem ser avaliadas estruturas pré-esforçadas;
- Poderá haver uma adaptação automática do intervalo de tempo permitindo o prolongamento do cálculo estrutural até à rotura;
- A ocorrência de Spalling não é previsível com este software;
- Devido à hipótese de Bernoulli, não se detecta, para o elemento finito viga, a rotura por encurvadura local, por escorregamento entre as armaduras e o betão e por esforço transverso;
- A estratégia de realizar análises estáticas sucessivas pode, nalguns casos permitir a análise a partir de um certo momento em que o efeito do incêndio provocou o surgimento local de uma rigidez negativa quando a estabilidade global da estrutura não está ainda comprometida;
- Estruturas numericamente muito grandes poderão ser analisadas com este modelo não linear sendo necessário em consequência avaliar sub-estruturas com as suas condições fronteira muito bem estabelecidas;
- Este tipo de software tende a considerar as estruturas excessivamente dúcteis, nalguns casos sendo necessário ao utilizador assumir a responsabilidade de definir o estado limite último, o que é ou não aceitável em termos de deformação.

Características comuns a todas as análises

- A optimização da matriz de forma a reduzir a necessidade e capacidade de armazenamento e tempo de cálculo é considerada com a renumeração do sistema de equações sendo transparente para o utilizador;
- A mesma temperatura ou o mesmo deslocamento pode ser imposto para dois diferentes nós através de uma relação “mestre-escravo”;
- As propriedades térmicas e mecânicas do aço e do betão de acordo com os eurocódigos 2, 3 e 4 estão já embebidas no programa e podem ser utilizadas directamente;
- Existem disponíveis programas gráficos acoplados para o pré e pós processamento, nomeadamente SAFIRwizard e DiamondXP. Poderá ainda o SAFIR adaptar-se para fornecer resultados num formato compatível com software gráfico comercial como o I-DEAS.

Limitações na análise estrutural

Há oito grandes factores que limitam a modelação da análise estrutural através dos métodos avançados de cálculo baseados no método dos elementos finitos:

(1) – Características térmicas dos materiais estruturais podem ser melhorados;

(2) – Interacção entre o gás e a estrutura na situação de incêndios localizados;

(3) – Consideração de Spalling;

(4) – O elemento viga é baseado na hipótese de Bernoulli limitando as análises em que há significativa rotação, encurvadura local, rotura por esforço transverso e escorregamento entre armaduras e o betão;

(5) – Interrupção do cálculo devido a obter-se temporariamente uma rigidez negativa (roturas locais e/ou temporárias);

(6) – Condições fronteira entre sub-estruturas podem ser de difícil especificação;

(7) – Definição de rotura (ex: o valor da deformação que qualifica a rotura de um elemento);

(8) – Limitação do tamanho das estruturas por condicionantes computacionais.

3.3.2.3.4 - Metodologia de base do SAFIR

3.3.2.3.4.1 - Introdução

O modelo mecânico foi baseado no elemento finito de viga de Bernoulli considerando grandes deslocamentos sendo a secção discretizada com o modelo de fibra.

O elemento viga utilizado na análise bidimensional é definido por três nós. Os dois nós extremos são necessários para a definição geométrica e posicionamento no espaço. O terceiro nó complementar situa-se a meio do elemento e suporta um grau de liberdade adicional com o objectivo de tornar o elemento menos rígido à flexão. Os nós extremos têm, cada um, três graus de liberdade, dois deslocamentos e uma rotação. Por se discretizar a secção com o modelo de fibra, os elementos são unidos entre eles numa posição definida pela variável “Nodeline” a qual é definida no ficheiro de dados na análise térmica. A integração ao longo do comprimento do elemento é realizada com a integração de Gauss, podendo o número de pontos de integração variar entre um e três. Em cada ponto de integração o comportamento material é calculado no centro de cada fibra constituinte da secção e constante em toda a fibra.

Os seguintes aspectos são considerados:

(i) A hipótese de Bernoulli é válida, isto é, secções planas mantêm-se planas quando sujeitas a momento flector;

(ii) As plastificações são consideradas apenas na direcção longitudinal do elemento através de modelos constitutivos uniaxiais;

(iii) Em elementos tridimensionais poderá ser considerada a torção não uniforme.

É geralmente aceite, em oposição à determinação da capacidade de carga última de uma estrutura ao fim de certo tempo desde o início do incêndio que é preferível acompanhar a evolução do comportamento da estrutura minuto a minuto durante o desenvolvimento do incêndio.

Ainda que uma estrutura se possa comportar no domínio elástico, por questões de ordem económica e de segurança, pode ser importante prever a sua capacidade resistente até ao colapso. Assim, apresenta-se o comportamento não linear de uma estrutura, função da não linearidade geométrica e material. Os efeitos não lineares geométricos ocorrem quando estão envolvidos grandes deslocamentos, enquanto que a não linearidade material está relacionada com o comportamento dos materiais. Dada a característica não linear, será apresentado o método de convergência da solução.

O método dos elementos finitos é habitualmente utilizado para obter os valores numéricos representativos das quantidades cinemáticas (deslocamentos e deformações) e das quantidades mecânicas (tensões) ligadas ao equilíbrio de um corpo sólido submetido a solicitações. Este método permite obter uma solução aproximada, satisfazendo as leis da física escritas sob a forma variacional.

O princípio dos trabalhos virtuais é um dos modelos variacionais mais utilizados na mecânica dos sólidos e das estruturas, devendo este ser escrito de uma forma incremental e satisfazer as características não lineares do problema.

3.3.2.3.4.2. – Principio dos trabalhos virtuais

3.3.2.3.4.2.1 – Introdução

O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) estabelece uma relação entre um corpo deformável em equilíbrio na sua configuração γ_n , relativamente à sua posição inicial γ , quando submetido a um campo de deslocamentos virtuais cinematicamente admissíveis. Segundo este princípio, o trabalho virtual das forças exteriores iguala o trabalho virtual das interiores. O Princípio dos Trabalhos Virtuais sendo um princípio de conservação de energia, permite estabelecer as equações de equilíbrio de um corpo. Considerar-se-á o movimento de um corpo em relação a um referencial fixo. Esse corpo terá relações constitutivas não lineares e apresentará grandes deslocamentos. Adopta-se a descrição Lagrangeana do corpo considerando as diferentes posições de equilíbrio que este torna a configuração inicial e final. É uma descrição oposta à descrição Euleriana vulgarmente utilizada em mecânica dos fluidos. Nesta decrição usa-se correntemente o tensor das tensões de Cauchy, ao contrário da descrição Lagrangeana, aqui adoptada que utilizará o tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff.

Podem utilizar-se dois tipos de descrição Lagrangeana quando se estuda o equilíbrio de um corpo nesta situação: descrição Lagrangeana total e descrição Lagrangeana actualizada. O que as distingue é o facto da primeira considerar uma configuração de referência do corpo não deformado enquanto que na segunda o equilíbrio é formulado em relação à configuração corrente do corpo. Serão ambas apresentadas, sendo naturalmente a segunda, aquela que corresponde à aplicação neste trabalho.

Quando se analisam problemas no âmbito da mecânica dos sólidos, não é conveniente utilizar a configuração corrente como configuração de referência para estabelecer as equações de equilíbrio, sendo adoptada em alternativa uma configuração anterior àquela, seja a configuração inicial, seja uma configuração intermédia. Neste caso a relação do PTV virá expressa em função do tensor das deformações de Green Lagrange e do tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff.

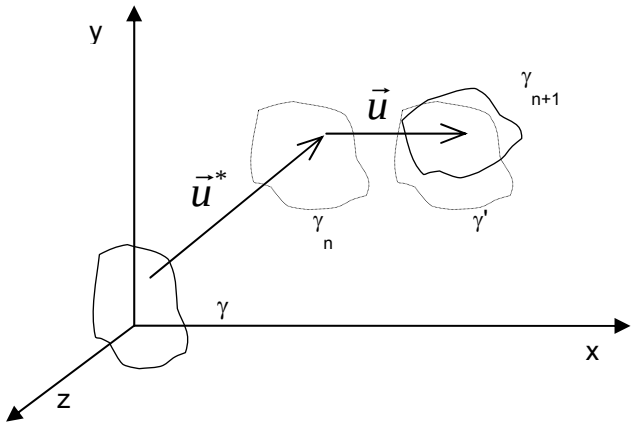


Fig.3.21 – Representação das configurações: indeformada γ e deformadas γ_n, γ_{n+1}, e γ'.

3.3.2.3.4.2.2 Formulação lagrangeana actualizada

Na abordagem de descrição Lagrangeana actualizada aplicar-se-á o PTV às duas configurações γ_n e γ_{n+1} exprimindo contudo, ambas à configuração γ. Subtraindo ambas as expressões ter-se-á o trabalho produzido pelas forças aplicadas ao corpo quando se passa da configuração γ_n para γ_{n+1} ao qual corresponde o Princípio dos Trabalhos Virtuais Incremental.

Se se imposer ao sólido em equilíbrio uma variação de deslocamento δu_i na configuração γ_{n+1} e um campo de deslocamentos $\vec{u}$ correspondente à passagem do corpo de γ_n para γ_{n+1} o trabalho virtual das forças aplicadas é dado por:

$$\delta W_E^{n+1} = \int_{V^{n+1}} b_i^{n+1} \delta u_i^{n+1} dV^{n+1} + \int_{A^{n+1}} t_i^{n+1} \delta u_i^{n+1} dA^{n+1} \tag{3.140}$$

Nesta equação, os símbolos representam:

δu_i^{n+1} - Deslocamento virtual a partir da configuração γ_n;

b_i^{n+1} - Densidade das forças de volume aplicadas na configuração de γ_{n+1};

t_i^{n+1} - Densidade das forças de superfície aplicadas na configuração de γ_{n+1};

dV^{n+1} Elemento de volume no qual estão aplicadas as respectivas forças na configuração γ_{n+1};

dA^{n+1} Elemento de superfície no qual estão aplicadas as respectivas forças na configuração γ_{n+1}.

Procede-se em seguida à conversão daquela equação para a configuração γ_n. Estando as respectivas densidades de forças aplicadas b_i^{n+1} e t_i^{n+1} relacionadas com as correspondentes na configuração γ_n:

$$t_i^{n+1} dA^{n+1} = t_i^n dA^n \tag{3.141}$$

$$\int_{V^{n+1}} b_i^{n+1} \delta u_i^{n+1} dV^{n+1} = \int_{V^n} b_i^n \delta u_i^n dV^n \tag{3.142}$$

Considere-se o desenvolvimento do segundo termo do segundo membro da equação (3.140). Introduzindo o tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff, σ_{ij} na configuração de equilíbrio γ_n, pode-se reescrever a equação (3.141) para u_j e u_k como sendo as coordenadas de posição dos pontos do corpo nas configurações γ_n e γ_{n+1}, respectivamente:

$$t_k^{n+1} dA^{n+1} = t_k^n dA^n = \sigma_{ij} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^{n+1}} n_i dA \tag{3.143}$$

Considerando ainda que se pode escrever na configuração γ_n:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^* + \Delta\sigma_{ij} \tag{3.144}$$

Sendo σ_{ij}^* o tensor das tensões de Cauchy em γ_n.

Pode-se então escrever:

$$\int_{A^{n+1}} t_k^{n+1} \delta u_k^{n+1} dA^{n+1} = \int_{A^n} t_k^n \delta u_k^{n+1} dA = \int_A \sigma_{ik} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} n_i \delta u_k^{n+1} dA = \int_A \left(\sigma_{ik}^* + \Delta\sigma_{ik}\right) \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} n_i \delta u_k^{n+1} dA \tag{3.145}$$

Aplicando o teorema da divergência:

$$\int_A \sigma_{ij} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} n_i \delta u_k^{n+1} dA = \int_V \frac{\partial \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} \delta u_k^{n+1} \right)}{\partial u_i} dV \tag{3.146}$$

E ainda sabendo que, considerando o símbolo de Kronecker, δ_{kj}:

$$u_k^{n+1} = u_k^n + u_k \tag{3.147}$$

$$\frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} = \delta_{kj} + \frac{\partial u_k}{\partial u_j} \tag{3.148}$$

Pode-se escrever:

$$\int_V \frac{\partial \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} \delta u_k^{n+1} \right)}{\partial u_i} dV = \int_V \frac{\partial \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} \right)}{\partial u_i} \delta u_k^{n+1} dV + \int_V \left(\sigma_{ik}^* + \Delta \sigma_{ik} \right) \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_i^n} dV \tag{3.149}$$

Considerando (3.148), a parcela seguinte pode escrever-se:

$$\frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^n} \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_i^n} = \left(\delta_{kj} + \frac{\partial u_k}{\partial u_j} \right) \frac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_i^n} = \frac{\partial u_j^{n+1}}{\partial u_i^n} + \frac{\partial u_k}{\partial u_j} \frac{\partial \delta u_k^{n+1}}{\partial u_i^n} \tag{3.150}$$

Considerando o tensor das deformações virtuais de Green Lagrange,

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \tag{3.151}$$

E o seu incremento designado por variação do tensor das deformações virtuais de Green Lagrange correspondente à variação do campo de deslocamentos, δu_i:

$$\delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \delta u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \delta u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \delta u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial \delta u_k}{\partial x_j} \right) \tag{3.152}$$

Considerando a correspondência entre as equações (3.151) e (3.149), (3.148) e (3.144) pode reescrever-se esta última que representa a parte das forças de superfície em escrita em:

$$\int_{A^{n+1}} t_k^{n+1}\delta u_k^{n+1} dA^{n+1} = \int_V \frac{\partial\left(\sigma_{ij}\dfrac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^{n}}\right)}{\partial u_i}\delta u_k^{n+1} dV + \int_V \left(\sigma^*_{ik} + \Delta\sigma_{ik}\right)\delta\varepsilon_{ij} dV \tag{3.153}$$

Substituindo esta expressão (3.153) e a expressão (3.142) em (3.140) tem-se o trabalho das forças aplicadas em γ_{n+1}, representado em γ_n:

$$\delta W_E^{n+1} = \int_V \left(\sigma^*_{ik} + \Delta\sigma_{ik}\right)\delta\varepsilon_{ij} dV + \int_V \left[\frac{\partial\left(\sigma_{ij}\dfrac{\partial u_k^{n+1}}{\partial u_j^{n}}\right)}{\partial u_i} + b_k^{n+1}\right]\delta u_k^{n+1} dV \tag{3.154}$$

Nesta expressão, a segunda parcela do segundo membro é nula porque representa o equilíbrio das forças de volume segundo as equações de Cauchy ficando pois:

$$\delta W_E^{n+1} = \int_V \left(\sigma^*_{ik} + \Delta\sigma_{ik}\right)\delta\varepsilon_{ij} dV \tag{3.155}$$

Considerando agora um deslocamento virtual δu_j na configuração γ_n, o trabalho das forças exteriores pode ser escrito:

$$\delta W_E^{n} = \int_V \sigma^*_{ik}\,\delta\varepsilon^*_{ij} dV = \int_V b_j\delta u_j dV + \int_A t_j\delta u_j dA \tag{3.156}$$

Em que b_j e t_j são respectivamente as densidades de forças de volume e superfície aplicadas na configuração γ_n. ε^*_{ij} é a parte do tensor de Green Lagrange conjugado com o tensor das tensões de Cauchy.

Tendo as equações correspondentes ao PTV para as duas configurações γ_n e γ_{n+1}, escrito ambas na configuração γ_n pode-se obter a sua diferença:

$$\begin{aligned}\delta W_E^{n+1} - \delta W_E^{n} &= \int_V \left(b_k^{n+1} - b_k^{n}\right)\delta u_k^{n+1} dV + \int_A \left(t_k^{n+1} - t_k^{n}\right)\delta u_k^{n+1} dA = \\ &= \int_V \left(\sigma^*_{ij} + \Delta\sigma_{ij}\right)\delta\varepsilon_{ij} dV - \int_V \sigma^*_{ij}\delta\varepsilon^*_{ij} dV\end{aligned} \tag{3.157}$$

sendo:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^*_{ij} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_k}{\partial x_i}\frac{\partial u_k}{\partial x_j}\right) = \varepsilon^*_{ij} + \Delta\varepsilon_{ij} \tag{3.158}$$

$$\Delta b_k = b_k^{n+1} - b_k^{n} \tag{3.159}$$

$$\Delta t_k = t_k^{n+1} - t_k^n \tag{3.160}$$

Então pode escrever-se, para uma situação geral:

$$\int_V \left(\sigma_{ij}\delta\Delta\varepsilon_{ij} + \Delta\sigma_{ij}\delta\varepsilon_{ij}\right)dV = \int_V \Delta b_i \delta u_i dV + \int_A \Delta t_i \delta u_i dA \tag{3.161}$$

em que,

σ_{ij} - Tensões na configuração em equilíbrio γ_n, representando o tensor das segundas tensões de Piola Kirchoff;

$\Delta\sigma_{ij}$ - Incremento do tensor das segundas tensões de Piola Kirchoff entre γ_n, e γ_{n+1};

Δb_i - Incremento das forças de volume entre γ_n e γ_{n+1};

Δt_i - Incremento das forças de superfície entre γ_n e γ_{n+1};

δu_i - Variação do movimento entre γ_n e γ_{n+1};

Esta expressão (3.161) representa o trabalho realizado pelas forças de volume e de superfície na passagem do corpo da configuração γ_n para γ_{n+1}.

As equações que se podem deduzir deste princípio são lineares e permitem calcular, por aplicação sucessiva, a posição do equilíbrio γ_{n+1}, a partir da posição γ_n, bem como as respectivas características.

Esta equação deverá obedecer às condições fronteira geométricas do problema, sendo $\delta u_i = 0$ nos locais onde existem previamente deslocamentos prescritos e as forças exteriores aplicadas no sólido sejam consideradas fixas.

3.3.2.3.4.2.3 Formulação lagrangeana actualizada aproximada

Quando os problemas estruturais a estudar apresentam características não lineares, sejam provenientes da grande deformação do corpo, sejam devidas ao comportamento não linear do material é conveniente utilizar uma forma incremental do Principio dos Trabalhos Virtuais, definido em (3.161), com vista à obtenção de uma solução para o problema.

Pode ainda considerar-se na passagem do corpo da configuração γ_n para γ_{n+1} que este movimento pode decompor-se em duas parcelas:

(i) Uma primeira em que o corpo movimenta-se como um corpo rígido sem deformação de γ_n para γ';

(ii) Uma segunda parte do movimento do corpo constituido por uma deformação deste entre γ' para γ_{n+1}.

Esta abordagem corresponde à formulação Lagrangeana Actualizada Aproximada desde que a configuração γ' fique o mais próxima de γ_{n+1} para que o campo de deslocamentos entre estas configuraçãos seja o menos díspar possível.

Designa-se por Principio Incremental quando se considera aplicada a expressão (3.161) a um deslocamento $\vec{u}$ tão pequeno que mais não seja do que um incremento de deslocamento:

$$u \equiv \Delta u \equiv du \tag{3.162}$$

Considerando ainda que $\delta d \equiv d^2$, a equação (3.160) pode reescreve-se:

$$\int_V \left(\sigma_{ij} d^2 \Delta\varepsilon_{ij} + \Delta\sigma_{ij} d^2 \varepsilon_{ij}\right) dV = \int_V \Delta b_i d^2 u_i dV + \int_A \Delta t_i d^2 u_i dA \tag{3.163}$$

A passagem da configuração γ_n para γ' faz-se através de uma translação e uma rotação não introduzindo qualquer deformação ao corpo, considerando contudo parte dos efeitos geometricamente não lineares.

A aplicação do principio incremental expresso na equação (3.163) entre as configurações γ_n para γ_{n+1} só pode ser escrita na passagem de γ' para γ_{n+1} porque só existe deformação do corpo entre estas duas configurações.

O campo de deslocamentos $\vec{u}$ entre γ' para γ_{n+1} é tão pequeno que o tensor de Green Lagrange pode escrever-se:

$$\varepsilon'_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u'_i}{\partial x'_j} + \frac{\partial u'_j}{\partial x'_i} + \frac{\partial u'_k}{\partial x'_i}\frac{\partial u'_k}{\partial x'_j}\right) \tag{3.164}$$

E linearizado, se escrito na configuração γ' sendo a deformação entre as duas configurações dada por:

$$\varepsilon'_{ij} \cong \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u'_i}{\partial x'_j} + \frac{\partial u'_j}{\partial x'_i}\right) \tag{3.165}$$

Considerando a relação incremental $\Delta\sigma_{ij} = D^* \Delta\varepsilon_{kl}$ em que D^* representa o tensor geral das leis constitutivas elásticas do material entre as configurações γ' para γ_{n+1}, pode então ser escrita:

$$\int_V \left(\sigma'_{ij}\, d^2 \Delta\varepsilon'_{ij} + D\delta\varepsilon'_{kl}\, d^2 \varepsilon_{ij}\right) dV = \int_V \Delta b'_i\, d^2 u'_i\, dV + \int_A \Delta t_i d^2 u' i dA \tag{3.166}$$

3.3.2.3.4.3 – Tensões e relações constitutivas

O tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff é definido a partir do quociente entre as forças correntes, transformadas pela deformação local, e as áreas não deformadas. Pode mostrar-se que existe uma relação bi-unívoca entre o tensor das tensões de Cauchy e o tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff, pelo que o conhecimento de um deles conduz, mediante transformações meramente cinemáticas, à determinação do outro. Contrariamente ao que sucede com o tensor das tensões de Cauchy, a derivada em ordem ao tempo do tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff é independente em relação ao sistema de eixos de referência (satisfaz o Principio da Objectividade Material), pelo que, é válida a relação incremental seguinte;

$$\{\sigma\}^{t+1} = \{\sigma\}^{t} + \{\Delta\sigma\} \tag{3.167}$$

em que $\{\Delta\sigma\}$ representa o incremento do tensor $\{\sigma\}$ associado à variação da configuração do corpo entre os instantes de tempo t e $t=t+\Delta t$ (respectivamente $\{\sigma\}^{t}$, $\{\sigma\}^{t+1}$) ou seja, no intervalo de tempo Δt. Além disso, o facto de $\{\sigma\}$ ser energeticamente conjugado com o tensor das deformações de Green Lagrange, $\{\varepsilon\}$, isto é, pelo facto do produto σ_{ij} por ε_{ij} traduzir a variação de energia por unidade de volume inicial, possibilita o estabelecimento do Principio dos Trabalhos Virtuais na configuração de referência.

Relativamente aos incrementos tensoriais e vectoriais, podem-se escrever as equações seguintes:

$$\begin{aligned}
&\{\sigma\} + \{\Delta\sigma\} = \sigma_{ij} + \Delta\sigma_{ij} \\
&\{\varepsilon\} + \{\Delta\varepsilon\} = \varepsilon_{ij} + \Delta\varepsilon_{ij} \\
&\{b\} + \{\Delta b\} = b_i + \Delta b_i \\
&\{t\} + \{\Delta t\} = t_i + \Delta t_i \\
&\{u\} + \{\Delta u\} = u_i + \Delta u_i
\end{aligned} \tag{3.168}$$

O tensor dos incrementos das deformações de Green Lagrange deverá ser calculado através de:

$$\Delta\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial\Delta u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial\Delta u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_i}\frac{\partial u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i}\frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_i}\frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_j} \right) \tag{3.169}$$

enquanto que o tensor virtual do aumento das deformações deve ser determinado pela expressão (3.170), onde se desprezaram os termos contendo $\delta\Delta u_i$, e o termo de segunda ordem $\Delta\sigma_{ij}\delta\Delta\varepsilon_{ij}$.

$$\delta\Delta\varepsilon_{ij} = \Delta\delta\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_i}\frac{\partial\delta u_k}{\partial x_j} + \frac{\partial\delta u_k}{\partial x_i}\frac{\partial\Delta u_k}{\partial x_j} \right) \tag{3.170}$$

Assume-se que as cargas exteriores aplicadas, b_i e t_i são conservativas (Δb_i, e Δt_i, não dependem do incremento dos deslocamentos Δu_i). Caso estas cargas aplicadas não sejam conservativas, então os incrementos de carga deverão incluir os termos dependentes do vector deslocamento.

As relações constitutivas a considerar estão condicionadas pelas características do comportamento não linear das estruturas a analisar. No presente trabalho considera-se que o estado de tensão instalado se pode relacionar com o respectivo estado de deformação por uma equação da forma

$$\{\delta\sigma\} = [D^*]\{\delta\varepsilon\} \tag{3.171}$$

em que $\{\delta\sigma\}$ representa a variação virtual do vector das componentes do tensor das segundas tensões de Piola Kirchhoff;

$$\{\sigma\} = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{xz} \quad \tau_{yz}\} \tag{3.172}$$

escrito para o caso tridimensional, enquanto que $\{\delta\varepsilon\}$ constitui a variação virtual do vector das componentes do tensor das deformações de Green Lagrange;

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{xz} \quad \gamma_{yz}\} \tag{3.173}$$

em que $[D^*]$ representa uma matriz que, sendo formada a partir das propriedades mecânicas do material, depende do tipo de comportamento que se considere para este.

3.3.2.3.4.4. – Aplicação do método dos elementos finitos

3.3.2.3.4.4.1 – Introdução

A ideia básica subjacente à aplicação do Método dos Elementos Finitos consiste na decomposição da estrutura num conjunto restrito de volumes do contínuo (os elementos finitos), no interior dos quais se admite uma dada lei de variação (aproximada) para a variável de campo seleccionada, [16]. Uma vantagem significativa do Método dos Elementos Finitos consiste no facto de se utilizarem funções de forma mais simples do que aquelas que se utilizam no Método de Ritz, as quais se referem a uma pequena parte do domínio (elementos). Outro aspecto positivo tem a ver com o facto do procedimento poder ser repetido de forma

sistemática para todos os elementos que constituem o domínio da estrutura, permitindo uma abordagem numérica.

Os elementos finitos são ligados entre si de forma apropriada num número discreto de pontos nodais, ou nós, ao longo das suas fronteiras, podendo ainda incluir nós interiores ao elemento. O valor aproximado de uma variável no interior de cada elemento pode ser obtido a partir dos respectivos valores nodais, recorrendo a funções de aproximação adequadas (funções de forma). Neste contexto desempenha um papel fundamental o conceito de elemento isoparamétrico. O termo “isoparamétrico" implica uma descrição da parametrização comum das variáveis de domínio do problema e da geometria, sendo por isso comuns as funções interpoladoras utilizadas nas respectivas descrições.

O conceito de elementos finitos isoparamétricos significa que as coordenadas de um ponto genérico do elemento são obtidas por interpolação das suas coordenadas nodais, utilizando-se para funções de interpolação as mesmas funções de forma utilizadas na aproximação da função incógnita *u*. Tais funções são definidas num sistema local de coordenadas, por vezes designado por sistema natural de coordenadas, cujos limites de variação são idênticos para todos os elementos do mesmo tipo.

O facto do Método dos Elementos Finitos poder ser considerado como uma extensão do Método de Ritz quando aplicado a um princípio variacional, [15], permite estabelecer diversas formas de aplicação daquele método na análise de problemas estruturais. Uma das formas trata a formulação de elementos finitos baseada nos deslocamentos, derivada do Princípio da Energia Potencial Mínima, onde se garante a continuidade do campo de deslocamentos entre os elementos adjacentes, sendo, sem dúvida, a formulação mais divulgada no âmbito da mecânica estrutural. Outra das formas trata a formulação de elementos finitos baseada nas tensões, derivada do Principio da Energia Complementar Mínima, onde é garantida a continuidade do campo de tensões e ainda uma última forma que trata a formulação de elementos finitos mista (híbrida) onde se adoptam vários tipos de variáveis no estabelecimento das equações de equilíbrio para o problema.

Neste trabalho adoptou-se uma formulação do Método dos Elementos Finitos baseada nos deslocamentos, como é o caso da que resultou da aplicação do Principio dos Trabalhos Virtuais.

Quando se aplica o Método dos Elementos Finitos na análise não linear geométrica de problemas de mecânica estrutural são normalmente adoptados dois tipos de formulações, [15]. Na formulação Lagrangeana Total todas as variáveis do problema são referidas à configuração de referência inicial do meio contínuo (instante $t = 0$), enquanto que na formulação Lagrangeana Actualizada é escolhida a configuração associada ao instante $t = \vec{t} - \Delta t$ como configuração de referência, o que implica, uma contínua actualização da malha de elementos finitos considerada. A opção por uma ou outra destas formulações depende apenas das características dos problemas a tratar, uma vez que, segundo Bathe, [15], ambas as formulações são, do ponto de vista teórico, correctas.

O Princípio dos Trabalhos Virtuais é muito importante para a obtenção das equações relativas ao Método dos Elementos Finitos.

A formulação do Método dos Elementos Finitos pode ser baseada no método dos deslocamentos (aqui aplicado por ser o mais versátil e simples), modelos de equilíbrio ou métodos híbridos e mistos.

3.3.2.3.4.4.2 – Matriz de rigidez

A matriz de rigidez corresponderá ao primeiro membro da equação (3.166) quando se aplica ao Método dos Elementos Finitos:

$$K = \int_V \left(\sigma'_{ij} \; d^2 \Delta \varepsilon'_{ij} + D \delta \varepsilon'_{kl} \; d^2 \varepsilon_{ij} \right) dV \tag{3.174}$$

Considerando o principio incremental apresenta-se a formação da matriz de rigidez incluindo a componente da não linearidade geométrica para um elemento finito genérico na descrição Lagrangeana Actualizada Aproximada. Considerando as expressões escritas na configuração pode-se escrever

$$\{du'\} = \sum_{i=1}^{n} [N_i] \{du'_i\} \tag{3.175}$$

$$\{x\} = \sum_{i=1}^{n} [N_i] \{x_i\} \tag{3.176}$$

em que,

$\{du_i\} = \{du \quad dv \quad dw\}^T$ - Matriz dos incrementos dos deslocamentos nodais

$\{du\}$ - Matriz dos incrementos do campo de deslocamentos

$[N]$ - Matriz das funções de forma adoptadas na aproximação

n - Número de nós do elemento

$\{x_i\}$ - Vector das coordenadas de cada um dos nós que constitui o elemento

$\{x\}$ - Vector das coordenadas de um ponto no interior do elemento

As deformações podem ser escritas a partir de (3.158):

$$\{d\varepsilon'\} = \{d\varepsilon'^*\} + \{d\Delta\varepsilon'\} \tag{3.177}$$

em que,

$$\{d\varepsilon'^{*}\} = [B_{ij}]\{du_i\} = \begin{bmatrix} \partial N_j/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial N_j/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial N_j/\partial z \\ \partial N_j/\partial y & \partial N_j/\partial x & 0 \\ \partial N_j/\partial z & 0 & \partial N_j/\partial x \\ 0 & \partial N_j/\partial z & \partial N_j/\partial y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d'u \\ d'v \\ d'w \end{Bmatrix} \quad (3.178)$$

e,

$$\{d\Delta\varepsilon'\} = \frac{1}{2}[A]\{m\} = \frac{1}{2}[A][G]\{du'_i\} =$$

$$= \frac{1}{2}\begin{bmatrix} \partial u/\partial x & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & \partial u/\partial y & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & \partial u/\partial z & \cdots \\ \partial u/\partial y & \partial u/\partial x & 0 & \cdots \\ \partial u/\partial z & 0 & \partial u/\partial x & \cdots \\ 0 & \partial u/\partial z & \partial u/\partial y & \cdots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \partial u/\partial x \\ \partial u/\partial y \\ \partial u/\partial z \\ \partial v/\partial x \\ \partial v/\partial y \\ \partial v/\partial z \\ \partial w/\partial x \\ \partial w/\partial y \\ \partial w/\partial z \end{Bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} \partial u/\partial x & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & \partial u/\partial y & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & \partial u/\partial z & \cdots \\ \partial u/\partial y & \partial u/\partial x & 0 & \cdots \\ \partial u/\partial z & 0 & \partial u/\partial x & \cdots \\ 0 & \partial u/\partial z & \partial u/\partial y & \cdots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial N_j/\partial x & 0 & 0 \\ \partial N_j/\partial y & 0 & 0 \\ \partial N_j/\partial z & 0 & 0 \\ 0 & \partial N_j/\partial x & 0 \\ 0 & \partial N_j/\partial y & 0 \\ 0 & \partial N_j/\partial z & 0 \\ 0 & 0 & \partial N_j/\partial x \\ 0 & 0 & \partial N_j/\partial y \\ 0 & 0 & \partial N_j/\partial z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d'u \\ d'v \\ d'w \end{Bmatrix} \quad (3.179)$$

Pode-se então escrever a relação matricial para a parte não linear da deformação, representada pela expressão:

$$[B_{nl}] = [A][G] \quad (3.180)$$

na qual $[A]$ é uma matriz que depende do campo do deslocamentos e $[G]$ é uma matriz constituída pelas derivadas cartesianas das funções de forma, que apresenta a configuração seguinte.

O vector que contem as componentes do tensor das deformações de Green Lagrange pode ser apresentado através da soma vectorial de duas parcelas:

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_l\} + \{d\varepsilon_{nl}\} \quad (3.181)$$

Em que $\{d\varepsilon_l\}$ e $\{d\varepsilon_{nl}\}$ representam, respectivamente, as parcelas do incremento linear e não linear contidas na expressão (3.157). O vector $\{d\varepsilon\}$ pode assim ser representado em função do vector dos deslocamentos nodais da seguinte forma:

$$\{d\varepsilon\} = [B']\{du'\} = \left([B_l] + \frac{1}{2}[B_{nl}] \right)\{du'\} \tag{3.182}$$

Pelo que se poderia escrever o vector das deformações de Green Lagrange relativas à parte linear, através da seguinte expressão:

$$\{d\varepsilon_l\} = [B_l]\{du'\} \tag{3.183}$$

enquanto que a parte não linear deste vector, se poderá calcular a partir de:

$$\{d\varepsilon_{nl}\} = \frac{1}{2}[B_{nl}]\{du'\} \tag{3.184}$$

A matriz $[B_l]$ representativa do relacionamento linear em $[B']$, contém as derivadas cartesianas das funções de forma, podendo ser escrita num nó genérico do elemento, como se apresenta na expressão (3.178).

Sendo $[A]$ uma matriz função dos deslocamentos e sendo:

$$\{d\Delta\varepsilon'\} = \frac{1}{2}[A][G]\{du_i'^*\} \tag{3.185}$$

Então pode escrever-se:

$$\{d^2\Delta\varepsilon'\} = \frac{1}{2}[dA][G]\{du_i'\} + \frac{1}{2}[A][G]\{d^2u_i'\} \tag{3.186}$$

E sendo o diferencial de segunda ordem da deformação, função apenas dos deslocamentos nodais:

$$\langle d^2\varepsilon'^* \rangle = \langle d^2u_i' \rangle [B]^T \tag{3.187}$$

Então a equação (3.166) pode vir escrita na forma matricial:

$$\int_V \langle d^2\varepsilon'^* \rangle [D] \langle d\varepsilon'^* \rangle dV + \int_V \{d^2\Delta\varepsilon'\}\{\sigma'\}dV = \int_V \langle d^2u' \rangle \langle db' \rangle dV + \int_A \langle d^2u' \rangle \langle dt' \rangle dA \tag{3.188}$$

Introduzindo as equações (3.175), (3.177), (3.186) e (3.187) na equação (3.188) obtém-se

$$\int_V \left\langle d^2 u_i' \right\rangle [B]^T [D][B] \left\langle du_i' \right\rangle dV + \frac{1}{2}\int_V \left(\left\langle du_i' \right\rangle [G]^T [dA]\{\sigma'\} + \left\langle d^2 u_i' \right\rangle [G]^T [A]\{\sigma'\} \right) dV = \\ = \int_V \left\langle d^2 u' \right\rangle [N]^T \left\langle db' \right\rangle dV + \int_A \left\langle d^2 u' \right\rangle [N]^T \left\langle dt' \right\rangle dA \tag{3.189}$$

Considerando a matriz no referencial γ':

$$[L] = [L]^T = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_x & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_x \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} \tau_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & \tau_{xy} & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{xy} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} \tau_{xz} & 0 & 0 \\ 0 & \tau_{xz} & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{xz} \end{bmatrix} \\ & \begin{bmatrix} \sigma_y & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_y \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} \tau_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & \tau_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{yz} \end{bmatrix} \\ \cdots & \cdots & \begin{bmatrix} \sigma_z & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_z & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} \end{bmatrix} \tag{3.190}$$

Então:

$$[dA]^T \{\sigma'\} = [L][G]\left\{d^2 u'_i\right\} \tag{3.191}$$

$$[A]^T \{\sigma'\} = [L][G]\{du'_i\} \tag{3.192}$$

E assim pode escrever-se:

$$\left\langle d^2 u' \right\rangle \left(\int_V [B]^T [D][B] dV + \int_V [G]^T [L][G] dV \right) \left\langle d^2 u'_i \right\rangle = \left\langle d^2 u' \right\rangle \left(\int_V [N]^T \left\langle db' \right\rangle dV + \int_A [N]^T \left\langle dt' \right\rangle dA \right) \tag{3.193}$$

Ou mais sinteticamente:

$$\left[K_T^e\right]\left\{du_i^e\right\} = \left\{df^e\right\} \tag{3.194}$$

Considerando que a relação (3.193) é válida para qualquer campo de deslocamentos virtuais $\{\delta u\}$, obtém-se então para um elemento genérico "*e*" a seguinte igualdade:

$$\left[K_T^e\right]\left\{\Delta u^e\right\} = \left\{\Delta f^e\right\} \tag{3.195}$$

Onde, o segundo membro da equação $\left\{\Delta f^e\right\}$ representa o incremento de carga dado por:

$$\left\{\Delta f^e\right\} = \int_V \left[N^e\right]^T \left\{\Delta b^e\right\} dV + \int_S \left[N^e\right]^T \left\{\Delta t^e\right\} dS \tag{3.196}$$

e $\left[K_T^e\right]$ é a matriz de rigidez tangencial do elemento, a qual pode ser considerada como a soma de três matrizes, isto é:

$$\left[K_T^e\right]=\left[K_l^e\right]+\left[K_{nl}^e\right]+\left[K_\sigma^e\right] \tag{3.197}$$

onde a componente linear da matriz de rigidez se pode escrever na forma:

$$\left[K_l^e\right]=\int_V\left[B_l^e\right]^T\left[D^*\right]^e\left[B_l^e\right]dV \tag{3.198}$$

enquanto que a componente não linear, relativa aos grandes deslocamentos, aparece na forma da expressão:

$$\left[K_l^e\right]=\int_V\left[\left[B_l^e\right]^T\left[D^*\right]^e\left[B^e\right]+\left[B_l^e\right]^T\left[D^*\right]^e\left[B_{nl}^e\right]\right]dV \tag{3.199}$$

A matriz $\left[K_\sigma^e\right]$ corresponde ao efeito das tensões iniciais ou geométricas do elemento (dependente do estado de tensão instalado), sendo representada pela expressão:

$$\left[K_\sigma^e\right]=\int_V\left[G^e\right]^T\left[\tau^e\right]\left[G^e\right]dV \tag{3.200}$$

No caso da formulação envolver apenas pequenos deslocamentos, $\left[K_T^e\right]=\left[K_l^e\right]$.

Uma vez definidas as matrizes de rigidez, $\left[K_T^e\right]$ e o vector carregamento, $\left\{\Delta f^e\right\}$, para todos os elementos finitos considerados na discretização do meio continuo, obtém-se, por associação, as equações de equilíbrio incrementais para toda a estrutura, ou seja:

$$\left[K_T\right]\left\{\Delta d\right\}=\left\{\Delta f\right\} \tag{3.201}$$

onde $\left[K_T\right]$ representa a matriz tangencial global da estrutura, $\left\{\Delta d\right\}$ o vector dos incrementos dos deslocamentos nodais global e o vector $\left\{\Delta f\right\}$ representa o vector dos incrementos das forças nodais global, sendo cada um destes elementos da equação (3.178), calculados através das expressões:

$$\left[K_T\right]=\sum_e\left[K_T^e\right] \tag{3.202}$$

$$\left\{\Delta d\right\}=\sum_e\left\{\Delta u^e\right\} \tag{3.203}$$

$$\left\{\Delta f\right\}=\sum_e\left\{\Delta f^e\right\} \tag{3.204}$$

Apenas falta referir que o símbolo de somatório deverá ser interpretado como a soma assemblada das matrizes elementares e não uma soma algébrica, componente a componente.

Como o campo de deslocamentos é sempre medido em relação a uma configuração indeformada de referência, que não tem a mesma orientação que os eixos iniciais, a matriz do elemento tem que ser passada para o referencial de base

$$[K_T] = [R][K_T'][R]^T \tag{3.205}$$

Os elementos da matriz $[R]$ são os co-senos directores medidos entre o referencial global e o referencial coincidente em γ',

Em relação ao referencial global da estrutura a equação pode assim ser escrita:

$$[K_T]\{\Delta d\} = \{\Delta f\} \tag{3.206}$$

3.3.2.3.4.5. – Elemento Viga

3.3.2.3.4.5.1 – Introdução

O elemento finito tipo viga é um dos elementos mais importantes num programa dedicado análise estrutural. Cerca de 90% das estruturas estudadas requerem a utilização de elementos tipo viga e dentro destes, 95% são casos planos.

Historicamente, o elemento finito de viga com as características aqui apresentadas, começou por ser estudado na Universidade de Liège. O elemento de viga submetido ao incêndio, utilizado por Franssen, [28] durante o seu trabalho de doutoramento, é descrito através da formulação Lagrangeana actualizada.

O início dos anos sessenta marca a introdução da análise não linear no método dos elementos finitos. Após a introdução dos elementos finitos tipo barra, numerosos autores fizeram aparecer o elemento finito tipo viga. A razão essencial prende-se com o facto do elemento ser bastante utilizado no cálculo e na mecânica das estruturas. Cada vez mais surgem comportamentos que implicam a necessidade de utilizar este tipo de elemento no domínio não linear. A abundância de diferentes comportamentos origina diferentes hipóteses formuladas, cada uma das quais, com um domínio próprio de aplicação.

Apresentar-se-á aqui o principal tipo de elemento que servirá de base ao estudo numérico com o método avançado de cálculo e compará-lo brevemente com outros elementos. Apesar do elemento utilizado no estudo ser o bidimensional apresenta-se a formulação mais geral, tridimensional do elemento de viga.

Antes de se abordar a característica não linear, vai ser apresentada a teoria linear da viga, do ponto de vista analítico e numérico. Evidenciar-se-á o fenómeno de sobre rigidez "locking" de certos elementos finitos e apresentam-se soluções alternativas para a ultrapassar.

Os elementos finitos com fracos resultados no domínio elástico terão poucas hipóteses de se comportarem eficientemente no domínio não linear. Esta constatação é justificada através da experimentação numérica e intuitivamente, pelo facto do método incremental utilizado na análise não linear ser uma sequência da análise infinitesimal.

3.3.2.3.4.5.2 – Descrição do elemento Euler-Bernoulli

O campo de deslocamentos bidimensional de uma viga pode ser descrita em termos de deslocamentos generalizados da seguinte forma:

$$u(x,y) = u(x) - y\sin\theta(x) \tag{3.207}$$

$$v(x,y) = v(x) - y\left[1-\cos\theta(x)\right] \tag{3.208}$$

A este campo estão associadas algumas hipóteses de partida (de Mindlin), de onde se destacam, o facto do elemento estrutural ser considerado transversalmente um corpo rígido, a secção recta permanecer plana e não empenada, a secção recta ser constante e a linha dos eixos de gravidade serem ortogonais à secção recta, antes da deformação.

Na Figura 3.22 pode analisar-se a viga antes e depois de deformada, assim como os deslocamentos ocorridos na secção.

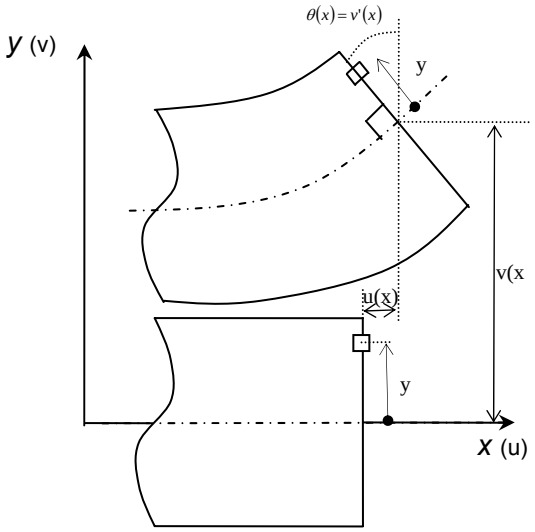


Fig. 3.22 - Deformada de viga da teoria de Euler Bernoulli.

Completando as hipóteses de Mindlin com a de Bernoulli, que impõe que, depois das deformações as secções rectas permaneçam ortogonais à fibra média e admitindo a hipótese

adicional relacionada com pequenos deslocamentos (teoria linear), as equações (3.207) e (3.208) transformam-se nas equações (3.209) e (3.210), uma vez que quando $\theta(x)$ é pequeno, o seno do ângulo aproxima-se do valor do próprio ângulo em radianos e o valor do co-seno aproxima-se da unidade. Será de salientar que, no domínio elástico, sendo os deslocamentos pequenos, o ângulo de rotação é similar à inclinação da deformada. Aparecem assim as seguintes expressões propostas para o campo de deslocamentos:

$$u(x,y) = u(x) - yv'(x) \tag{3.209}$$

$$v(x,y) = v(x) \tag{3.210}$$

Como se pode verificar pela figura seguinte, as secções permanecem ortogonais relativamente à fibra média.

Relativamente ao campo das deformações, as únicas componentes não nulas do tensor das deformações ε_{ij}, são definidas segundo a teoria de Hencky Mindlin, podendo ser determinadas através de:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u(x,y)}{\partial x} = u'(x) - yv''(x) \tag{3.211}$$

$$2\varepsilon_{xy} = \frac{\partial v(x,y)}{\partial x} + \frac{\partial u(x,y)}{\partial y} = v'(x) + (-v'(x)) = 0 \tag{3.212}$$

Para estabelecer as equações de equilíbrio, procede-se admitindo uma viga plana e submetida a um sistema de esforços transverso, normal e flector aplica-se o princípio dos trabalhos virtuais e, depois de efectuar as substituições necessárias, obtém-se:

$$\int_{V_0} \left(\sigma_{xx}\delta\varepsilon_{xx} + 2\sigma_{xy}\delta\varepsilon_{xy}\right) dV_0 = N_1\delta u_1 + T_1\delta v_1 + M_1\delta\theta_1 + N_2\delta u_2 + T_2\delta v_2 + M_2\delta\theta_2 \tag{3.213}$$

Aplicando-se a definição do campo de deformações, o primeiro membro da expressão anterior poderá ser reescrito assim:

$$\begin{aligned}\int_{V_0} \left(\sigma_{xx}\delta\varepsilon_{xx} + 2\sigma_{xy}\delta\varepsilon_{xy}\right) dV_0 &= \int_0^L \int_A \sigma_{xx}\delta u'(x)\,dA\,dx - \int_0^L \int_A \sigma_{xx}\, y\,\delta v''(x)\,dA\,dx \\ &= \int_0^L \overline{N}\delta u'(x)\,dx + \int_0^L \overline{M}\delta v''(x)\,dx\end{aligned} \tag{3.214}$$

A respectiva integração por partes, deverá ser executada duas vezes, para que se possa comparar com a expressão (3.213).

$$\begin{aligned}
&\int_{V_0}\left(\sigma_{xx}\delta\varepsilon_{xx}+2\sigma_{xy}\delta\varepsilon_{xy}\right)dV_0=\int_0^L \overline{N}\,\delta u'(x)dx+\int_0^L \overline{M}\,\delta v''(x)dx\\
&=\left[\overline{N}\,\delta u(x)\right]_0^L-\int_0^L \delta u(x)\overline{N}'dx+\left[\overline{M}\,\delta v'(x)\right]_0^L-\int_0^L \delta v'(x)\overline{M}'dx\\
&=\overline{N}_2\delta u_2-\overline{N}_1\delta u_1-\int_0^L \delta u(x)\overline{N}'dx+\overline{M}_2\delta v'_2-\overline{M}_1\delta v'_1-\left[\overline{M}'\delta v(x)\right]_0^L+\int_0^L \overline{M}''\delta v(x)dx\\
&=\overline{N}_2\delta u_2-\overline{N}_1\delta u_1-\int_0^L \delta u(x)\overline{N}'dx+\overline{M}_2\delta\theta_2-\overline{M}_1\delta\theta_1-\overline{M}'_2\,\delta v_2-\overline{M}'_1\,\delta v_1+\int_0^L \overline{M}''\delta v(x)dx
\end{aligned} \tag{3.215}$$

Na extremidade as equações de equilíbrio são representadas por:

$$\overline{N}_1=-N_1 \qquad \overline{M}'_1=T_1 \qquad \overline{M}'_2=-T_2 \tag{3.216}$$

$$\overline{N}_2=-N_2 \qquad \overline{M}_1=-M_1 \qquad \overline{M}_2=M_2 \tag{3.217}$$

Estas expressões, combinadas com as das leis constitutivas, permitem determinar a deformada da viga solicitada por esforços exteriores aplicados à extremidade.

3.3.2.3.4.5.3 – Considerações de sobre-rigidez dos elementos finitos viga

Piloto, [36] apresentou as soluções analíticas de vigas baseadas nas duas hipóteses clássicas da teoria de Henky Mindlin e Bernoulli para diferentes tipos de elementos finitos colocando em evidência as suas qualidades e defeitos, no domínio bidimensional. Apesar do campo de aplicação do elemento viga utilizado neste trabalho ser não linear, apresenta-se na Figura 3.23 os limites de diferentes formulações de elementos finitos lineares. A hierarquia dos diferentes é estabelecida conforme aquela figura.

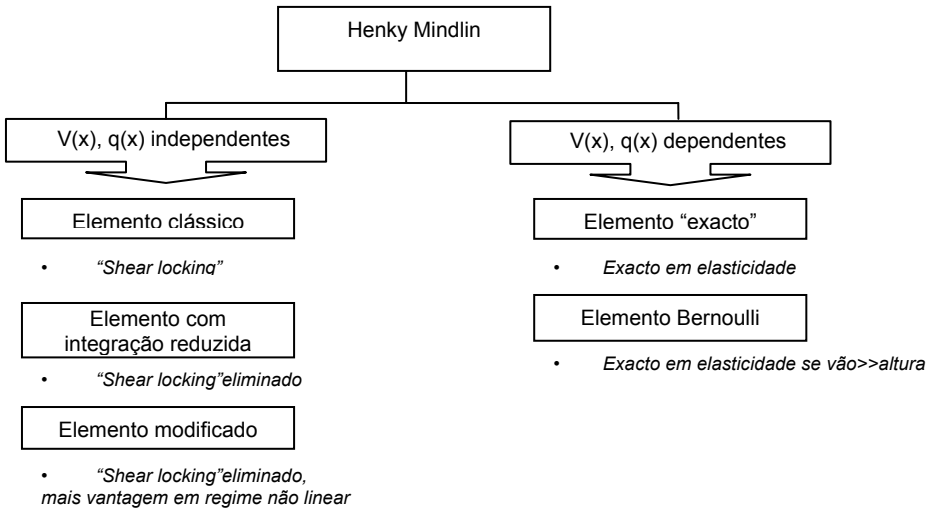


Fig. 3.23 - Esquema resumido de formulações de elementos finitos, [36].

3.3.2.3.4.5.4 – Elemento finito de viga tridimensional de três nós

A descrição do elemento viga aqui considerado é o de três nós numa análise tridimensional, considerando-se o elemento de viga de três nós na análise bidimensional um caso particular deste.

São consideradas as seguintes hipóteses para o elemento finito de viga de três nós adoptado no programa SAFIR:

(i) Admite-se a hipótese de Bernoulli, numa situação de flexão a secção recta permanece perpendicular ao eixo do elemento, a energia de deformação devida ao esforço de corte não é considerada e na ausência de torção, as tensões de corte são nulas;

(ii) Admite-se que o elemento de viga é indeformável ao longo da altura;

(iii) Admite-se a hipótese de Von Karman, ou seja, as deformações axiais são consideradas muito pequenas relativamente à unidade:

$$\frac{\partial u}{\partial x} << 1 \tag{3.218}$$

(iv) Admite-se a hipótese de Vlassov (apenas para vigas tridimensionais) no caso em que se verificam rotações em torno do próprio eixo da viga, no caso de torção pura, a secção empena com uma amplitude que é proporcional ao aumento do ângulo de torção.

Na Figura 3.24 está representado um esquema do elemento de três nós, associado à secção recta.

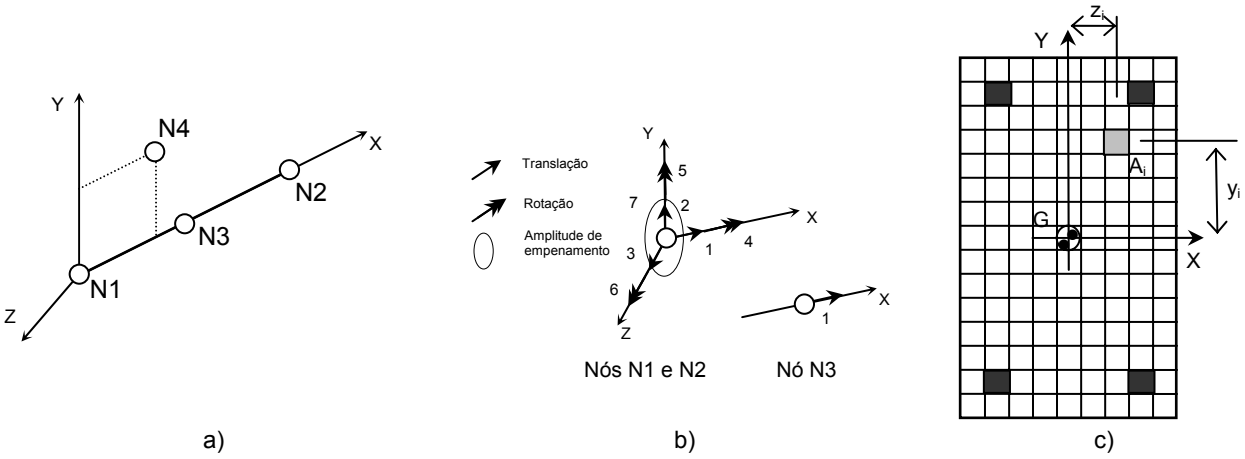


Fig. 3.24 – a) Elemento de viga tridimensional de três nós; b) Graus de liberdade; c) Secção.

Os nós *N1* e *N2* definem a posição do eixo local "*x*", que se situa sobre a linha dos nós, orientado do primeiro para o segundo, com origem a meia distância de ambos. O elemento tem sete graus de liberdade em cada um destes nós: três deslocamentos, três rotações e uma amplitude de empenamento. O nó 3 introduz a possibilidade de uma distribuição ou variação do deslocamento axial não linear. O nó 4 é utilizado para definir a posição do eixo local "*y*". Este eixo será perpendicular a "*x*", estando situado num plano definido por "*x*" e pelo nó 4. A direcção do eixo "*y*" é obtida através da rotação do eixo "*x*" para o nó 4. O sistema local ficará totalmente definido, através do seguinte produto vectorial:

$$\vec{z} = \vec{x} \times \vec{y} \tag{3.219}$$

No elemento apresentado na Figura 3.24 os nós *N1* e *N2* podem não ocupar a posição coincidente com o centro de gravidade da secção ou até com o centro de corte da secção recta. A definição da localização ficará ao cargo do utilizador. Neste trabalho optou-se pela localização do centro de gravidade definida caso a caso porque apesar do posicionamento nos centros gravidade das secções fazer sentido em comportamento elástico, não o faz no caso inelástico e no caso particular das estruturas sujeitas a incêndio. Devido ao aquecimento da peça e da consequente plastificação, a posição do centro gravidade da secção pode variar ao longo da secção. A variação pode ser considerada apenas de elemento para elemento sendo, no caso de um pilar, submetido à encurvadura extremamente importante definir e distinguir onde as cargas deverão estar aplicadas.

O campo de deslocamentos e o correspondente tensor das deformações pode ser determinado depois de admitidas as hipóteses descritas sendo *u, v, w* os deslocamentos nas linhas dos nós e *U*, *V* e *W* os deslocamentos específicos a um ponto qualquer da viga, considerando $\psi(x)$ e $\omega(y,z)$, a rotação em torno do eixo da viga e a função de empenamento, podendo-se escrever:

$$U(x,y,z) = u(x) - y[v'(x)] - z[w'(x)] - yw'(x)\psi(x) + zv'(x)\psi(x) - \omega(y,z)\psi'(x) \tag{3.220}$$

$$V(x,y,z) = v(x) - z[\psi(x)] \tag{3.221}$$

$$W(x,y,z) = w(x) + y[\psi(x)] \tag{3.222}$$

A primeira parcela do campo de deslocamentos nestas expressões representa o deslocamento axial na linha dos nós extremos, enquanto que a segunda e a terceira corresponde ao facto do aparecimento de um deslocamento provocado pela rotação da secção em volta dos eixos situados no plano desta. O termo de acoplamento da quarta e quinta parcela corresponde ao facto da secção ao ter rodado em tomo de um eixo no plano da secção, sofrer uma rotação adicional. Por fim, o último termo representa o efeito do empenamento da secção, criado pela torção.

Ao analisar problemas de grandes deslocamentos, as relações deformação - deslocamento não são lineares e as componentes das deformações são dadas pelo tensor de Green Lagrange. O campo das deformações poderá ser deduzido a partir da derivação das equações anteriores, conforme expressão (3.151). Todas as parcelas com ordem superior a dois deverão ser desprezadas, dando origem às diversas componentes de deformação. Considerando y_c e z_c as coordenadas do centro de torção da secção introduzidas pelo utilizador no programa SAFIR:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial U}{\partial x}\times\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial V}{\partial x}\times\frac{\partial V}{\partial x}+\frac{\partial W}{\partial x}\times\frac{\partial W}{\partial x}\right)\\ &= \frac{\partial U}{\partial x}+\frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial V}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)^2\right]\\ &= \frac{\partial u(x)}{\partial x}-y\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}-z\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}-y\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}\psi(x)+z\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}\psi(x)-\omega(y,z)\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}+\\ &+ yz_c\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}-zy_c\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}+\frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial v(x)}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial w(x)}{\partial x}\right)^2+\left(y^2+z^2\right)\left(\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\right)^2\right]\end{aligned} \tag{3.223}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial y}+\frac{\partial V}{\partial x}+\frac{\partial U}{\partial x}\times\frac{\partial U}{\partial y}+\frac{\partial V}{\partial x}\times\frac{\partial V}{\partial y}+\frac{\partial W}{\partial x}\times\frac{\partial W}{\partial y}\right)\\ &= -\frac{1}{2}\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[z-z_c+\frac{\partial\omega(y,z)}{\partial y}\right]\end{aligned} \tag{3.224}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial z}+\frac{\partial V}{\partial x}+\frac{\partial U}{\partial x}\times\frac{\partial U}{\partial z}+\frac{\partial V}{\partial x}\times\frac{\partial V}{\partial z}+\frac{\partial W}{\partial x}\times\frac{\partial W}{\partial z}\right)\\ &= \frac{1}{2}\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[y-y_c+\frac{\partial\omega(y,z)}{\partial z}\right]\end{aligned} \tag{3.225}$$

O campo dos deslocamentos do elemento é constituído por 15 variáveis nodais (graus do liberdade). No elemento de viga de três nós são considerados em cada um dos nós extremos, referenciados por *N1* e *N2*, três deslocamentos, três rotações e uma amplitude do empenamento. O nó central 3 só tem uma componente do deslocamento axial *u*, mais concretamente a parte não linear numa variação parabólica do polinómio, habilitando-o com capacidades não lineares (grau do liberdade 15), conforme se verifica na Figura 3.25. A introdução deste grau de liberdade transforma o deslocamento axial numa função do segundo grau em x. O objectivo deste grau adicional introduzido por Boreave, [37] consiste em impor que a deformação não seja constante sobre o elemento.

A discretização dos campos de deslocamentos *u*, *v*, *w* e ψ é efectuada de uma forma clássica através de polinómios de grau 2 e 3. Também para o caso da rotação em x, será utilizado um polinómio de grau 3, pelo que o sétimo e décimo quarto grau de liberdade do elemento, representativo da função de empenamento da secção, é determinado pela derivada em ordem a x desta rotação.

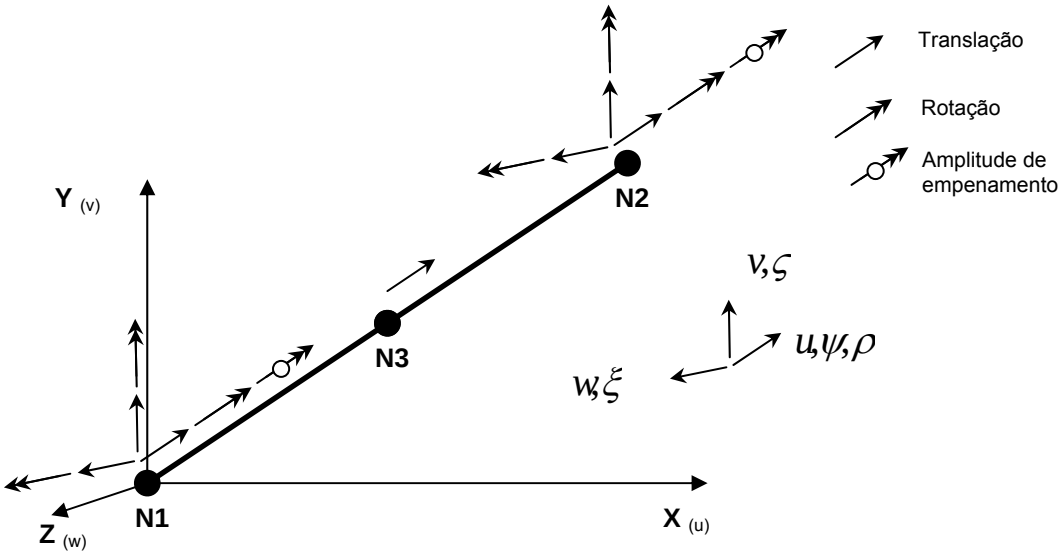


Fig. 3.25 - Representação dos graus de liberdade no elemento.

$$u(x) = a_1 + a_2 \cdot x + a_3 \cdot x^2 \tag{3.226}$$

$$v(x) = a_4 + a_5 \cdot x + a_6 \cdot x^2 + a_7 \cdot x^3 \tag{3.227}$$

$$w(x) = a_8 + a_9 \cdot x + a_{10} \cdot x^2 + a_{11} \cdot x^3 \tag{3.228}$$

$$\psi(x) = a_{12} + a_{13} \cdot x + a_{14} \cdot x^2 + a_{15} \cdot x^3 \tag{3.229}$$

$$\varsigma(x) = \frac{\partial W(x)}{\partial x} = a_9 + 2 \cdot a_{10} \cdot x + 3 \cdot a_{11} \cdot x^2 \tag{3.230}$$

$$\xi(x) = \frac{\partial V(x)}{\partial x} = a_5 + 2 \cdot a_6 \cdot x + 3 \cdot a_7 \cdot x^2 \tag{3.231}$$

$$\rho(x) = \frac{\partial \psi(x)}{\partial x} = a_{13} + 2 \cdot a_{14} \cdot x + 3 \cdot a_{15} \cdot x^2 \tag{3.232}$$

Introduzindo a formulação matricial, tendo em consideração as quinze incógnitas nodais, pode-se definir uma matriz que relaciona aqueles sete deslocamentos generalizados com as quinze incógnitas.

Diversos autores, como Goyet, [38], recorrem a interpolações hiperbólicas para representar a função de empenamento. Franssen, [28] recorre à solução apresentada mais à frente, justificando melhores características computacionais.

Para determinar as funções de interpolação em função dos graus de liberdade, será necessário substituir em (3.233), os valores dos 15 deslocamentos generalizados. O grau de liberdade quinze representará a componente não linear do deslocamento axial a meio do elemento e não o próprio deslocamento. Esta forma possibilita a obtenção de um deslocamento linear, caso se anule este grau de liberdade.

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \psi \\ \varsigma \\ \xi \\ \rho \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & x^2 & x^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & x^2 & x^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 2x & 3x^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 2x & 3x^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 2x & 3x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \\ a_7 \\ a_8 \\ a_9 \\ a_{10} \\ a_{11} \\ a_{12} \\ a_{13} \\ a_{14} \\ a_{15} \end{Bmatrix} \tag{3.233}$$

$$\begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ p_4 \\ p_5 \\ p_6 \\ p_7 \\ p_8 \\ p_9 \\ p_{10} \\ p_{11} \\ p_{12} \\ p_{13} \\ p_{14} \\ p_{15} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{-L}{2} & \frac{L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{-L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{-L^3}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{-L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{-L^3}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{-L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{-L^3}{8} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -L & \frac{3L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -L & \frac{3L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -L & \frac{3L^2}{4} \\ 1 & \frac{L}{2} & \frac{L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{L^3}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{L^3}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{L}{2} & \frac{L^2}{4} & \frac{L^3}{8} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & L & \frac{3L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & L & \frac{3L^2}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & L & \frac{3L^2}{4} \\ 0 & 0 & \frac{-L}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \\ a_7 \\ a_8 \\ a_9 \\ a_{10} \\ a_{11} \\ a_{12} \\ a_{13} \\ a_{14} \\ a_{15} \end{Bmatrix} \tag{3.234}$$

Esta matriz designada por $[B]$, relaciona as incógnitas nodais com os graus de liberdade.

$$\{p_i\} = [B]\{a_i\} \Leftrightarrow \{a_i\} = [B]^{-1}\{p_i\} \tag{3.235}$$

pelo que, qualquer deslocamento generalizado dos sete explicitados poderá ser determinado através da seguinte expressão:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \psi \\ \varsigma \\ \xi \\ \rho \end{Bmatrix} = [d]\{a_i\} = [d][B]^{-1}\{p_i\} = [N]\{p_i\} \tag{3.236}$$

em que a matriz $[N]$ apresenta as funções de interpolação dos deslocamentos generalizados. Cada um destes sete graus de liberdade pode então ser calculado através das seguintes expressões:

$$u(x) = h_1(x)p_1 + h_4(x)p_8 + h_7(x)p_{15} \tag{3.237}$$

$$v(x) = h_2(x)p_2 + \frac{L}{2}h_3(x)p_6 + h_5(x)p_9 + \frac{L}{2}h_6(x)p_{13} \tag{3.238}$$

$$w(x) = h_2(x)p_3 + \frac{L}{2}h_3(x)p_5 + h_5(x)p_{10} - \frac{L}{2}h_6(x)p_{12} \tag{3.239}$$

$$\psi(x) = h_2(x)p_4 + \frac{L}{2}h_3(x)p_7 + h_5(x)p_{11} + \frac{L}{2}h_6(x)p_{14} \tag{3.240}$$

$$\varsigma(x) = h_2'(x)p_3 - \frac{L}{2}h_3'(x)p_5 + h_5'(x)p_{10} - \frac{L}{2}h_6'(x)p_{12} \tag{3.241}$$

$$\xi(x) = h_2'(x)p_2 + \frac{L}{2}h_3'(x)p_6 + h_5'(x)p_9 + \frac{L}{2}h_6'(x)p_{13} \tag{3.242}$$

$$\rho(x) = h_2'(x)p_4 + \frac{L}{2}h_3'(x)p_7 + h_5'(x)p_{11} - \frac{L}{2}h_6'(x)p_{14} \tag{3.243}$$

Nestas expressões as funções h_i , representam as funções de interpolação polinomiais, descritas da seguinte forma:

$$h_1(x) = \frac{1}{2} - \frac{x}{L} \tag{3.244}$$

$$h_2(x) = \frac{2x^3}{L} - \frac{3x}{2L} + \frac{1}{2} \tag{3.245}$$

$$h_3(x) = \frac{2x^3}{L^3} - \frac{x^2}{L^2} - \frac{x}{2L} + \frac{1}{4} \tag{3.246}$$

$$h_4(x) = \frac{1}{2} + \frac{x}{L} \tag{3.247}$$

$$h_5(x) = \frac{-2x^3}{L^3} + \frac{3x}{2L} + \frac{1}{2} \tag{3.248}$$

$$h_6(x)=\frac{2x^3}{L^3}+\frac{x^2}{L^2}-\frac{x}{2L}-\frac{1}{4} \tag{3.249}$$

$$h_7(x)=1-\frac{4x^2}{L^2} \tag{3.250}$$

Se se utilizar a expressão (3.243) a (3.250) para determinar a deformação axial, o campo de deslocamentos discretizado da forma apresentada conduz a uma rigidez excessiva, "locking". De facto os diferentes termos da deformação axial que possuem o mesmo grau em y e em z, não possuem o mesmo grau em x, não sendo possível representar correctamente o modo de flexão puro.

Para resolver este problema, Franssen, [28] recorre a uma solução que substitui os termos quadráticos das derivadas dos deslocamentos laterais e transversais $\partial^2 v(x)/\partial x^2$, $\partial^2 w(x)/\partial x^2$ na expressão (3.223) por uma constante igual à média sobre o comprimento do elemento, conferindo-lhes o mesmo grau polinomial em x que ao termo u'. Este termo é de grau zero, pelo que, por simetria o grau de liberdade 15 terá um valor nulo para este tipo de solicitação.

Os termos de acoplamento $\partial^2 w(x)/\partial x^2\,\psi(x)$ e $\partial^2 v(x)/\partial x^2\,\psi(x)$ serão substituídos por uma função linear em x, permitindo obter o mesmo grau do polinómio que os termos em $\partial^2 v(x)/\partial x^2$, $\partial^2 w(x)/\partial x^2$ e $\partial^2 \psi(x)/\partial x^2$. Esta função linear é determinada pelo método dos mínimos quadrados, através da minimização da diferença entre a nova expressão e a expressão inicial.

Quando se calcula a variação da extensão, alguns termos têm que ser adicionados de forma a garantir que os seis modos de movimento de corpo rígido não produzam extensões. Esta modificação no campo de deformações torna o elemento livre do fenómeno de "locking" e nas quais as forças nodais resultam da integração das tensões internas em equilíbrio, as quais garantem a convergência, [28].

Através destas duas transformações, o campo das deformações expresso em (3.223) a (3.225) converte-se em:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx}=\frac{\partial u(x)}{\partial x}-y\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}-z\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}-y\left\{\frac{3x}{2\left(L/2\right)^3}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}\psi(x)xdx+\frac{1}{2\,L/2}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}\psi(x)xdx\right\}+\\ +z\left\{\frac{3x}{2\left(L/2\right)^3}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}\psi(x)xdx+\frac{1}{2\,L/2}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}\psi(x)xdx\right\}-\omega(y,z)\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}+\\ +\frac{1}{L}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial v(x)}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial w(x)}{\partial x}\right)^2\right]dx+\frac{1}{2}\left(y^2+z^2\right)\left(\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\right)^2+yz_c\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}-zy_c\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}\end{aligned} \tag{3.251}$$

$$\varepsilon_{xy} = -\frac{1}{2}\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[z - z_c + \frac{\partial\omega(y,z)}{\partial y}\right] \tag{3.252}$$

$$\varepsilon_{xz} = -\frac{1}{2}\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[y - y_c - \frac{\partial\omega(y,z)}{\partial z}\right] \tag{3.253}$$

O cálculo das tensões longitudinais é realizado à custa deste campo de deformações. A variação das deformações é traduzida pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}\delta\varepsilon_{xx} = {} & \delta\frac{\partial u(x)}{\partial x} + \frac{1}{L}\int_{-L/2}^{L/2}\left[\frac{\partial v(x)}{\partial x}\delta\frac{\partial v(x)}{\partial x} + \frac{\partial w(x)}{\partial x}\delta\frac{\partial w(x)}{\partial x}\right]dx - y\delta\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} - z\delta\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} - \\ & - y\left[\frac{3x}{2(L/2)^3}\left\{\int_{-L/2}^{L/2}\delta\psi\frac{\partial^2\omega(x)}{\partial x^2}x\,dx + \frac{L}{2}\left(p_{12}\delta p_{11} + p_5\delta p_4\right) + \int_{-L/2}^{L/2}\psi\delta\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}x\,dx\right\}\right] + \\ & \frac{1}{2(L/2)}\left\{\int_{-L/2}^{L/2}\delta\psi\frac{\partial^2\omega(x)}{\partial x^2}dx + \left(p_{12}\delta p_{11} - p_5\delta p_4\right) + \int_{-L/2}^{L/2}\psi\delta\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2}dx\right\} + \\ & z\left[\frac{3x}{2(L/2)^3}\left\{\int_{-L/2}^{L/2}\delta\psi\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}x\,dx - \frac{L}{2}\left(p_{13}\delta p_{11} + p_6\delta p_4\right) + \int_{-L/2}^{L/2}\psi\delta\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}x\,dx\right\}\right] + \\ & \frac{1}{2(L/2)}\left\{\int_{-L/2}^{L/2}\delta\psi\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}dx + \left(p_{13}\delta p_{11} - p_6\delta p_4\right) + \int_{-L/2}^{L/2}\psi\delta\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2}dx\right\} + r^2\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\delta\frac{\partial\psi(x)}{\partial x} - w(y,z)\delta\frac{\partial^2\psi(x)}{\partial x^2}\end{aligned} \tag{3.254}$$

$$\delta\varepsilon_{xy} = -\frac{1}{2}\delta\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[z - z_c + \frac{\partial\omega(y,z)}{\partial y}\right] \tag{3.255}$$

$$\delta\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2}\delta\frac{\partial\psi(x)}{\partial x}\left[y - y_c + \frac{\partial\omega(y,z)}{\partial z}\right] \tag{3.256}$$

A integração das tensões longitudinais e da rigidez na secção é baseada no modelo de fibras na qual esta é considerada e constituída por um certo número de fibras paralelas, aliás cuja discretização é a mesma considerada na análise térmica. Assim cada elemento finito triangular ou quadrangular sólido considerado na análise térmica é caracterizado pela sua posição na secção dada por y_i e z_i, pela sua área (Figura 3.24c) e pela sua temperatura média correspondente a essa fibra. A integração é muito facilmente realizada como se indica:

$$N = \int_A \sigma(y,z)A_i\,dydz \cong \sum_{i=1}^{N}\sigma_i(T_i)A_i \tag{3.257}$$

$$M_y = \int_A \sigma(y,z)A_i y_i\,dydz \cong \sum_{i=1}^{N}\sigma_i(T_i)A_i y_i \tag{3.258}$$

$$EA = \int_A E(y,z) A_i \, dydz \cong \sum_{i=1}^{N} E_i(T_i) A_i \tag{3.259}$$

$$EI_y = \int_A E(y,z) A_i y_i^2 \, dydz \cong \sum_{i=1}^{N} E_i(T_i) A_i y_i^2 \tag{3.260}$$

em que T_i, representa a temperatura média do elemento plano i, A_i, define a área do elemento, a dupla de coordenadas (y_i, z_i) representam a localização do centro gravidade da secção do referido elemento e N corresponde ao número total do elementos na secção recta.

Cada elemento plano utilizado na evolução térmica constitui uma fibra no elemento da viga apresentado. Esta forma do proceder é genérica e permite descrever qualquer forma da secção recta e utilizar variados tipos de material.

A integração na direcção longitudinal é efectuada utilizando o método do Gauss, com a escolha do número de pontos adequados, no mínimo igual a dois. O fenómeno de sobre-rigidez associados aos elementos deste tipo podem ser demonstrados, [36] pelo que se deverá aumentar o número de elementos em vez de aumentar a ordem de integração.

3.3.2.3.4.6. – Resolução de sistemas de equações não lineares

3.3.2.3.4.6.1 – Introdução

Os problemas estruturais analisados neste trabalho são não lineares, geométrica (grandes deslocamentos) e materialmente (leis constitutivas do material a alta temperatura). As equações de equilíbrio estabelecidas através da formulação descrita são não lineares exigindo uma resolução específica através de métodos não directos. Outra via é a resolução das equações de equilibro através da forma incremental em que as cargas exteriores são aplicadas gradualmente através do designado incremento de carga, até que o valor do carregamento previamente definido seja atingido.

Pode-se utilizar um método de resolução do sistema não linear de equações puramente incremental, ou um método misto incremental e iterativo no qual em cada fase incremental se processa um ciclo iterativo com o objectivo de tornar a convergência mais rápida e precisa, [38]. No método incremental o sistema não linear é substituido por uma sequência de sistemas lineares, aplicando sucessivamente e incrementalmente as acções exteriores. Este método é simples de programar mas apresenta problemas de convergência quando a não linearidade é acentuada, podendo inclusive divergir da solução. Neste caso o equilíbrio verifica-se para os diferentes incrementos de carga aplicados com um determinado erro, conduzindo a uma eventual acumulação de erros no método incremental. No método incremental-iterativo os erros acumulados são muito reduzidos devido ao processo iterativo em cada carregamento

incremental, garantindo um melhor comportamento e eficiência na obtenção da solução do problema.

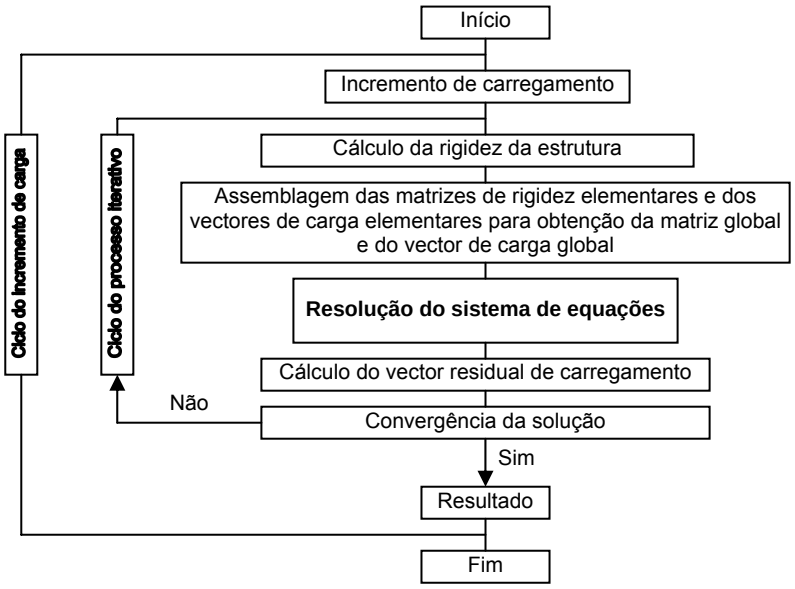


Fig. 3.26 – Metodologia de resolução de um problema não linear unidimensional.

Em cada fase incremental e apesar das boas características de convergência, a fase iterativa pode tornar-se demasiadamente lenta por exigir o cálculo em todas as iterações do processo incremental, a matriz rigidez global da estrutura e da sua inversa. Assim Franssen, [28], à semelhança de muitos outros investigadores, inclui no SAFIR várias possibilidades técnicas alternativas de resolução de sistemas não lineares descrevendo-se em seguida cada um deles.

Esquematiza-se na Figura 3.26 o processo tipo para determinar a de solução de um sistema não linear unidimensional.

3.3.2.3.4.6.2 – Método incremental

A solução das equações não lineares de equilíbrio para o incremento de ordem *n* é conseguida à custa da solução para o incremento anterior, *n-1*. O vector dos incrementos dos deslocamentos $\{\Delta d\}^n$ procurado é obtido recorrendo-se à expressão:

$$[K_T]^n \{\Delta d\}^n = \{\Delta f\}^n - \{\Psi\}^{n-1} \tag{3.261}$$

Em que $[K_T]$ representa a matriz de rigidez tangencial da estrutura definida a partir das condições geométricas e materiais no final do incremento *n-1*. O vector das forças residuais ou não equilibradas, $\{\Psi\}^{n-1}$, é determinado através da expressão:

$$\{\Psi\}^{n-1} = \{r\}^{n-1} - \{f\}^{n-1} \neq 0 \tag{3.262}$$

Em que o vector $\{f\}^{n-1}$ representa o vector das forças nodais totais exteriores aplicadas no incremento *n-1* e o vector $\{r\}^{n-1}$ que representa o vector de forças nodais equivalentes à distribuição de tensões no incremento *n-1*, é definido por:

$$\{r\}^{n-1} = \int_V \left([B]^{n-1}\right)^T [\sigma]^{n-1} dV \tag{3.263}$$

Este método incremental puro leva quase invariavelmente, devido neste caso particular de aplicação de estruturas de betão a altas temperaturas e por conseguinte uma análise altamente não linear pela associação da não linearidade geométrica e material, a um significativo afastamento da solução havendo um desequilíbrio crescente à medida que os incrementos de carga são aplicados. Existe sempre o critério de definir os incrementos de carga suficientemente pequenos para que o processo de análise não se torne instável.

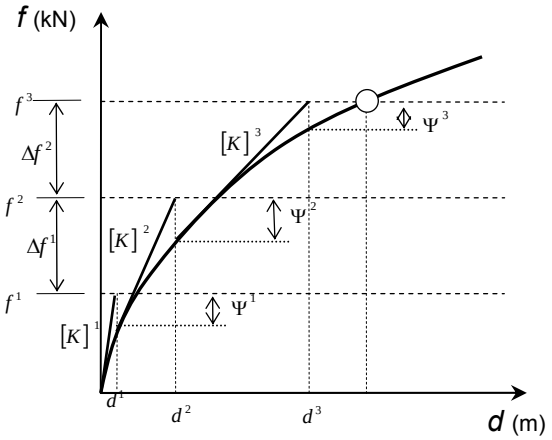


Fig.3.27 - Resolução incremental de um sistema unidimensional.

Quando o número de incrementos, *n* tende para infinito, a solução tende para o seu valor exacto, desde que o processo seja convergente. É necessário calcular a matriz rigidez em cada incremento como se observa na Figura 3.27 para o caso de uma única variável. O processo de convergência do método passa pelo cálculo das diferenças de soluções sucessivas, ou mais habitualmente, através das normas das variáveis do problema.

3.3.2.3.4.6.3 – Método incremental iterativo

O processo iterativo é aplicado para cada incremento de carga, até que se satisfaça um determinado critério de convergência previamente definido. O objectivo do processo iterativo é minimizar o vector das forças residuais, $\Psi \cong 0$ antes de se passar ao incremento de carga seguinte.

Conhecida uma solução para a equação (3.261), para a iteração de ordem *i-1*, o problema a resolver toma agora a forma genérica, para a iteração de ordem *i:*

$$\left[K_T\right]_i^n \left\{\delta d\right\}_i^n = -\left\{\Psi\right\}_{i-1}^n \tag{3.264}$$

com o vector de forças residuais a ser calculado através da expressão (3.262), possibilita-se o cálculo de variação iterativa dos deslocamentos $\left\{\delta d\right\}_i^n$ na iteração corrente.

$$\left\{\Psi\right\}_{i-1}^n = \left\{r\right\}_i^n - \left\{f\right\}^n \tag{3.265}$$

O método de Newton Raphson corresponde à avaliação do vector $\left\{\delta d\right\}_i^n$ utilizando a matriz de rigidez tangencial, correspondente à última configuração encontrada $\left[K_T\right]_i^n$, (Figura 3.28).

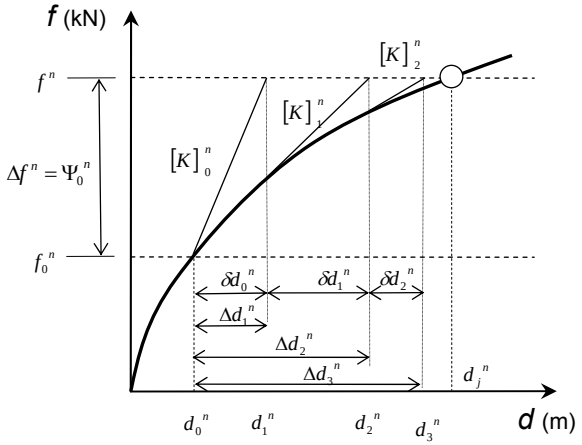


Fig.3.28 - Método de Newton Raphson, numa representação unidimensional.

Observando-se a Figura 3.28 podem-se em seguida proceder às seguintes actualizações em termos de deslocamento, para cada incremento de carga, *n* através das expressões:

$$\left\{\Delta d\right\}_{i+1}^n = \left\{\Delta d\right\}_i^n + \left\{\delta d\right\}_i^n = \left\{\delta d\right\}_0^n + \sum_{j=1}^{i} \left\{\delta d\right\}_j^n \tag{3.266}$$

$$\left\{d\right\}_{i+1}^n = \left\{d\right\}_i^n + \left\{\delta d\right\}_i^n = \left\{d\right\}_0^n + \left\{\Delta d\right\}_{i+1}^n \tag{3.267}$$

O deslocamento para a primeira iteração do incremento de carga *n* e pode ser calculado através do deslocamento final obtido no incremento de carga *n-1*. O vector da variação do deslocamento ao longo das iterações no incremento de carga *n* na iteração zero, pode ser aproximado pelo incremento de deslocamento na iteração 1:

$$\left\{\delta d\right\}_0^n = \left\{\Delta d\right\}_1^n \tag{3.268}$$

3.3.2.3.4.6.3.1 – Método de Newton-Raphson (KT)

Há que enquadrar mais especificamente o Método de Newton-Raphson (KT) aos problemas da mecânica estrutural adoptando a formulação por elementos finitos. Genericamente o sistema de equações não lineares em equilíbrio é traduzido pela expressão:

$$[K]\{d\} = \{f\} \tag{3.269}$$

Em que a matriz $[K]$ caracteriza a rigidez da estrutura, o vector $\{d\}$ são os deslocamentos nodais da estrutura correspondentes às incógnitas a determinar e o vector $\{f\}$representa o vector de cargas exteriormente aplicadas.

A não linearidade existe porque a matriz $[K]$ depende do vector dos deslocamentos $\{d\}$e das suas derivadas sendo impossível resolver aquele sistema de equações (3.249) através da inversão da matriz $[K]$ que deverá ser simétrica e não singular. O processo iterativo Newton-Raphson é então aplicado com a equação (3.265) mas explicitando aquelas grandezas em função dos deslocamentos.

$$\left\{\Psi\{d\}^n\right\}^n = \left\{r\{d\}^n\right\}^n - \{f\}^n \tag{3.270}$$

em que $\{d\}^n$ representa o vector dos deslocamentos nodais procurado, $\left\{r\{d\}^n\right\}^n$ representa o vector das forças nodais equivalentes à distribuição de tensões no fim do incremento de carga *n* e $\Psi\{d\}^n$, representa o valor das forças residuais não equilibradas no incremento de carga *n* e tendencialmente a convergir para o valor zero e $\{f\}^n$ representa o vector das forças nodais exteriormente aplicadas e associadas ao incremento de carga *n*,

O processo iterativo começa por considerar uma estimativa do vector de deslocamentos para a iteração *i*, à qual corresponde um vector de forças residuais não nulas $\Psi\{d\}_i^n$ para, recorrendo ao desenvolvimento em série de Taylor para $\Psi\{d\}_{i+1}^n$ na vizinhança de $\{d\}_i^n$ obter um valor melhorado para os deslocamentos na iteracção *i+1*.

$$\Psi\{d\}_{i+1}^n \cong \psi\{d\}_i^n + \left.\frac{\partial\{\Psi\{d\}\}}{\partial\{d\}}\right|_i^n \{\delta d\}_i^n = 0 \tag{3.271}$$

Reescrevendo a expressão (3.264):

$$\Psi\{d\}_i^n + [K_T]_i^n \{\delta d\}_i^n = 0 \tag{3.272}$$

Pode-se calcular o vector variação virtual dos deslocamentos:

$$\{\delta d\}_i^n = -\left([K_T]_i^n\right)^{-1} \Psi\{d\}_i^n \tag{3.273}$$

Assim, comparando as expressões (3.252) e (3.250) define-se a matriz $[K_T]_i^n$

$$[K_T]_i^n = \left.\frac{\partial\{\Psi\{d\}\}}{\partial\{d\}}\right|_i^n \tag{3.274}$$

Que representa a matriz rigidez tangencial da estrutura global em análise e que permite actualizar o vector deformação através da expressão (3.267).

Com o vector de cargas nodais exteriores $\{f\}^n$ não dependente do vector deslocamento $\{d\}_i^n$ e considerando a expressão (3.250) pode escrever-se a expressão (3.254) anulando a segunda parcela ao segundo membro da expressão ficando:

$$[K_T]_i^n = \left.\frac{\partial\{r\{d\}\}}{\partial\{d\}}\right|_i^n \tag{3.275}$$

O processo iterativo concluir-se-á quando for satisfeito o critério de convergência,

3.3.2.3.4.6.3.2 – Métodos de Newton-Raphson modificados

Como se explicitou, a aplicação do método de Newton Raphson na resolução de sistemas não lineares de equações, exige a definição da matriz de rigidez tangencial da estrutura, e da sua inversa em cada iteração do processo incremental-iterativo referido. Este procedimento é demasiadamente lento quando se consideram números de incrementos de carga e ou intervalos de tempo considerado na análise térmica. Existem procedimentos variantes deste para minimizar aquele inconveniente, nomeadamente: o método da rigidez inicial (KT0) e os métodos (KT1) e (KT2). Nestes métodos a matriz de rigidez tangencial é mantida constante durante grande parte do processo. Como se observa na Figura 3.29 no método (KT0) a matriz de rigidez é calculada no primeiro incremento de carga e utilizada até ao fim do cálculo. Nos métodos (KT1) e (KT2) a matriz de rigidez é actualizada na primeira e segunda iteração, respectivamente para cada incremento de carga.

O método (KT0), desenvolvido e apresentado por Zienkiewicz, [39], possui uma característica positiva e outra negativa que é o de calcular apenas uma vez a matriz de rigidez. O aspecto negativo tem a ver com o processo de convergência que é muito lento, podendo mesmo conduzir à divergência do processo nas situações de grande não linearidade como são as situações de estruturas sujeitas a incêndio.

Estas duas variantes do método do Newton - Raphson distinguem-se apenas pelo momento do processo iterativo onde se faz a actualização da matriz do rigidez global da estrutura. Enquanto que no método KT1 a matriz $[K_T]$é actualizada na primeira iteração de cada incremento de carga, no método KT2 a actualização de $[K_T]$ faz-se no início da segunda iteração e após a aplicação do incremento do carga na primeira iteração, como se poderá verificar na Figura 3.29 b) e c).

A equação (3.272) poderá ser reescrita para no método KT1:

$$\{\delta d\}_{i-1}^n = -\left([K_T]_0^n\right)^{-1} \psi\{d\}_{i-1}^n \qquad , i \geq 1 \tag{3.276}$$

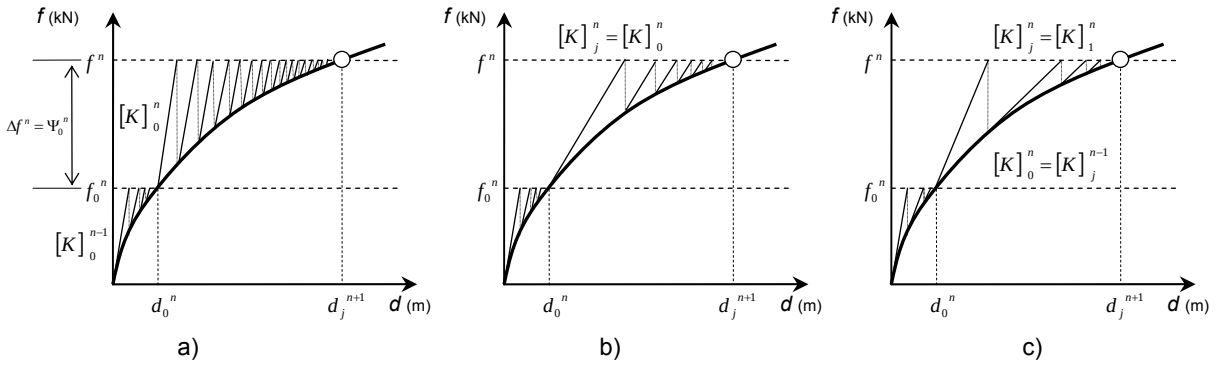


Fig. 3.29 - Representação dos métodos de Newton Raphson modificados num sistema unidimensional: a) (KT0); b) (KT1) e c) (KT2);.

e para no método KT2:

$$\{\delta d\}_{i-1}^n = -\left([K_T]_1^n\right)^{-1} \psi \{d\}_{i-1}^n \qquad , i \geq 2 \tag{3.277}$$

A utilização destes métodos na análise de problemas onde as características não lineares são significativas, conduz normalmente ao aparecimento de dois tipos de situações: por um lado, uma diminuição significativa da velocidade de convergência, que é quadrática no caso do método de Newton-Raphson, [40], ou por outro, pode conduzir mesmo à divergência do processo iterativo. A primeira verifica-se sempre que se regista uma diminuição da rigidez do sistema durante o incremento de carga, causada, por exemplo, pelo comportamento elasto-plástico de muitos materiais acima de um determinado nível de tensão. O aparecimento do fenómeno de divergência pode ser devido a um aumento de rigidez provocado pelo comportamento não linear geométrico da estrutura, situação que pode ser contornada impondo incrementos de carga mais pequenos, ou ainda a um aumento de rigidez resultante de um descarregamento do material provocado por uma redistribuição de tensões (mesmo em regime de carregamento crescente). Neste caso, a redução do incremento de carga, só por si, não é suficiente para tornar o processo convergente, havendo a necessidade de se proceder a uma redefinição da matriz de rigidez da estrutura.

3.3.2.3.4.6.4 – Método do comprimento do arco

Na análise de estruturas sujeitas a incêndio está associado um comportamento não lineares vincado nomeadamente comportamentos do tipo 'snap-through' e 'snap-back', conforme se encontra explicado em, [41] e [40]. Este tipo de situações, muito frequentes na análise da instabilidade geométrica de elementos estruturais, torna os métodos iterativos convencionais inadequados para a completa definição da curva de equilíbrio, cujo conhecimento é essencial para a obtenção das condições de colapso da estrutura.

Na Figura 3.30 apresenta-se um exemplo de uma curva de equilíbrio característica onde se encontram evidenciadas as dificuldades referidas. Assim, se for adoptada uma análise incremental relativamente às cargas aplicadas, verificar-se-ia que, uma vez atingido o ponto D da curva, a solução passaria para o ponto E, tornando impossível o conhecimento do comportamento do sistema relativamente ao segmento DE da curva de equilibro. Está-se perante um fenómeno do tipo 'snap-through' e que corresponde a um 'salto' dinâmico da solução para um novo estado de deslocamentos em regime de carga constante.

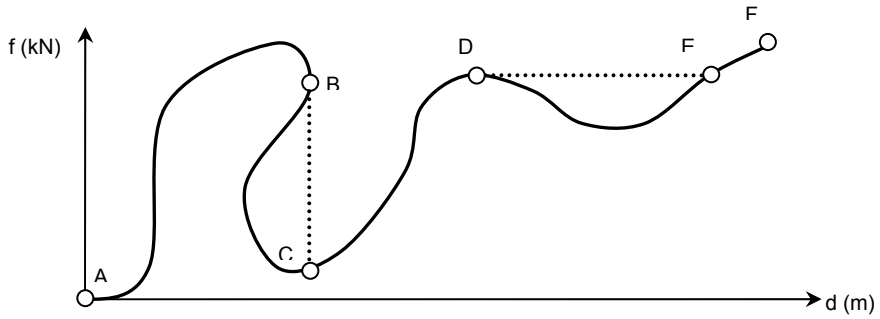


Fig. 3.30 - Exemplo de curva de equilíbrio em regime não linear geométrico.

Esta situação poderá ser contornada se for adoptada uma análise onde os deslocamentos sejam prescritos incrementalmente. Torna-se assim possível traçar toda a curva de equilíbrio resistente entre D e E. A análise podendo ser feita até ao ponto B, altura em que se verifica um 'salto' dinâmico da solução para o ponto C. Considerando o regime de estado de deslocamentos constante é conhecida por fenómeno do tipo 'snap-back', torna inacessível ao projectista o conhecimento do comportamento da estrutura no ramo BC da curva de equilíbrio.

Surgiram em consequência do que se descreveu o método do Controlo do Comprimento de Arco que tornou possível a definição da curva de equilíbrio para lá dos Pontos limite referidos, permitindo definir as causas do colapso da estrutura em estudo. Estas técnicas possibilitam ainda a melhoria significativa das características de convergência dos métodos iterativos convencionais, como são os casos dos métodos de Newton - Raphson Modificados.

No sentido de permitir a análise do comportamento estrutural além dos pontos limites, Riks, [40] e Wempner, [40] propuseram a adição às equações de equilíbrio de uma equação de constrangimento que, para o incremento de carga corrente, apresenta a forma da seguinte expressão:

$$\{\Delta d\}^T \{\Delta d\}_i + b(\Delta\lambda_i)^2 \{f\}^T \{f\} = (\Delta l)^2 \tag{3.278}$$

onde $\{\Delta d\}_i$, e $\Delta\lambda_i$, são, respectivamente, o vector total dos incrementos dos deslocamentos e o factor total dos incrementos de carga na iteração *i,* $\{f\}$ é o vector das forças nodais

exteriormente aplicadas, Δl é o valor prescrito do comprimento de arco para o incremento de carga corrente e b representa um factor de escala.

Segundo Park, [42] o factor b deverá estar relacionado com o parâmetro da Rigidez Corrente de Bergan, [43], de forma que, a um aumento de rigidez da estrutura corresponda um aumento da contribuição do termo das cargas na equação anterior. Contudo Crisfield, [41] sugere o valor $b = 0$, com base na sua experiência numérica associada à aplicação do método.

Verifica-se no entanto, que o processo enunciado por Ricks e Wempner não é adequado para ser utilizado conjuntamente com o método dos elementos finitos, em virtude da equação (3.260) destruir a forma em banda e simetria das equações de equilíbrio. Este problema pode, felizmente, ser contornado, adoptando um processo análogo ao método do controlo do deslocamento proposto por Batoz e Dhatt, [44].

Na Figura 3.31 está representado o efeito do incremento de carga nos deslocamentos.

Tendo em conta a equação (3.273) pode escrever-se:

$$\{\delta d(\lambda_i + \delta\lambda_i)\} = -([K_T]_i)^{-1}\{\Psi(\lambda_i)\} + \delta\lambda_i([K_T]_i)^{-1}\{f\} = \{\delta d_i\} = \{\overline{\delta d}_i\} + \delta\lambda_i\{\delta d_i\}^2 \tag{3.279}$$

em que λ_i, representa o factor do nível de carga associado à iteração corrente, Figura 3.31.

A equação (3.263) constitui a base de todos os métodos do Controlo do Comprimento de Arco e que apenas diferem entre si, na definição do parâmetro $\delta\lambda_i$ (factor iterativo de variação do nível de carga), ou seja, na forma, como a solução é obrigada a seguir um determinado 'caminho' durante o processo iterativo.

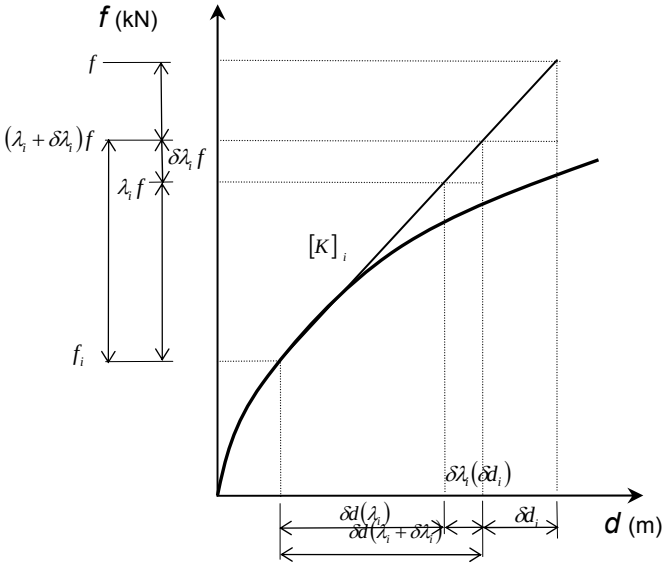


Fig. 3.31 - Efeito da variação do nível de carga na variação dos deslocamentos.

3.3.2.3.4.6.5 – Critérios de convergência

No método incremental - iterativo torna-se necessário verificar a solução obtida no final de cada iteração identificando a convergência dentro de uma determinada tolerância, ou alternativamente se o processo deverá continuar até que se obtenha a convergência pretendida. A tolerância a utilizar deverá ser criteriosamente escolhida para a obtenção de um cálculo realista dentro de um intervalo de tempo computacional aceitável.

Uma metodologia adoptada no SAFIR é o de em cada incremento especificar-se um número máximo de iterações, ao fim das quais o processo iterativo é interrompido, seja por não se respeitar a tolerância da convergência, seja por ocorrer divergência.

Os critérios de convergência que podem ser considerados baseados nos deslocamentos, na forças e em critérios energéticos. No primeiro caso é utilizada a variação iterativa dos deslocamentos para verificar a convergência, que acontecerá quando a norma Euclidiana destes for inferior a uma percentagem da norma Euclidiana dos deslocamentos finais. No segundo caso são comparadas as forças residuais encontradas no final de cada iteração com o valor das respectivas forças externas (aplicadas e reacções), enquanto que no terceiro caso, se compara o acréscimo de energia verificado em cada iteração com a energia desenvolvida no início do processo iterativo, sendo este o processo utilizado no programa SAFIR. Neste programa é determinado o valor de uma quantidade com unidades de energia, que resulta da norma do produto das forças internas pelo deslocamento incremental associado ao passo de tempo *i* da iteração *j*.

$$NE = \sum_{k=1}^{NDOF} \left| du_k^{i,j} \cdot F_k^{\text{int}} \right| \tag{3.280}$$

Nesta expressão $du_k^{i,j}$ representa o deslocamento incremental associado aos graus de liberdade em questão e F_k^{int} , o valor das forças calculadas nos nós, como resultantes das forças internas vindas dos elementos. Os binómios força-deslocamento e momento-rotação são tratados de modo idêntico no cálculo da energia

3.3.2.3.4.7. – Conclusões

A determinação dos deslocamentos na estrutura é feita em regime não linear geométrico e material, através do método dos elementos finitos, recorrendo a procedimentos numéricos iterativos e incrementais. A descrição do movimento foi efectuada através da expressão incremental do princípio dos trabalhos virtuais, utilizando a descrição Lagrangeana actualizada. A utilização de uma versão linearizada das equações referidas é preferível para um grande número de situações, uma vez que facilita o processo de cálculo.

Dos elementos de viga será importante referir que estes são baseados em hipóteses teóricas de comportamentos que se aproximam do comportamento real, pelo que nunca deixarão de ser aproximações.

Foi apresentada a teoria clássica do elemento de Euler Bernoulli. Foi apresentado para esta teoria e o respectivo elemento finito tridimensional utilizado no SAFIR, associadas às hipóteses de Bernoulli para estados de flexão puros bem como estudos de convergência da solução.

Foi feita referência ao excesso de rigidez e aos métodos numéricos de integração para evitar o fenómeno do "Shear Locking".

Aspectos relacionados com a integração numérica, com a resolução de equações não lineares e com métodos incrementais foram utilizados para resolução deste tipo de problemas.

3.4 - Referências Bibliograficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural fire design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Feu*", *Organisation Internationale de Normalisation*. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

[3] ISO TR10158, (1991), "*Principles and Rationale Underlying Calculation Methods in Relation to Fire Resistance of Structural Elements*". Switzerland.

[4] EN 1990, (July 2001), "*Eurocode - Basis of Structural Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[5] ENV 1997-1, (Outubro 2007), "*Eurocópdigo 7: Projecto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais*", Comissão Europeia de Normalização, Bruxelas, Bélgica, versão Portuguesa.

[6] Milke, J. A., e Hill, S. M., (1997), "*Development of a Performance-Based Fire Protection Standard on Construction*", ASCE, Reston, Va, U.S.A.

[7] EN 1991-1-2, (April 2002), "*Eurocode 1: Actions on Structures – Part1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[8] Lewis, R. W.; Morgan, K.; Thomas, H. R. e Seetharamu, K. N., (1996), "*The Finite Element Method in Heat Transfer Analysis*", John Wiley & Sons.

[9] Özisik, M. N., (1977), "*Basic Heat Transfer*", McGraw-Hill KogaKusha, LTD, Tokyo.

[10] Kreith, F., (1977), "*Princípios da Transmissão de Calor*", Editora Edgard Blücher, Ltda.

[11] Chapman, A. J., (1974), "*Heat Transfer*", Third Edition, Collier Macmillan International Editions.

[12] Sacadura, J.-F., (1980), "*Initiation aux Transferts Thermiques*", Technique et Documentation, Paris, France.

[13] Vila Real, P. M. M., (1993), "*Modelação por Elementos Finitos da Solidificação e Comportamento Termo-Mecânico de de Peças Vazadas em Moldações Metálicas*", Tese de Doutoramento em Engenharia Mecânica, apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

[14] Vila Real, P. M. M., (1988), "*Modelação por Elementos Finitos do Comportamento Termo-Elástico de Sólidos Sujeitos a Elevados Gradientes Térmicos*", Tese de Mestrado em Engenharia Estrutural, apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

[15] Bathe, K. J., (1982), "*Finite Element Procedures in Engineering Analyis*", Prentice-Hall, Englwood Cliffs, New Jersey, U.S.A.

[16] Zienkiewicz, O. C., (1977), "*The Finite Element Method*", McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, London, U. K.

[17] Kikuchi, N., (1986), "*Finite Element Method in Mechanics*", Cambridge University Press.

[18] Hinton, E.; Owen, D. R. J., (1977), "*Finite Element Programming*", Academic Press Inc. (London, U. K.) Ltd.

[19] Hughes, T. J. R., (1977), "*Unconditionall Stable Algorithims for Nonlinear Heat Conduction*", Comp. Meth. Appl. Mech. Eng. Vol. 10, pp. 135-139.

[20] Orivuori, S., (1979), "*Efficient Method for Solution of Nonlinear Heat Condution Problems*", Int. J. Num. Meth. Eng. Vol. 14, pp. 1461-1476.

[21] Hogge, M. A., (1980) "*Secant Versus Tangent Methods in Nonlinear Heat Transfer Analysis*", Int. J. Num. Eng. Vol. 16, pp. 51-64.

[22] Aguirre-Ramirez, G., Oden, J. T., (1973), "*Finite Element Technique Applied to Heat Conduction in Solids with Temperature Dependent Thermal Conductivity*", Int. J. Num. Meth. Eng., Vol. 7, pp. 345-355.

[23] Cardona, A., Idelsohn, S., (1986), "*Solution of Non-Linear Thermal Transient Problems by a Reduction Method*", Int. J. Num. Meth. Eng, Vol. 23, pp. 1023-1042.

[24] ACI 216R-81.

[25] Rigberth, J., (2000), "*Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns – An evaluation of Eurocode and Swedish Building Code against Advanced Computer Models*", Department of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden Report 5063, Lund, Sweden.

[26] Terro, M. J., (1998), "*Numerical Modelling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire*", ACI Structural Journal, American Concrete Institute, Michigan, Vol. 95, Nº 2, pp. 183-193.

[27] Huang, Z.; Burgess, I. W. e Plank, R. J., (2001), "*Non-linear Structural Modelling of a Fire Test Subjected to High Restraint*" Fire Safety Journal, Elsevier, Vo. 36, Nº8, pp. 795-813.

[28] Franssen, J.-M., (2005), "*SAFIR: A thermal/Structural Program for Modeling Structures under Fire*", The Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Inc.

[29] Zha, X. X., (2003), "*Three-dimensional Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Members in Fire*", Building and Environment, Elsevier, Vo. 38, pp.297-307.

[30] Sanad, A. M.; Rotter, J. M., Usmani, A. S. e O'Conner, M. A., (2000), "*Composite Beams in Large Buildings under Fire-Numerical Modelling and Structural Behaviour*", Fire Safety Journal, Elsevier, Vo. 35, Nº 3, pp. 165-188.

[31] Lamont, S., (2003), "*The Behaviour of Multi-storey Composite Steel Framed Structures in Response to Compartment Fires*", Doctor of Philosophy, University of Edinburgh, U. K.

[32] Gillie, M., (2000), "*The Behaviour of Steel-Framed Composite Structures in Fire Conditions*", Doctor of Philosophy, University of Edinburgh, U. K.

[33] Anderberg, Y., (2001)," *Structural Fire Design for Composite Slabs and Beams*", Fire Safety Design, Mamö, Sweden.

[34] prEN 1992-1-1, (April 2002), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[35] EN 1363 – Parte 2

[36] Piloto, P. A. G., (2000),"*Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Estruturas Metálicas Sujeitas à Acção do Fogo*", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Mecânica.

[37] Boreave, P., (1991), "*Contribuition a l'Anályse Statique Non Lineaire des Structures Mixtes Planes Formées de Poutre avec Prise en Compte des Effects Differés et des Phase de Construction*", Thése présentée en vue de l'obtention du grade scientifique de docteur en sciences appliqués, Université de Liége, Belgium.

[38] Goyet, V. de V. de, (1989), "*L'Analyse Statique Non Lineaire par la Methode des Elèments Finis des Structures Spatiales Formées de Poutres a Section Non Symetrique*", Thése présentée en vue de l'obtention du grade scientifique de docteur en sciences appliqués, Université de Liége, Belgium.

[39] Zienkiewicz, O. C.; Valliappan, A. e King, P., (1982), "*Elasto-Plastic Solutions of Engineering Problems - Initial Stress - Finite Element Approach*", Int. Journal Num. Methods in Eng., V. 1, pp.75-100.

[40] Riks, E., (1972), "*The Application of Newton's Method to the Problem of Elastic Stability*", J. Appl. Mech., V. 39, pp. 1060.1066.

[41] Crisfield, M. A., (1986), "*Snap-Through and Snap-Back Response in Concrete Structures and the Danger of Under-Integration*", Int. Journal Num. Methods in Eng., V. 22, pp.751-767.

[42] Park, K. C., (1982), "*A Family of Solution Algoritms for Non-linear Structural Analysis Based on Relaxation Equations*", Int. Journal Num. Methods in Eng., V. 18, pp.1337-1347.

[43] Bergan, P. G.; Horrigmoe, G.; Krâkeland, B. e Soreide, T. H., (1978), "*Solution Techniques for Non-linear Finite Element Problems*", Int. Journal Num. Methods in Eng., V. 12, pp.1667-1696.

[44] Batoz, J. L. e Dhatt, G., (1979), "I*ncremental Displacement Algoritms for Nonlinear Problems*", Int. Journal Meth Engng., V. 14, pp.1262-1267.

Capítulo 4

MÉTODOS “SimFIRb” E “SimFIRc”

Capítulo 4

MÉTODOS “SimFIRb” E “SimFIRc”

4.1 - Introdução

Várias são as assunções e hipóteses simplificadas consideradas no cálculo e nas análises e que se expõem neste parágrafo e que naturalmente extravasam o trabalho. É certo que, como se verá nos métodos simplificados, procurou-se ser o mais exaustivo e completo na consideração dos diversos parâmetros mecânicos quando se introduz o efeito térmico.

A análise de transferência de calor dos elementos estruturais foi realizada ao nível da secção. O campo de temperaturas ao longo da secção, função do tempo assumiu-se como constante ao longo do comprimento dos elementos estruturais, não sendo considerado portanto qualquer gradiente de temperatura.

Enquanto a avaliação dos métodos simplificados de projecto para vigas de betão expostas a incêndio baseia-se na redução da resistência das secções, para os pilares como se verá, centraliza-se nos efeitos de segunda ordem. Na situação de pilares de betão armado sujeitos a incêndio e a esforços de flexão composta, a destruição material da camada exterior combinada com a redução do módulo de elasticidade das camadas interiores, resulta numa redução da rigidez estrutural do elemento. Assim, os efeitos de segunda ordem podem tornar-se significativos em situação de incêndio quando à temperatura ambiente porventura seriam desprezáveis.

Foram, em consequência realizados dois modelos numéricos com as especificidades de cada um. O modelo “SimFIRb” permite analisar o momento resistente último de vigas (e lajes) quando sujeitas ao esforço axial e ao momento flector em situação de incêndio. O modelo “SimFIRc” corresponde à avaliação da capacidade resistente de pilares em flexão composta quando sujeitos a incêndio e nos quais os efeitos de segunda ordem são muito importantes. Refira-se que o modelo simplificado “SimFIRb” permitiu comparar resultados com os modelos simplificados da Isotérmica de 500ºC e de Zona, (tendo aqui também desenvolvido um modelo numérico para estas análises preconizadas pelo Eurocódigo 2, Parte 1-2, [1]) e posteriormente com o método avançado de cálculo SAFIR. Feita a comparação de todos os modelos

simplificados e os resultados correspondentes, considera-se que o esforço de cálculo para quem não disponha do SimFIRb é ainda muito grande para obtenção de resultados equivalentes aos dos outros métodos simplificados.

Foram desenvolvidas várias ferramentas numéricas e gráficas para efectuar as análises, quer para os métodos simplificados indicados na EN 1992-1-2, [1], quer para os modelos numéricos descritos à frente. Estes últimos designados por “SimFIRb” e “SimFIRc”, cujos nomes são o acrónimo de “**Sim**plified **FI**re **R**esistance - **b**eam” e “**Sim**plified **FI**re **R**esistance – **c**olumn”, foram desenvolvidos em Fortran 90 e com folhas de cálculo, concebidos para uma utilização conjunta ou não com o modelo “SAFIR”.

As ferramentas permitiram então analisar vários parâmetros relativos às vigas e pilares, como: a geometria da secção, a resistência do betão e do aço, a variação e recobrimento da armadura, sendo fácil potenciar muitos outros como diferentes condições de exposição ao incêndio padrão ISO 834, assim como para diferentes estruturas como lajes e paredes, etc.

Para os pilares entendeu-se que uma abordagem do tipo Método de Zona com uma simples discretização da secção em causa seria suficiente boa, tornando o cálculo simples e com obtenção de resultados francamente bons quando comparados com o modelo avançado de cálculo aqui utilizado como se comprovará no capítulo correspondente.

4.2 – Método “SimFIRb”

4.2.1 - Introdução

A avaliação do comportamento estrutural das vigas quando sujeitas ao incêndio ISO 834 faz-se aqui, ao nível da secção, comparando os métodos simplificados indicados no Eurocódigo 2, Parte 1.2, [1] com um modelo numérico desenvolvido especificamente: “SimFirb” para a determinação do momento resistente último à flexão composta da peça. Enquanto nos métodos simplificados, Isotérmica dos 500ºC e Zona, se calcula a redução da secção de betão devido ao efeito de aquecimento da peça e aplica-se pontualmente as características termo-mecânicas do aço e betão que constituem a peça à custa de diagramas simplificados de temperaturas de secções tipo, no modelo numérico desenvolvido obtém-se exactamente as características termo-mecânicas do betão e aço de cada elemento em que foi discretizada a secção a partir do campo de temperaturas da secção determinado pelo programa de elementos finitos SAFIR, [2]. Posteriormente, à semelhança dos métodos simplificados, determina-se o momento flector resistente da peça à custa de relações de equilíbrio. As características termo-mecânicas dos materiais que constituem a secção (aço e betão) e o perfil de temperaturas das secções são as preconizadas no Eurocódigo 2, Parte 1-2, [1].

Nesta secção avaliar-se-á a eficácia do método da Isotérmica dos 500ºC e do método de Zona no cálculo da redução da secção de betão e no consequente cálculo do momento flector

resistente último das vigas expostas a incêndio (neste caso o incêndio normalizado ISO 834, por exigência do método de Zona) quando comparado com o modelo numérico desenvolvido: “SimFIRb”.

Descreve-se o procedimento de cálculo desenvolvido para a determinação da capacidade resistente de uma secção de betão armado sujeita a incêndio através do modelo numérico “SimFIRb”.

As seguintes considerações foram tomadas nos cálculos com o modelo “SimFIRb”:

- As secções planas mantêm-se planas;
- A tensão de tracção do betão foi negligenciada;
- Desde que as áreas de armadura sejam pequenas, assume-se que quer as temperaturas, quer as extensões são uniformes para o aço.

A Figura 4.1 mostra o principal procedimento de cálculo.

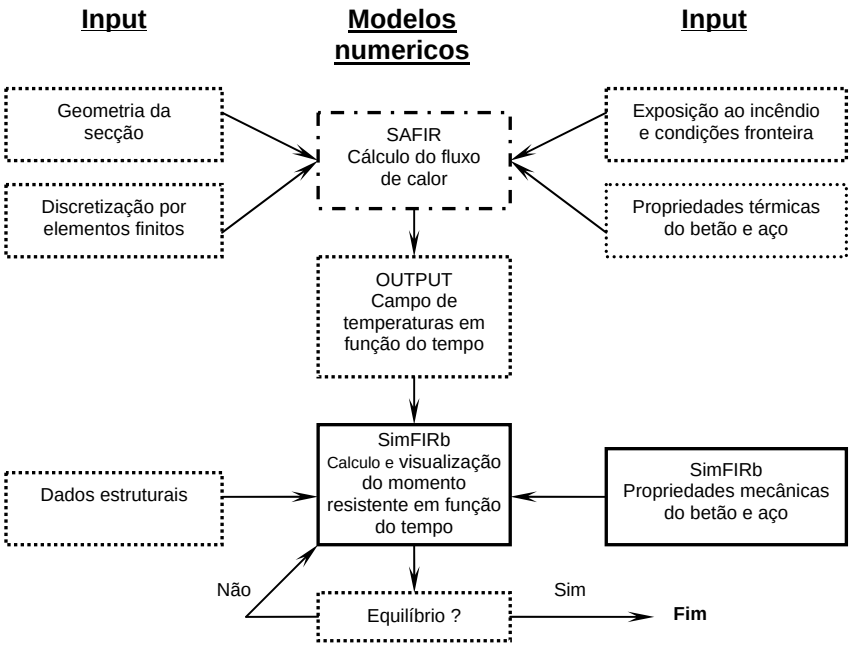


Fig. 4.1 - Principal procedimento de cálculo utilizando o modelo SimFIRb.

A Figura 4.2 apresenta a distretização da secção e o esquema simplificado do procedimento de cálculo adoptado.

O campo de temperaturas, função do tempo é calculado com o modelo SAFIR tendo em conta a variação das propriedades materiais com a temperatura. SimFIRb recebe, como um dos dados, esse campo de temperaturas. A análise do momento resistente é baseada no equilíbrio das forças mobilizadas em cada parte do betão e das forças mobilizáveis nas armaduras (equação 4.2). A equação (4.1) permite determinar a altura da zona em compressão do betão

e consequentemente os comprimentos ("braços do momento") necessários para o cálculo do momento resistente na equação (4.2). Faz-se a análise da variação do momento resistente das vigas sujeitas a um determinado carregamento e ao incêndio padrão ISO 834 com o tempo.

$$\sum\left(f_{sy,\theta_i}\cdot A_{s,i}\right)-\sum\left(f_{cd,\theta_j}\cdot A_{c,j}\right)=0 \tag{4.1}$$

$$M_u=\sum\left(f_{cd,\theta_j}\cdot A_{c,j}\cdot y_j\right) \tag{4.2}$$

em que:

M_u - Momento resistente para um campo de temperaturas da secção [kN.m]

f_{cd,θ_i} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do elemento de betão *j* à temperatura θ_j [MPa]

θ_j - Temperatura do elemento de betão *j* [ºC]

$A_{c,j}$ - Área do elemento de betão *j* sujeito a compressão [m^2].

f_{sy,θ_i} - Valor da tensão de cedência efectiva à tracção do varão *i* à temperatura θ_i [MPa]

θ_i - Temperatura da armadura *i* [ºC]

$A_{s,i}$ - Área do varão *i* [m^2]

y_j - Braço do momento da força resultante do elemento de betão em compressão, *j* [m]. O limite da área de betão sujeita à compressão determina-se através da equação (5.15)

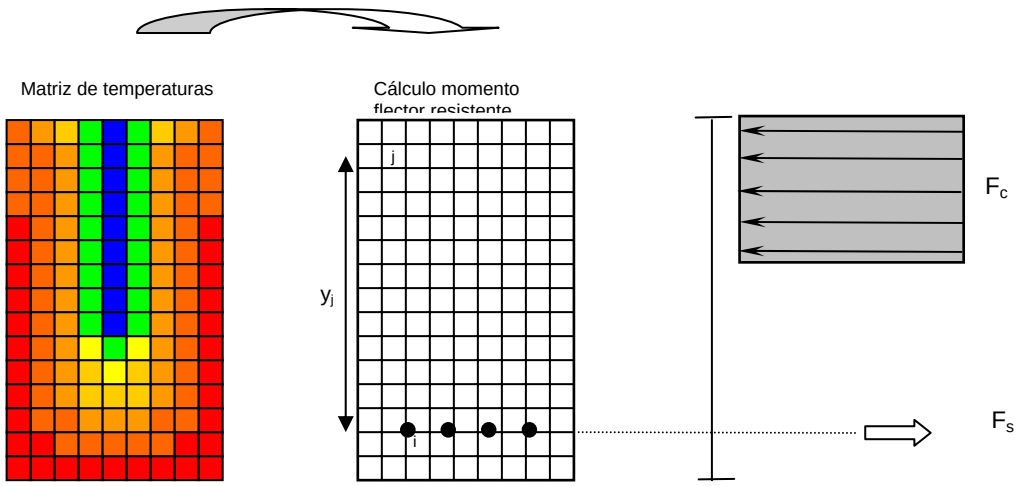


Fig. 4.2 – Descrição principal do procedimento de cálculo do momento flector resistente.

4.2.2 – Procedimento de cálculo

O procedimento de cálculo adoptado foi o seguinte:

1 - Arbitrar uma extensão ao nível do centro de gravidade da secção: valor inicial ε_g=0;

2 - Arbitrar uma curvatura para a secção (valor inicial K=1x10^{-5} cm^{-1});

3 - Definidos estes dois graus de liberdade, variar apenas ε_g (translação do diagrama de extensões na secção) até equilibrar o esforço normal resultante das tensões correspondentes na secção com o actuante (eventualmente diferente de 0);

4 - Para a posição equilibrada em termos de esforço normal, calcular o momento flector resultante;

5 - Aumentar o valor da curvatura (valor inicial do incremento $\Delta K=2x10^{-5}$ cm^{-1}*)* e voltar sucessivamente ao ponto 3 até que uma das seguintes condições seja verificada:

- a curva *M-K* entre num patamar;
- as extensões no aço ou no betão atinjam valores limites;

Todo este processo é repetido para cada distribuição de temperaturas na secção obtendo-se assim a variação da capacidade resistente de uma secção ao longo do tempo. (avaliadas de 5 em 5 minutos).

O processo iterativo está feito de forma que os incrementos, quer da curvatura, quer da extensão ao nível do centro de gravidade da secção, sejam variáveis de forma a garantir a precisão desejada, compatível com a discretização da secção em elementos.

4.2.3 – Estrutura do programa

A estrutura do programa assenta na existência de um programa principal que chama subrotinas com as seguintes funções:

1. Introdução de dados

Na introdução de dados são necessários os seguintes ficheiros

***.IN - ficheiro** de dados dos programas SAFIR e "SimFIRb"

*.TEM- ficheiro de resultados da análise térmica de SAFIR

- ficheiro de dados de "SimFIRb"

*.DAT - ficheiro de dados de "SimFIRb"

Para a determinação da distribuição de temperaturas no interior da secção de betão armado é necessário discretizar a secção em elementos finitos rectangulares. Introduzem-se dados geométricos (número de nós, coordenadas x e y de cada nó, número de elementos, incidências de cada elemento, tipo de material de cada elemento), dados relativos à variação das propriedades físicas dos materiais usados com a temperatura, dados respeitantes à exposição dos elementos ao incêndio e a definição da própria curva de incêndio (utilizou-se em todos os casos a curva de incêndio padrão ISO 834 embora se pudesse ter utilizado qualquer outra, correspondente, por exemplo, a um incêndio real).

O ficheiro *.DAT introduz apenas dados complementares àqueles que já foram dados em *.IN como por exemplo os valores da extensão limite do aço (normalmente definida como 10‰) e a extensão limite do betão (normalmente definida como 3,5‰) e o esforço normal actuante na secção (em kN).

2.Cálculo das tensões no aço em função da temperatura e extensão

É usado o Modelo matemático para as relações tensão-extensão do aço a temperaturas elevadas apresentado no Eurocódigo 2, Parte 1.2, [1], nomeadamente no parágrafo 5.2.

3.Cálculo das tensões no betão em função da temperatura e extensão

É usado o modelo matemático para as relações tensão-extensão do betão a temperaturas elevadas apresentado no Eurocódigo 2, Parte 1.2, [1], nomeadamente no parágrafo 5.2.

4.Cálculo da resultante das forças nas armaduras

Definido o valor dos dois graus de liberdade (extensão ao nível do centro de gravidade e curvatura), calcula-se a extensão ao a nível do centro de gravidade de cada elemento varão e a tensão correspondente para uma dada temperatura. Esta última, multiplicada pela área da secção transversal de cada varão, fornece o valor da força resultante.

5.Cálculo da resultante das forças nos elementos à compressão

Para cada elemento da secção, determina-se a extensão no centro de gravidade de cada um e a tensão correspondente, conforme o material seja aço ou betão. Multiplicando o valor desta tensão pela área do referido elemento e estendendo o somatório a todos eles, obtém-se a força resultante das tensões nos elementos da secção.

6.Equilíbrio do esforço normal resultante com o actuante

Define-se um valor inicial do incremento do valor da extensão ao nível do centro de gravidade da secção, calcula-se a resultante das tensões na secção correspondente ao diagrama de extensões considerado, comparando o valor obtido com o valor do esforço normal actuante. Se o equilíbrio não for verificado, efectua-se uma translação ao diagrama de extensões no sentido correcto, apertando sucessivamente o incremento da extensão ao nível do centro de gravidade da secção até que o erro relativo do esforço normal seja inferior a *2‰.*

7.Cálculo do momento flector resultante

Após o equilíbrio do esforço normal, há que calcular o momento flector correspondente ao diagrama de tensões equilibrado.

8.Cálculo da derivada da curva momento-curvatura, e ou verificação do alcance de um estado limite último ($\varepsilon_s=10E^{-3}$ ou $\varepsilon_c=3,5E^{-3}$)

De forma a detectar o posicionamento na curva *M-K*, isto é, com o objectivo de descobrir se se encontra no ramo ascendente ou no descendente, o programa calcula a derivada no ponto em causa da referida curva. Se for positiva, incrementa a curvatura e o

processo continua. Se for negativa, volta atrás e vai buscar o valor máximo, diminuindo o incremento do valor da curvatura. Até que *M-K* seja nulo (menor que um valor pré-determinado ou até que uma das extensões ε_s=10E^{-3} ou ε_c=3,5E^{-3} limites seja atingida.

4.3 - Método "SimFIRc"

4.3.1 - Introdução

Segundo a EN 1992-1-1, [2] e para uma situação de elementos estruturais sujeitos ao efeito de segunda ordem com carga axial, portanto na óptica de cálculo à temperatura ambiente, vários aspectos deverão ser considerados:

- Disponibilidade de dois métodos de análise;

  (a) **Método de análise de segunda ordem baseado na rigidez nominal**; Este método poderá ser utilizado para elementos estruturais isolados ou estruturas se os valores de rigidez nominal forem devidamente calculados; Os valores de rigidez à flexão deverão ter em conta os efeitos de fendilhação, da não linearidade material, e da fluência;

  (b) **Método baseado na estimativa de curvatura** – Este método aplica-se sobretudo a elementos isolados. Este método fornece um momento de segunda ordem baseado na deformação, a qual é baseada no comprimento efectivo e na estimativa da máxima curvatura.

- Estes métodos conduzem frequentemente a valores de momentos de segunda ordem superiores àqueles que correspondem à instabilidade da peça. Este facto assegura que o momento total é compatível com a resistência da secção. Conclusões serão passíveis de tirar a este respeito no fim para uma situação de incêndio;

- As análise não lineares aqui promovidas incluem as não linearidades geométricas através dos efeitos de segunda ordem mas também as não linearidades materiais. Deverão ser avaliadas quer os Estados limites últimos quer os Estados limites de utilização;

- Deverão ser utilizadas as relações tensões extensões do betão e do aço a altas temperaturas;

- Deverá ser incluído o efeito de fluência através da multiplicação de todas as extensões no betão pelo factor (1+φ_{ef}) em que φ_{ef} é a relação efectiva de fluência;

Apesar do referido na EN 1992-1-2, [1], no ponto (3) do Anexo B em B.3.1 a consideração do Método baseado na estimativa da curvatura, será como se comprovará pelos cálculos

efectuados uma má estratégia na avaliação da resistência ao fogo de pilares. Daí o autor sugerir outro método, o **Método de análise de segunda ordem baseado na rigidez nominal**, adaptado a altas temperaturas pelo autor e cujos resultados serão apresentados para diferentes situações.

Um pilar é um elemento estrutural cuja função primordial é resistir a cargas axiais e transmitidas para as fundações. Quando um pilar é carregado ocorre uma deformação lateral que causa um acréscimo de momento flector. Este acréscimo de momento é conhecido como efeito de segunda ordem. Estabelecem-se neste parágrafo as relações e os conceitos mais importantes a que se recorrem quando mencionados posteriormente.

Assim, há dois aspectos distintos a considerar para a avaliação da Resistência ao fogo de um pilar:

A) Pelo lado da resistência da peça, há que traçar o diagrama de resistência à flexão composta de uma secção típica de um pilar de betão armado, o qual se designa por diagrama de interacção *N-M*, a qual depende de inúmeros factores. Naturalmente que é uma avaliação ao nível da secção e não dependente do elemento estrutural considerando apenas considerações de não linearidade material, função da temperatura. Este diagrama estabelece o domínio possível das combinações de esforços $N_{Rd,fi}$ e $M_{Rd,fi}$ para uma determinada secção de betão armado sujeita a incêndio para um determinado instante;

B) Pelo lado da solicitação há contudo que entrar com os aspectos da não linearidade geométrica e igualmente a não linearidade material. Esta avaliação será realizada através de um dos métodos simplificados já referidos para uma determinada secção e elemento estrutural sujeitos a incêndio e para um determinado instante. A consideração do efeito térmico é aquela que induz o efeito da não linearidade material.

Será, para cada determinado instante, a intersecção destas duas curvas calculadas para o mesmo instante que dá a capacidade resistente do pilar.

A avaliação da resistência ao fogo de pilares isolados sujeitos a incêndio pode ser feita utilizando a metodologia de cálculo simplificado indicado no Anexo B.3 da EN 1992-1-2, [1]. A notação é em tudo idêntica à do Método de Zona indicado anteriormente. Contudo esta metodologia aplica-se a elementos pertencentes a estruturas de nós fixos com dimensões máximas de secção até 600mm e esbelteza até 80 para uma exposição ao incêndio ISO 834. O Anexo B.3 refere-se como metodologia de base a correspondente ao método baseado na estimativa da curvatura referenciada na Secção 5 da EN 1992-1-1, [2]. Assim, desenvolveu-se um modelo de cálculo correspondente àquele Método Simplificado. Os resultados como se verá não foram satisfatórios mesmo assumindo ligeiras alterações na formulação. O autor decidiu então por extrapolação de raciocínio fazer outro modelo de cálculo baseando-se no método da rigidez nominal. Este sim, permitiu resultados em geral conservativos e em consonância com os resultados obtidos através de um Método Avançado de Cálculo como se comprovará através dos inúmeros exemplos apresentados nos parágrafos seguintes.

A EN 1992-1-2, [1] refere na nota 2 do parágrafo 4.2 relativo aos métodos simplificados de cálculo que o Anexo C daquele documento fornece um método de análise por zonas para avaliação de secção de pilares quando sujeitos a importantes efeitos de segunda ordem. Esse anexo remete por sua vez o procedimento de cálculo que permitiu obter os Valores Tabelados do Anexo C para o Anexo B, dedicado todo ele às metodologias dos Métodos Simplificados (B.1- Método da Isotérmica dos 500ºC e B.2 – Método de Zona, também anteriormente designado de Zona, na sua parte B.3). Aquela metodologia corresponde em termos práticos a um Método Simplificado de cálculo cujos resultados Registados no Anexo C são valores Tabelados (brevemente referidos no Anexo 1 deste trabalho).

O cálculo simplificado é realizado à custa de uma metodologia cuja principal vantagem quando se dispõe do modelo numérico de cálculo, por ser um método mais sofisticado, é a de abordar situações distintas daquelas que se consideram nos Método dos Valores Tabelados.

Observando atentamente o procedimento para avaliação da resistência ao fogo da secção de pilares indicado na EN 1992-1-2, [1] descrita no parágrafo B3.2do Anexo B daquela norma pareceu estar-se, não perante um Método dito "Simplificado" mas sim um Método Avançado de cálculo. Tendo disponibilidade do Modelo numérico SAFIR pareceu ser uma duplicação de esforços desnecessária. Mais, não parecia fazer sentido usar uma metodologia de discretização tão elaborada para a secção por duas razões:

(i) Para definir a curva de interacção *N-M* que limita o domínio resistente da secção para um determinado instante seria extraordinariamente trabalhoso. Haveria que considerar para cada zona de betão e para cada armadura os correspondentes diagramas de tensão–extensão correspondentes à temperatura local. A obtenção da temperatura só por si exigiria igualmente uma leitura exaustiva dos poucos dados fornecidos na EN 1992-1-2, [1]. Ou então ter-se-ia que ter acesso a um modelo de avaliação térmica;

(ii) Por outro lado, será necessário, do lado da "solicitação" usar uma metodologia das duas adoptadas (método baseado na estimativa da curvatura ou método da rigidez nominal). Estes métodos são, designados futuramente respectivamente por Métodos C.1 e C.2, de facto simplificados até porque desenvolvidos para o cálculo a temperatura ambiente. A extrapolação da sua utilização para uma situação de temperaturas elevadas, enquanto no primeiro caso é referenciada na própria EN 1992-1-2, [1]. A questão que o autor pôs foi a se seria razoável portanto utilizar uma discretização tão fina para a definição desta curva quando os pressupostos das metodologias são tão simples.

Assim o autor decidiu conjugar várias metodologias indicadas nos Eurocódigos mantendo um equilíbrio razoável da sofisticação do cálculo em todas as fases e comparar sim esses resultados com os obtidos através de um Modelo Avançado de Cálculo. Assim, os métodos baseados na estimativa da curvatura e na rigidez nominal da peça foram criteriosamente adaptados como se indicará nos parágrafos seguintes correspondendo esse esforço, àquele

que preside a um Método Simplificado de cálculo não desvirtuando, antes pelo contrário, fortalecendo a filosofia geral dos Eurocódigos.

Curiosamente o primeiro Método, sugerido na própria EN 1992-1-2, [1], conduziu a maus resultados enquanto que através do segundo os resultados foram surpreendentemente bons.

Refere-se em seguida os principais aspectos considerados na abordagem de ambos os Métodos.

- As secções são reduzidas com o Método de Zona ou com o Método da Isotérmica dos 500ºC. As propriedades materiais do betão são calculadas para as mesmas zonas daquele método garantindo uma discretização mínima das zonas de betão. A razão de tal facto deve-se à necessidade de calcular o efeito de segunda ordem com os mesmos parâmetros e o método ter em conta a rigidez, ao contrário do método dos 500ºC.

- Nas análises dos métodos não lineares aqui aplicados deverão satisfazer-se as condições de equilíbrio e compatibilidade assumindo um comportamento não linear dos materiais para uma análise de segunda ordem (Na análise do estado limite último, deverá verificar-se a capacidade de secções críticas relativamente a deformações inelásticas).

- As curvas tensão-extensão do aço e betão em função da temperatura deverão ser utilizadas, assim como o efeito de fluência.

- Na ausência de modelos mais elaborados a fluência pode ser considerada multiplicando todos os valores da extensão nos diagramas tensão-extensão do betão pelo factor $(1+\varphi_{ef})$ em que φ_{ef} é a relação efectiva de fluência em que

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_o) \cdot \frac{M_{oEqp}}{M_{oEd}} \tag{4.3}$$

e em que:

$\varphi(\infty, t_o)$ - Coeficiente final de fluência, EN 1992-1-1, [2];

M_{oEqp} - Momento flector para a combinação quase permanente de acções;

M_{oEd} - Momento flector último de cálculo.

A EN 1992-1-1, [2] estipula em 5.8.4 a possibilidade de ignorar o efeito da fluência do betão, isto é, de considerar $\varphi_{ef} = 0$ para determinadas condições quando verificadas simultaneamente: (i) $\varphi(\infty, t_o) \leq 2$, (ii) $\lambda \leq 75$ e (iii) $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$. Não é infelizmente o que se passa com a generalidade dos casos analisados. Tendo sido já referida a importância da necessidade da inclusão deste efeito no estudo mas reflectindo mais uma vez sobre o enquadramento de um método simplificado adoptou-se a seguinte estratégia. No Parágrafo 3.1.4 da EN 1992-1-1, [2] observa-se o processo gráfico iterativo com inúmeras variáveis.

Parece pois razoável considerar uma relação $M_{oEqp} / M_{oEd} \approx 0{,}7$ e valores de base para $\varphi(\infty, t_o)$ de 0, 1, 2 e 3. Assim o estudo do efeito de fluência foi feito fixando estes parâmetros.

Os momentos nominais de segunda ordem obtidos por estes métodos são por vezes superiores aos correspondentes à instabilidade. Assim, garante-se que o momento total é compatível com a resistência da secção.

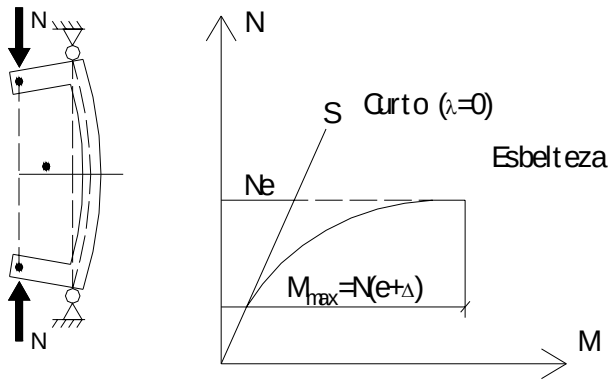
Enquanto o Método C.2 pode ser usado quer com elementos isolados quer com estruturas se os valores da rigidez nominal foram calculados apropriadamente, o Método C.1 deverá ser sobretudo aplicado para elementos isolados. Contudo, com hipóteses realistas no que se refere à distribuição da curvatura este método também pode ser utilizado em estruturas.

As alterações relativas à aplicação do método a altas temperaturas foram introduzidas através da consideração faseada no modelo de cálculo de forma a que, atendendo a um critério de rigor e observação dos resultados obtidos se tirassem determinadas conclusões e se fixassem essas alterações. São indicados os principais aspectos no fim da apresentação de cada um dos métodos.

4.3.2 - Considerações prévias

4.3.2.1 - Efeitos de segunda ordem

Para um pilar sujeito a uma carga axial, *N*, com a excentricidade, *e*, ocorre o momento (*N·e)* que causa flexão. A flexão provoca então uma excentricidade adicional, Δ, e o momento total é acrescido para $N \cdot (e+\Delta)$, (Figura 4.3). Os métodos apresentados à frente, correspondente aos Cálculos Simplificados, visam a construção da curva assinalada na Figura 4.3.



a) b)

Fig. 4.3 – a) Carregamento e deformada de um pilar carregado excentricamente; b) Efeito de segunda ordem para um pilar carregado excentricamente.

A relação entre a força e o momento adicional é altamente não linear, dependente de vários factores, sendo o principal a importância do acréscimo do valor de Δ e da redução das

características mecânicas dos materiais que constituem a secção. Para pilares curtos o momento adicional é residual, mas para pilares esbeltos, a sua capacidade de carga é directamente dependente dele. Este facto mostra-se na Figura 4.4 em que se representa o principal diagrama de interacção dos esforços num pilar. Qualquer conjunto de valores do esforço axial e momento flector são possíveis desde que o ponto representativo esteja no interior daquele diagrama de interacção.

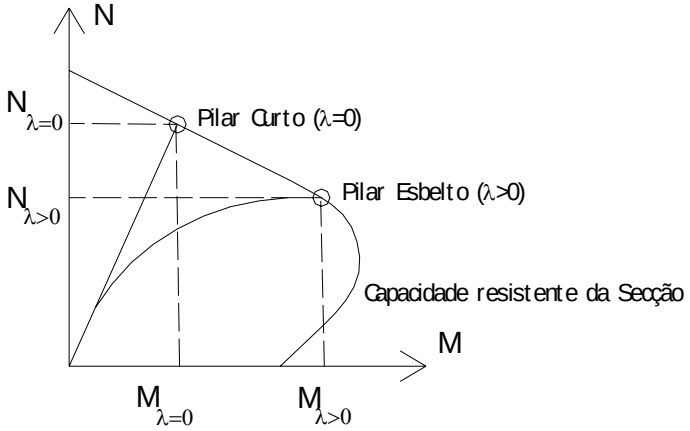


Fig. 4.4 – Diagrama de interacção *N-M*. Obtenção da capacidade resistente de um pilar.

4.3.2.2 - Esbelteza

A esbelteza é definida pela equação (4.4) a qual considera a carga crítica, o comprimento, a rigidez e as dimensões da secção.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \tag{4.4}$$

em que:

l_c - Comprimento de encurvadura de Euler

$$l_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} \quad \text{[m]} \tag{4.5}$$

i - Raio de giração, em que *h* é altura da secção rectangular e *d* o diâmetro da secção circular [m]

$$i = h / \sqrt{12} \quad \text{[m]} \tag{4.6a}$$
$$i = d / 4 \tag{4.6b}$$

EI - Rigidez à flexão, a qual deverá incluir os efeitos de fendilhação, fluência e não linearidade da curva tensão-extensão dos materiais betão e aço. [N·m^2]

N_{cr} - Carga crítica, a qual representa a menor carga que causa deformações permanentes [N]

O comprimento crítico também pode ser definido pela equação (4.7), sendo função do comprimento geométrico do pilar e das suas condições de fronteira mecânicas:

$$l_c = \alpha \cdot l \tag{4.7}$$

em que:

l - Comprimento do pilar [m]

α - Factor de encurvadura [-]

O factor de encurvadura tem em conta o grau de restrição à rotação e deslocamento lateral no extremo do pilar. De acordo com a EN 1992-1-1, [2] o factor de encurvadura, α, pode ser um dos representados na Figura 4.5.

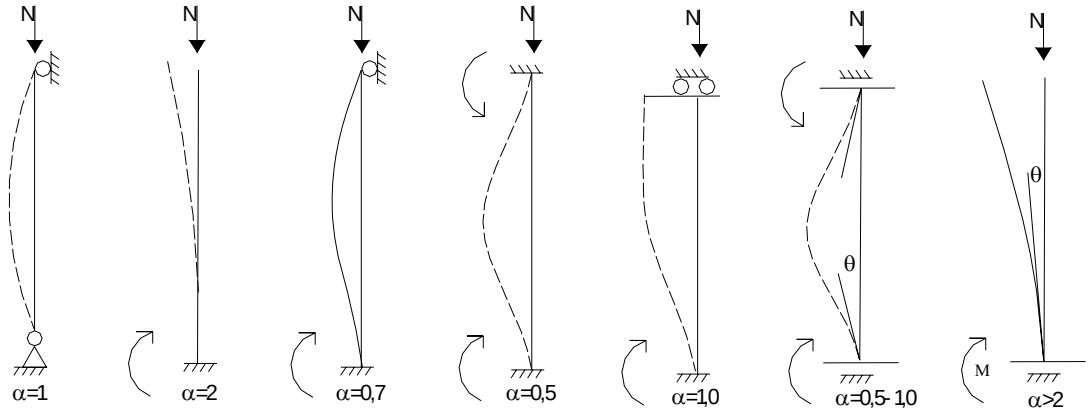


Fig.4.5 – Exemplos dos modos de encurvadura e os correspondentes factores de encurvadura para elementos isolados.

4.3.3 - Abordagem do método simplificado "SimFIRc"

4.3.3.1 - Método da estimativa da curvatura nominal

De acordo com a EN 1992-1-1, [2], a secção do pilar deverá ser reduzida de acordo com o Método de Zona ou outro. A seguir, calcula-se o momento de segunda ordem e compara-se com o diagrama de interacção da secção crítica calculado atendendo às variações das características materiais com a temperatura para determinado instante.

Este método é prioritariamente utilizado para membros isolados ou com forças normais constantes e um comprimento efectivo l_o definido. O método fornece o momento de segunda ordem nominal baseado na deformação a qual é calculada em função do comprimento efectivo e da curvatura máxima estimada. O momento é calculado por:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \tag{4.8}$$

em que,

M_{0Ed} - Momento de primeira ordem incluindo o efeito de imperfeições.

Os momentos distintos de primeira ordem nos extremos do elemento M_{01} e M_{02} podem ser substituídos por um equivalente de primeira ordem: $M_{0e} = 0{,}6 \cdot M_{02} + 0{,}4 \cdot M_{01} \geq 0{,}4 \cdot M_{02}$, em que M_{01} e

M_{02} deverão ter o mesmo sinal (tensão do mesmo lado) senão trocar-se-á o sinal $\|M_{02}\| \geq \|M_{01}\|$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \qquad (4.9)$$

e

N_{Ed} - Valor de projecto da força axial

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \qquad (4.10)$$

- Deformação

e

$c = 9{,}8 \approx \pi^2$ - Se o momento de 1ª ordem é constante então: $c = 8$ ($c \geq 8$)

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\varphi \frac{1}{r_0}$$

- Curvatura

e

$$k_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \qquad (4.11)$$

- Factor de correcção dependente da carga axial

$$k_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \qquad (4.12)$$

- Factor de correcção dependente da fluência

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{syd,\theta}}{0{,}45 \cdot d} \qquad (4.13)$$

- Curvatura inicial

e

$$\varepsilon_{syd,\theta} = f_{syd,\theta} / E_{s,\theta} \qquad (4.14)$$

- Extensão de cedência do aço à temperatura θ

d - Altura efectiva - Se nem toda a armadura se encontra em lados opostos mas sim distribuídos em planos paralelos ao plano de flexão, $d = (h/2) + i_s$ em que i_s é o raio de giração da totalidade da área da armadura.

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \qquad (4.15)$$

- Força axial relativa

N_{Ed} - Carga axial de projecto

$n_u = 1 + \omega$

n_{bal} - Valor de *n* com o momento máximo resist; o valor 0,4 pode ser usado.

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd} \qquad (4.16)$$

- Relação mecânica de armadura à temperatura ambiente.

A_s - Área total de armadura.

A_c - Área da secção de betão.

φ_{ef} - Relação efectiva de fluência.

$$\beta = 0{,}35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 \qquad (4.17)$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i}$$

- Relação de esbelteza para a secção não fissurada.

A equação 4.12 aqui adoptada não aparecia no Eurocódigo convenientemente escrita. A equação 4.11 não faz sentido mas sim a sua inversa. Considerou-se o efeito da temperatura na Equação 4.14. A equação 4.16 foi aplicada à temperatura ambiente assim como no cálculo 4.15 e 4.17. Na equação 4.17 o sinal negativo tem que ser positivo porque senão, para esbeltezas superiores a aproximadamente 75 dá um valor negativo que não faz qualquer sentido, n_{bal} foi calculado para a situação previamente calculada de maior momento resistente na secção.

4.3.3.2 - Método da rigidez nominal

De acordo com a EN 1992-1-1, [2], a secção do pilar deverá ser reduzida de acordo com o Método de Zona ou outro. A seguir, calcula-se o momento de segunda ordem e compara-se com o diagrama de interacção da secção crítica calculado atendendo às variações das características materiais com a temperatura para determinado instante.

O efeito de segunda ordem é calculado com a equação (4.16), a qual é função do momento de primeira ordem, da carga crítica e da carga a que o pilar está sujeito.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot (1 + \beta / (N_B / N_{Ed} - 1)) \qquad (4.18)$$

em que:

M_{0Ed} - Momento de primeira ordem [kNm]

β - Vale π^2 / c_0 com $c_0 = 9{,}8$ para um momento de primeira ordem com uma distribuição parabólica [-]

N_{Ed} - Valor de cálculo da carga axial [kN]

N_B - Carga de encurvadura baseada na redução da rigidez, designada também por N_{cr} [kN].

A carga de encurvadura, N_B é calculada com a equação (4.5) sendo a rigidez EI, calculada com a equação (4.19).

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \qquad (4.19)$$

em que:

E_{cd} - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão [MPa]

I_c - Momento de inércia da secção de betão [m^4]

E_s - Valor de cálculo do módulo de elasticidade da armadura [MPa]

I_s - Momento de inércia da armadura relativa ao CG da secção de betão [m^4]

K_c - Factor de correcção dos efeitos da fendilhação [-]

K_s - Factor de correcção para a contribuição da armadura [-]

e

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \qquad \text{em que } \gamma_{CE} = 1{,}2 \qquad (4.20)$$

e sendo $\rho = A_s / A_c$,

$$k_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \qquad \text{para } \rho > 0{,}002 \qquad (4.21)$$

$$k_s = 1$$

ou

$$k_c = \frac{0{,}3}{(1 + 0{,}5 \cdot \varphi_{ef})} \qquad \text{para } \rho > 0{,}01 \qquad (4.22)$$

$$k_s = 0$$

Atendendo aos resultados obtidos em parágrafos posteriores foi apresentada uma alternativa distinta para aquelas equações. Pretende-se também promover esta metodologia em futura revisão da EN 1992-1-2, [1].

$$k_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{\left(1+\varphi_{ef}\right)} \quad \text{para } \rho > 0{,}01 \qquad (4.23)$$

$$k_s = -14{,}285\rho + 1{,}1428$$

A equação de K_s corresponde a admitir uma variação linear desde o valor unitário até 0,0 quando ρ atinge o valor máximo da regulamentação Portuguesa para pilares de 0,08.

e

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad \text{[MPa]} \quad \text{– Factor que depende da classe de resistência do betão} \qquad (4.24)$$

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \le 0{,}20 \quad \text{– Factor que depende da carga axial e esbelteza} \qquad (4.25)$$

$$k_2 = n \cdot 0{,}30 \le 0{,}20 \quad \text{- Se se desconhecer } \lambda$$

e

λ - Esbelteza

$$n = N_{Ed} / \left(A_c \cdot f_{cd}\right) \quad \text{- Força axial relativa} \qquad (4.26)$$

O momento de primeira ordem é na situação geral considerado atendendo à variação trigonométrica seno do elemento vertical com o valor máximo para todos os casos de dois centímetros a meia altura. Essa variação resulta da imperfeição de execução. O valor de c_o considerado foi de 9,8 (π^2) pois aquela deformação inicial induz um diagrama de momentos de distribuição parabólica ao longo do elemento para uma secção crítica a meia altura dos pilares. A relação de esbelteza considerada foi a correspondente à secção fissurada, deduzindo a espessura de betão destruída mantendo contudo $I_{o,fi}$. Na equação 4.19 consideraram-se seis zonas de betão. Contudo para uma análise de sensibilidade calculou-se E_{cd} I_c através de três procedimentos para averiguar o efeito no resultado final:

(i) Tirou-se partido da sinergia de cálculo, considerando o valor médio de $K_{c,\theta m}$ da parede equivalente para a totalidade de betão interior à linha definida por a_z. E calculou-se o E para a zona interior de betão através do procedimento referido na EN 1992-1-2, [1] no parágrafo B.3.1: $\left(EI\right)_z = \left[K_c\left(\theta_i\right)\right]^2 \cdot E_c \cdot I_z$.

(ii) Calculou-se o E para cada uma das seis zonas através do procedimento referido na EN 1992-1-2, [1] no parágrafo B.3.1: $\left(EI\right)_z = \left[K_c\left(\theta_i\right)\right]^2 \cdot E_c \cdot I_z$ conhecendo a temperatura média de cada zona e o respectivo $K_c\left(\theta_i\right)$.

(iii) Foi calculado o valor de E através do diagrama de tensão-extensão do betão para cada temperatura de cada zona utilizando o procedimento indicado no parágrafo 3.1.5 da EN 1992-1-1, [2].

Na equação 4.19 os valores do módulo de deformabilidade do aço, E_s, foram avaliados quer para as armaduras que estão à tracção, quer para aquelas que estão à compressão,

independentemente do facto de estarem com temperaturas iguais devido à simetria da secção. Não se considerou o efeito da temperatura no cálculo dos parâmetros K_1 e n, mas apenas para o cálculo de k_2. Esse efeito foi contabilizado através da relação de esbelteza. Pareceu assim fazer sentido já que seria necessário calcular a tensão característica média do betão, f_{ck}. Esse valor terá sistematicamente um valor próximo do valor considerado à temperatura ambiente.

4.3.4 - Procedimento de cálculo

4.3.4.1 - Introdução

Nesta secção descreve-se o procedimento de cálculo para a determinação da capacidade de carga de pilares sujeitos ao incêndio através do modelo numérico “SimFIRc”. De facto este modelo executa três tarefas:

(i) Cálculo das características mecânicas do aço e betão, definidas pela EN 1992-1-2, [1];

(ii) Cálculo da capacidade resistente da secção (não linearidade material) através dum procedimento clássico mas aqui discretizado e com uma metodologia própria definida pelo autor como se referiu em 4.3.4.2;

(iii) Cálculo da relação *M-N* correspondente aos Métodos C.1 e C.2 (explicitados em 4.3.1 e referentes respectivamente aos método baseado na estimativa da curvatura e ao método da rigidez nominal) relativos aos efeitos não lineares materiais e geométricos.

Este modelo permite traçar os diagramas de interacção definindo a resistência ao fogo dos pilares. Os efeitos geométricos não lineares são tidos em conta através dos modelos introduzidos enquanto que a não linearidade material foi toda referenciada aos Eurocódigos. O campo de temperaturas não linear foi calculado com o modelo SAFIR tendo em conta a variação das propriedades materiais com a temperatura. O modelo numérico exige vários tipos de dados: medidas da secção, propriedades mecânicas do betão e armadura, carga e excentricidades, dados estruturais como topologia, condições fronteira mecânicas e térmica e incrementos de tempo e dados para o processo incremental-iterativo.

O principal procedimento de cálculo para ambos os métodos é brevemente descrito:

1 - Determinação do campo de temperaturas na secção da peça para um determinado instante através do modelo SAFIR;

2 - Determinação da temperatura nas armaduras;

3 - Redução da resistência da armadura f_{sy}, E_s e f_{sp} devido à temperatura – avaliações

para ε_s>0,02 e ε_s <0,02;

4 - Determinação da temperatura nas zonas de betão;

5 - Redução da resistência de cada zona de betão devido à temperatura, assim como de ε_c, ε_{c1} e ε_{cu};

6 - Cálculo da redução da secção de betão;

7 - Utilização de um método de cálculo para a realização do cálculo do conjunto esforço axial/momento flector resistentes função das várias configurações de extensão possíveis para a secção considerando as propriedades mecânicas dos materiais reduzidas;

8 - Utilização de um método de cálculo para a realização do cálculo dos momentos flectores, função das cargas axiais actuantes respectivamente, considerando as propriedades mecânicas dos materiais reduzidas e o efeito de segunda ordem;

9 - Comparação dos valores resistentes com o valor do momento flector actuante.

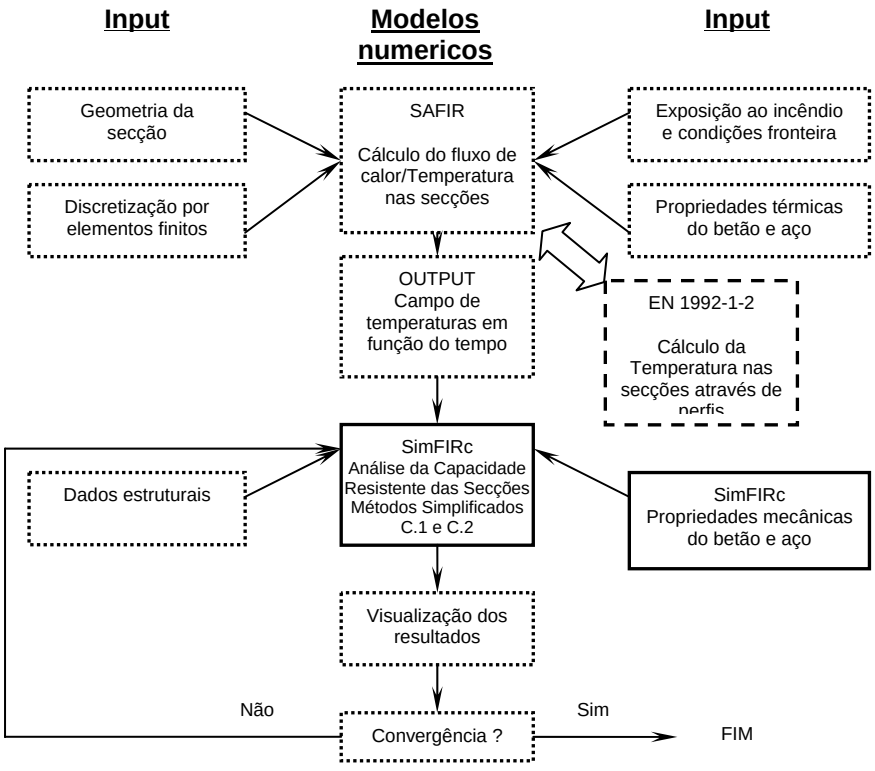


Fig. 4.6 - Principal procedimento de cálculo utilizando o método simplificado “SimFIRc”.

A Figura 4.6 mostra o principal procedimento de cálculo. Refira-se que para o desenvolvimento do modelo procurou-se obter o campo de temperaturas com o maior rigor possível, pelo que se utilizou um modelo avançado de cálculo, em particular o “SAFIR”. Naturalmente que o objectivo

foi o de introduzir dados a montante com o menor erro possível para avaliar os resultados do método desenvolvido. Contudo e naturalmente que se fizeram igualmente avaliações partindo de leituras de temperaturas da bibliografia numa perspectiva de utilização típica dos métodos simplificados. Essa aliás será a forma como se obtêm esses dados numa situação corrente de utilização deste método. Assim, na Figura 4.6 haverá que considerar alternativamente os quadros a pontilhado ou tracejado, respectivamente.

4.3.4.2 - Diagrama de interacção *N-M*

O diagrama de interacção para esforços normais e de flexão é estabelecido para estados limite últimos de resistência na qual se consideram extensões limites.

Para a determinação dos esforços resistentes é necessário quantificar o estado limite em relação ao qual esses esforços são definidos, o que numa análise ao fogo é feito em termos de extensões máximas no betão (0,0035) e nas armaduras (0,20). Estas extensões darão lugar a estados limites quando ocorre uma delas ou quando ocorrem simultaneamente.

Um outro problema levantado está relacionado com os gradientes de tensão na secção através da influência que tal fenómeno tem na fendilhação e na capacidade resistente das peças. Assim verifica-se, por exemplo, que a resistência à tracção por flexão é bastante maior que em tracção simples, e ainda que a fendilhação microscópica que se verifica antes da rotura por compressão surge para tensões mais elevadas no caso de flexão do que no caso da compressão simples. Estes factos são explicáveis em virtude da existência dos gradientes de tensão darem lugar a uma migração de esforços existentes numas fibras para fibras adjacentes menos solicitadas.

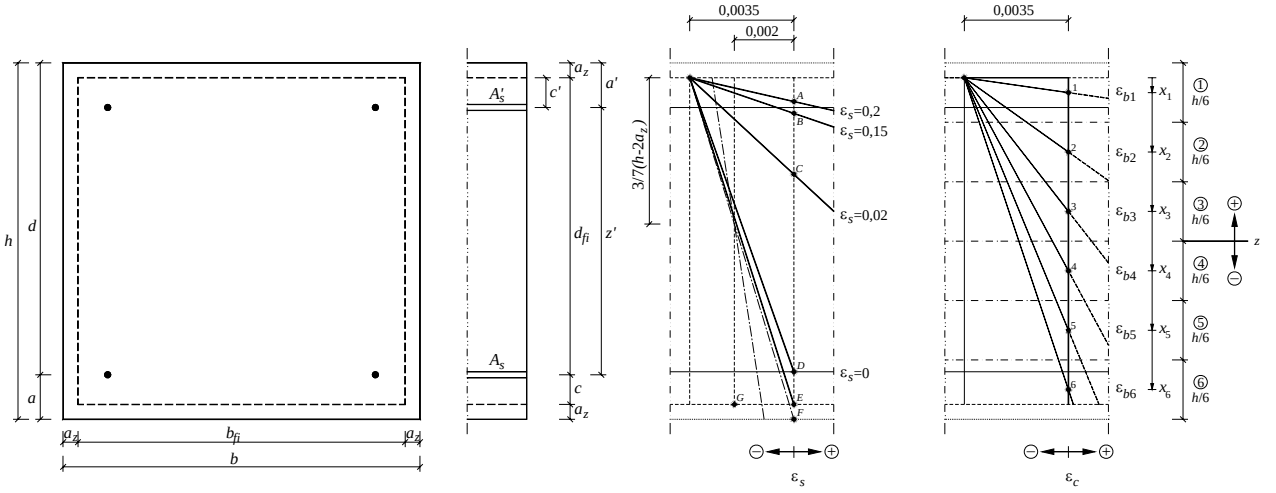
Os gradientes de tensão permitem uma redistribuição de esforços que faz que seja de penalizar a compressão simples no que se refere à extensão máxima admissível relativamente à flexão. A regulamentação portuguesa adoptou o critério de estipular para a compressão simples e para a temperatura ambiente uma extensão limite de 0,002 que variará gradualmente até 0,0035, à medida que a flexão vai introduzindo gradientes de tensão nas secções. Adopta-se aqui a mesma metodologia para temperaturas elevadas.

Na Figura 4.7 apresenta-se uma esquematização das condições limites referidas seguindo-se uma descrição das diversas situações em que os estados limites são alcançados.

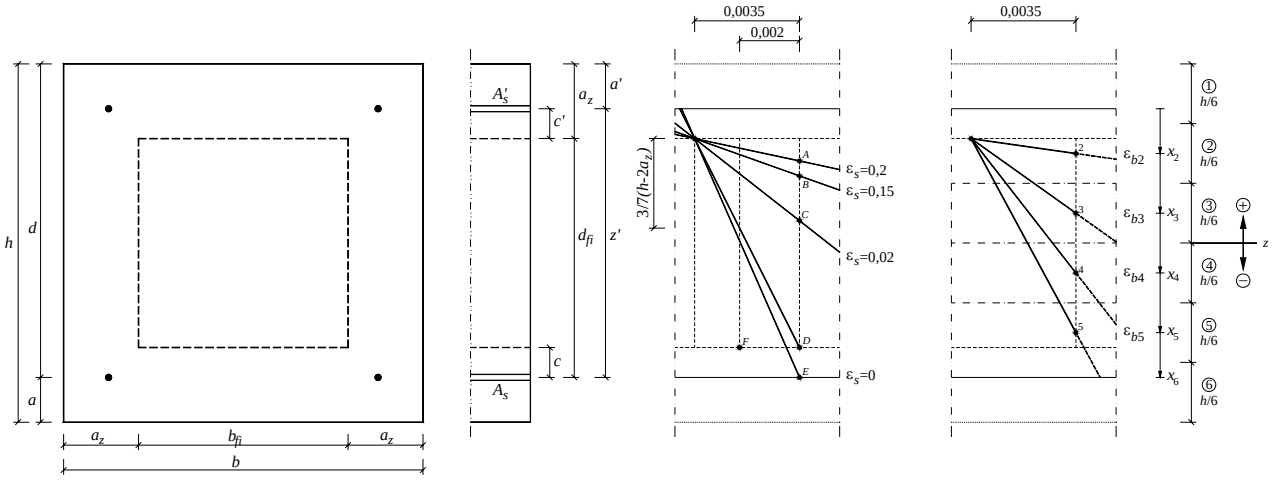
Verificou-se que, quando se procedeu ao cálculo de tais curvas, da excepcional importância que a temperatura no betão assumia. Assim apresenta-se em seguida a Figura 4.7 que esquematiza a metodologia final adoptada para avaliação dos diagramas *N-M*. Contudo para justificar tal facto apresenta-se posteriormente uma análise de sensibilidade em que estes diagramas foram traçados considerando apenas uma espessura degradada do betão para cada instante: 30, 60, 90 e 120 minutos, utilizando os Métodos da isotérmica dos 500ºC e de

Zona, e em que se atribuíram as características mecânicas do betão à temperatura interior para as camadas interiores.

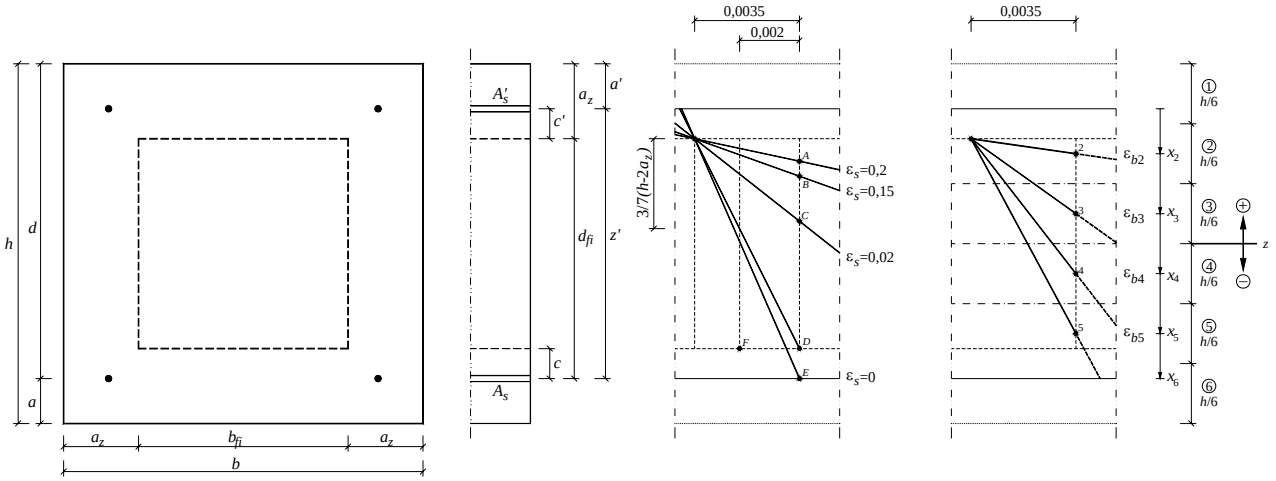
Esta Figura 4.7 é o ponto de partida para o estabelecimento de todas as equações necessárias ao traçado de tal diagrama. Permite definir todas as situações extremas de cálculo em que as variáveis tomam valores especiais e explicar os casos particulares.



a)



b)



c)

Fig. 4.7 - Extensões limites nas armaduras e nas seis zonas de betão para as três principais situações correspondentes ao valor de a_z.

De imediato permite esclarecer a divisão da peça em seis zonas distintas de betão para a discretização das suas características mecânicas função da temperatura e os casos extremos possíveis dos valores da espessura degradada da secção. Pode observar-se que a divisão da peça tirou partido do método de Zona para o cálculo da espessura degradada a_z para o valor mínimo de *n=3*. A Figura 4.7 apenas contempla a flexão composta.

O diagrama de interacção pode ser criado com as equações de equilíbrio (4.27) e (4.28) estabelecidas para um determinado instante ao qual correspondem determinadas temperaturas quer nas armaduras quer em cada uma das seis zonas de betão.

$$N_{Rd,fi} = \sum_{i=1}^{6} b_{fi} \cdot a_i \cdot f_{cd,fi}\left(\theta_i, \varepsilon_{c,i}\right) + \sum_{j=1}^{m} A_{sj} \cdot f_{sy,fi}\left(\theta_j, \varepsilon_{s,j}\right) \tag{4.27}$$

Sendo *m* o número de armaduras,

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi} = & \sum_{i=1}^{3} b_{fi}\left[a_i \cdot f_{cd,fi}\left(\theta_i, \varepsilon_{c,i}\right)\right] \cdot \left[\frac{h}{2} - a_z - \frac{a_i}{2} - a_n\right] \\ & - \sum_{k=4}^{6} b_{fi}\left[a_k \cdot f_{cd,fi}\left(\theta_k, \varepsilon_{c,k}\right)\right] \cdot \left[-\frac{a_k}{2} - a_l\right] \qquad \begin{matrix} n < i \\ , \\ l < k \end{matrix} \\ & + \sum_{j=1}^{m(armad)} A_{sj} \cdot f_{sy,fi}\left(\theta_j, \varepsilon_{s,j}\right) \cdot z_j \end{aligned} \tag{4.28}$$

Sendo *l* o número de zonas de betão acima do centro de gravidade e *k*, o número de zonas de betão abaixo do centro de gravidade.

Na Figura 4.7 apresenta-se o modelo de cálculo desenvolvido aplicado a uma secção específica. O procedimento de cálculo é aqui esquematizado através do Quadro 4.1 que complementa a informação da Figura 4.7 apresentando as expressões para cálculo das variáveis envolvidas.

Para traçar o diagrama de interacção *N-M* em flexão composta das secções em análise é preciso ir calculando as variáveis através da seguinte sequência e através dos pressupostos apresentados na Figura 4.7 com as expressões apresentadas no Quadro 4.1. Como se pode observar pela figura é necessário observar duas situações. A primeira corresponde a estabelecer os limites das extensões do aço e do betão a que correspondem todas as situações extremas e de transição do diagrama de interacção *N-M*. A segunda situação pretende organizar uma metodologia geral de cálculo na qual qualquer das configurações das extensões na secção se enquadra. Usando a metodologia de Zona preconizada na EN 1992-1-2, [1] de divisão da secção através da parede equivalente em 3 partes e aproveitando agora para considerar a secção dividida nestas 3 vezes 2 partes (a simetria térmica não implica simetria estrutural porque o equilíbrio é conseguido através de tensões distintas na parte superior e inferior da secção quer no betão quer no aço) obtém-se tantas as

variáveis quantas as necessárias para calcular o equilíbrio de tensões na secção (considerou-se o limite inferior de *n=3* definido na EN 1992-1-2, [1]).

Através de um cálculo interactivo e considerando as situações limite no primeiro esquema e as situações gerais do segundo esquema consegue-se calcular suficientes pontos dos diagramas de interacção *N-M* para permitir com a proximidade suficiente fazer a avaliação da resistência da secção em situação de solicitação térmica e mecânica para determinado instante. As variáveis a calcular são (por ordem cronológica):

- a_z: obtido pelo Método de Zona de parede equivalente;
- x: profundidade do eixo neutro para as situações extensões limite e as seis de base;
- ε_s, ε'_s e $\varepsilon_{b\,(i=1,6)}$: com x calcula-se as extensões nas armaduras e nas zonas de betão.

As extensões no aço poderão ser negativas ou positivas. Se este se encontra em tracção com valores superiores a 0,02 toma-se as relações tensão-extensão para temperatura correspondente da armadura. Os valores de tensão face à extensão correspondente são distintas se as tracções são correspondentes a extensões menores que 0,02 ou em compressão. Como se pode observar na Figura 7-C.6 (Anexo 7-C da EN 1992-1-2, [1]) cinco hipóteses podem ocorrer quanto às tensões do aço para uma dada temperatura:

- $\varepsilon_s > 0{,}20$ - Não há contribuição da resistência do aço para o equilíbrio estático;
- $\varepsilon_s \in [0{,}15;0{,}20]$ - Há uma relação linear das tensões com extensões;
- $\varepsilon_s \in [0{,}02;0{,}15]$ - O aço experimenta a tensão máxima;
- $\varepsilon_s \in [\varepsilon_{sp}(\theta);0{,}02]$ - Há uma relação parabólica das tensões com extensões;
- $\varepsilon_s \in [0{,}00;\ \varepsilon_{sp}(\theta)]$ - Há uma relação linear das tensões com extensões;

O mesmo se passa com a armadura superior salientando contudo o acréscimo de complexidade (outros diagramas tensão-extensão) se as temperaturas desta armadura forem distintas das da armadura inferior.

O cálculo das extensões do betão tem a complexidade devido aos valores que a_z e (a_z+x) podem tomar. Poderão estar uma a seis zonas "interessadas" pelo diagrama de extensões, sendo necessário calcular as respectivas extensões para cada "bloco de betão". O controlo é automático apesar de ter sido necessário deduzir as expressões para todas as hipóteses.

Calculam-se complementarmente as variáveis $a_{i\ (i=1,6)}$ que são as alturas de cada bloco de tensões no betão assim como $z_{j\ (i=1,6)}$ que corresponde à distância do centro de gravidade de cada bloco ao centro de gravidade da secção. Todas as variáveis são calculadas para qualquer valor de a_z como se apresenta na Figura 4.7, isto é considerando todos os campos de validade.

O Quadro 4.1 apresenta as expressões necessárias para o cálculo das variáveis referidas para as situações de extensão limite ou de transição na armadura inferior. Apenas o cálculo de $\varepsilon_{b\,(i=1,6)}$ nas seis zonas de betão será feita através das expressões do Quadro 4.2, consoante o domínio de validade de cada caso.

Quadro 4.1 – Expressões base para o cálculo de *x,* ε_s e ε'_s que divide cada uma das zonas de betão.

Situação definida por ε_s – Extensões limite e de transição							
	A	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**	**G**
x	$x=\dfrac{0{,}0035\cdot d_{fi}}{\varepsilon_s+0{,}0035}$					$x=2{,}75/1{,}75\cdot(h-2a_z)$	$x=\infty$
	$x=3{,}5/20{,}5\cdot d_{fi}$	$x=3{,}5/15{,}5\cdot d_{fi}$	$x=3{,}5/23{,}5\cdot d_{fi}$	$x=d_{fi}$	$x=h-2\cdot a_z$		
ε_s	$\varepsilon_s=0{,}2$	$\varepsilon_s=0{,}15$	$\varepsilon_s=0{,}02$	$\varepsilon_s=0{,}0$	$\varepsilon_s=-\dfrac{0{,}0035\cdot[(h-2\cdot a_z)-d_{fi}]}{(h-2\cdot a_z)}$	$\varepsilon_s=-\dfrac{0{,}00175[(h-2\cdot a_z)-d_{fi}]}{(h-2\cdot a_z)}-0{,}001$	$\varepsilon_s=-0{,}02$
	$\varepsilon_s=-\dfrac{0{,}0035[x-d_{fi}]}{x}$						
ε'_s	$\varepsilon'_s=-\dfrac{0{,}0035\cdot[x-\lvert c'\rvert]}{x}$					$\varepsilon'_s=-\dfrac{0{,}00175[(h-2\cdot a_z)-\lvert c'\rvert]}{(h-2\cdot a_z)}-0{,}001$	$\varepsilon'_s=-0{,}02$

Neste Quadro 4.1 as letras, A, B, C, D, E; F e G correspondem às situações limite assinaladas na Figura 4.7. Essas situações limite correspondem às zonas de transição da validade das expressões consideradas no Quadro 4.1 para o cálculo de *x,* ε_s e ε'_s.

Para as situações consideradas de base para diagramas de extensões que intersectam cada uma das zonas de betão no seu ponto médio as expressões são gerais como se apresentam no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Expressões base para o cálculo de *x,* ε_s, ε'_s e $\varepsilon_{b\,(i=1,6)}$ nas zonas de betão.

Situação definida por x de tal forma que toma os valores médios de cada zona de betão		
x	$x_{i(i=1,6)}=\left[\left(i-1\right)+\dfrac{1}{2}\right]\dfrac{h}{6}-a_z$	$x_{i(i=1,3)}>0$ $x_{i(i=4,6)}<(h-2\cdot a_z)$
ε_s	$\varepsilon_s=\dfrac{0{,}0035(d_{fi}-x)}{x}$	$\varepsilon_s\geq 0{,}02 \Rightarrow k_{st}$ $\varepsilon_s<0{,}02 \Rightarrow k_{sc}$
ε'_s	$\varepsilon'_s=-\dfrac{0{,}0035(x-c')}{x}$	$\varepsilon_s\geq 0{,}02 \Rightarrow k_{st}$ $\varepsilon_s<0{,}02 \Rightarrow k_{sc}$
$\varepsilon_{bi\,(i=1,6)}$	$\varepsilon_{bi(i=1,6)}=\dfrac{0{,}0035(x+a_z-(i-1)\cdot h/6)}{x}$	$\varepsilon_{bi\,(i=1,6)}>0{,}0$ $\varepsilon_{bi\,(i=1,6)}\leq 0{,}0035$

Quadro 4.3 - Expressões para o cálculo de $a_{i\ (i=1,6)}$ e $z_{i\ (i=1,6)}$, função dos valores de a_z e x.

a_z	a_z+x	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
$\left[0;\frac{h}{6}\right]$	$\left[0;\frac{h}{6}\right]$	x					
	$\left[\frac{h}{6};2\frac{h}{6}\right]$	$\frac{h}{6}-a_z$	$x+a_z-\frac{h}{6}$				
	$\left[2\frac{h}{6};3\frac{h}{6}\right]$	$\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-2\frac{h}{6}$			
	$\left[3\frac{h}{6};4\frac{h}{6}\right]$	$\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-3\frac{h}{6}$		
	$\left[4\frac{h}{6};5\frac{h}{6}\right]$	$\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-4\frac{h}{6}$	
	$\left[5\frac{h}{6};6\frac{h}{6}\right]$	$\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-5\frac{h}{6}$
$\left[\frac{h}{6};2\frac{h}{6}\right]$	$\left[\frac{h}{6};2\frac{h}{6}\right]$		x				
	$\left[2\frac{h}{6};3\frac{h}{6}\right]$		$2\frac{h}{6}-a_z$	$x+a_z-2\frac{h}{6}$			
	$\left[3\frac{h}{6};4\frac{h}{6}\right]$		$2\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-3\frac{h}{6}$		
	$\left[4\frac{h}{6};5\frac{h}{6}\right]$		$2\frac{h}{6}-a_z$	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{6}$	$x+a_z-4\frac{h}{6}$	
$\left[2\frac{h}{6};3\frac{h}{6}\right]$	$\left[2\frac{h}{6};3\frac{h}{6}\right]$			x			
	$\left[3\frac{h}{6};4\frac{h}{6}\right]$			$3\frac{h}{6}-a_z$	$x+a_z-3\frac{h}{6}$		
		z_1	z_2	z_3	z_4	z_5	z_6
		$\frac{h}{2}-a_z-\frac{a_1}{2}$	$\frac{h}{2}-a_z-a_1-\frac{a_2}{2}$	$\frac{h}{2}-a_z-a_1-a_2-\frac{a_3}{2}$	$-\frac{a_4}{2}$	$-a_4-\frac{a_5}{2}$	$-a_4-a_5-\frac{a_6}{2}$

O cálculo das alturas das zonas de betão assim como do seu centro de gravidade face ao centro de gravidade da secção é esquematizado no Quadro 4.3.

4.3.4.3 - Condições de aplicabilidade

Nas análises efectuadas consideraram-se as seguintes hipóteses simplificativas:

- As secções planas mantêm-se planas;
- As tensões de corte não foram consideradas no cálculo;
- Não foi considerada a situação de flexão desviada;
- Foram só considerados betões com inertes siliciosos;
- Não foi considerada o efeito de Spalling do betão.
- A tensão de tracção do betão foi negligenciada;

- Desde que as áreas de armadura sejam pequenas, assume-se que quer as temperaturas, quer as extensões são uniformes.
- Foram só considerados aços Classe *N*;
- Não se consideraram acções indirectas porque avaliaram-se apenas pilares inseridos em estruturas de nós fixos e não se considerou a diminuição dos momentos de primeira ordem devido à redução de rigidez do pilar;
- O comprimento efectivo dos pilares $l_{o,fi}$ sob efeito do incêndio foi considerado igual a l_o, à temperatura ambiente;
- Foram consideradas incertezas da geometria dos pilares e a posição das cargas axiais como acréscimo do momento de primeira ordem baseada nas imperfeições geométricas;

4.4 - Conclusões

O modelo numérico SimFIRb permitirá fazer uma análise da capacidade resistente ao fogo das secções de betão armado consideradas nos capítulos seguintes, nomeadamente na avaliação das secções das lajes, vigas e paredes. Assim permite-se fazer, em qualquer instante da análise realizada com o modelo avançado de cálculo SAFIR, uma avaliação da proximidade da capacidade resistente da peça através da comparação dos momentos flectores mobilizados versus momento flector resistente avaliado com o programa SimFIRb.

Por outro lado, depois da aferição do modelo numérico SimFIRc realizada no início do Capítulo 8, este método simplificado será aplicado na avaliação da resistência ao fogo dos pilares. O modelo incorpora uma análise ao nível da secção, na qual se considera a não linearidade material devido sobretudo ao efeito térmico e a análise ao nível do elemento em que é incorporado o efeito de segunda ordem, isto é o efeito não linear geométrico. Os resultados deste método simplificado SimFIRc foram especificados naquele capítulo e comparados com os resultados do método avançado de cálculo SAFIR. Foram de tal modo encorajadores que se realizou a validação do mesmo (SimFIRc) através da sua aplicação a inúmeros casos considerados no estudo paramétrico que se seguiu.

4.5 - Referências bibliográficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] EN 1992-1-1, (April 2002), "*Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, Brussels. English version.

[3] EN 1990, (July 2001), "*Eurocode - Basis of Structural Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[4] EN 1991-1-2, (April 2002), "*Eurocode 1: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

Capítulo 5

COMPORTAMENTO AO FOGO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

Capítulo 5

COMPORTAMENTO AO FOGO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

5.1 - Introdução

O comportamento de estruturas de betão à acção do fogo tem sido compreendida através dos efeitos da perda da resistência material devido ao efeito térmico e, quer as grandes deformações, quer os modos de rotura são entendidos como o resultado do efeito da acção do carregamento nesta estrutura fragilizada. Os termos resistência e acção são, em geral, aceites como os factores determinantes na resposta estrutural, tal, aliás como fundamentalmente acontece à temperatura ambiente. As estruturas compostas por vários elementos possuem enormes reservas de resistência adoptando configurações de grandes deslocamentos e as forças e deslocamentos induzidos termicamente, e não só a degradação material, governam a respostas das estruturas ao fogo. Contudo, aspectos da degradação material como a cedência do aço e a encurvadura das lajes podem adicionalmente justificar grandes deformações. Esta excepcional longevidade em termos de resistência ao fogo deriva ainda, no caso dos ensaios experimentais normalizados, do facto destes não reproduzirem de forma adequada e completa o comportamento real das lajes por existirem sempre omissões nas medidas que reproduzam a realidade da laje, como sejam as suas ligações a outros elementos.

A primeira parte do capítulo procurará mostrar os mais importantes e fundamentais princípios que governam o comportamento das lajes aos efeitos térmicos. Analisar-se-ão as respostas estruturais de elementos simples sujeitos a um determinado carregamento e a acções térmicas através de variações uniformes de temperatura e gradientes térmicos constantes e a restrições que modelam a estrutura envolvente. A resistência das lajes é frequentemente determinada por parâmetros genéricos que especificam espessuras mínimas de laje e recobrimentos de armadura tal como nos métodos tabelados, [1]. Este método não contempla os efeitos da restrição à dilatação longitudinal promovida pelos apoios. Um primeiro passo para a quantificação deste efeito foi realizada por Selvaggio, [2], e mais tarde por Buchanan, [3] tendo

estabelecido níveis de resistência ao fogo de sistemas estruturais de pavimentos de betão e mistos aço-betão com e sem a sua dilatação restringida e que listou no directório de Resistência ao Fogo nos EUA, [4]. A definição da restrição não está perfeitamente definida e não há bases estabelecidas para quantificar essa restrição senão descrições qualitativas tais como as referidas na norma ASTM E119, [5]. Os níveis de resistência ao fogo em lajes com a sua dilatação térmica restringida podem ser superiores ou inferiores àqueles em que a dilatação é permitida, dependendo da forma como é realizada a restrição. Far-se-á nesta primeira parte uma análise qualitativa da importância da dilatação restringida em lajes sujeitas a incêndio, função da forma como se materializa essa restrição.

A segunda parte deste capítulo apresenta análises numéricas de lajes de betão armado com um, dois e três vãos expostas inferiormente a um incêndio ISO 834, [6] variando o tipo, posição e grau de restrição à dilatação nos seus apoios. Procura-se portanto fazer uma avaliação bidimensional do comportamento ao fogo das lajes de betão armado, a mais perfeita possível através de modelos numéricos. Esta parte do capítulo, sendo uma sequência natural do trabalho realizado no início do capítulo permite verificar e confirmar os princípios fundamentais ali enunciados e que realmente governam o comportamento das lajes em situação de incêndio.

5.2 - Análise geral do comportamento de lajes de betão sujeitas a altas temperaturas

5.2.1 - Introdução

Neste parágrafo apresentar-se-ão os princípios fundamentais mais importantes que governam o comportamento das lajes de betão ou outros elementos horizontais sujeitas a incêndio. Esta avaliação basear-se-á na resposta de elementos estruturais simples sob a combinação de acções mecânicas, térmicas e condições fronteira restritivas representando a estrutura envolvente desses elementos.

A relação fundamental que governa o comportamento das estruturas de betão sujeitas ao efeito térmico é traduzida pela expressão:

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{térmica} + \varepsilon_{mecânica} \qquad \begin{matrix} \varepsilon_{mecânica} \rightarrow \sigma \\ \varepsilon_{total} \rightarrow \delta \end{matrix} \qquad (5.1)$$

A extensão total governa a deformação da estrutura, δ, através de considerações cinemáticas e de compatibilidade. O estado de tensão elástico, plástico ou elasto-plástico, σ, da estrutura depende unicamente das extensões mecânicas.

Se a laje não estiver sujeita a cargas e não estiver sujeita a restrições, a sua expansão axial ou curvatura de origem térmica advém apenas da acção térmica:

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{térmica} \qquad \varepsilon_{total} \rightarrow \delta \tag{5.2}$$

Na situação oposta, quando as extensões térmicas estão totalmente restringidas sem cargas, as tensões térmicas resultam de

$$\varepsilon_{térmica} + \varepsilon_{mecânica} = 0 \qquad \varepsilon_{mecânica} \rightarrow \sigma \tag{5.3}$$

O mais importante factor que determina a resposta estrutural ao aquecimento é a forma como a estrutura responde às extensões térmicas induzidas nos membros, durante o aquecimento. Estas extensões tomam a forma de:

1) Expansão térmica uniforme (para um aumento da temperatura correspondente ao centro de gravidade da laje);
2) Curvatura de origem térmica (induzida por um gradiente de temperatura através da altura da secção).

Refira-se que, para uma mesma deformação dum membro estrutural, uma grande variedade de estados de tensão podem existir.

Muitas situações reais de estruturas sujeitas a incêndio têm extensões mecânicas resultantes de uma complexa mistura do efeito do carregamento e de restrições térmicas à expansão. Este facto leva a que as extensões mecânicas muitas vezes induzam tensões de cedência que resultam em plastificações na secção. Em contraste, as deformações da estrutura dependem somente das extensões totais. Estas deformações podem ser muito pequenas quando existam grandes restrições, embora associadas a grandes extensões plásticas. Alternativamente, quando a restrição é menor, podem desenvolver-se grandes deformações mas com muito menor plastificação e portanto menor redução das propriedades mecânicas dos materiais.

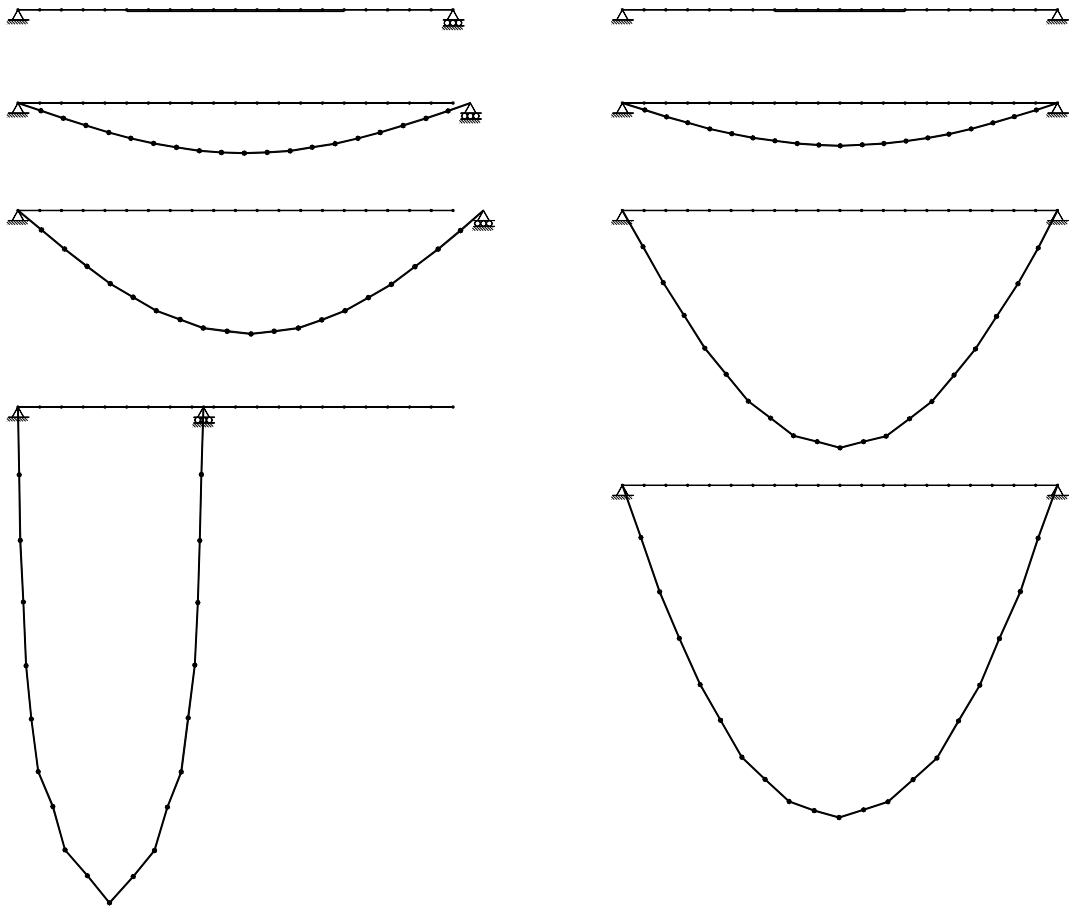
Estas relações indicam que, tanto grandes deformações podem corresponder a uma reduzida destruição das propriedades mecânicas para uma rigidez superior da laje, como pequenas deformações induzidas pela restrição a que a laje possa estar sujeita, e embora com menor rigidez, podem corresponder a uma relativa destruição das suas propriedades mecânicas. No seu conjunto, podem-se produzir situações estruturais contra intuitivas quando se faz uma abordagem convencional à temperatura ambiente.

Recorrendo a configurações estruturais simples, apresentar-se-ão nas secções seguintes estes conceitos mais desenvolvidos. Serão ainda apresentadas expressões analíticas para muitos casos de fundamental importância.

5.2.2 - Modos de rotura

Analisam-se aqui duas lajes simplesmente apoiadas, com e sem restrição à dilatação longitudinal. Considerou-se um vão de 5 metros e uma secção tipo de 0,125x0,200m com dois

varões de 12mm com um recobrimento de 25mm em cada uma das faces inferior e superior, respectivamente. Nas análises considerou-se um aço A400 e um betão C30/35. A solicitação térmica considerada foi a de um aquecimento uniforme na secção a uma taxa de 4ºC/min. A Figura 5.1 apresenta qualitativamente a comparação de duas análises geometricamente não lineares através da evolução das suas deformações. No Caso 1, Figura 5.1 a), o aquecimento uniforme da secção é feito a uma laje simplesmente apoiada com uma carga distribuída, sendo o Caso 2, Figura 5.1 b), uma laje semelhante mas restringida longitudinalmente. Por se tratar de uma análise bidimensional, as lajes têm o aquecimento uniforme da secção realizado a uma taxa de 4ºC/min.



a) Caso 1 b) Caso 2

Fig. 5.1 - Evolução da deformação de: a) Lajes com rotação e deslocamento horizontal livre nos apoios, b) Lajes com rotação livre e deslocamentos horizontal restringidos.

Caso 1: A deformação inicial é menor que a do Caso 2 (Figura 5.2) porque os apoios permitem a expansão da laje (Figura 5.3a). Contudo, a deformação agrava-se fortemente aos 550ºC principalmente devido à aproximação dos apoios quando a rigidez à flexão da laje se reduz, não havendo nada a opor-se ao desenvolvimento das deformações.

Caso 2: Ocorrem deformações iniciais maiores que no Caso 1 porque a laje perde muito cedo (70ºC) a sua forma devido à mobilização de forças de restrição e ao aumento do seu comprimento. Tais efeitos têm como origem a expansão térmica sendo esta acomodada na deformação da laje e na mobilização de tensões de compressão.

Como se pode observar na Figura 5.3b), nos instantes iniciais em que o efeito da temperatura é diminuto, a laje encontra-se sujeita a tracção devido à aplicação das cargas. Segue-se um período em que o efeito da temperatura é condicionante, começando a gerar tensões de compressão. Depois de se mobilizar uma tensão de compressão máxima aproximadamente aos 40min, a deformação da laje impede a sua progressão. A redução das tensões de compressão ocorre até sensivelmente aos 145min, a partir do qual se geram novamente tracções. Ou seja, a laje fica "ancorada" nos apoios.

Este exemplo ilustra que a presença de restrição no modelo atrasa o modo de rotura para temperaturas muito superiores devido ao efeito do desenvolvimento da acção de catenária (gerando-se tracções na laje) em substituição da rigidez à flexão da laje. Assim, o modelo estrutural do Caso 2 é considerado mais apropriado para estruturas redundantes porque a resistência e robustez do conjunto são implementadas pelos mecanismos de redistribuição.

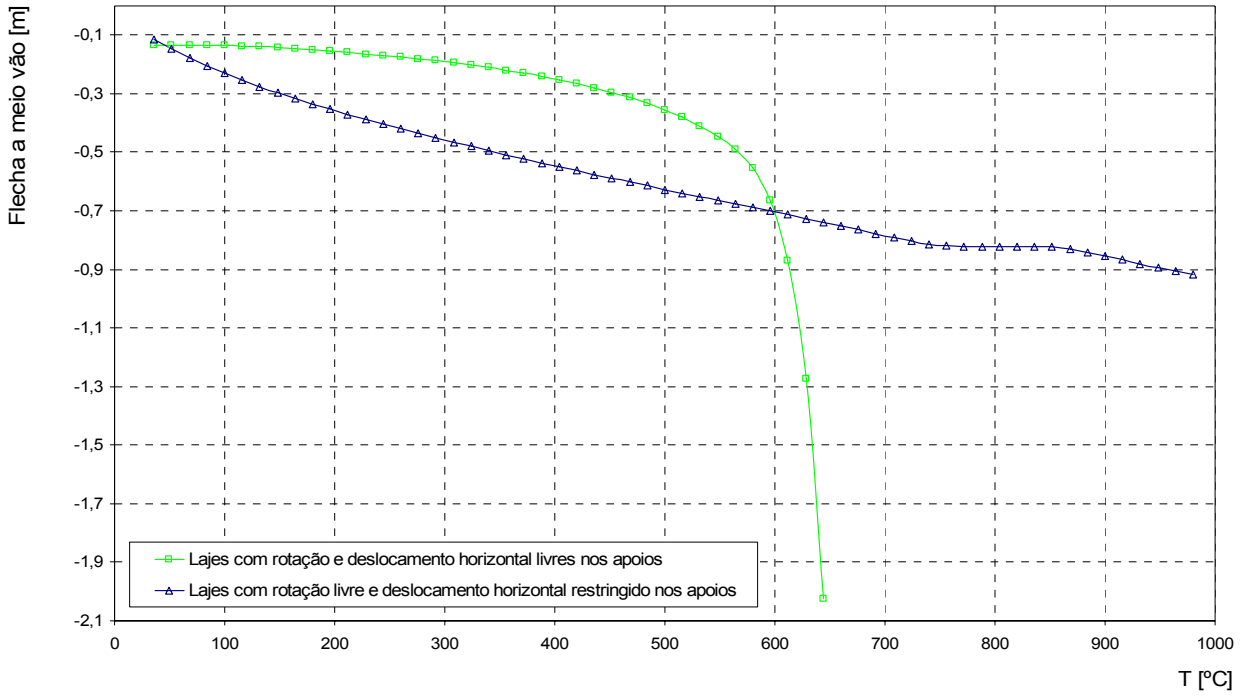


Fig. 5.2 – Evolução da flecha a meio vão das lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios.

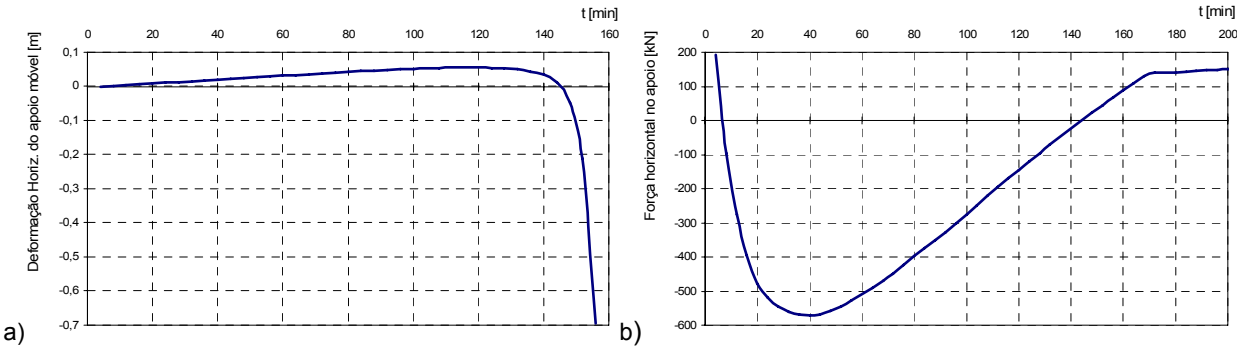


Fig. 5.3 – a) Deslocamento horizontal do apoio móvel da laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios; b) Força horizontal gerada no apoio da laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido.

As grandes deformações nas estruturas reais são frequentemente mal interpretadas como iniciadoras do modo de rotura. Mostra-se claramente na Figura 5.2 que, para temperaturas inferiores a 600ºC, a flecha a meio vão da laje restringida aos deslocamentos horizontais é muito maior que a laje que tem a rotação e o deslocamento horizontal livres nos apoios, embora nada tenha a ver com o início do modo de rotura. Esta deformação é causada integralmente pelo acréscimo de comprimento da laje devido à expansão térmica restringida não havendo sinal de grande perda de rigidez e resistência. De facto, aproximadamente 80% da flecha da laje a meio vão a 500ºC (0,63m em vez de 0.14m – Figura 5.4) e 65% a 700ºC (0,79m em vez de 0.27m – Figura 5.4) são explicadas apenas pela expansão térmica. A maior parte da deformação remanescente é explicada pelo acréscimo das extensões devido à redução do módulo de elasticidade. Contudo, o comportamento mantém-se estável até aproximadamente aos 700ºC quando os primeiros sinais de alteração estrutural começam a aparecer. Como se pode observar na Figura 5.4, para a análise considerando a elongação térmica do elemento, a evolução da flecha é gradual até pouco depois dos 700ºC. O patamar que se segue reflecte a perda da resistência à flexão do elemento passando a preponderar a resistência axial do elemento. Ou seja, elemento fica principalmente sujeito a esforços de tracção porque se encontra “ancorado” aos apoios fixos.

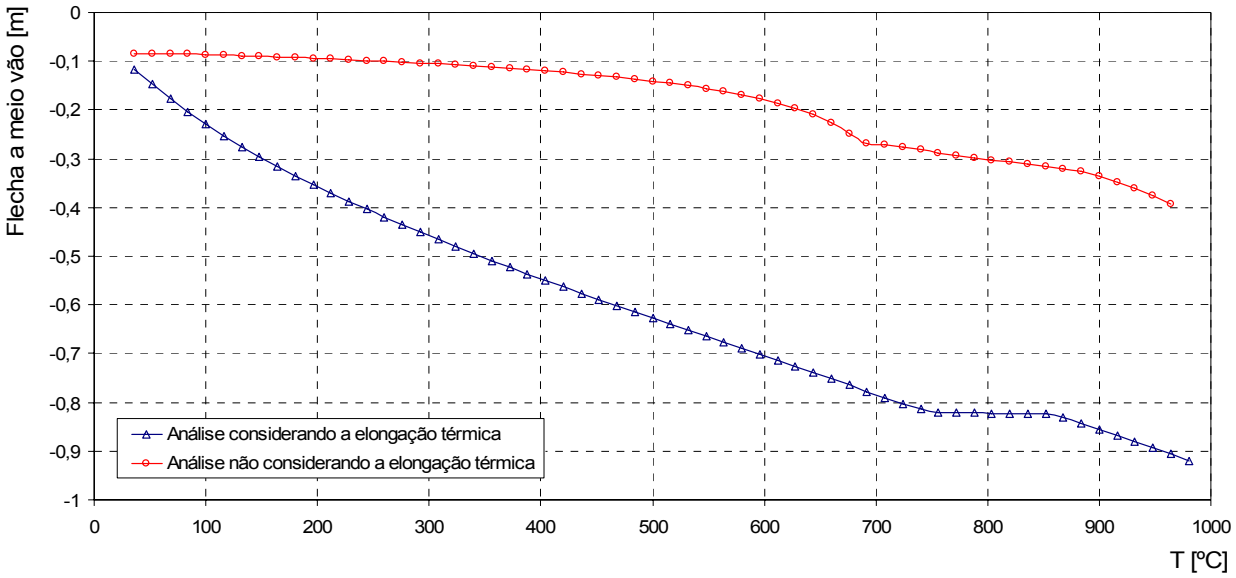


Fig. 5.4 – Evolução da flecha a meio vão de lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios quando sujeitas a uma variação uniforme de temperatura considerando ou não o efeito da elongação térmica.

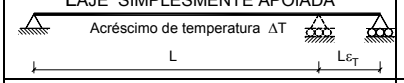
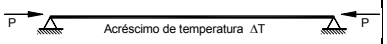
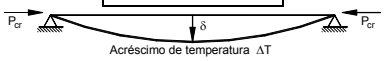
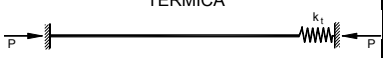
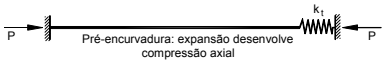
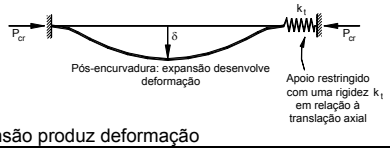
5.2.3 - Expansão térmica

A resposta mecânica de um elemento estrutural simplesmente apoiado sujeito à indução de uma expansão térmica uniforme com e sem restrição à dilatação longitudinal imposta, é apresentada de uma forma sintética no Quadro 5.1.

Na situação de não haver qualquer restrição à dilatação longitudinal, naturalmente não se desenvolve qualquer extensão mecânica e em consequência não há tensões.

Lajes quando inseridas nas estruturas reais não têm liberdade para se dilatarem como no caso apresentado na primeira linha do Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Expressões fundamentais de lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios sujeitas a expansão térmica uniforme ΔT, [7], [8].

CONDIÇÕES FRONTEIRA PARA LAJES SUJEITAS A UMA VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA	EXPRESSÕES	COMENTÁRIOS - EXPRESSÕES
LAJE SIMPLESMENTE APOIADA 	$\varepsilon_T = \alpha.\Delta T$	O aquecimento induz em quase todos os materiais estruturais expansão térmica. Não há tensões na laje. $\varepsilon_t = \varepsilon_T$
LAJE TOTALMENTE RESTRINGIDA LONGITUDINALMENTE À EXPANSÃO TÉRMICA 	$P = -E \cdot A \cdot \alpha.\Delta T$	ESBELTEZA PEQUENA (λ<<) => Cedência do material => σ_y é atingida sem qualquer acréscimo de tensão – Comportamento elasto-plástico $\Delta T_y = \frac{\sigma_y}{E \cdot \alpha}$
	$P = E \cdot A \cdot \varepsilon_m = -E \cdot A \cdot \varepsilon_T$	ESBELTEZA GRANDE (λ>>) => Não é atingida a cedência do material, antes a laje entra em encurvadura. A temperatura crítica de encurvadura é dada por: $\Delta T_{cr} = \frac{\pi^2}{\alpha \cdot \lambda^2}$  $P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}$ com $\lambda = \frac{l}{r}$. Sendo l o comprimento efectivo da laje pode-se interpretar a expressão para outras condições de apoio (r = raio de giração). Se a temperatura continua a subir para além de ΔT_{cr}, a força de restrição mantém-se constante (assumindo material elástico e nenhuma degradação térmica das propriedades) e a expansão térmica continuará a ser acomodada pelo acréscimo de deformação: $\delta = \frac{2 \cdot l}{\pi} \sqrt{\varepsilon_T + \frac{\varepsilon_T^2}{2}}$
LAJE PARCIALMENTE RESTRINGIDA LONGITUDINALMENTE À EXPANSÃO TÉRMICA 	$\sigma = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T}{\left(1 + \frac{E \cdot A}{k_t \cdot l}\right)}$ $T_{cr} = \frac{\pi^2}{\alpha \cdot \lambda^2}\left(1 + \frac{E \cdot A}{k_t \cdot l}\right)$	ESTADO PRÉ-ENCURVADURA  A expansão desenvolve a compressão axial P ESTADO PÓS-ENCURVADURA  Expansão produz deformação

Correspondendo a uma situação mais realista, apresenta-se na segunda linha do Quadro 5.1, as duas respostas fundamentais das lajes sujeitas a restrições relativamente à expansão térmica: cedência e encurvadura. Obviamente a extensão total é nula não ocorrendo qualquer deslocamento até determinada temperatura quando ocorre uma das duas respostas referidas. No caso da cedência, a tensão de cedência do material σ_y é atingida não havendo acréscimo de tensão embora incrementando as extensões plásticas. ΔT_y é a variação de temperatura até

que se atinja a tensão de cedência. Ocorrendo encurvadura, esta acontece antes de se atingir a tensão de cedência do material. Atingida a temperatura ΔT_{cr} , a força de restrição mantém-se constante (desde que se assuma o material elástico e a não existência de degradação das propriedades mecânicas) e a expansão da laje devido à extensão térmica continua a ser acomodada pela deformação da laje. Dependendo da esbelteza do elemento estrutural, a resposta real é mais complexa, sendo uma combinação das duas respostas fundamentais referidas.

Na última linha do Quadro 5.1 apresenta-se a situação em que a restrição longitudinal nos apoios é parcial. Com base nas expressões indicadas foram realizados um conjunto de simulações numéricas cujos resultados da temperatura crítica de encurvadura em função da esbelteza e para diferentes rigidez à dilatação longitudinal, são apresentados na Figura 5.5.

Pelas equações apresentadas no Quadro 5.1, o fenómeno da pré-encurvadura e pós-encurvadura pode ser observável para temperaturas moderadas de incêndio em estruturas em que a rigidez promovida pelos elementos estruturais envolventes (simulada por uma mola) é da ordem de magnitude da rigidez longitudinal da laje.

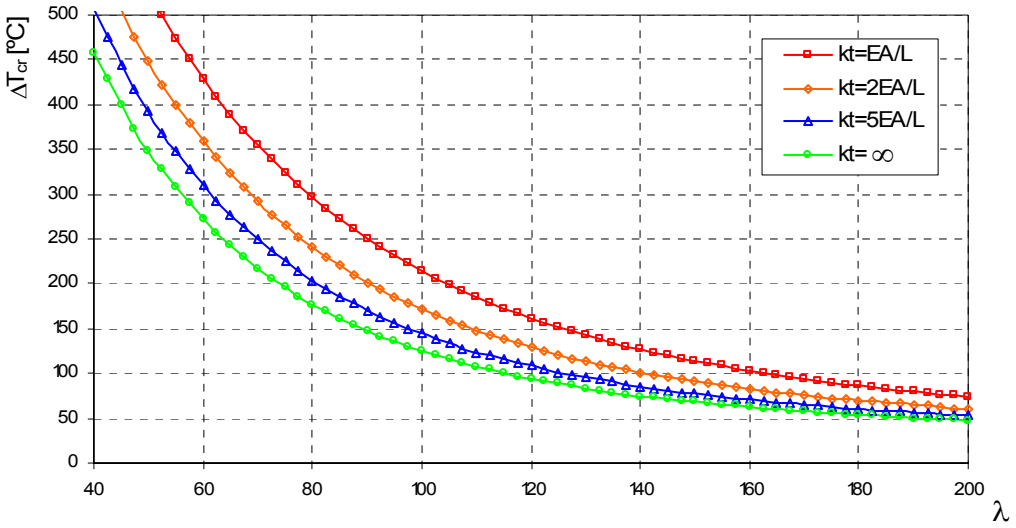


Fig. 5.5 – Temperaturas críticas de encurvadura para variações térmicas uniformes em laje encastrada com restrição parcial longitudinal.

Por observação da Figura 5.5, para lajes com esbeltezas correntes verifica-se que as temperaturas a partir das quais se dá a encurvadura são relativamente baixas pelo que, acrescido o efeito da redução do módulo de elasticidade com a temperatura é muito provável observar, para incêndios correntes, fenómenos de pós encurvadura para lajes.

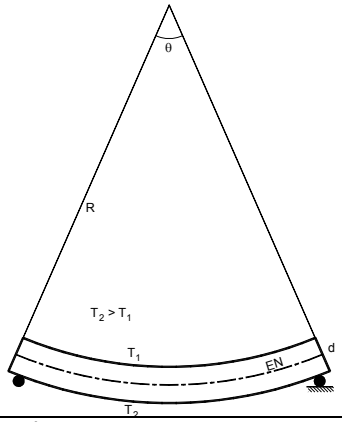
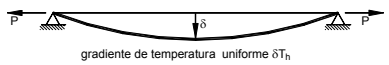
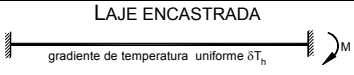
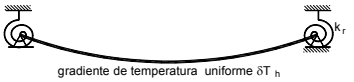
5.2.4 - Curvatura de origem térmica

Na secção anterior avaliou-se o efeito do aumento uniforme de temperatura em lajes com restrição axial. Dificilmente se encontrará nas estruturas reais distribuições de temperaturas

uniformes. Pelo contrário, lajes situadas nos tectos dos compartimentos ficarão sujeitos a enormes gradientes de temperatura devido ao muito baixo coeficiente de transmissão térmico do betão.

Considerar-se-á contudo que, para compartimentos de dimensão média e de forma regular, a temperatura no compartimento será aproximadamente uniforme para um determinado instante. A temperatura no elemento ainda dependerá dos materiais com que é feito e outros detalhes na sua geometria, sobretudo ao nível da secção, da fase construtiva e isolamento. As faces dos elementos expostos ao incêndio terão temperaturas muito superiores àquelas que não estejam expostas.

Quadro 5.2 – Expressões fundamentais para lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios, para lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios, lajes com rotação parcial ou totalmente restringida e deslocamento horizontal restringido, sujeitas a curvatura de origem térmica, [7], [8].

CONDIÇÕES FRONTEIRA PARA LAJES SUJEITAS A UM GRADIENTE TÉRMICO LINEAR	EXPRESSÕES	COMENTÁRIOS
LAJE SIMPLESMENTE APOIADA  	$\delta T_h = \frac{T_2 - T_1}{d}$ $\phi = \alpha \cdot \delta T_h$ (curvatura uniforme típica) $\varepsilon_\phi = 1 - \frac{\sin\frac{L\cdot\phi}{2}}{\frac{L\cdot\phi}{2}}$ (os apoios aproximam-se)	δT_h - Gradiente térmico linear ao longo da espessura da laje
LAJE TOTALMENTE RESTRINGIDA LONGITUDINALMENTE À EXPANSÃO TÉRMICA  Imaginando que não há variação da temperatura média da laje, as reacções são opostas ao caso de pura expansão térmica.	$P_t = \left(\sqrt{\frac{1}{2}\left(\frac{\pi\delta}{2}\right)^2 + 1} - 1\right) E \cdot A$ $\delta = \frac{2\cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_t + \frac{\varepsilon_t^2}{2}}$	As reacções no apoio (opostas à pura expansão térmica) são causadas pela restrição à extensão de contracção ε_ϕ, induzida pelo gradiente térmico. com $\varepsilon_t = \frac{P_t}{E\cdot A}$
LAJE ENCASTRADA  	$M = E \cdot I \cdot \phi$	*M* é uniforme ao longo da laje. A laje mantém-se não deformada
LAJE TOTALMENTE RESTRINGIDA LONGITUDINALMENTE E PARCIALMENTE RESTRINGIDA À ROTAÇÃO SUJEITA A GRADIENTE TÉRMICO  	$M_k = \frac{E\cdot I\cdot\alpha\cdot\delta T_h}{\left(1 + \frac{2\cdot E\cdot I}{K_r\cdot L}\right)}$	k_r é a rigidez de rotação da mola. M_k é o momento flector de restrição resultante da aplicação de um gradiente térmico uniforme

As superfícies sujeitas ao incêndio tenderão a expandir muito mais do que aquelas que estão fora do compartimento induzindo momentos flectores no elemento. Este efeito designado

curvatura de origem térmica é uma das principais razões de deformação das paredes e lajes mas também das lajes.

Pela análise do Quadro 5.2, é claro que o efeito das restrições impostas nos apoios é determinante na resposta das lajes às acções térmicas. A conclusão chave é então retirada: as extensões térmicas, se não são restringidas, manifestam-se em deslocamentos ou em tensões se são restringidas.

Naturalmente, numa situação real, a restrição à rotação da laje é parcial e, como se pode observar no Quadro 5.2 através da expressão apresentada, se a rigidez de rotação da mola for igual à rigidez à rotação da laje ($4EI/L$), então o momento flector que irá para a mola será cerca de 1/3 daquele que irá para o apoio numa laje encastrada.

5.2.5 - Combinações de expansão e curvatura de origem térmica

Nos pontos anteriores consideraram-se os efeitos individuais de expansão uniforme de temperatura e gradiente uniforme de temperatura. Quando uma laje duplamente encastrada está submetida à combinação dos efeitos de expansão e curvatura de origem térmica fica respectivamente sujeita a tensões uniformes de compressão e a um momento flector uniforme. Como se mostra na Figura 5.6, as altas compressões resultantes, quase invariavelmente, produzem a formação de rótulas na parte inferior da laje. Este facto altera o padrão de tensões nos extremos da laje de tal forma que o momento flector ali gerado permite a formação de uma rótula tornando na prática as condições de apoio semelhantes a da laje apresentada na segunda linha do Quadro 5.2. Serão estas condições de fronteira que governarão o comportamento da laje na maior parte da duração do incêndio pelo que o Quadro 5.3 se cinge a essa situação.

O efeito da combinação da expansão e da curvatura de origem térmica numa laje com aquelas condições de fronteira (restrição longitudinal mas liberdade de rotação), é como se viu anteriormente, o de gerar respectivamente compressões (expansão térmica) e tracções (gradiente térmico). Este exemplo ajuda a mostrar que dois regimes de tensão opostos podem ocorrer dependendo do regime térmico aplicado, implicando uma deformação semelhante.

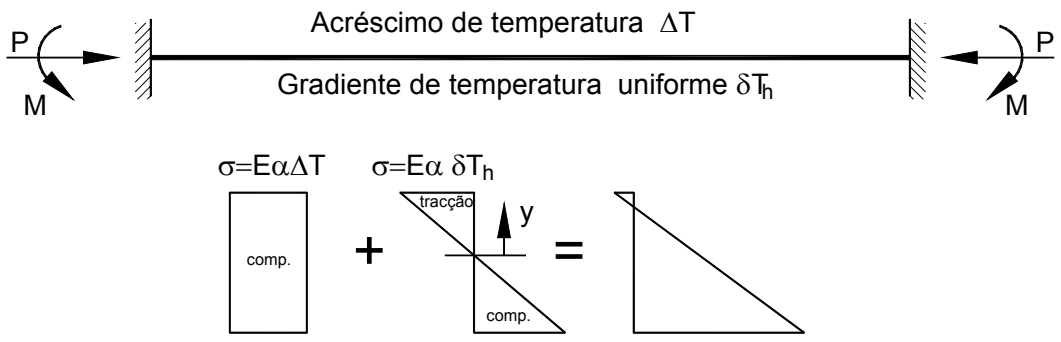


Fig. 5.6 – Combinação da expansão e curvatura de origem térmica numa laje encastrada.

Para estudar o efeito da combinação de expansão e curvatura de origem térmica define-se a extensão efectiva como:

$$\varepsilon_{ef} = \varepsilon_T - \varepsilon_\phi = \alpha.\Delta T - (1 - \frac{\sin\frac{L\cdot\phi}{2}}{\frac{L\cdot\phi}{2}}) \qquad (5.4)$$

A variação de ε_{ef} para vários regimes térmicos pode produzir uma grande variedade de respostas. Valores positivos implicam compressões (o efeito do regime de expansão térmica é dominante), e negativos implicam tracções (o efeito do gradiente térmico é dominante).

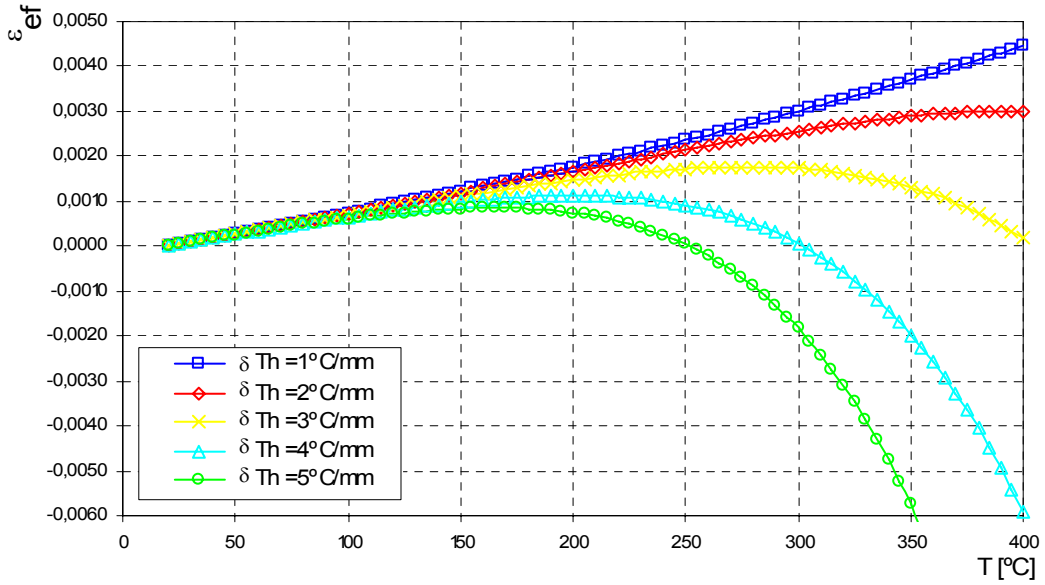


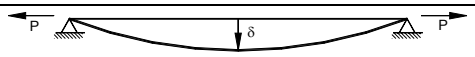
Fig. 5.7 – Variação da extensão efectiva com o gradiente térmico num elemento de laje com rotação livre e deslocamento horizontal nos apoios restringido.

Apresenta-se na Figura 5.7 a variação de ε_{ef} para diferentes valores do gradiente térmico no intervalo de 0ºC a 400ºC. Adoptou-se um comprimento da laje de 5m, uma altura da secção de 200mm. As três situações possíveis são sintetizadas no Quadro 5.3, $\varepsilon_{ef} = 0$, $\varepsilon_{ef} > 0$ e $\varepsilon_{ef} \leq 0$, apresentando para cada caso as expressões da deformação.

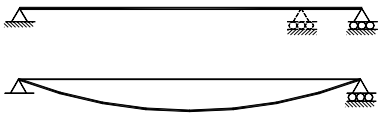
O caso $\varepsilon_{ef} = 0$ representa um caso teórico em que a extensão térmica é anulada pela curvatura de origem térmica e, por consequência, as tensões na laje são nulas. As extensões térmicas geradas são integralmente convertidas em deformação, ou seja, a deformação da laje é inteiramente devida à curvatura de origem térmica que acomoda o excesso de comprimento gerado pela expansão da laje. Assim, a resposta em termos de deformação é expressa analiticamente pelo incremento de comprimento da curva elástica da laje.

O caso $\varepsilon_{ef} > 0$ representa a prevalência da expansão térmica em que a resposta do elemento estrutural se faz em dois estágios: fase de pré-encurvadura e fase pós-encurvadura.

Quadro 5.3 – Expressões de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal nos apoios restringido, sujeitas a combinações de expansão e curvatura de origem térmica, [7], [8].



$$\varepsilon_{ef} = \varepsilon_T - \varepsilon_\phi$$

$\varepsilon_{ef} = 0$	$\varepsilon_{ef} > 0$		$\varepsilon_{ef} \leq 0$
TENSÃO NULA NA LAJE	EXPANSÃO TÉRMICA DOMINANTE		GRADIENTE TÉRMICO DOMINANTE
	FASE PRÉ-ENCURVADURA y_m^-	FASE PÓS-ENCURVADURA y_m^+	
 $y_m = \frac{2 \cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_T + \frac{\varepsilon_T^2}{2}}$	$y_m^- = \frac{y_0}{1-\frac{\Delta T}{\Delta T_{cr}}} + \frac{2 \cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_\phi + \frac{\varepsilon_\phi^2}{2}}$	$y_m^+ = \frac{2 \cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_T^+ + \frac{\varepsilon_T^{+2}}{2}}$	$(y_m)_1 = \frac{2 \cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_T + \frac{\varepsilon_T^2}{2}}$ $(y_m)_2 = \frac{2 \cdot L}{\pi}\sqrt{\varepsilon_t + \frac{\varepsilon_t^2}{2}}$

Parte da expansão térmica é utilizada para gerar extensões mecânicas e parte para gerar deformações. As extensões mecânicas geram tensões que promovem deformação no elemento estrutural. A componente ε_ϕ anula parte da expansão e produz deformação através da imposição de curvatura (excesso de comprimento não transformado em tensão).

Na fase de pré-encurvadura, a deformação, y_m^-, é composta por uma pequena parte devido à flexão elástica e a maior parte pela curvatura imposta $y_m(\phi)$. y_o é interpretado como a deformação inicial do elemento, antes que ocorra o incêndio, devido ao carregamento imposto. Parte da expansão térmica é utilizada para gerar extensões mecânicas e parte para gerar deformações. A componente $\varepsilon\phi$ anula parte da expansão e produz deformação pela curvatura imposta ("absorve" o excesso de comprimento). A presença do gradiente térmico atrasa o fenómeno de encurvadura aumentando a temperatura crítica de encurvadura tanto mais quanto maior for esse gradiente. A temperatura crítica pode ser calculada pela expressão:

$$\Delta T_{cr} = \frac{1}{\alpha}\left(\frac{\pi^2}{\lambda^2} + \varepsilon_\phi\right) \tag{5.5}$$

A título de exemplo apresenta-se na Figura 5.8 um gráfico que representa a variação da temperatura crítica de encurvadura em função do gradiente térmico de uma laje com 5m de comprimento com rotação livre e deslocamento horizontal nos apoios restringido e uma espessura de 200mm.

As deformações na fase de pós-encurvadura, y_m^+, continuam a aumentar devido ao aumento das extensões térmicas, ε_T^+. A deformação devido à curvatura de origem térmica e a deformação elástica (devido ao carregamento e momentos flectores de segunda ordem) actuam como "imperfeições da rectilinidade" da laje e produzem

pequenas variações na deformação a meio da laje com a temperatura até que os grandes deslocamentos pós-encurvadura comecem (identificado pela mudança da curvatura da deformação térmica). Este facto tem o efeito de reduzir o desenvolvimento de compressões na laje (tal como a laje deforma-se mais para baixas compressões devido ao incremento dos deslocamentos adicionais na curvatura devido aos momentos flectores de segunda ordem).

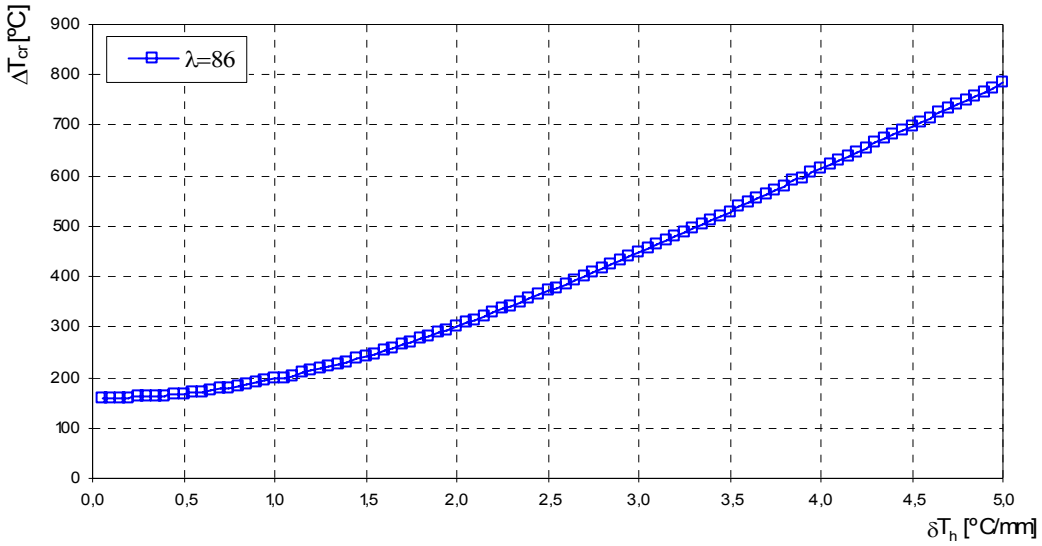


Fig. 5.8 – Temperatura crítica de encurvadura *versus* gradiente térmico.

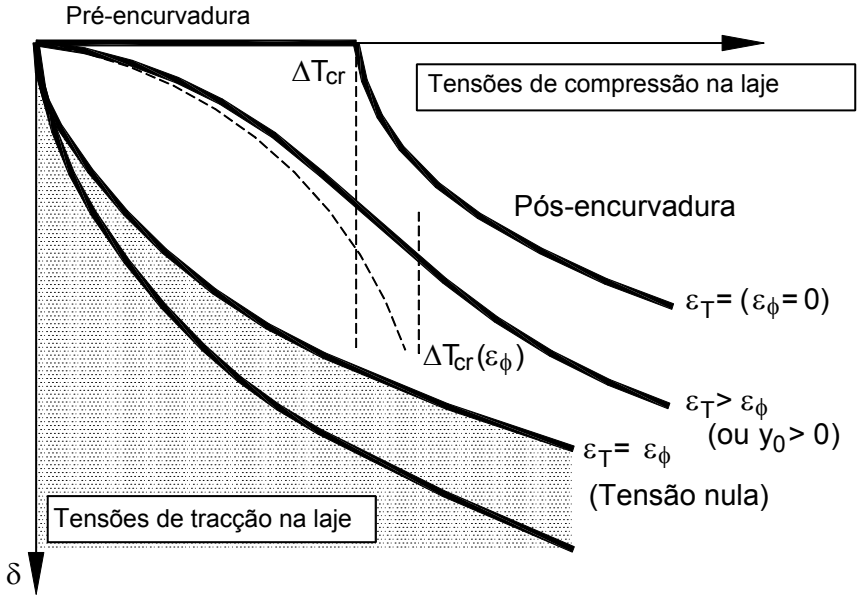


Fig. 5.9 – Respostas da deformação térmica consoante a combinação de ε_T e ε_ϕ, [7], [8].

O caso $\varepsilon_{ef} < 0$ representa a prevalência do gradiente térmico em detrimento da expansão térmica em que a resposta (deformação) é a soma de duas componentes: 1) Deformação causada pela excesso de comprimento gerado pela expansão, $(y_m)_1$; 2) A extensão de tracção

$\varepsilon_t = \frac{P_{ef}}{E \cdot A}$ produzida pela tracção P_{ef} causada pelo excesso de contracção, como no caso de puro gradiente térmico $(y_m)_2$. A resolução utiliza o processo iterativo obtendo-se P_{ef}, $(y_m)_1$ e $(y_m)_2$.

Na Figura 5.9 resumem-se os vários casos anteriormente referidos para a resposta de lajes restringidas longitudinalmente em termos de deformação quando sujeitas a combinações de acções térmicas, expansão térmica uniforme e gradiente térmico.

5.2.6 - Deformações

Um dos aspectos interessantes da resposta estrutural ao fogo é o surgimento de grandes deformações. Às lajes que em geral têm grandes deformações à temperatura ambiente, associa-se perda de resistência material. O mesmo não se passa se estiverem sujeitas a incêndio. Neste caso, os mecanismos de expansão e curvatura de origem térmica resultam em grandes deformações podendo, para uma mesma deformação associar-se distintos estados de tensão, (grandes tracções e compressões ou baixas tensões) dependendo apenas da distribuição da temperatura no elemento, das propriedades materiais e das condições de fronteira.

A principal razão para se atingirem grandes deformações tem a ver com a capacidade do membro estrutural acomodar o comprimento adicional gerado pela extensão térmica quando se encontra restringido no seu comprimento. Os Quadros 5.1 e 5.2 apresentam as expressões aproximadas para a flecha a meio vão das lajes representadas. Saliente-se o facto da deformação da laje sujeita a gradiente térmico ser determinada pela interacção tracção-flexão para uma expansão nula da laje.

Pode-se determinar a deformação da laje representada na segunda linha do Quadro 5.2 da seguinte forma:

$$y(x) = \frac{\phi}{k^2}\left(\frac{\cosh kL - 1}{\sinh kL}\sinh kx - \cosh kx + 1\right) \tag{5.6}$$

Onde:

$$k = \sqrt{\frac{P_t}{E \cdot I}}$$

$$P_t = \left(\sqrt{\frac{1}{2}\left(\frac{\pi\delta}{L}\right)^2 + 1} - 1\right) E \cdot A$$

Estas equações não lineares podem ser resolvidas através de um processo iterativo como o Método de Newton Rapson obtendo-se as forças de tracção e a deformação para problemas de gradientes térmicos.

5.2.7 - Considerações sobre lajes contínuas

Far-se-á aqui uma análise qualitativa da redistribuição dos momentos flectores para lajes contínuas tecendo-se algumas considerações teóricas.

A Figura 5.10a) ilustra para uma laje contínua com dois vãos sujeita a uma carga uniformemente distribuída, *w* e exposta inferiormente a um incêndio no instante inicial, a distribuição de momentos flectores M e os momentos flectores resistentes últimos M_u^+ e M_u^-. Apresentam-se ainda na Figura 5.10b) para o instante, *t*, depois de se iniciar o incêndio, os momentos flectores actuantes, M_{fogo} devidos à carga uniformemente distribuída *w* e à acção térmica e os novos momentos flectores resistentes últimos $M_{fogo,u}^+$ e $M_{fogo,u}^-$.

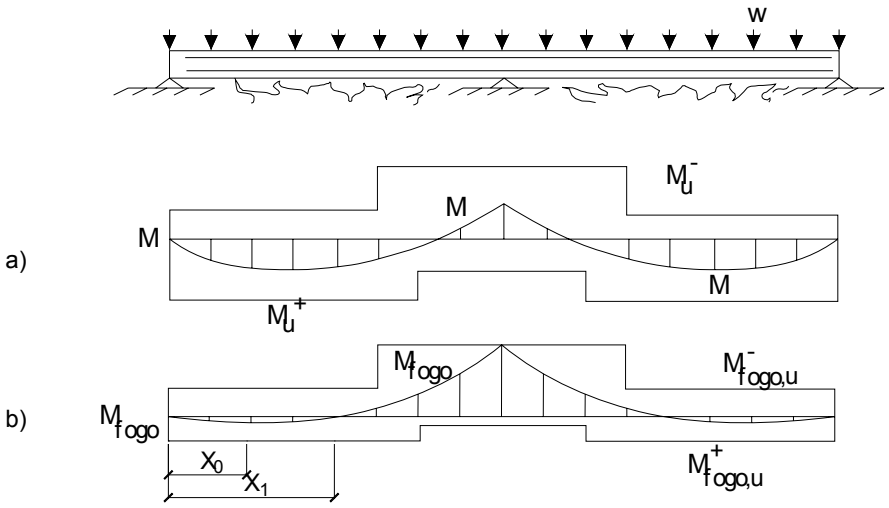


Fig. 5.10 - Laje contínua com dois vãos de betão armado. Distribuição do momento flector actuante e dos momentos flectores resistentes últimos: a) Antes do início do incêndio (M, M_u^+ e M_u^-); b) Depois do início do incêndio (M_{fogo}, $M_{fogo,u}^+$ e $M_{fogo,u}^-$), [9].

No apoio central da laje contínua assiste-se a uma restrição à rotação quando fica submetida ao gradiente térmico, conferindo um rápido acréscimo dos momentos flectores negativos à medida que o incêndio progride.

Como o incremento da temperatura nas armaduras superiores é muito menor do que aquele a que estão submetidas as armaduras inferiores, o momento flector último positivo M_u^+ é muito mais influenciado que o correspondente negativo, M_u^-.

Tal como a Figura 5.10 ilustra, a redução de M_{fogo} pode ser de tal modo que se atinjam valores inferiores a M_u^+, sem que, contudo, o elemento entre em colapso devido à referida redistribuição de esforços. Normalmente, a redistribuição de momentos flectores progride até se formar um mecanismo de rotura, o qual corresponde à ocorrência de uma rótula plástica

sobre o apoio e rótulas plásticas a meio vão. Estas rótulas traduzem o esgotamento da capacidade de carga da secção como se referiu em pontos anteriores. É necessário garantir três condições básicas para que seja possível a formação do mecanismo de rotura:

1. Não pode ocorrer rotura por compressão do betão na secção sobre o apoio;
2. Não pode ocorrer rotura por falta de capacidade de rotação sobre o apoio;
3. As armaduras superiores devem ter comprimento suficiente para cobrir toda a zona de momentos flectores negativos da laje (que se altera com o decorrer do incêndio).

Pode-se então concluir que uma laje contínua em betão armado poderia ser calculada relativamente à resistência ao fogo, recorrendo à teoria dos estados limites últimos, se as tensões e momentos flectores de origem térmica forem anulados no instante do colapso, ou, em alternativa, se as rotações das secções rectas, provocadas pelos gradientes térmicos, forem inferiores à capacidade de rotação da estrutura exposta ao fogo.

Um estudo combinado, experimental e analítico realizado por Andberg e Fórsen, [10] mostra que, em geral, a capacidade de rotação das lajes com dimensões usuais é suficiente, exceptuando-se os casos em que se utilizam para armaduras superiores sobre os apoios aço de alta resistência com boa aderência e baixa ductilidade.

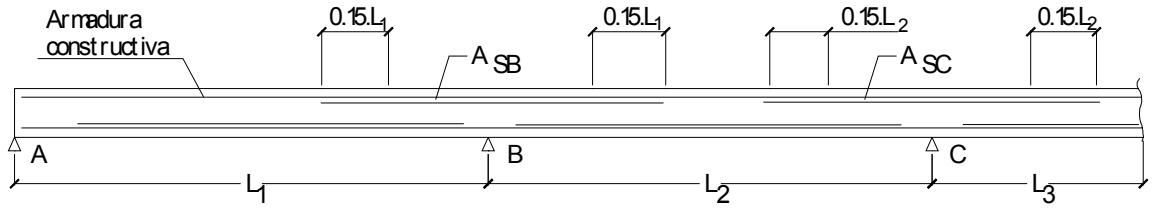


Fig. 5.11 - Colocação da armadura superior em elementos contínuos (L_1>L_2>L_3).

Refira-se que, como se pode observar na Figura 5.10, a posição das secções sujeitas a momento flector negativo altera-se no decorrer do incêndio. É portanto necessário tomar medidas construtivas de forma a que o colapso não seja determinado por secções fora do posicionamento indicado para as rótulas plásticas. Regras de projecto, relativamente à colocação de armaduras superiores, devem ser consideradas, nomeadamente, (Figura 5.11):

i) Uma razoável percentagem da armadura superior necessária sobre os apoios deverá ter continuidade na totalidade dos vãos;

ii) A armadura total superior sobre os apoios deverá ser acrescida *0,15L* de comprimento, relativamente ao projecto para condições de temperatura ambiente, em que *L* é o maior vão adjacente do apoio considerado;

iii) Não é necessário incrementar a quantidade de armadura superior (determinada para uma continuidade avaliada à temperatura ambiente).

5.2.8 - Simulação numérica do comportamento de lajes sujeitas a processos térmicos simples

5.2.8.1 - Condições da análise numérica

5.2.8.1.1 - Introdução - Características de base da laje

Nesta secção faz-se a análise do comportamento estrutural de uma laje de um único vão de 5m de betão armado numa única direcção, exposta a 3 regimes de aquecimento distintos: variação uniforme da temperatura (2ºC/min) em toda a secção, gradiente térmico ao longo da espessura do elemento (1, 2, 5 e 10ºC/mm), e a conjugação daqueles regimes. Trata-se de regimes de aquecimento irreais, que para além de permitirem "sentir" os efeitos térmicos base na estrutura, são estes que vão permitir fazer a "ponte", no que se refere à análise do comportamento estrutural, desde a análise teórica analisada nos pontos anteriores até a análise da mesma estrutura com o incêndio padrão referido nos pontos seguintes e perante inúmeras condições de apoio.

A laje analisada é a apresentada na Figura 5.12. Trata-se de uma laje armada numa direcção e por conseguinte estuda-se uma largura unitária da qual para efeitos numéricos se avalia uma única tira de 125mm com um único par de armaduras superior e inferior reduzindo-se o esforço computacional da análise. Para efeito de discussão os resultados apresentam-se por metro de largura de laje.

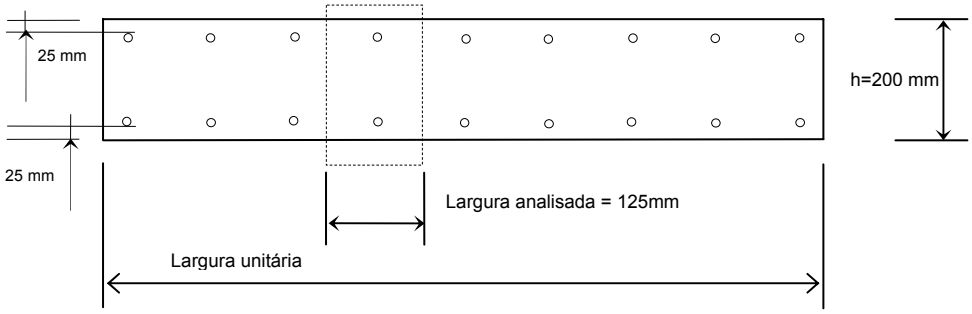


Fig. 5.12 – Tipologia da modelação parcial da laje de betão armado numa única direcção.

As propriedades da laje modelada são as apresentadas no Quadro 5.4.

A análise numérica da estrutura proposta foi realizada com um programa não linear de elementos finitos, designado por SAFIR e desenvolvido na Universidade de Liège, Belgium por Jean Marc Franssen, [11]. A análise de estruturas submetidas ao fogo é realizada com o SAFIR através de duas fases, a análise térmica e a análise estrutural. A análise estrutural no modelo SAFIR considera grandes deslocamentos e a variação das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais com a temperatura. As propriedades mecânicas dos materiais (betão e aço) reproduzem as preconizadas pelo Eurocódigo, [1].

Quadro 5.4 - Caracterização geométrica e material das lajes analisadas.

Geometria da laje		
Comprimento	*L*	5000mm
Altura	*h*	200mm
Largura		1000mm
Relação	*L/h*	25

Propriedades do betão (C30/35)		
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	30MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	$E_{c,0}$	18GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	Zero
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados siliciosos, [1]
Recobrimento de betão	C_c	25mm

Propriedades do aço da armadura (A400)		
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	430MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_s	210GPa
Modelo do betão (térmico e mecânico)		EN1992-1-2, [1]
Diâmetro da armadura	ϕ_s	12 mm
Espaçamento da armadura (superior e inferior)	*s*	125mm
Comprimento da armadura		5000mm

Acções		
Peso próprio e cargas permanentes	*G*	5,30 kPa
Sobrecarga	*Q*	4,0 kPa
Acção de incêndio	*1,0G+0,4Q*	6,9 kPa
Exposição ao incêndio		ISO 834 (240min máximo)

Através do exemplo aqui analisado, sujeito a diferentes regimes simples de aquecimento e a diferentes condições de fronteira, permite-se observar inúmeras deformações, a forma como se geram as forças axiais e como se desenvolvem os momentos flectores na laje. Todos os resultados aqui apresentados mostram em primeiro lugar as consequências de solicitações térmicas simples até à situação mais próxima da real que é a interacção do efeito térmico de expansão e curvatura de origem térmica.

5.2.8.1.2 - Solicitações térmicas

Antes de estabelecer as taxas de aquecimento uniforme da temperatura, assim como os gradientes da temperatura a considerar nas análises que se seguem (com regimes de aquecimento simplificado), avaliaram-se através das Figuras 5.13 e 5.14 os valores de aquecimento simplificado quando comparados com os valores obtidos através da curva de incêndio padrão ISO 834.

Permite-se assim que mais tarde, perante avaliações reais em termos de regimes de aquecimento, se possa mais facilmente fazer análises comparativas.

Refira-se que a secção 12,5cmx20cm do elemento estrutural em análise quando sujeita inferiormente ao incêndio padrão ISO 834 apresenta um aumento da temperatura média global representada na Figura 5.13 pela curva azul com losangos. Verifica-se pela análise da figura

que a taxa de 4ºC/min é aquela que mais se aproxima, em termos médios, do aquecimento da laje quando sujeita ao incêndio padrão.

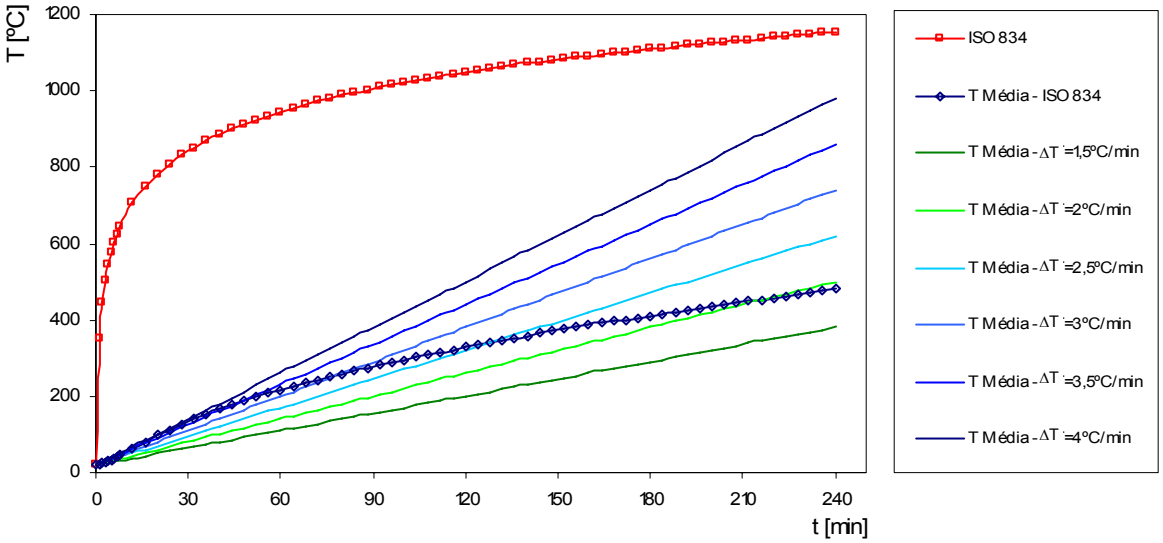


Fig. 5.13 – Evolução da temperatura ISO 834, da temperatura média da secção, para as várias taxas de aquecimento uniforme da temperatura a considerar na secção, em função do tempo.

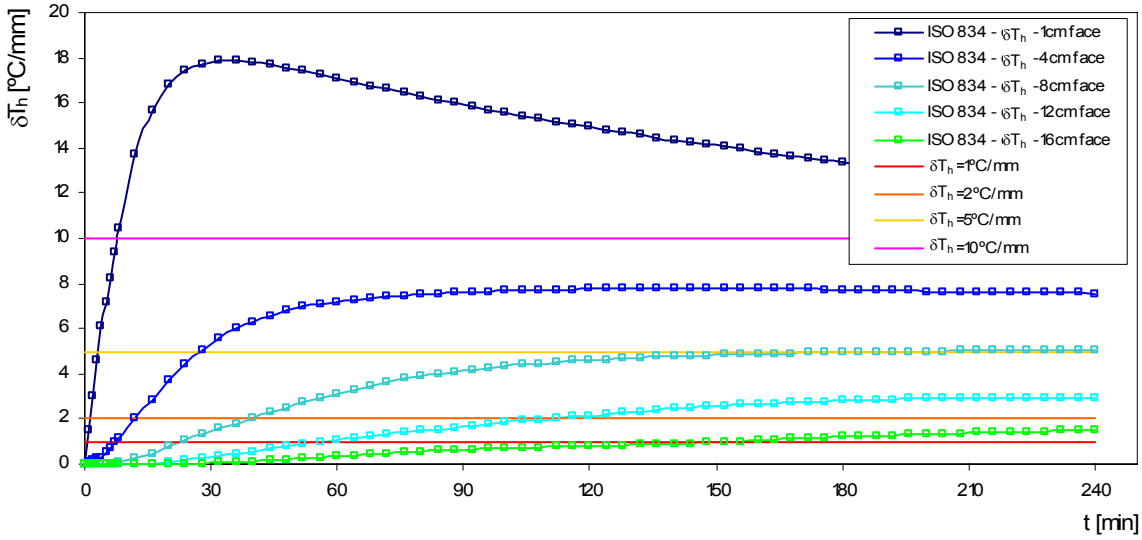


Fig. 5.14 - Visualização do gradiente de temperaturas com o tempo.

A Figura 5.14 apresenta várias curvas correspondentes a diferentes profundidades da secção a partir da face inferior da laje sujeita a incêndio (1, 4, 8, 12 e 16cm) que traduzem os gradientes de temperatura locais a que ficam sujeitos ao longo do tempo enquanto decorre o incêndio. Apresenta-se na mesma figura rectas horizontais correspondentes aos vários gradientes de temperatura uniformes a que a laje ficará sujeita neste estudo (δT_h=1, 2, 5, 10ºC/mm) crescendo de zero até ao valor especificado que se atingirá aos 240min.

Atendendo às considerações térmicas aqui referidas consideraram-se então os valores mais próximos daqueles que correspondem à curva de incêndio padrão e cujas consequências se avaliam nas figuras seguintes.

Na Figura 5.15 exemplifica-se, através de um conjunto de perfis de temperatura, a solicitação térmica a que a secção da laje analisada vai estar sujeita. A Figura 5.15 apresenta para diferentes gradientes térmicos (1, 2 e 5ºC/mm – rectas "lisas", com círculos e cruzes) a serem atingidos em 240min e considerados conjuntamente com uma taxa de aquecimento uniforme de 2ºC/min, os valores da temperatura na secção em determinados instantes: 0, 20, 60, 120, 180 e 240min.

Estes valores são variáveis em altura, correspondendo uma temperatura mais elevada na parte inferior, traduzida por rectas inclinadas ao longo dos 20cm de altura da secção do elemento estrutural.

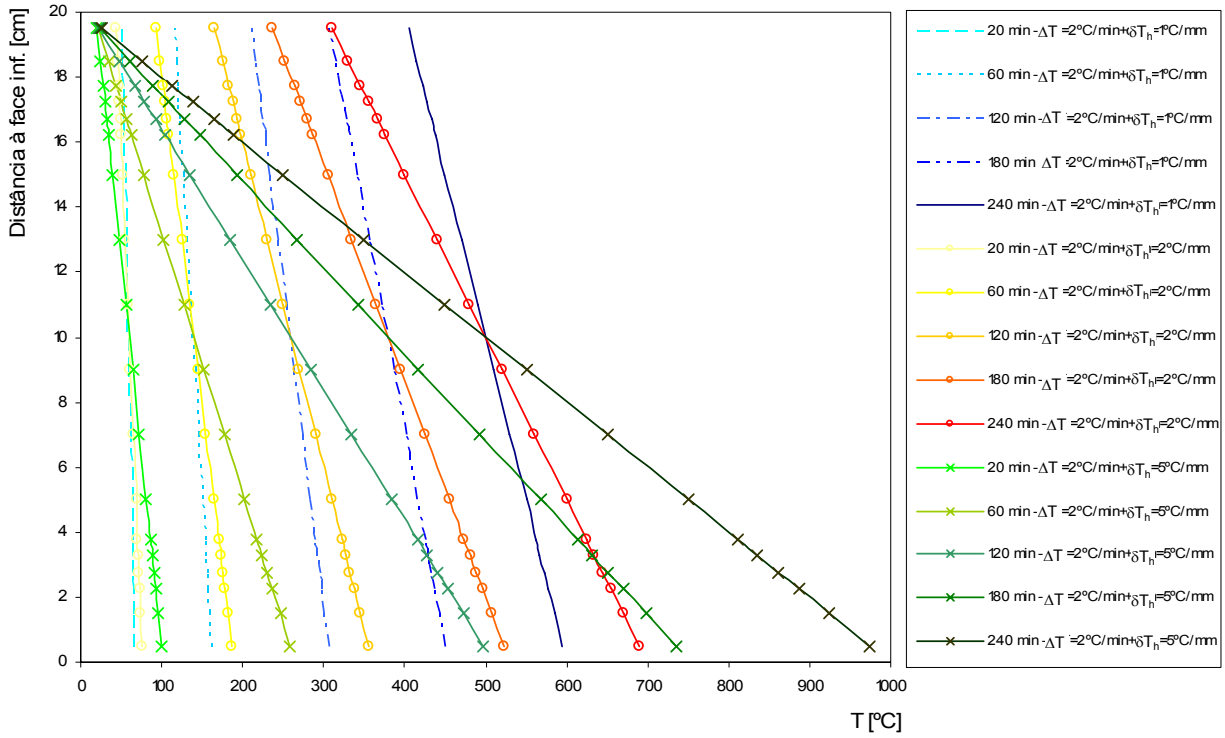


Fig. 5.15 – Evolução ao longo do tempo da temperatura na secção para vários regimes de aquecimento: gradientes da temperatura conjuntamente com aquecimento uniforme.

5.2.8.1.3 - Condições de apoio

Como os elementos estruturais estão, em geral, inseridos em estruturas consideraram-se os efeitos da interacção destes com aquelas através de elementos de mola com rigidez variáveis.

Consideraram-se seis situações de base no que se refere às condições de fronteira mecânicas para uma laje com um único vão. O Quadro 5.5 apresenta esquematicamente essas condições. Com o objectivo de facilitar a comparação entre os cálculos efectuados ao longo do capítulo, apresenta-se o Quadro 5.5 num formato desdobrável no final do capítulo, permitindo o acompanhamento dos resultados para cada cálculo descritos ao longo do texto. Semelhante procedimento se fará para os Capítulos 6, 7 e 8.

Àquelas condições de fronteira mecânicas corresponderam o mesmo número de séries de cálculos cuja designação foi a apresentada no Quadro 5.5. Assim, por exemplo, *L-A*$_1$ representa através da letra *L* o cálculo correspondente a lajes, tal como nos capítulos seguintes outras letras corresponderão a outro tipo de estruturas.

A letra *A* corresponde a um tipo de estrutura, isto é lajes sujeitas apenas a regimes térmicos simplificados. Mais à frente no texto as letras *B*, *C* e *D* representarão lajes sujeitas ao aquecimento pela curva padrão ISO 834. À letra *C* corresponderão os cálculos em que se consideram linhas de restrição distintas das do centro de gravidade da secção (Letra *B*). São considerados vária alturas para a linha de restrição relativamente à base da secção da laje para a sua mobilização. À letra *D* corresponderão os cálculos de lajes com dois e três tramos. O número em índice permite distinguir o tipo de apoios considerado. Complementarmente, um número seguido de uma percentagem representa a rigidez da mola considerada (apenas para os cálculos *A*). Essa percentagem de rigidez é relativa à rigidez da laje corrente, seja axial ou à flexão. Para os cálculos *B, C* e *D*, um número seguido, como por exemplo o número *1* no índice do cálculo *L-B*$_{3\text{-}1}$, corresponde a uma determinada rigidez axial (restrição) relativamente aos deslocamentos horizontais: Aquele número poderá ainda representar um dado grau de restrição à rotação nos apoios (como por exemplo o cálculo *L-B*$_{6\text{-}1}$), ou representar uma determinada altura a que a linha de restrição é aplicada relativamente à face inferior da laje (como por exemplo o cálculo *L-C*$_{1\text{-}1}$).

As diferentes rigidez consideradas para as molas representam a rigidez capazes de serem geradas pelas condições de apoio. Estas variam desde o valor zero até à completa restrição. Para o cálculo *L-A*$_5$ consideraram-se duas rigidez distintas para a mola axial acoplada no fim do elemento: 0% e 100% (Casos *L-A*$_{5\text{-}0\%}$ e *L-A*$_{5\text{-}100\%}$). O valor de 0% significa ausência de mola enquanto que 100% corresponde a se adicionar uma outra laje no seu final. Para o cálculo *L-A*$_6$ considerou-se apenas uma rigidez à rotação de 100%.

5.2.8.2 - Elemento laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios

A série de cálculos efectuados para um elemento de laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios baseou-se na consideração de três regimes de aquecimento: uniformemente aquecido (2 e 2,5ºC/min), gradiente térmico (1, 2, 5 e 10ºC/mm ao fim de 240min) e a combinação da taxa de aquecimento uniforme (2ºC/min) com todos os gradientes térmicos anteriores.

Apresenta-se na Figura 5.16 a flecha a meio vão ao longo do tempo de um elemento laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios correspondente à primeira linha do Quadro 5.5, sujeito a quatro regimes térmicos: uniforme, gradiente térmico, combinação dos anteriores e o cálculo designado *L-B*$_1$ (Quadro 5.5), correspondente ao aquecimento inferior pela curva ISO 834.

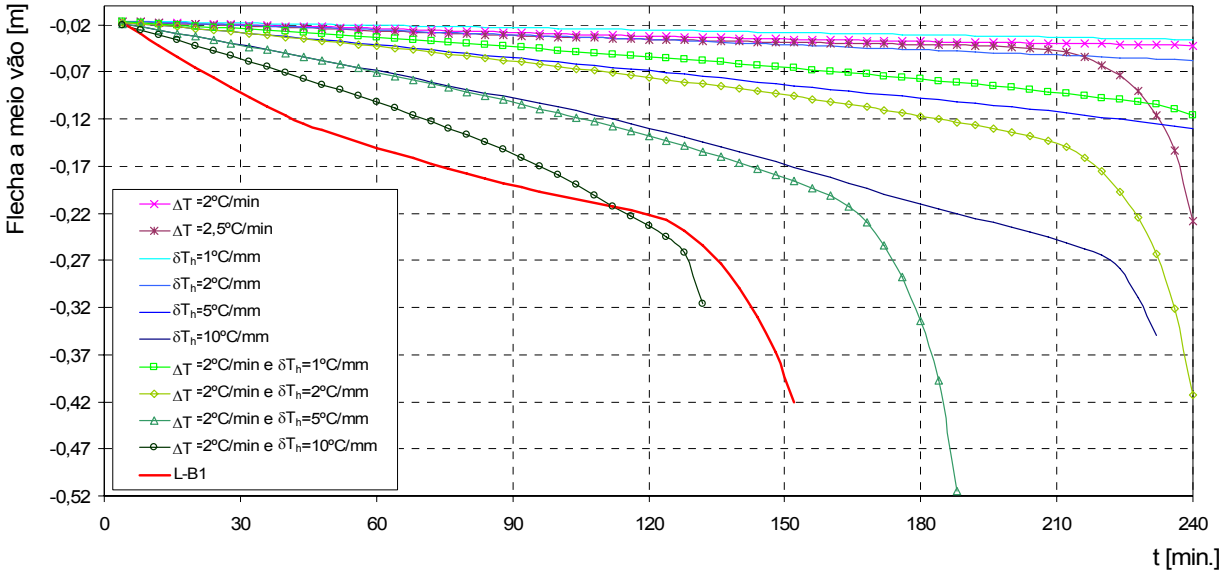


Fig. 5.16 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de um elemento laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios sujeito aos regimes térmicos ΔT=2ºC/min e δT_h=1, 2, 5 e 10ºC/mm individualmente e combinados, e à curva ISO 834.

Para o regime de aquecimento uniforme e apenas para o caso de uma taxa de 2,5ºC/min, a flecha a meio vão evidencia o início da rotura aos 210min (quando toda a secção se encontra aproximadamente a 500ºC). Para uma taxa de 2ºC/min tal não acontece. Contudo, esta última taxa quando adicionada aos vários gradientes térmicos, mesmo àquele que tem menor valor, o início do mecanismo de rotura vai ser gerado sensivelmente aos 235min (Figura 5.16). Aquele facto ocorre aos 210, 165 e 125min respectivamente para os restantes gradientes térmicos de 2, 5 e 10ºC/mm quando considerados igualmente com o aumento uniforme de temperatura de 2ºC/min.

Para os regimes de gradiente térmico impostos apenas se dá o início da rotura para o valor de 10ºC/mm ao fim de 225min. Para todos os outros valores dos gradientes térmicos a flecha a meio vão apresenta uma evolução linear sem qualquer indício de rotura.

Para o maior gradiente térmico a evolução da flecha a meio vão apresenta três fases, uma final correspondente à rotura e a duas fases iniciais com um comportamento aproximadamente linear para cada uma delas. A mudança da taxa de deformação ocorre sensivelmente aos 104min devendo-se tal facto à repercussão da redução do valor do módulo de deformabilidade do aço da armadura inferior (temperatura na armadura aproximadamente 300ºC e correspondente valor de $E_{s,\theta}/E_s$ =80%).

Complementarmente considerou-se na Figura 5.16 a deformação do cálculo efectuado na secção 5.5, aqui designado por *L-B1* em que a solicitação térmica foi a da curva ISO 834. Como se pode observar pela figura, a curva da flecha a meio vão que se aproxima mais desta é a que corresponde à solicitação térmica conjunta Δ_t=2ºC/min e gradiente térmico δT_h=10ºC/mm. Há aqui uma diferença fundamental no traçado das curvas que tem a ver com a convexidade/concavidade das mesmas. Quando se considera o incêndio padrão, o elemento

estrutural experimenta mais cedo deformações mais acentuadas. Ao longo do tempo, a taxa de crescimento dessas deformações diminui até que ocorre o início da rotura. Ao contrário, no aquecimento composto dos dois regimes simplificados, a flecha a meio vão é crescente com uma taxa igualmente crescente no tempo até ao início do mecanismo de rotura. No cálculo com a curva ISO 834, existe uma maior capacidade de redistribuição dos esforços ao nível da secção por haver de facto uma variação mais acentuada dos gradientes de temperatura em cada instante.

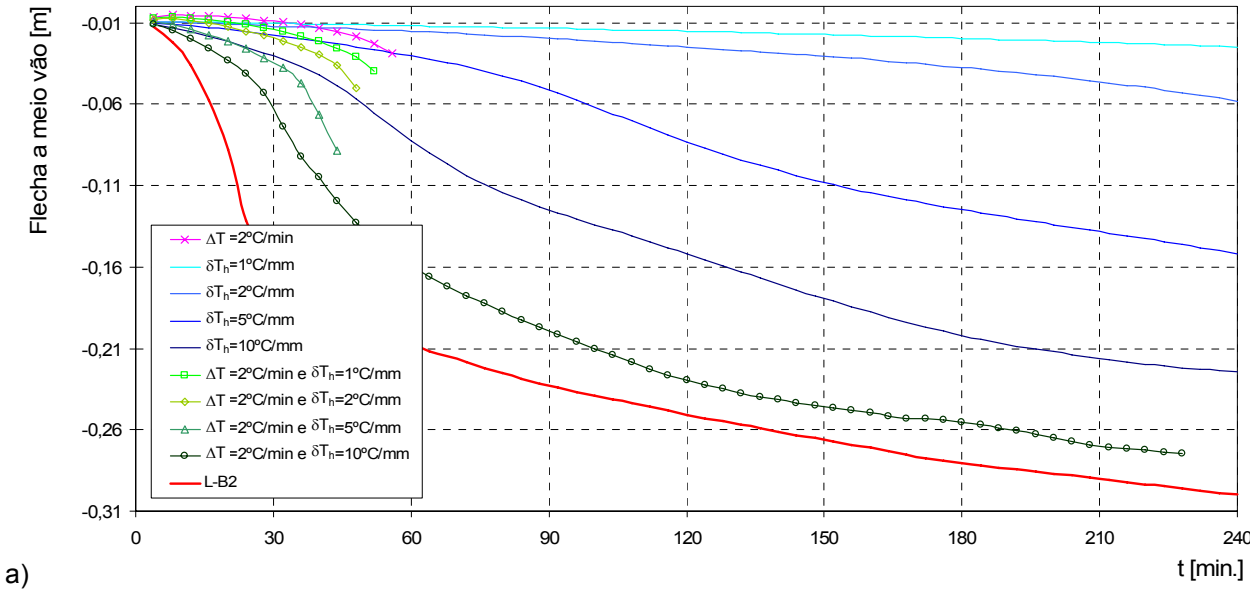
5.2.8.3 - Elemento laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios

O elemento de maior interesse na análise é aquele que se encontra com rotação livre e impedimento do deslocamento horizontal nos apoios. Porque é, tal como se explicou anteriormente, independentemente das condições fronteira no início do incêndio, a condição de apoio que precede o mecanismo de rotura de qualquer elemento real inserido numa estrutura. Foram considerados na série de cálculos efectuados, à semelhança do cálculo anterior, os três regimes de aquecimento: uniformemente aquecido (2ºC/min), quatro gradientes térmicos (1, 2, 5 e 10ºC/mm) e a combinação da situação de aquecimento uniforme (2ºC/min) com os gradientes térmicos (1, 2, 5 e 10ºC/mm). Compararam-se ainda aqueles resultados com o cálculo designado *L-B*$_2$ correspondente ao aquecimento inferior pela curva ISO 834.

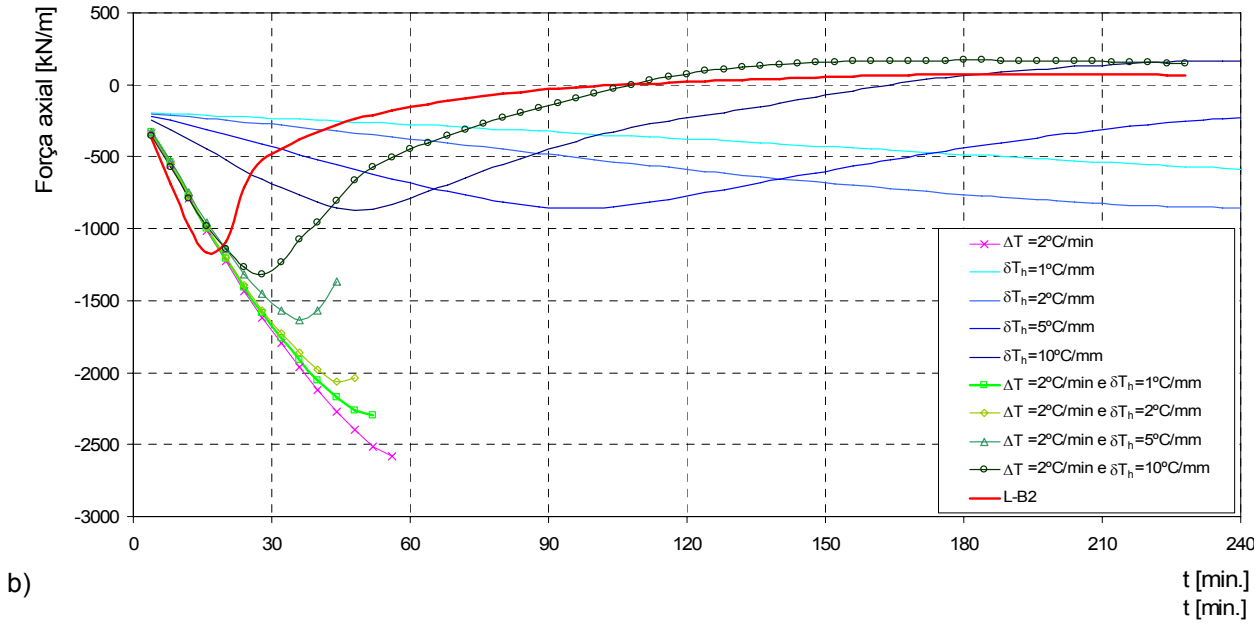
Aqui, considerou-se a análise realizada no parágrafo secção 5.4 e na qual se considerou a aplicação da restrição em função da altura da secção para comparar com estes resultados. Dentro daqueles cálculos (Lajes *C* – Quadro 5.5) optou-se por aquele que a linha de restrição ao nível do centro de gravidade da secção, ou seja com a restrição total ao deslocamento horizontal promovida a meia altura da secção (Cálculo *L-B*$_2$).

Apresenta-se para a laje referida sujeita a distintas solicitações térmicas (regimes térmicos ΔT=2ºC/min e δT_h=1, 2, 5 e 10ºC/mm considerados individualmente e combinando o primeiro com os segundos e ISO 834), os valores ao longo do tempo: da flecha a meio vão (Figura 5.17a), da força axial gerada nos apoios pelo impedimento do deslocamento horizontal (Figura 5.17b), e o respectivo momento flector a meio vão (Figura 5.17c).

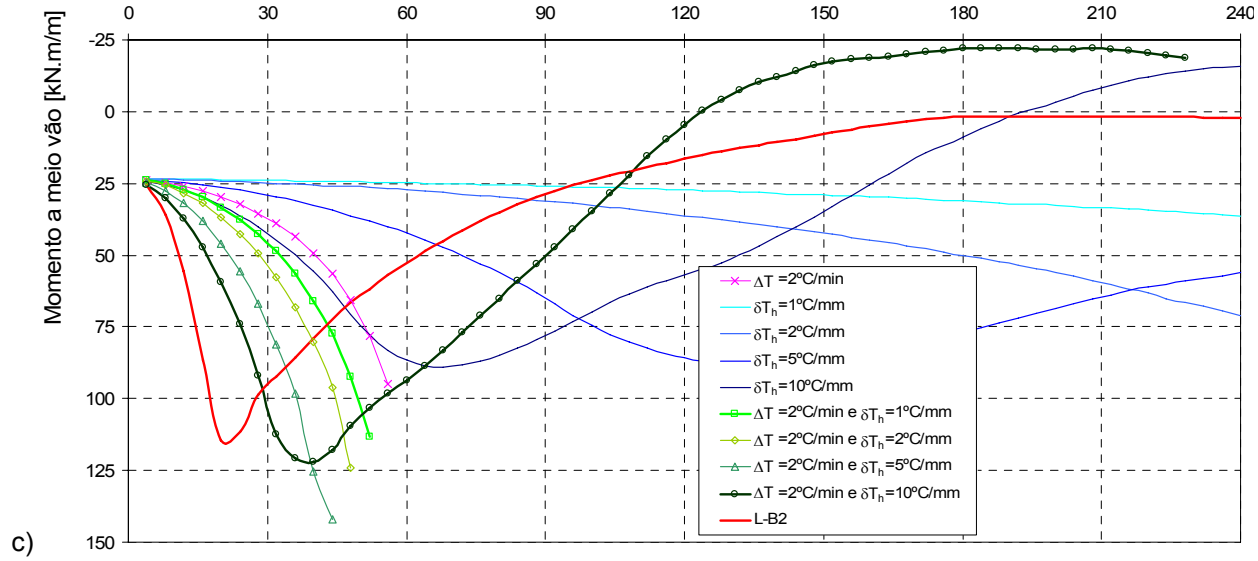
Para o regime de aquecimento uniforme e para todas as análises em que este se encontra combinado com os outros gradientes térmicos (excepto o caso de 10ºC/mm), a rotura ocorre muito cedo, antes dos 60min de resistência ao fogo. Como se pode observar pelas três figuras apresentadas o esforço axial a que se sujeita a laje simultaneamente com o desenvolvimento de um elevado momento flector faz atingir muito cedo a sua capacidade resistente. Refira-se que quanto maior é o gradiente térmico, menor é o valor máximo do esforço axial desenvolvido até que, para o maior valor do gradiente térmico, há uma inversão (já ocorria o mesmo para δT_h=5ºC/mm) daquele crescimento de forma que pouco tempo depois, essa inversão ocorre também nos momentos flectores permitindo que a laje não entre em rotura.



a)



b)



c)

Fig. 5.17 – Variação ao longo do tempo para uma laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios, sujeita a diferentes regimes térmicos e à curva ISO 834: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição no apoio; c) Momento flector a meio vão.

Apesar da deformação ser naturalmente crescente, o facto é que ao fim de 107min passa-se a ter esforços de tracção na laje e aos 123min uma inversão de sinal do momento flector a que a laje está sujeita a meio vão.

É curioso notar que perante a solicitação simples de gradiente térmico, a evolução da deformação é crescente embora a mobilização de tracções na laje para gradientes de 5 e 10ºC/mm sofra uma inflexão, que no caso da última taxa de aquecimento, permite mesmo a formação de tracções a partir dos 163min. O mesmo se passa com o momento flector a meio vão em que o sinal deste inverte-se aos 190min, não ocorrendo o mesmo em qualquer outra situação.

Mais uma vez refira-se a relativa proximidade de comportamento do cálculo em que considera simultaneamente os regimes de aquecimento Δ_t=2ºC/min e δT_h=10ºC/mm com o cálculo *L-B*$_2$ no que se refere às três componentes: flecha a meio vão, força axial de restrição no apoio e momento flector a meio vão. A razão dessa proximidade tem a ver com a importância que o gradiente térmico, (δT_h=10ºC/mm num caso e valor variável na análise com a curva ISO 834 como se observa na Figura 5.14), tem no comportamento ao fogo da laje. Contudo, mostra-se na Figura 5.17 que, através da análise de qualquer uma daquelas componentes, o comportamento da laje é mais acentuado e verifica-se mais cedo para o caso do aquecimento com a curva ISO 834. Essa variação é devida à maior heterogeneidade do gradiente térmico ao longo da secção quando se considera aquela curva ISO 834 como se observa na Figura 5.14. Tal solicitação térmica condiciona a posição do centro de dilatação térmica da secção a uma altura inferior relativamente à face inferior da laje quando comparada com a altura daquele centro para os regimes simplificados de aquecimento. Em qualquer secção ao longo dos 5m de laje e em qualquer instante da análise, a distância entre o centro geométrico da secção no qual se promove a restrição do deslocamento horizontal da laje e o centro de dilatação térmica da secção é maior quando se considera o aquecimento da laje com a curva ISO 834. Assim, se justifica aquele comportamento mais acentuado.

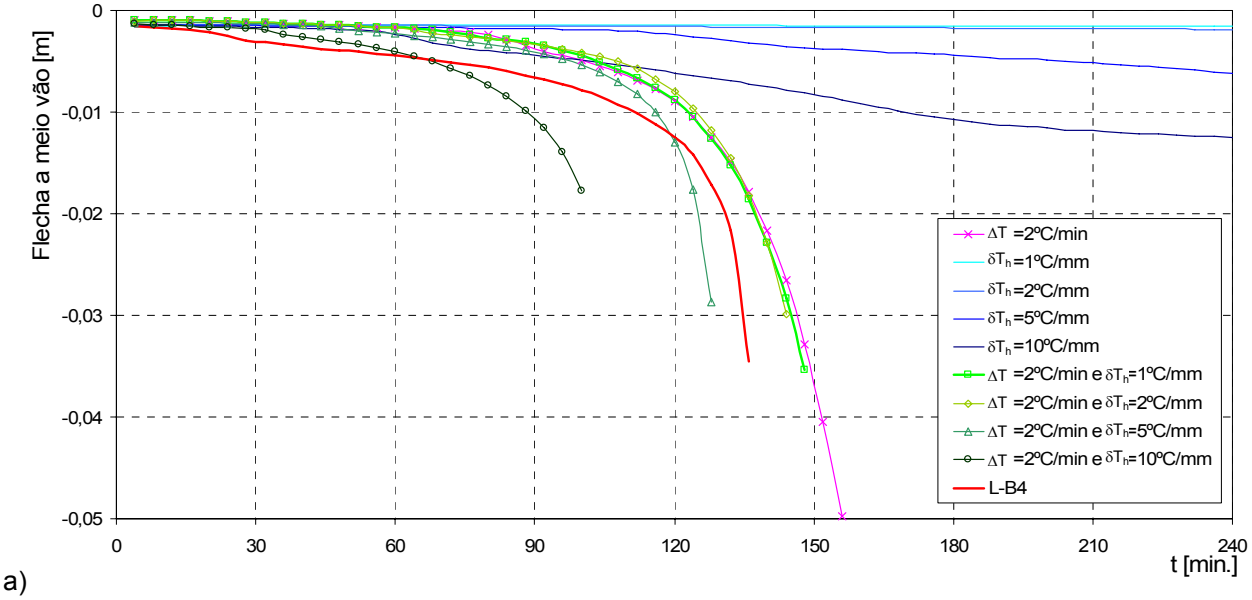
Para a análise da laje com os regimes simplificados de aquecimento, a razão da inversão do sinal do momento flector (Figura 5.17c) tem a ver com a alteração da evolução dos esforços axiais na laje (Figura 5.17b) convertendo-se em tracções a partir dos 110min.

5.2.8.4 – Elemento laje encastrado

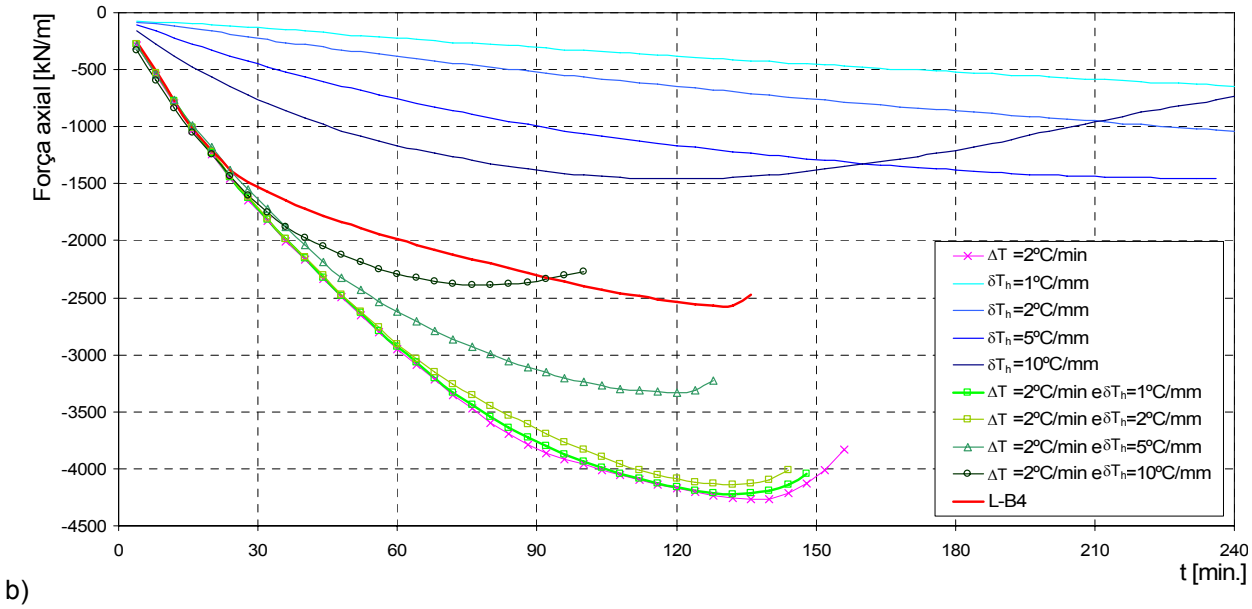
Este tipo de condições de apoio para elementos laje tem uma pequena expressão na realidade. Por corresponder a um caso extremo no que se refere a condição de apoio (a situação mais rígida) tem todo o interesse para balizar o comportamento estrutural a uma solicitação térmica. A série de cálculos efectuados, à semelhança dos cálculos anteriores, considerou os três regimes de aquecimento: uniformemente aquecido (2ºC/min), quatro gradientes térmicos (1, 2, 5 e 10ºC/mm) e a combinação do primeiro com os vários gradientes do segundo regime. Mais uma vez se considerou aqui para uma avaliação relativa, a análise do

cálculo designado *L-B4*, (Quadro 5.5) e feita no parágrafo 5.4 e no qual se mantiveram as condições fronteira alterando-se apenas o regime de aquecimento para a curva ISO 834.

Apresenta-se na Figura 5.18, para o elemento estrutural referido e para distintas solicitações térmicas (regimes térmicos ΔT=2ºC/min e δT_h=1, 2, 5 e 10ºC/mm considerados individualmente e combinando o primeiro com os segundos e ISO 834), os valores ao longo do tempo da flecha a meio vão e da força axial gerada nos apoios pelo impedimento do livre deslocamento horizontal.



a)



b)

Fig. 5.18 – Variação ao longo do tempo para uma laje sujeita a diferentes regimes térmicos da: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição no apoio.

Para o regime de aquecimento uniforme e para todas as análises em que este combina com o regime de gradiente térmico a rotura ocorre no intervalo entre 130 e 160min. Como se pode observar pela flecha a meio vão, a partir dos 110min a estrutura evolui rapidamente para a rotura triplicando ou até quadruplicando em poucos minutos o valor da sua deformação. Correspondentemente, após esse instante existe uma certa estabilização do esforço axial,

ocorrendo mesmo nos instantes anteriores à rotura uma ligeira diminuição daqueles valores. De facto há uma conversão do acréscimo de extensão promovido pelo contínuo aquecimento da laje na deformação. Para aplicação de gradientes térmicos puros, apenas para o valor mais elevado se assiste a uma inversão do crescimento do esforço axial desenvolvido, nunca ocorrendo rotura até aos 240min.

Apresenta-se na Figura 5.19 os valores ao longo do tempo do momento flector a meio vão e do momento flector nos apoios, correspondentes às análises numéricas da figura anterior para aquelas solicitações térmicas (regimes térmicos ΔT=2ºC/min e δT_h=1, 2, 5 e 10ºC/mm considerados individualmente e combinando o primeiro com os segundos e ISO 834).

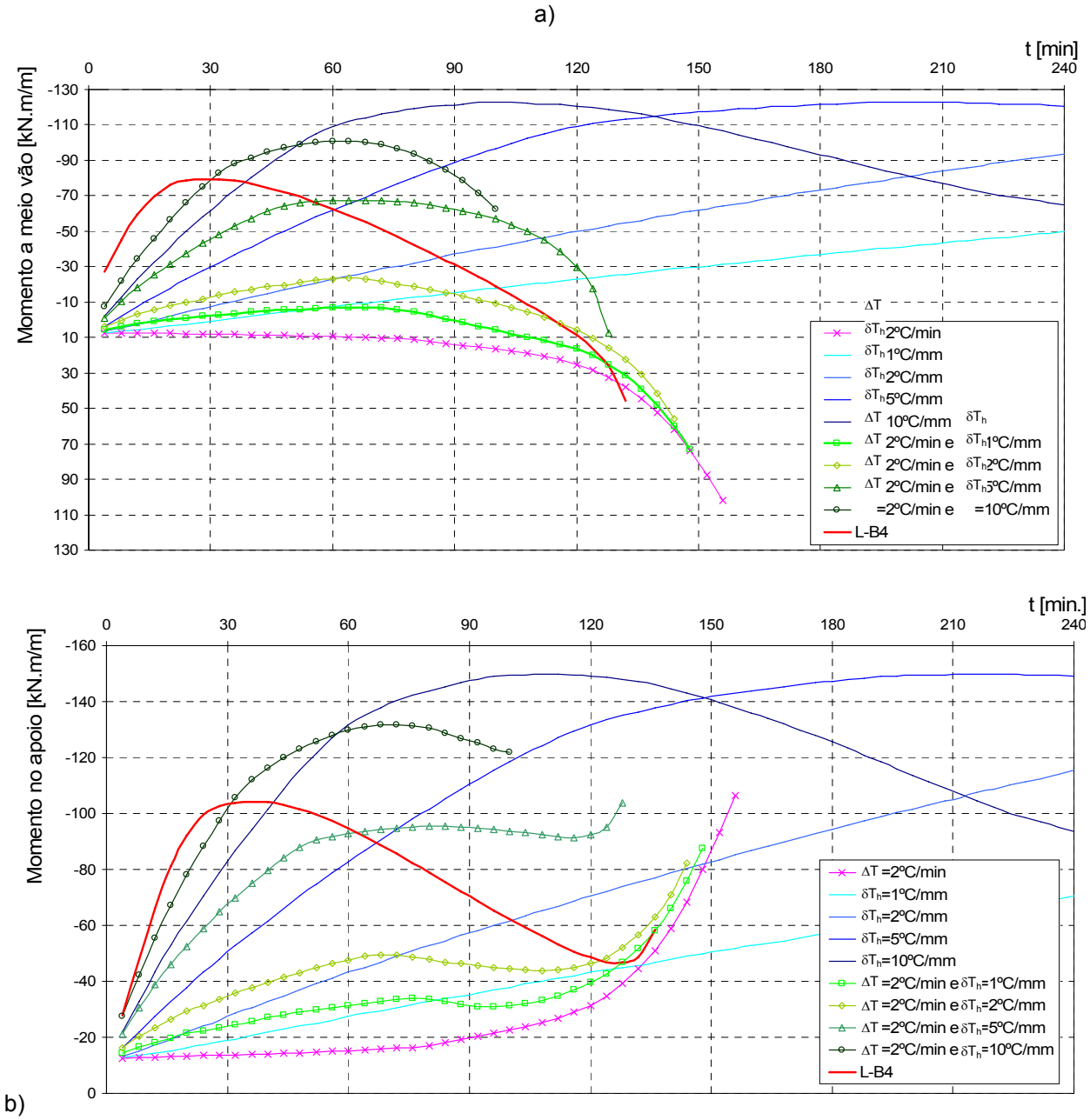


Fig. 5.19 – Variação ao longo do tempo para uma laje encastrada e sujeita a diferentes regimes térmicos do: a) Momento flector a meio vão; b) Momento flector no apoio.

Verifica-se que, enquanto a variação uniforme de temperatura na secção promove o aparecimento de momentos flectores negativos a meio vão, o inverso ocorre perante os

gradientes térmicos aplicados (momentos flectores positivos). Mais uma vez, apenas para o gradiente de 10ºC/mm surge uma variação do momento flector mobilizado, à semelhança do valor de esforço axial. Perante a combinação dos dois regimes de aquecimento, uniforme e variável ao longo da secção, verifica-se a preponderância do segundo regime em todos os cálculos no início da análise, e do primeiro na fase final da análise que precede a rotura. Inclusive nas partes finais do cálculo que precedem a rotura e para os valores de gradiente δT_h=1 e 2ºC/mm, há inversão do sinal dos valores dos momentos flectores a meio vão. De facto, embora durante o cálculo os momentos flectores mobilizados sejam positivos, a partir dos 90 e 115min, respectivamente para aqueles gradientes, há inversão do seu sinal até à ocorrência da rotura.

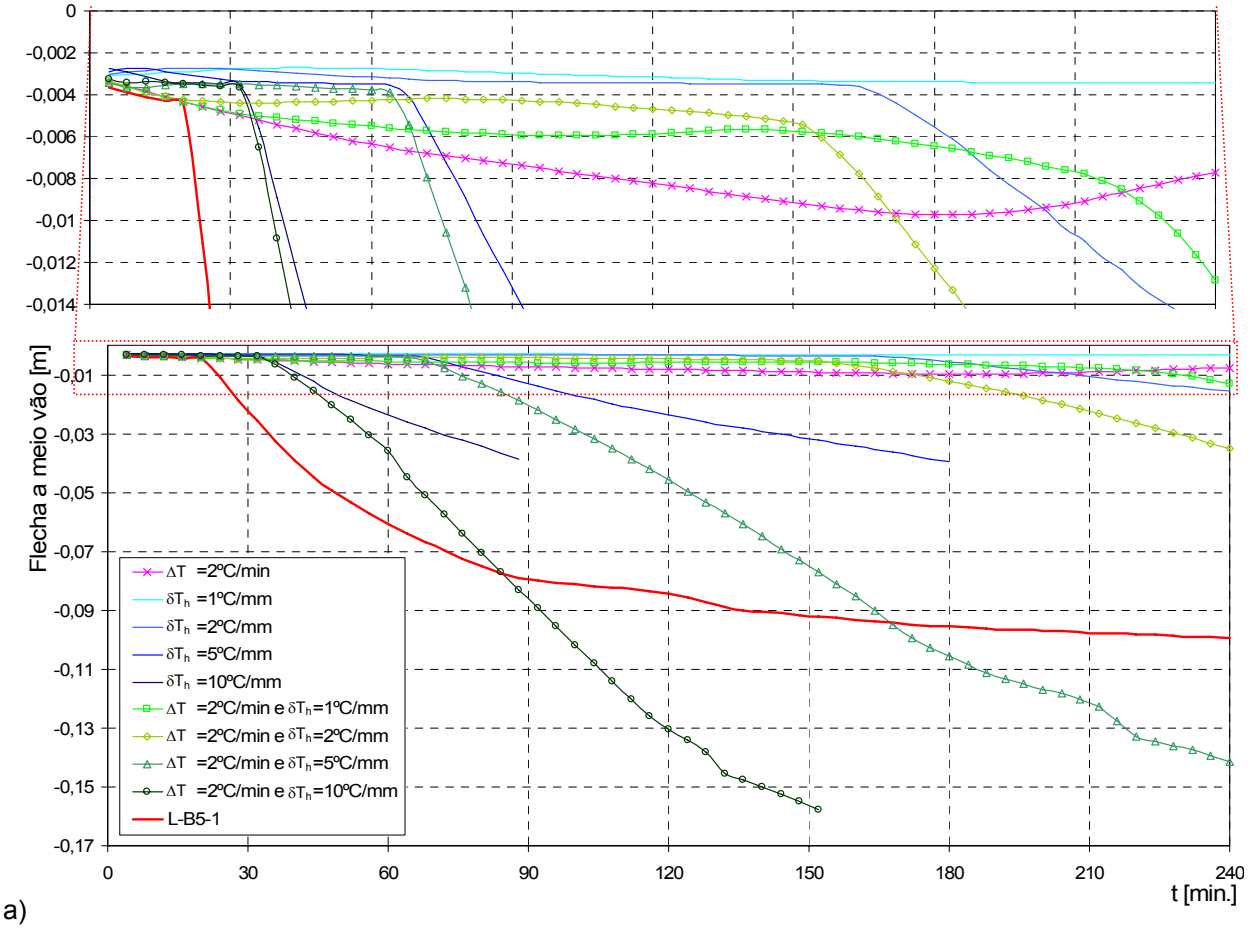
No que se refere aos momentos flectores mobilizados no apoio verifica-se o seu crescimento, em tudo análogo ao verificado a meio vão quando se aplicam gradientes puros à laje. Para uma solicitação térmica uniforme na secção, a evolução do momento flector no apoio ao longo da análise é em tudo, semelhante mas de sinal contrário, há que ocorre para o momento flector a meio vão. A combinação daqueles regimes térmicos leva a que o crescimento dos momentos flectores no apoio seja relativamente suave para os gradientes de δT_h=1 e 2ºC/mm e extremamente abrupto para gradientes de δT_h=5 e 10ºC/mm.

No Cálculo *L-B₄* (Quadro 5.5) verifica-se, como se mostra através da Figura 5.19, grandes deformações acompanhadas de valores de esforços relativamente baixos, quer no que se refere a esforços axiais ou momentos flectores.

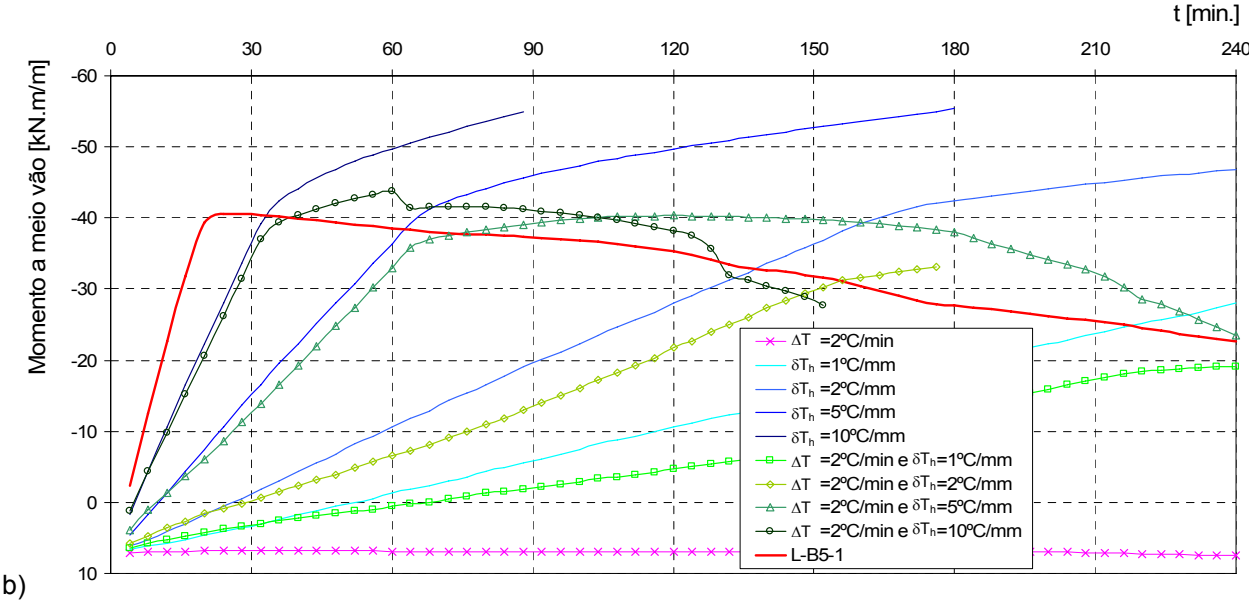
5.2.8.5 - Elemento laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial nos apoios

Perante estruturas em que os elementos horizontais se inserem em elementos verticais através de nós muito rígidos mas com uma permissão muito ou razoável aos deslocamentos horizontais, há que fazer cálculos como os aqui apresentados. Na série de cálculos efectuados, à semelhança dos cálculos anteriores, considerou-se três regimes de aquecimento: uniformemente aquecido (2ºC/min), quatro gradientes térmicos (1, 2, 5 e 10ºC/mm) e combinação da situação uniformemente aquecida (2ºC/min) com os vários gradientes (1, 2, 5 e 10ºC/mm). Considerou-se ainda duas situações estruturais, uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal livre nos apoios e uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial nos apoios. Mais uma vez, considerou-se para uma avaliação comparativa duas análises realizadas no parágrafo 5.4. São eles os cálculos *L-B*$_{5\text{-}0\%}$ e *L-B*$_{5\text{-}100\%}$, (Quadro 5.5) nos quais se adoptou para regime de aquecimento a curva ISO 834. Os resultados apresentados na Figura 5.20 correspondem aos cálculos em que se permitiu os deslocamentos horizontais, designados por *L-B*$_{5\text{-}1}$ e *L-A*$_{5\text{-}0\%}$, (Quadro 5.5). A série de cálculos em que se considerou uma rigidez de k_t=*100%* aos deslocamentos horizontais, comparável a se adicionar um outro elemento laje semelhante no

seu extremo e designados por *L-B*$_{5-6}$ e *L-A*$_{5-100\%}$, (Quadro 5.5) têm os seus resultados expressos na Figura 5.21.



a)



b)

Fig. 5.20 – Variação ao longo do tempo para uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal livre nos apoios e sujeito a distintos regimes térmicos de: a) Flecha a meio vão; b) Momento flector a meio vão.

Apresenta-se na Figura 5.20, para uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal livre nos apoios e todas as solicitações térmicas referidas, os valores ao longo do tempo da

flecha a meio vão da laje assinalando o pormenor do início das flechas, (Figura 5.20a) e os momentos flectores a meio vão, (Figura 5.20b).

Para o cálculo considerando a variação uniforme da temperatura, a flecha a meio vão não chega a atingir 1cm, ocorrendo aos 180min o início da diminuição dessa flecha máxima devido ao efeito do aumento do comprimento da laje em cerca de 3,5cm e da consequente redução do momento flector a meio vão e o ligeiro aumento do momento flector no apoio.

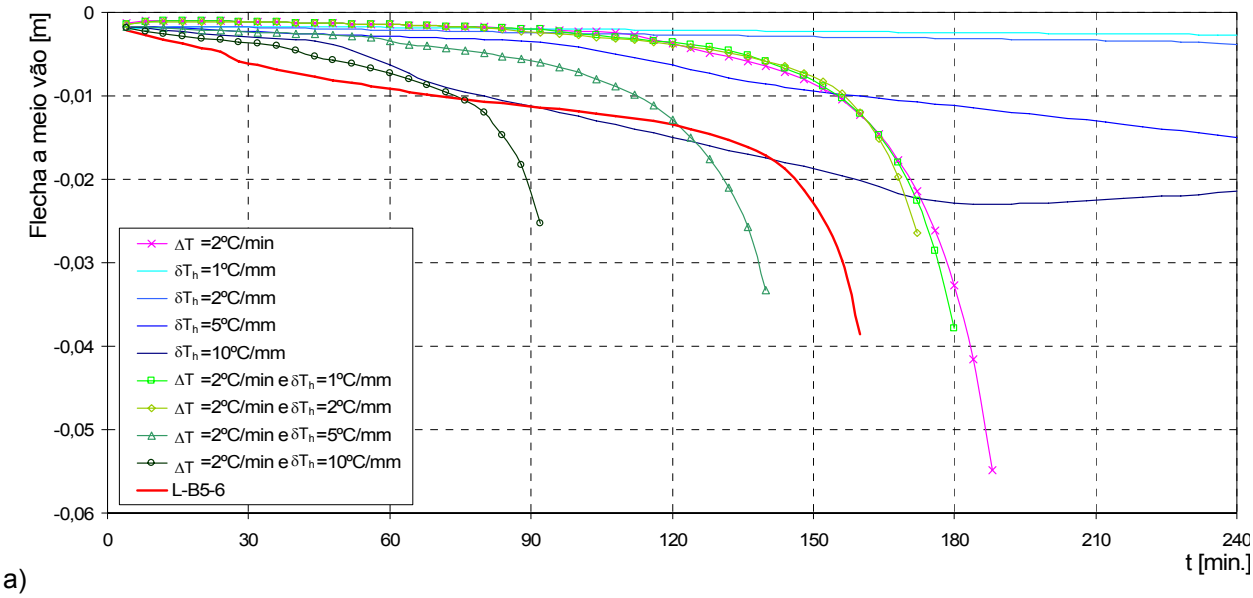
A solicitação com gradiente térmico tem como resposta diagramas de deformações a meio vão bilineares exceptuando-se para a taxa de 1ºC/mm, em que o comportamento é linear. As transições de taxa de deformação ocorrem aos 165, 70 e 31min respectivamente para as taxas de 2, 5 e 10ºC/mm. A razão de tal transição tem a ver com a degradação acentuada das propriedades materiais, sobretudo do módulo de elasticidade do aço da armadura inferior que se inicia a 100ºC (Anexo 2). A temperatura do aço naqueles instantes é sensivelmente igual a 140ºC.

Perante a combinação de regimes prevalece o comportamento promovido pelo gradiente térmico mas naturalmente ampliado pelo efeito do agravamento da temperatura média da secção. Aqui a diferença de comportamento do elemento solicitado termicamente com a curva ISO 834 e qualquer combinação de regimes considerada é assinalável. Tal facto deve-se ao efeito de redistribuição de esforços dentro da secção da laje.

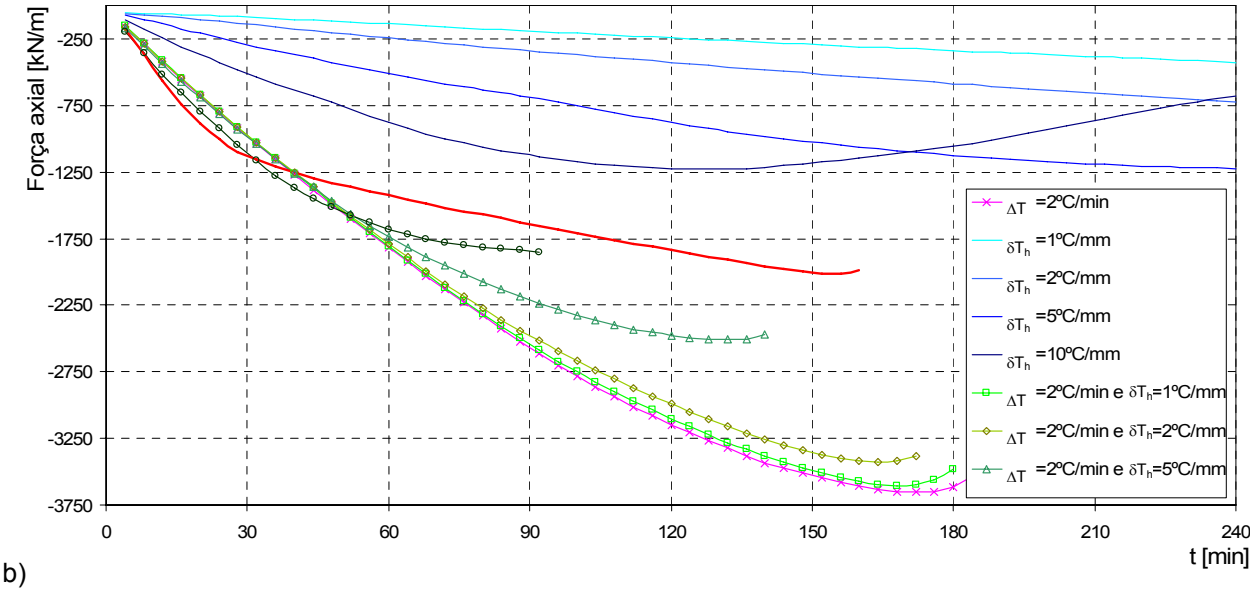
Relativamente aos momentos flectores a meio vão (Figura 5.20b) há que referir que para os regimes simples de gradiente térmico tem-se igualmente um comportamento bilinear. Note-se que para regimes combinados correspondem valores de momento flector a meio vão sempre inferiores aos equivalentes gradientes térmicos aplicados per si. A razão prende-se com a redução mais acentuada do módulo de elasticidade dos materiais para os regimes térmicos combinados.

À Figura 5.21 correspondem os resultados de uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial (k_t=100%) nos apoios e sujeita aos mesmos regimes térmicos referidos anteriormente. Apresentam-se os valores ao longo do tempo da flecha a meio vão, força axial de restrição no apoio e momento flector a meio vão.

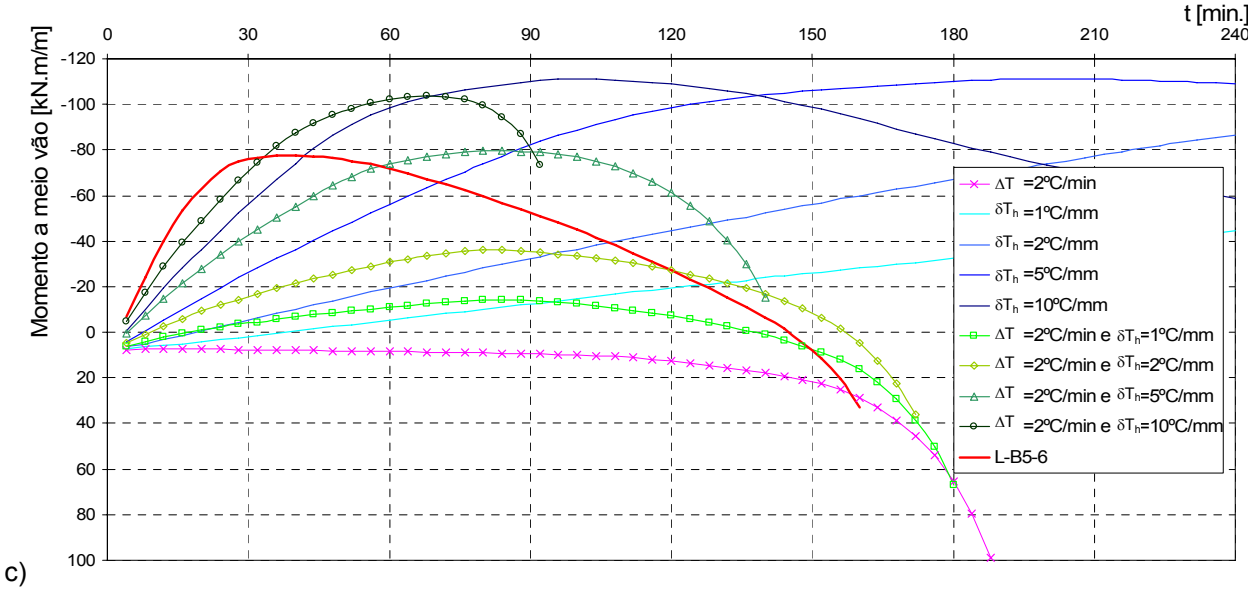
A deformação do elemento em análise com uma restrição à dilatação longitudinal e sujeita a uma variação uniforme de temperatura é gradual. Aos 110min inicia-se um acréscimo significativo da flecha ocorrendo a rotura aos 188min. A força axial desenvolvida é igualmente crescente até que a sua taxa de crescimento diminui a partir dos 90min. No instante antes da roturaocorre uma redução desta força. As deformações, são para todos os casos de gradientes térmicos, crescentes com o tempo, tendo uma evolução bilinear e trilinear, respectivamente para as taxas de 5 e 10ºC/mm. A primeira quebra na evolução de tais deformações tem a ver com a diminuição substancial do módulo de elasticidade do aço. A segunda alteração que leva inclusive a uma diminuição do valor da flecha a meio vão para o gradiente térmico máximo justifica-se com a diminuição do valor da compressão e do valor do momento flector que se verifica a partir dos 120min (Figura 5.21c).



a)



b)



c)

Fig. 5.21 – Variação ao longo do tempo, para uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial (k_t=100%) nos apoios e sujeito a distintos regimes térmicos, de: a) Flecha a meio vão, b) Força axial na laje, b) Momento flector a meio vão.

Para regimes compostos obtêm-se deformações regidas pelo comportamento do aquecimento uniforme da secção. Para taxas cada vez maiores, mais cedo se atinge a rotura. O efeito do gradiente de 1 e 2ºC/mm praticamente não se faz sentir ao nível da deformação ou do esforço axial desenvolvido na laje. O momento flector a meio vão é pois fortemente condicionado, na primeira metade do período de tempo de avaliação da laje, pelo comportamento do regime de aquecimento através do gradiente térmico. A segunda parte do período de avaliação da laje é por sua vez fortemente condicionado pela variação uniforme de temperatura da laje.

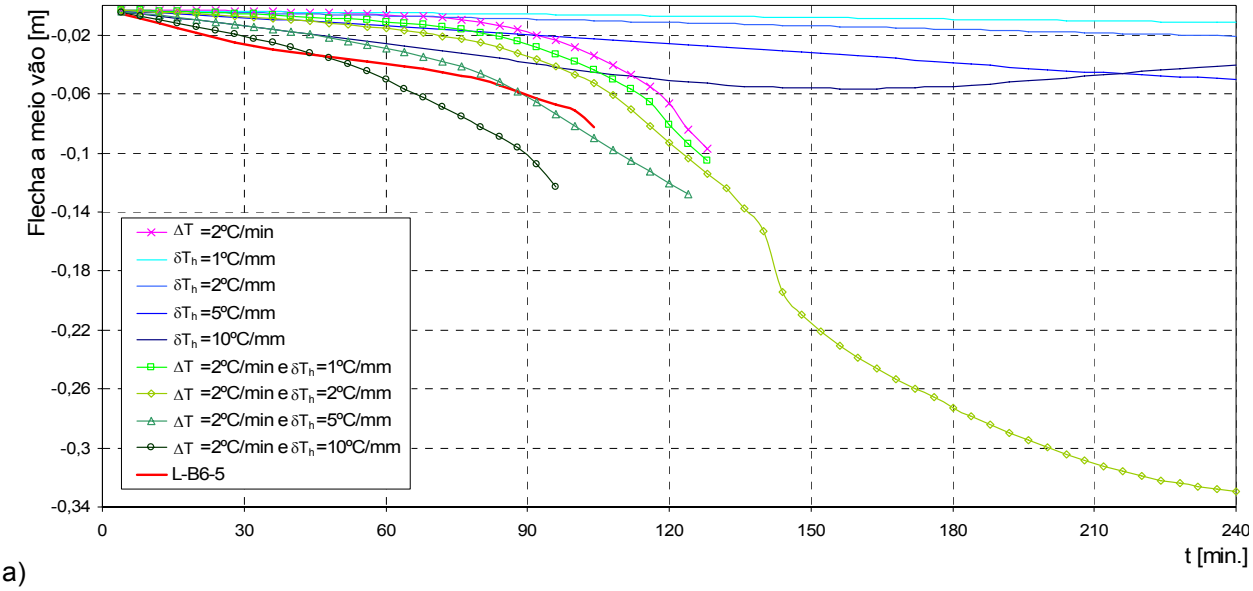
Mais uma vez aqui o regime de aquecimento padrão (cálculo $L\text{-}B_{5\text{-}6}$ - Quadro 5.5) faz com que o comportamento do elemento seja díspar de todos os outros analisados salientando-se a resistência até se atingir a rotura correspondente a um regime de gradiente térmico relativamente baixo.

5.2.8.6 - Elemento laje com restrição parcial à rotação e deslocamento horizontal restringido nos apoios

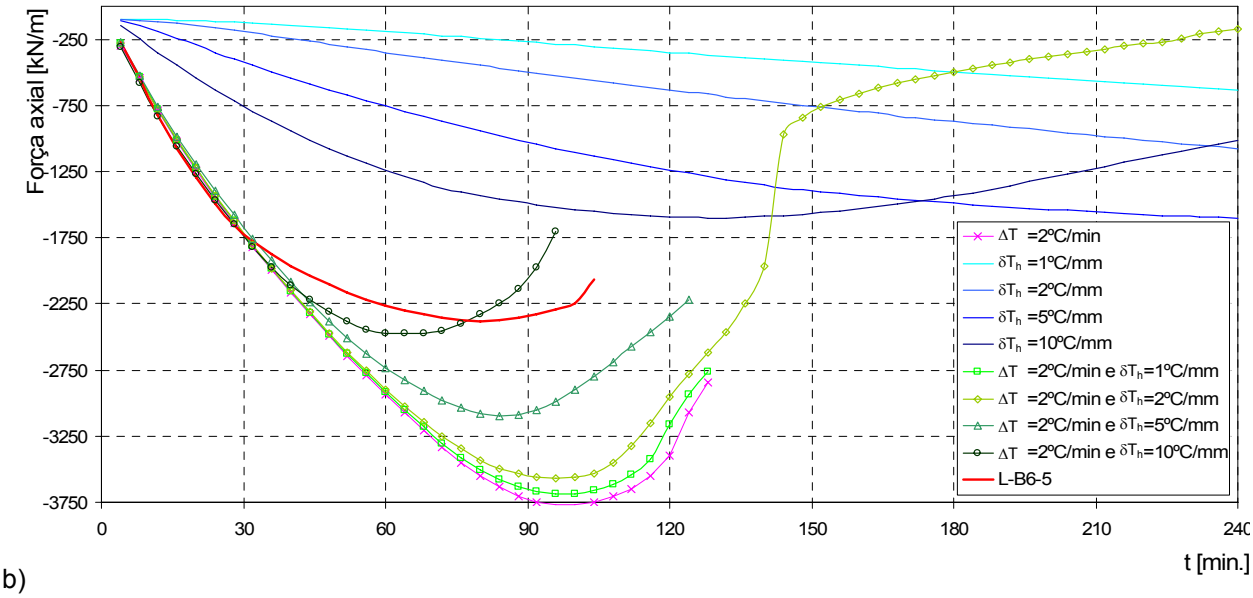
Quando os elementos estruturais horizontais se inserem em elementos estruturais verticais através de nós pouco rígidos mas com impedimentos aos deslocamentos horizontais, sejam impostos pela existência de diafragmas horizontais ou por estarem inseridos em pórticos de grande desenvolvimento, há que fazer cálculos com as condições fronteiras especificadas no caso 6 ($L\text{-}A_{6\text{-}100\%}$) do Quadro 5.5. Mais uma vez, a série de cálculos efectuados considerou os três regimes de aquecimento: uniformemente aquecido (2ºC/min), quatro gradientes térmicos (1, 2, 5 e 10ºC/mm) e combinação do primeiro com os vários gradientes térmicos. Também aqui, adicionaram-se os resultados obtidos na secção posterior 5.4 para o cálculo $L\text{-}B_{6\text{-}5}$ (Quadro 5.5) no qual se considerou para regime de aquecimento, a curva ISO 834. O índice 5 especifica para rigidez à rotação da mola o valor de 100%. Apresenta-se na Figura 5.22 os valores ao longo do tempo da flecha a meio vão, esforço axial desenvolvido na laje e do momento flector a meio vão para a laje com restrição parcial à rotação e deslocamento horizontal restringido nos apoios e para as solicitações térmicas referidas.

Para a variação uniforme da temperatura a flecha a meio vão não chega a atingir 1cm, mas desenvolvem-se esforços axiais e momentos flectores elevados. Aos 100min toda a extensão térmica induzida na laje se converte em deformação.

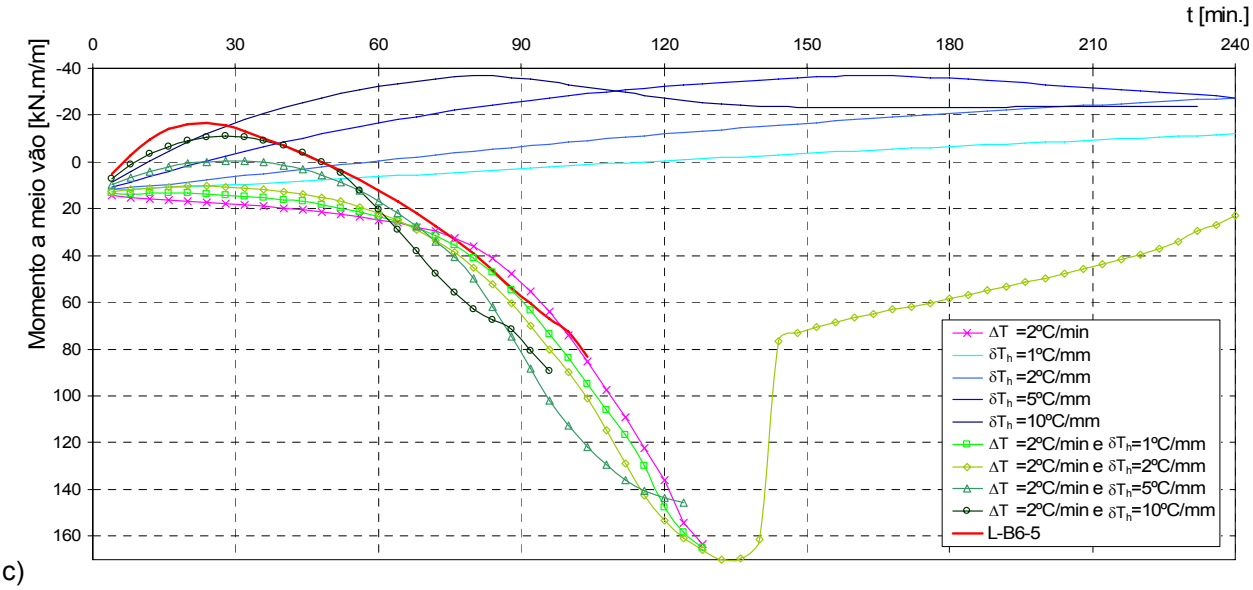
Nos vários regimes térmicos não uniformes considerados tem-se deformações crescentes ao longo do tempo, com excepção da situação de 10ºC/mm em que a curvatura induzida provoca uma diminuição da força axial e do momento flector a meio vão. Os momentos flectores a meio vão para os regimes de gradiente térmico têm sinal contrário relativamente a todos os restantes cálculos, isto é, valores negativos (Figura 5.22c). Contudo, mesmo nestes cálculos surgem para os primeiros instantes, momentos flectores positivos. A inversão do sinal daqueles momentos flectores ocorrerá tanto mais cedo, quanto maior for o gradiente térmico como se observa na Figura 5.22c).



a)



b)



c)

Fig. 5.22 – Valores ao longo do tempo para uma laje com restrição parcial à rotação (k_r=100%) e deslocamento horizontal com restrição nos apoios e sujeito aos regimes térmicos, de: a) Flecha a meio vão, b) Força axial na laje, b) Momento flector a meio vão.

Perante regimes de aquecimento compostos observa-se na Figura 5.22 que o comportamento do aquecimento uniforme teve influência preponderante nos cálculos. O cálculo em que se considera δT_h=2ºC/mm é interessante verificar-se, no que se refere à mobilização de esforço axial e do momento flector. Verifica-se uma redução acentuada do valor do esforço axial aos 135min acompanhada pela correspondente redução do valor do momento flector. Assim, a resistência ao fogo desta laje ultrapassa os 240min devendo-se sobretudo à acomodação da extensão térmica na deformação da estrutura (Figura 5.22a).

5.2.9 - Conclusões

Através destes exemplos de cálculo sujeitos a regimes de aquecimento simplificados e à curva ISO 834 apresentaram-se os princípios fundamentais de comportamento ao fogo de lajes com e sem restrições à rotação e deslocamento horizontal nos seus apoios.

Os estudos permitiram concluir a importância que a redução das propriedades mecânicas têm na resistência ao fogo das lajes de betão armado quando sujeitas a cargas aplicadas (que pode nalguns casos ser ignorada e noutros não, ou seja preponderando os esforços de origem térmica). Verificou-se que para a maioria das combinações das acções térmicas (ε_T e ε_ϕ), as extensões mecânicas são muito baixas.

A posição em que é aplicada a restrição na secção têm na realidade um maior efeito na distribuição das forças internas do que os casos aqui estudados. De facto, o nível da restrição mobilizável altera a sua posição durante o incêndio. Ou seja, perante um determinado aquecimento não uniforme da secção ao longo do tempo, para uma laje impedida de se dilatar, é natural que a distribuição das tensões de restrição mudem de forma e posição na secção.

O comportamento ao fogo nas lajes simplesmente apoiadas é igualmente influenciado, quer pela variação uniforme de temperatura na secção, quer pelo gradiente térmico ao longo desta. Valores da flecha a meio vão só são comparáveis com a laje sujeita à ISO 834 quando se conjugam aqueles dois regimes para elevados gradientes térmicos.

Quando se restringe a estrutura anterior aos deslocamentos longitudinais verifica-se igualmente uma aproximação do comportamento ao fogo das lajes sujeitas ao aquecimento ISO 834 e quando se conjuga o maior gradiente térmico de δT_h=10ºC/mm com a variação uniforme de temperatura de ΔT=2ºC/min. Neste caso, o valor elevado do gradiente térmico é importante para potenciar, através da curvatura térmica do elemento, a inversão do crescimento da força axial mobilizada e consequentemente dos valores do momento flector.

Na laje com restrição à rotação e ao deslocamento horizontal nos apoios volta a verificar-se a maior semelhança do comportamento ao fogo quando se confrontam os resultados da laje sujeita à curva ISO 834 e à conjugação dos regimes uniforme ΔT=2ºC/min e gradiente térmico δT_h=10ºC/mm. Contudo, há aqui a prevalência da variação uniforme de temperatura em detrimento do gradiente térmico em termos de deformações mas ocorre o contrário em termos de momentos flectores mobilizados no apoio e a meio vão.

A laje com restrição à rotação e deslocamento horizontal livre nos apoios apresenta um comportamento grandemente dependente do gradiente térmico aplicado (de facto, a expansão ocorre sem restrição). A semelhança de resultados dos elementos com aquecimento ISO 834 ou combinado apenas é alterado no fim do cálculo quando ocorre a rotura para o segundo caso devido a deformações crescentes. O efeito de redistribuição de esforços é neste exemplo menos eficaz quando comparado com a laje com restrição à rotação e ao deslocamento horizontal nos apoios devido à menor redundância da estrutura. A liberdade de dilatação aumenta genericamente a resistência ao fogo exceptuando-se para regimes de gradiente térmico puro, em que a curvatura térmica induz esforços sempre crescentes até à rotura.

Quando se aplica um grau de restrição longitudinal de 100%, todo o comportamento da laje se aproxima do caso de totalmente encastrada embora, genericamente com resistências ao fogo ligeiramente superiores. Contudo, inferiores às que correspondem ao caso de liberdade de dilatação.

A laje com restrição parcial à rotação e ao deslocamento horizontal nos apoios tem o seu comportamento ao fogo muito mais próximo da laje com restrição à rotação e ao deslocamento horizontal nos apoios do que da laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios. A mobilização dos momentos flectores de valor elevado é responsável pela rotura. Perante regimes compostos observa-se o efeito do aquecimento uniforme a preponderar no comportamento da laje em todo o seu cálculo.

5.3 – Análise geral do efeito da restrição à dilatação térmica e rotação nos apoios da laje

5.3.1 - Introdução

São avaliadas as duas situações gerais de restrição a que uma laje poderá estar sujeita nas estruturas reais em que se inserem e cujos comportamentos se distinguem: restrição à dilatação longitudinal e restrição à rotação nos apoios. Avaliar-se-á qualitativamente os mecanismos de acréscimo de esforços para a estrutura em cada uma das duas situações.

As lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios raramente aparecem na construção. Em geral, esta dilatação é, mais ou menos, restringida pelos restantes elementos da estrutura. Quando um elemento estrutural é submetido inferiormente à acção de um incêndio, as zonas inferiores são mais aquecidas que as superiores, e tendem em consequência a dilatar. A restrição a esta dilatação equivale à actuação de duas forças de compressão localizadas junto à face inferior do elemento, constituindo como que um efeito de pré-esforço. É evidente que, à medida que o incêndio progride, as zonas aquecidas vão-se tornando mais extensas, provocando um deslocamento da linha de restrição das forças de compressão, ao qual está associado também um aumento das deformações por flexão do elemento. Estes dois fenómenos, juntamente com os efeitos de relaxação do aço para

incêndios de longa duração, produzem a diminuição progressiva dos efeitos positivos da restrição à dilatação térmica longitudinal, [12], [13].

Caso não ocorra a formação de rótulas, há que considerar o seguinte raciocínio: em lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e armadas numa direcção quando sujeitas a incêndio ocorre, ao fim de um determinado intervalo de tempo, grandes deformações. Taxas de crescimento das deformações, já de si elevadas, indicam proximidade de rotura. Em contrapartida, se as lajes têm capacidade de suporte nos apoios para as tracções geradas (restrição longitudinal e rotação), as grandes deformações conduz a que as cargas gravíticas sejam absorvidas pelas tracções na laje. Será então necessário que os apoios tenham capacidade de ancoragem para estas forças de tracção.

5.3.2 – Elemento laje com restrição ao deslocamento horizontal nos apoios

Quando uma laje simplesmente apoiada está inferiormente sujeita a um incêndio, ela expande e deforma-se no sentido da gravidade. A deformação vertical é sobretudo devida à curvatura de origem térmica da laje resultado do gradiente não linear de temperatura a que está sujeita a secção. Deformações adicionais ocorrem durante o incêndio devido à perda de rigidez à flexão da estrutura devido às temperaturas elevadas a que os materiais estão sujeitos. Se o movimento horizontal devido à expansão térmica está limitado pela estrutura vizinha (Figura 5.23a), forças de compressão axiais são desenvolvidas na laje, incrementando em geral a resistência e rigidez à flexão da laje. Mostra-se na Figura 5.23 b) o diagrama de corpo rígido de meia laje restringida longitudinalmente à dilatação. O equilíbrio de forças exige que o bloco de compressões no betão correspondente à força *C* iguale a soma dos valores de tracção no aço *S* e a força de restrição, *P*, isto é: *C*=*S*+*P*. O equilíbrio entre o momento flector aplicado e resistente a meio vão é traduzido no instante anterior à rotura por

$$M^{+}_{fogo} = \frac{wL^2}{8} - P(z_o - \Delta) \tag{5.7}$$

Em que;

M^{+}_{fogo} - Momento flector na laje a alta temperatura
z_o - Distância entre a posição da linha de restrição e o centro de gravidade da secção nos apoios
Δ - Valor da flecha a meio vão
w - Acção uniformemente distribuída
L - Comprimento do vão da laje.

Define-se como linha de restrição a linha imaginária que se situa a uma determinada altura relativamente à base da secção da laje na qual a restrição à dilatação longitudinal na laje é mobilizada.

A efectiva restrição à dilatação axial depende da posição da linha de restrição relativamente ao centro geométrico da secção da laje nos apoios e da deformação máxima da laje, Δ. Para uma laje, a restrição à dilatação só é efectiva se a posição da linha de restrição está colocada, a meio vão da laje abaixo do centro de gravidade da laje tal como mostra a posição z_o na Figura 5.23b).

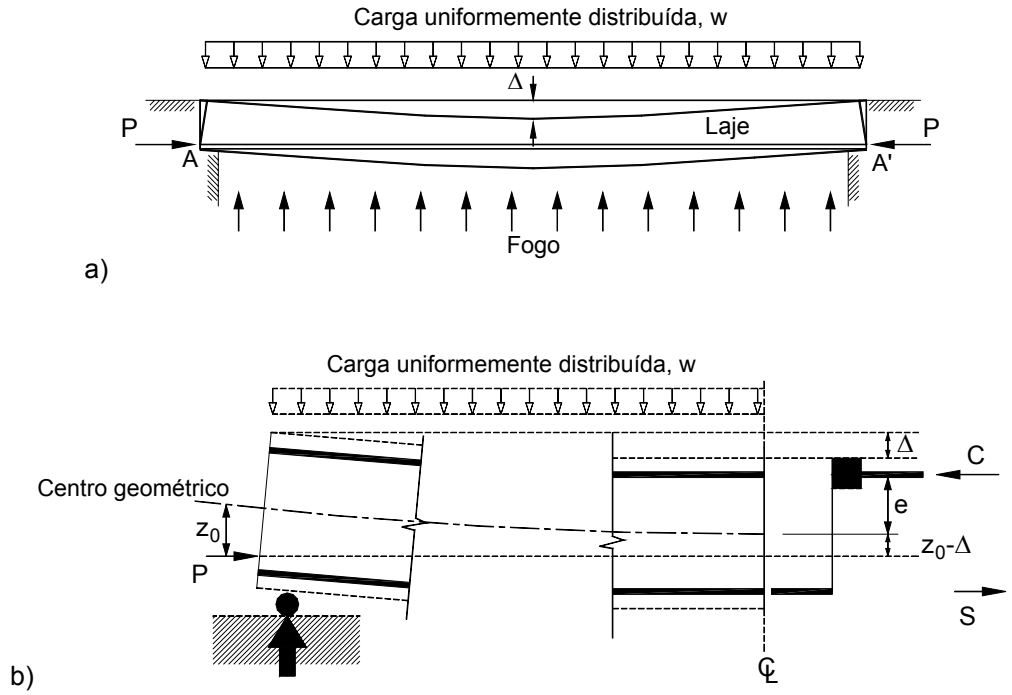


Fig. 5.23 – a) Laje com rotação livre sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida; b) Diagrama de corpo rígido de meia laje.

O valor de z_o é positivo quando a linha de restrição *AA'* está abaixo e negativo quando está acima respectivamente, do centro de gravidade. Se a laje se deforma, até que a flecha a meio vão iguale o valor de z_o, os termos $P \times \Delta$ e $P \times z_o$ na equação (5.7) anulam-se desaparecendo o efeito redutor do momento flector aplicado devido à dilatação restringida.

Mostra-se na Figura 5.24 as componentes parciais dos momentos flectores aplicados numa laje sujeita à restrição longitudinal quando a linha de restrição *AA'* é inferior ao centro de gravidade.

Na Figura 5.24a) apresenta-se o esquema estrutural e as solicitações respectivas da laje em análise. Na Figura 5.24b) apresenta-se o diagrama de momentos flectores devido à acção gravítica. Na Figura 5.24c) apresenta-se o momento flector gerado pela força de compressão associada à deformação da laje. Na Figura 5.24d) apresenta-se o momento flector negativo uniforme ao longo da laje devido à força de compressão P actuando à distância z_o abaixo do centro de gravidade da secção ao nível dos apoios. Na Figura 5.24e) apresenta-se o momento flector resultante. O momento flector devido às acções gravíticas mantém-se constante durante

o incêndio mas não as componentes dos momentos flectores $P \times \Delta$ e $P \times z_o$, fazendo variar ao longo do tempo o diagrama dos momentos flectores resultantes. Apresenta-se adicionalmente na Figura 5.24d) os valores qualitativos da resistência à flexão da laje à temperatura ambiente (M_u^+ e M_u^-) e a resistência à flexão para uma situação de incêndio, variável no tempo, ($M_{fogo,u}^+$ e $M_{fogo,u}^-$). As elevadas temperaturas atingidas reduzem a capacidade resistente da laje mas este facto pode ser contrariado com as forças de compressão devidas ao impedimento da dilatação da laje.

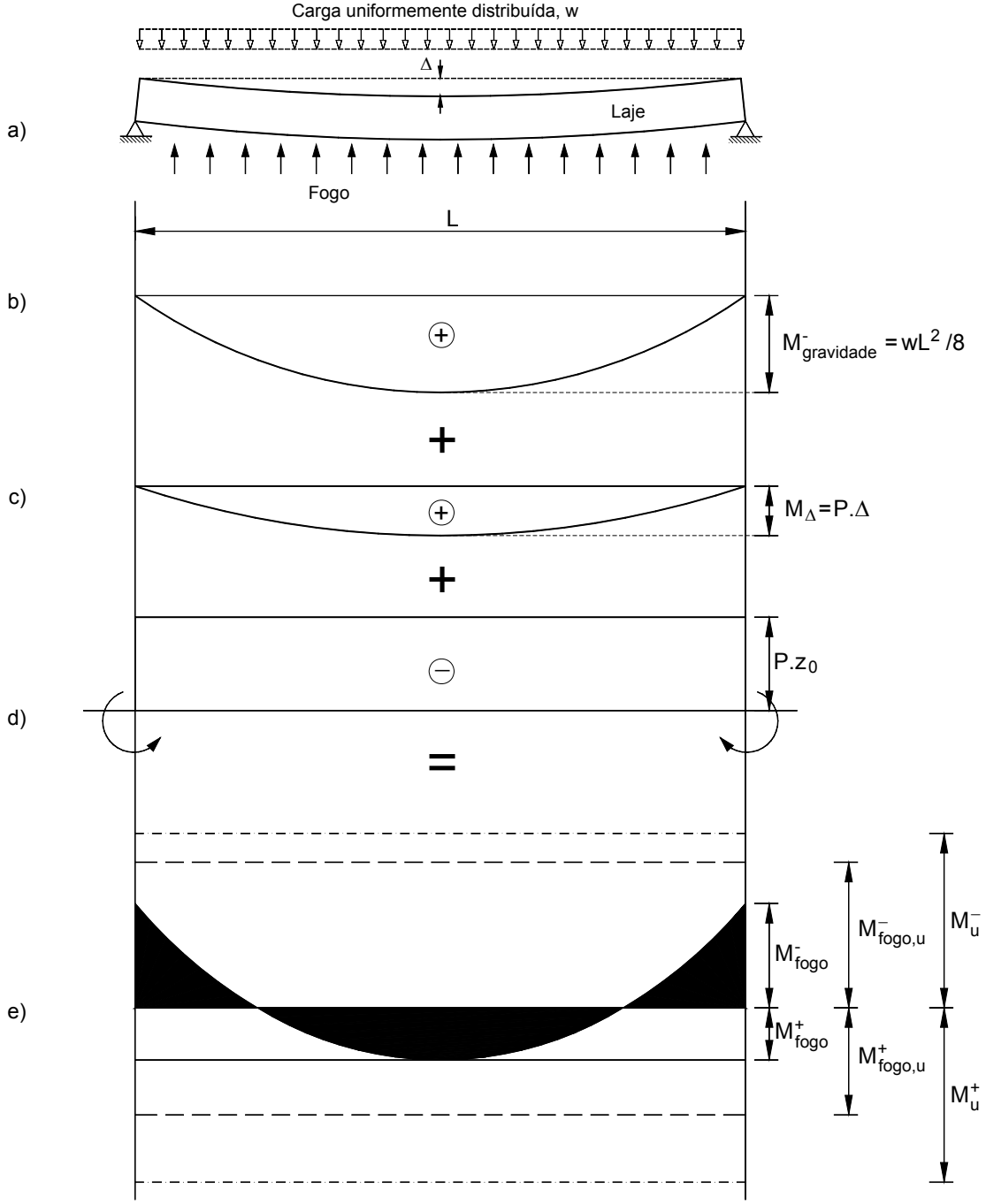


Fig. 5.24 - Laje com rotação e deslocamento horizontal livres, sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida: a) Esquema estrutural; b) Momento flector gravítico; c) Momento flector devido à força de compressão na laje deformação; d) Momento flector devido à força de compressão e à sua posição na secção; d) Momentos flectores actuantes e Momentos flectores resistentes.

Contudo, a forma do diagrama de momentos flectores pode apenas variar dentro dos limites referidos ($M^{+}_{fogo,u}$ e $M^{-}_{fogo,u}$).

A laje entrará em colapso quando se formar uma rótula plástica a meio vão devido à diminuição da resistência à flexão da laje através do momento flector $M^{+}_{fogo,u}$, sendo esse valor inferior ao valor do momento flector aplicado M^{+}_{fogo}. Contudo, nos apoios geram-se momentos flectores negativos M^{-}_{fogo} que, sendo crescentes no tempo, fazem reduzir o valor do momento flector positivo aplicado M^{+}_{fogo}. Essa redução pode ser tal que, tornando o valor daquele momento flector M^{+}_{fogo} inferior ao valor de $M^{+}_{fogo,u}$, em consequência potencie a resistência ao fogo da laje (Figura 5.24e). Se o momento flector negativo for suficientemente grande, pode, no limite, reduzir o momento flector positivo a meio vão a zero. Neste caso, a capacidade resistente à flexão da laje, em termos de momentos positivos, pode cair para zero sem que ocorra o colapso da mesma. Contudo, os momentos flectores negativos nos apoios da laje podem aumentar apenas até ao limite $M^{-}_{fogo,u}$, o qual depende da resistência à compressão da armadura inferior nos extremos da laje. Se as armaduras inferiores, geralmente mais aquecidas que as armaduras superiores, entrarem em cedência à compressão, os momentos flectores negativos não podem ser mais aumentados.

Apesar da redução do valor do momento flector positivo aplicado a meio vão pela componente $P \times z_o$, a rótula plástica pode-se formar a meio vão causando a rotura da laje, caso o momento flector M^{+}_{fogo} aumente o suficiente até exceder a resistência da laje $M^{+}_{fogo,u}$. Este aumento do momento flector positivo M^{+}_{fogo} durante o incêndio atribui-se à parcela M_{Δ}, a qual resulta do produto das deformações e da força restritiva à dilatação. Este momento flector M_{Δ} pode aumentar significativamente quando se geram grandes forças de compressão numa laje com deslocamentos longitudinais restringidos através de pequenas deformações verticais. Se o momento flector M_{Δ} aumenta substancialmente e exceder a resistência à flexão a meio vão, a laje colapsa abruptamente quando se forma uma rótula plástica nessa secção.

5.3.3 – Elemento laje com restrição à rotação nos apoios

Nesta secção estuda-se o caso de lajes contínuas sujeitas a incêndio com restrição parcial ou total à rotação e ao deslocamento horizontal nos apoios quando expostas ao incêndio, [14]. As lajes contínuas têm um melhor comportamento no que se refere à resistência ao fogo devido ao seu maior grau de redistribuição de esforços depois de formada a primeira rótula plástica.

Mostra-se na Figura 5.25 os diagramas de momentos flectores de um vão intermédio de uma laje contínua (restringida axialmente) sujeita a uma carga uniformemente distribuída e ao incêndio na face inferior.

Na Figura 5.25a) apresenta-se o esquema estrutural e as solicitações respectivas da laje contínua. Na Figura 5.25b) apresenta-se o diagrama de momentos flectores devido à acção gravítica. Na Figura 5.25c) apresenta-se o momento flector gerado pela força de compressão associada à deformação da laje. Na Figura 5.25d) apresenta-se o momento flector uniforme negativo devido à restrição à rotação promovida pela curvatura de origem térmica induzida pelo gradiente térmico. Esta parcela de momento flector aumenta os já existentes momentos flectores negativos nos apoios e reduz os momentos flectores positivos ao longo do vão. O diagrama de momentos flectores resultante das acções gravíticas e da acção térmica é apresentado na Figura 5.25e). Igualmente ao caso anterior, a forma do diagrama dos momentos flectores finais varia com o tempo devido à variação das componentes $P \times z_o$ e M_Δ ainda dentro das capacidades resistentes positivas e negativas da secção. Ao contrário do caso anterior, as lajes contínuas não entram em colapso enquanto a capacidade resistente da laje não for excedida em três localizações distintas para outras tantas rótulas plásticas.

O estado limite último é caracterizado por um mecanismo de rotura constituído por duas rótulas plásticas nas secções de encastramento, com um momento flector resistente último, $M^{-}_{fogo,u}$, e uma rótula plástica a meio vão, com momento flector resistente último, $M^{+}_{fogo,u}$.

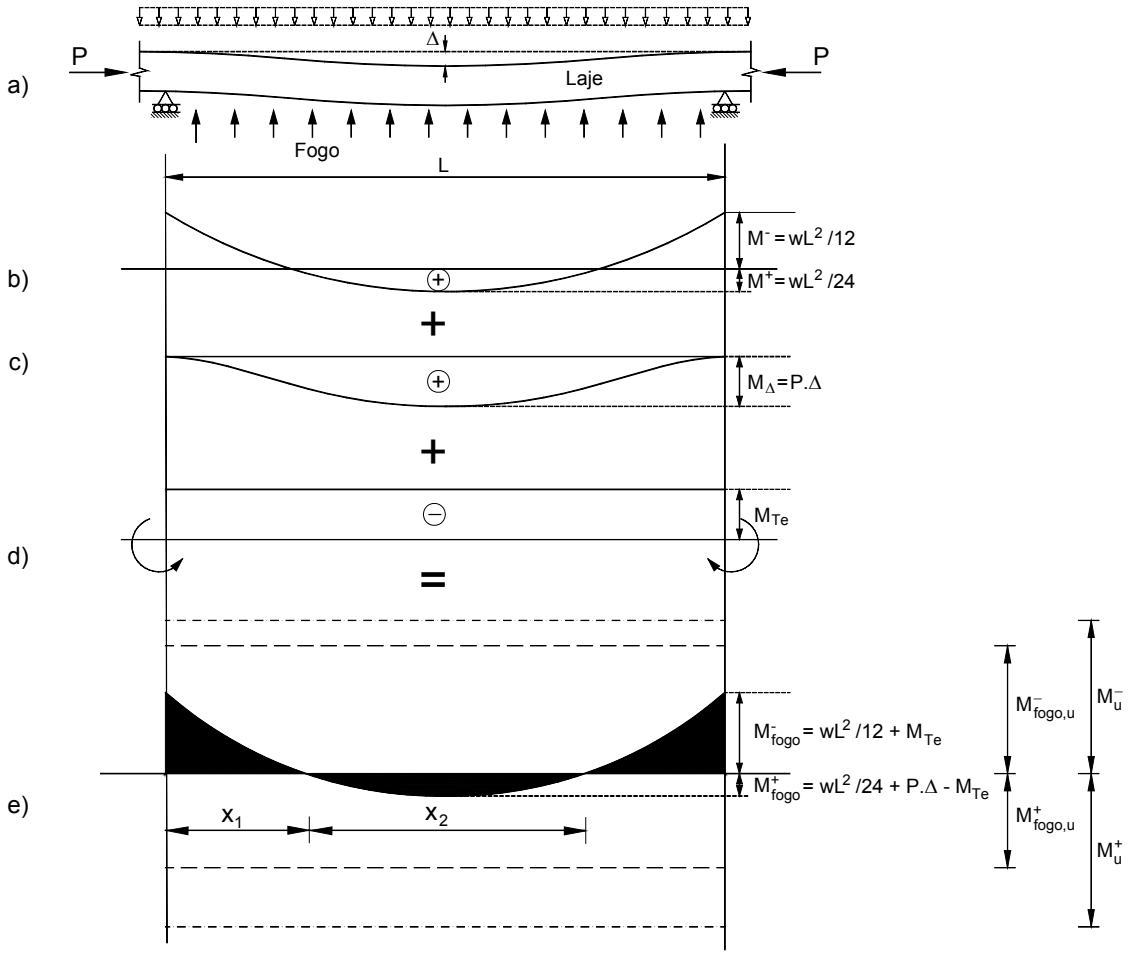


Fig. 5.25 – Laje contínua sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida, a) Esquema estrutural; b) Momento flector gravítico; c) Momento flector devido à força de compressão na laje deformada; d) Momento flector devido à força de compressão e à sua posição na secção e e) Momentos flectores actuante e resistente, [14], [15].

Os momentos flectores resistente últimos, $M^{-}_{fogo,u}$ e $M^{+}_{fogo,u}$, são calculados de acordo com o equilíbrio alcançado entre as expressões já expressas no Capítulo 4:

$$\sum\left(f_{sy,\theta_i}\cdot A_{s,i}\right)-\sum\left(f_{cd,\theta_j}\cdot A_{c,j}\right)=0 \tag{5.8}$$

$$M_u=\sum\left(f_{cd,\theta_j}\cdot A_{c,j}\cdot y_j\right) \tag{5.9}$$

Por consideração de equilíbrio de corpo rígido,

$$M^{+}_{fogo,u}+M^{-}_{fogo,u}=\frac{w_u\cdot L^2}{8} \tag{5.10}$$

ou, definindo alternativamente a carga de colapso,

$$w_u=\frac{8}{L^2}(M^{+}_{fogo,u}+M^{-}_{fogo,u}) \tag{5.11}$$

em que a condição de equilíbrio em qualquer instante durante o incêndio é,

$$w\le w_u \tag{5.12}$$

para um valor da carga de cálculo, w, a 20ºC.

A posição das secções de momento flector nulo no estado limite último pode ser obtida com base no equilíbrio do troço de laje, compreendido entre a secção de momento flector nulo e a secção a meio vão, através das seguintes expressões:

$$x_2=\sqrt{\frac{8\cdot M^{+}_{fogo,u}}{w_u}} \tag{5.13}$$

$$x_1=\frac{1}{2}(L-x_2) \tag{5.14}$$

Uma situação semelhante à representada pela Figura 5.27 sucede nas lajes encastradas. Teoricamente, as armaduras superiores de tracção sobre os apoios deverão ser prolongadas para cada lado do apoio de uma distância igual ao maior dos valores x_1, para que o dimensionamento ao fogo possa ser considerado correcto. No entanto, por questões de segurança, toma-se em geral, em vez de x_1, um valor modificado $x_0\ge x_1$, [9].

$$x_0=\frac{1}{2}\left(L-x_2\cdot\sqrt{\frac{w_u}{w_u'}}\right) \tag{5.15}$$

em que:

$$w'_u=\frac{8}{L^2}(M^{+}_{fogo,u}+M^{-}_{20^{\circ}C,u}) \tag{5.16}$$

na qual, o momento flector resistente último, $M^{-}_{fogo,u}$ da expressão (5.11) foi substituído pelo momento flector resistente último à temperatura ambiente, M^{-}_{u}. Como M^{-}_{u} é um pouco maior que $M^{-}_{fogo,u}$, resulta um valor de w'_u ligeiramente superior ao de w_u, pelo que resulta um valor de x_0 do lado da segurança, isto é superior ao valor de x_1

5.3.4 - Localização da linha de restrição à expansão térmica

Como se verificará nas análises efectuadas, a posição da linha de restrição será fundamental no comportamento estrutural das lajes sujeitas a restrição. Apresenta-se na Figura 5.26 quatro situações tipo de apoios que abrangem a generalidade das situações de apoio de elementos horizontais.

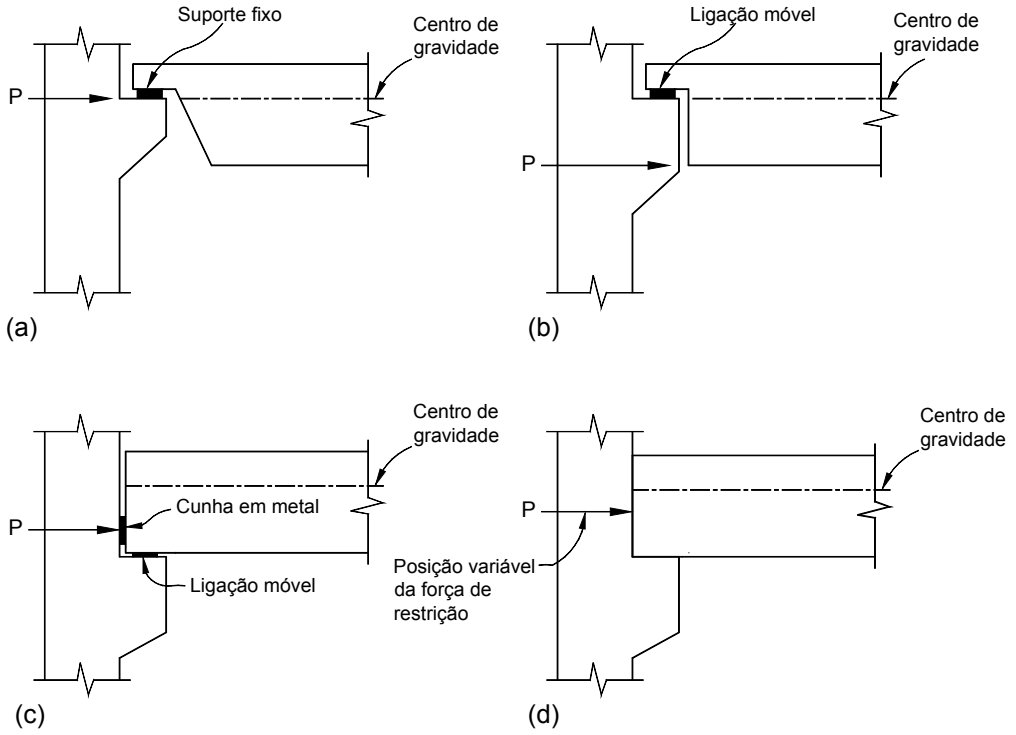


Fig. 5.26 - Localização da linha de restrição, função das condições de apoio, [14], [15].

Na Figura 5.26a) apresenta-se um exemplo no qual a linha de restrição está localizada muito perto da linha de centro de gravidade da secção para que a força de restrição possa produzir um efeito positivo. Aliás, se a linha de restrição actuar acima da posição do centro de gravidade, pode-se produzir um momento flector positivo, o qual, somado aos momentos flectores gravíticos, acelerará o desenvolvimento da formação de uma rótula plástica e ocorrerá a rotura.

No esquema correspondente ao pormenor do apoio da laje apresentado na Figura 5.26b), as regiões inferiores do elemento são as primeiras a entrar em contacto com o elemento vertical.

Ainda que posteriormente as regiões superiores venham também a entrar em contacto, as forças de compressão na zona inferior prevalecerão e manter-se-á o efeito favorável de pré-esforço. Já o mesmo se não pode dizer se o sistema estiver apoiado como se representa nos esquemas das Figuras 5.26 c) e d). Claro que toda esta consideração só tem significado se a estrutura que resiste à dilatação tiver rigidez suficiente, e se a largura *a* da junta for inferior a certos limites. Sendo *L* o comprimento do vão, cálculos aproximados indicam como $a \leq \frac{L}{500}$ um valor suficiente para produzir os referidos efeitos.

A altura a que está a linha de restrição pode apenas ser localizada com rigor em situações de apoio em que aquela fique definida devido ao método de construção aplicado. Será por exemplo o caso de elementos pré-fabricados em que elementos metálicos são colocados entre as faces verticais extremas das lajes e a estrutura envolvente que as apoiam, (Figura 5.26c).

Para lajes contínuas betonadas "*in situ*" (Figura 5.26d) a altura da linha de restrição nos apoios varia durante a ocorrência do incêndio. Ensaios experimentais de lajes com restrição à dilatação realizados em fornalhas mostraram que a linha de restrição move-se da parte inferior da laje até ao centro de gravidade da secção durante o aquecimento, [16], [17]. Este caso não foi aqui estudado numericamente.

5.3.5 - Grau de Restrição

A restrição à dilatação longitudinal ou à rotação é conseguida à custa de elementos mola que são considerados no extremo das estruturas analisadas. A rigidez destas molas varia desde o valor zero (ausência de mola) até à situação de restrição completa (rigidez infinita). As percentagens consideradas correspondem a situações intermédias das anteriores e referem-se relativamente à rigidez axial e à rotação da laje analisada. Assim, k_t=100% traduz a colocação de uma laje idêntica no extremo da estrutura em análise ou seja um valor correspondente a $k_t=EA/L$, em que E é o módulo de deformabilidade da secção de betão armado, L o comprimento da laje analisada e A a área da secção. Por sua vez, k_r=100% traduz a rigidez à flexão de uma laje idêntica colocada no extremo da estrutura em análise. O valor corresponderá a $k_r=4EI/L$, em que I representa o momento de segunda ordem da secção.

5.4 - Análise numérica do comportamento de lajes de um vão sujeitas ao incêndio ISO 834

5.4.1 - Introdução

Nesta secção faz-se a análise numérica do comportamento estrutural do elemento de laje referenciado na Figura 5.12, de um único vão, de betão armado numa única direcção, exposta ao incêndio padrão ISO 834 e cujas propriedades geométricas e materiais são caracterizadas

no Quadro 5.4. Portanto, fundamentalmente o que distingue estes cálculos dos anteriores é sobretudo a acção térmica. Refira-se que tal facto permite agora fazer uma mais fácil comparação entre aqueles cálculos e os agora efectuados.

Do ponto de vista térmico, apenas a base da laje está sujeita ao incêndio, enquanto que estruturalmente se consideraram diferentes condições de apoio. Permitiu-se, através do modelo considerado, avaliar o efeito destas condições fronteira ao longo da espessura da secção (altura da linha de restrição). Como os elementos estruturais estão, em geral, inseridos em estruturas consideraram-se os efeitos da interacção destes com aquelas através de elementos duma mola com rigidez variável.

Para além das capacidades referidas do modelo de cálculo SAFIR, a análise não linear geométrica e material, os dois aspectos chave fundamentais para a compreensão do comportamento real de elementos estruturais simples sujeitas a incêndio são: a definição da altura da linha de restrição na secção e a rigidez a dar à mola no extremo da laje.

A altura da linha de restrição é definida no modelo SAFIR dando uma indicação da linha de ligação dos elementos laje longitudinal relativamente à secção transversal que define cada elemento. A altura da linha de restrição impõe a excentricidade pretendida relativa ao centro de gravidade da secção. Note-se que esta linha é fixa ao longo do tempo em que se desenrola o incêndio e corresponde igualmente à posição do apoio aos deslocamentos verticais. A posição da linha de restrição é medida através da distância, y_0, relativa à base da laje que se encontra sujeita o incêndio como se apresenta na Figura 5.27a). O intervalo de rigidez considerado para a mola varia entre zero (sem mola) e infinito (rigidez total). As percentagens da rigidez da mola consideradas referem-se à rigidez axial da laje.

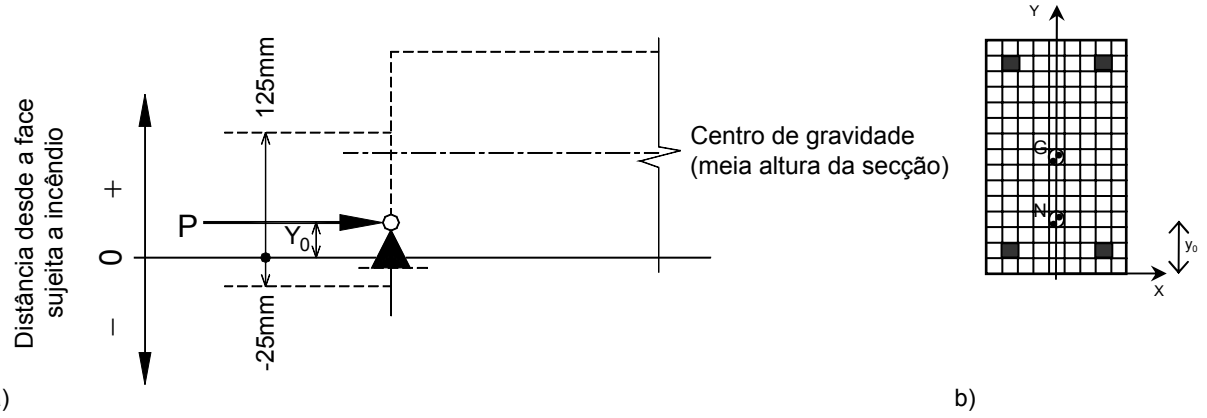


Fig. 5.27 – a) Variação da posição da linha de restrição para lajes de um vão com restrição longitudinal; b) Discretização simbólica da secção com elementos finitos e posicionamento do centro geométrico da secção, *G* e da linha de restrição, *N*.

5.4.2 - Condições de apoio da laje

Apresenta-se no Quadro 5.5, no fim do capítulo, a caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados.

Consideraram-se duas situações de base de apoio para um vão de laje: a situação *B* correspondente aos cálculos em que se consideraram as restrições sempre a meia altura da secção, isto é a 100mm da face inferior sujeita a aquecimento, e a situação *C* em que se consideraram diferentes posições dessa linha de restrição.

Apresenta-se em detalhe no Quadro 5.5 todos os esquemas de cálculo realizados (cálculos *B* e *C*) especificando não só a rigidez da mola considerada quando é o caso, como o posicionamento da linha de restrição, medida relativamente à face inferior aquecida da laje para os cálculos tipo *C*.

5.4.3 - Análise térmica

Apresenta-se na Figura 5.28 a evolução da temperatura com o tempo para determinados pontos da secção: face exposta ao incêndio (ponto A), ao nível da armadura inferior a 25mm (ponto B), a 50mm da base (ponto C), a meia secção a 100mm (ponto D), ao nível da armadura superior a 175mm (ponto E) e na face superior não exposta ao incêndio a 200mm (ponto F).

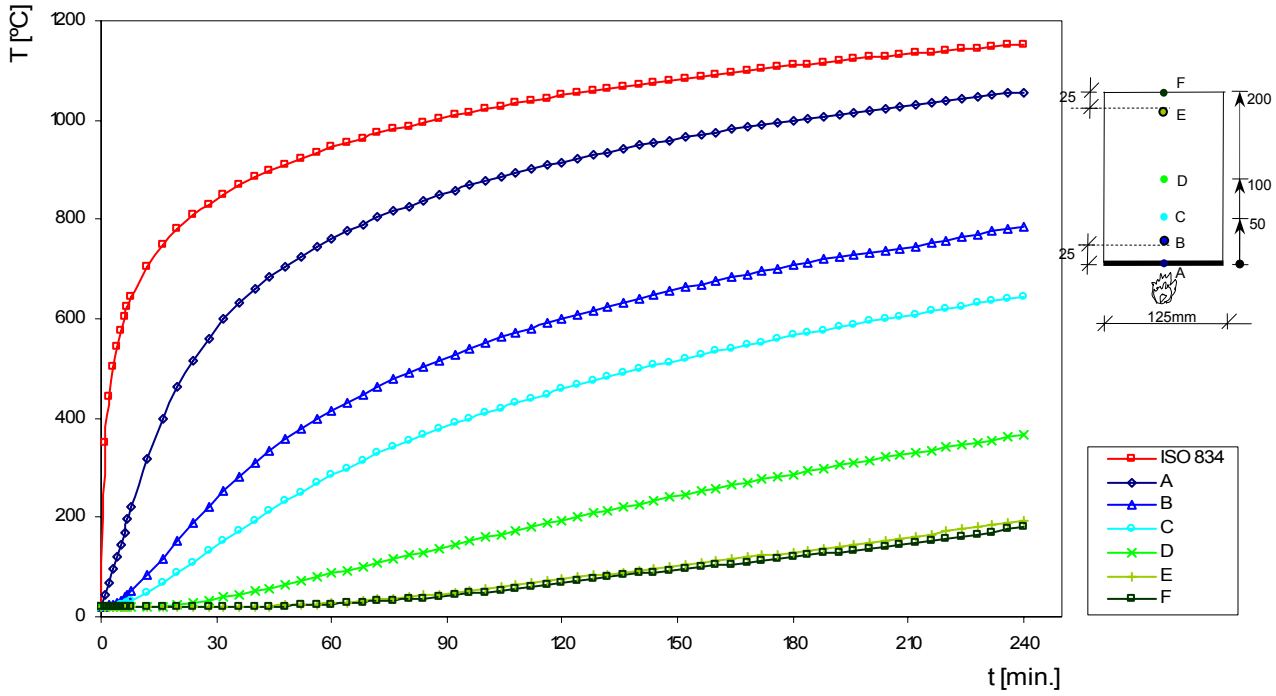


Fig. 5.28 – Evolução da temperatura a vários níveis da laje sujeita inferiormente ao incêndio normalizado ISO 834.

Apresenta-se na Figura 5.29 os ábacos de distribuição das temperaturas na laje sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 na face inferior para os instantes: 15, 30, 60, 120, 180 e 240min. Apresenta-se ainda nesta figura a malha de elementos finitos em que foi discretizada a secção.

A armadura é constituída por quatro elementos finitos assinalados no seu contorno por uma linha mais forte e, por modelarem o aço, têm um coeficiente de dilatação térmica elevado.

Assim, a situação mais corrente é verificar-se uma temperatura semelhante e portanto uma mesma cor para aqueles quatro elementos.

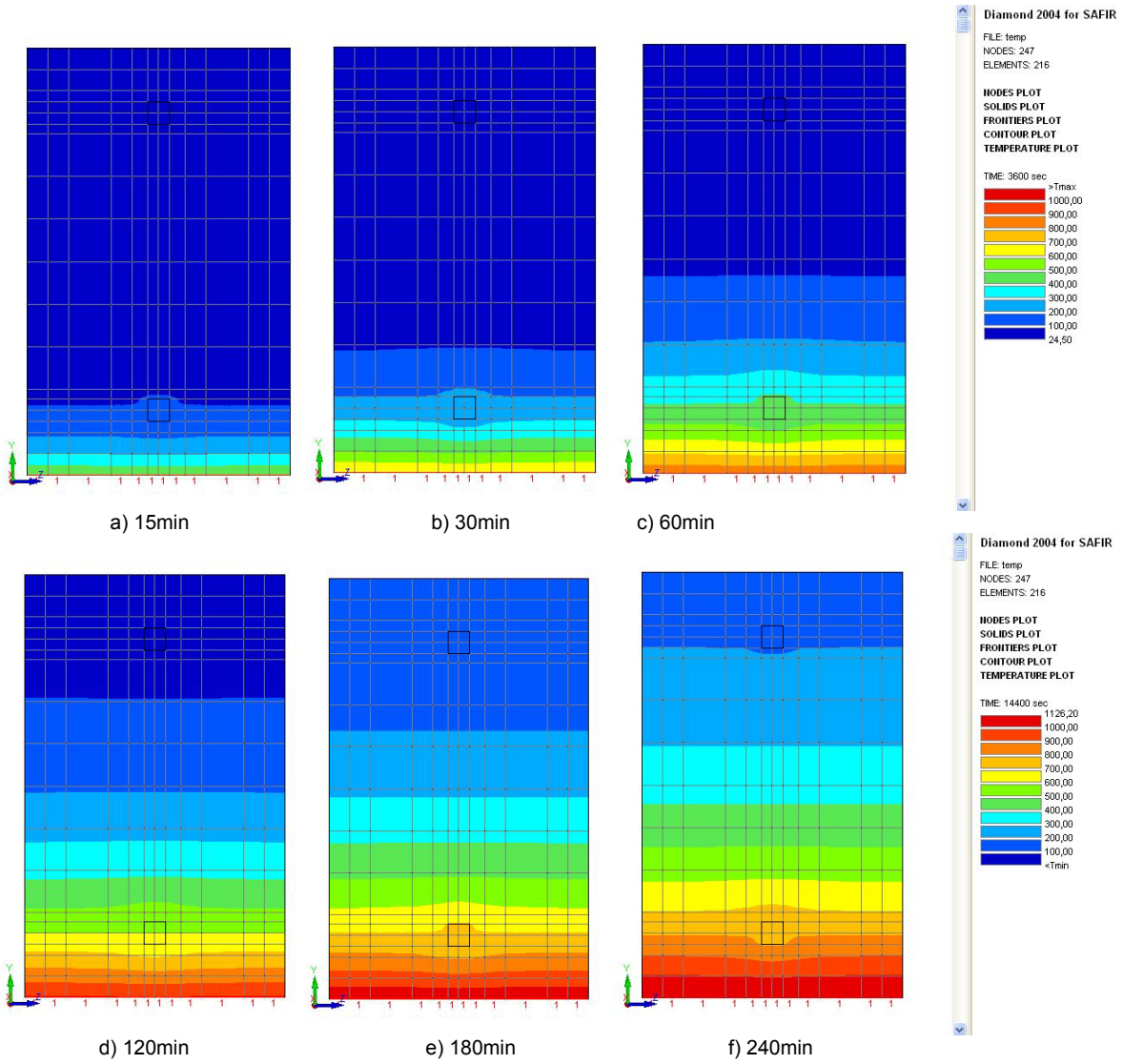


Fig. 5.29 – Ábacos de temperaturas na secção da laje para diferentes instantes.

Verifica-se uma excepção para a Figura 5.29d) em que dois elementos estão a amarelo e os outros dois a verde, a temperaturas diferentes. Nas restantes figuras verifica-se a influência térmica do aço nos elementos de betão vizinho. Assim é natural encontrar-se temperaturas mais elevadas na direcção do aquecimento (de baixo para cima) para além da posição das armaduras. Curiosa é a situação dos elementos finitos de betão que se encontram mais perto da face aquecida do que os elementos finitos representativos da armadura. Nestes, a temperatura tende aparentemente a não ser tão elevada como nos elementos vizinhos que não são perturbados pela existência da armadura. Tal facto deve-se apenas à forma como em termos numéricos a modelação gráfica das cores é realizada. Observando as Figuras 5.29e) e 5.29f) constata-se que nas duas linhas do nível da armadura se tem a prevalência do laranja. Assim, em termos médios nos quatro elementos de aço aparece esta mesma cor, devido ao valor elevado que o coeficiente de condutibilidade tem para este material. Como a temperatura nos nós do contorno das armaduras é só uma e estes são comuns a elementos vizinhos de

materiais distintos, o efeito da média da temperatura que o modelo gráfico faz para estes nós faz-se sentir para os elementos vizinhos. Assim, aquela perturbação deve-se ao modelo gráfico.

Na Figura 5.30 visualiza-se o gradiente de temperaturas a que está sujeita a secção para determinados instantes de tempo, nomeadamente 20, 40, 60, 120 e 240min.

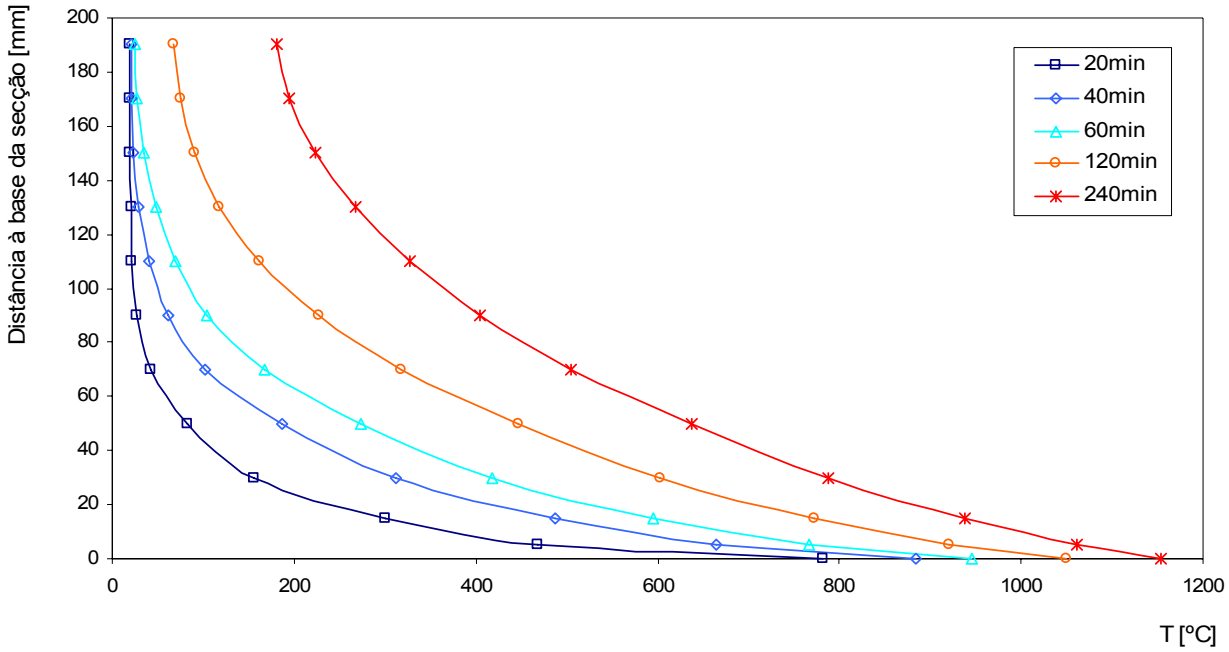


Fig. 5.30 - Gradiente de temperatura na altura da laje para vários instantes da acção térmica.

5.4.4 - Análise ao nível da secção com métodos simplificados: Isotérmica dos 500ºC, Zona e SimFIRb

A análise da capacidade resistente da secção da laje de betão armado sujeita inferiormente ao incêndio normalizado ISO 834 é realizada aqui com o método desenvolvido pelo autor, SimFIRb, assim como com os métodos simplificados, Isotérmica dos 500ºC e Zona.

Na Figura 5.31 apresentam-se os momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180 e 240min da secção já referida atrás. Aquela figura permite comparar os resultados obtidos pelos métodos simplificados referidos na EN 1992-1-2 (Métodos de Zona e da Isotérmica dos 500ºC, para os quais também se desenvolveu uma ferramenta numérica) e pelo método promovido pelo autor deste trabalho SimFIRb e explicado no Capítulo 4.

A Figura 5.31 permite concluir o aspecto não conservativo da consideração dos métodos simplificados, métodos de Zona e da Isotérmica dos 500ºC preconizados pela EN1992-1-2, no cálculo da capacidade resistente das secções, pelo menos até aos 120min. Como se pode observar na Figura 5.31, o método SimFIRb, fornece valores do momento flector resistente até aos 120min, menores do que os obtidos pelos outros métodos.

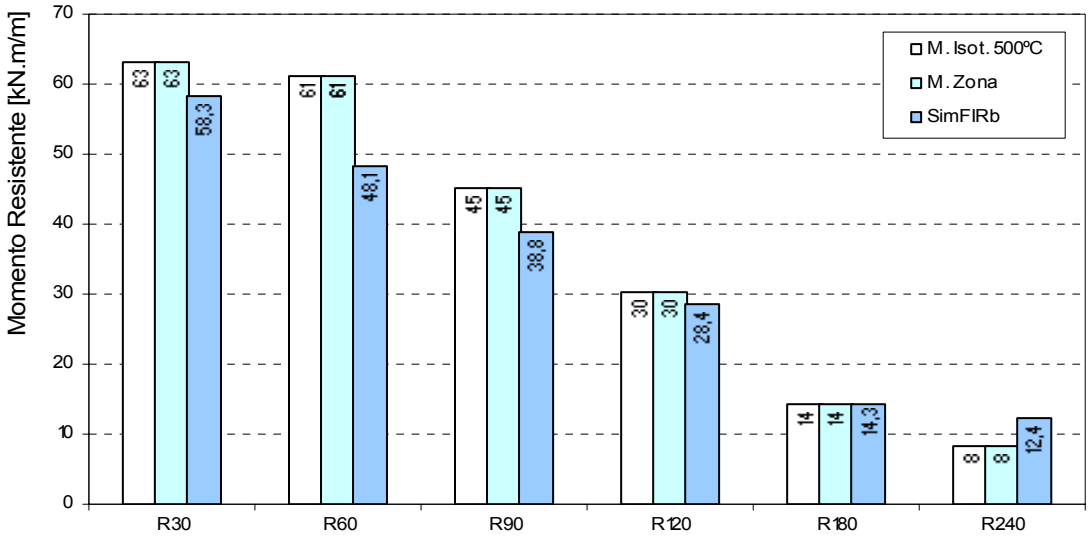


Fig. 5.31 – Momentos flectores resistentes em diferentes instantes para a laje em análise, sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834 – Métodos simplificados da Isotérmica dos 500ºC, de Zona e SimFIRb.

A Figura 5.32 permite uma análise da redução da capacidade resistente da secção analisada com o método SimFIRb. Esta análise foi realizada de 5 em 5min. Com esta figura consegue-se mais informação do efeito térmico na capacidade resistente da secção, pelo que se pretende, através de uma análise conjunta com outras figuras, chegar a mais conclusões do comportamento das lajes quando sujeitas ao incêndio ISO 834. Na Figura 5.32, as rectas verticais representam o instante em que a temperatura média da armadura inferior, $\overline{\theta}_{arm-\inf}$ é igual a 400, 500 ou 600ºC.

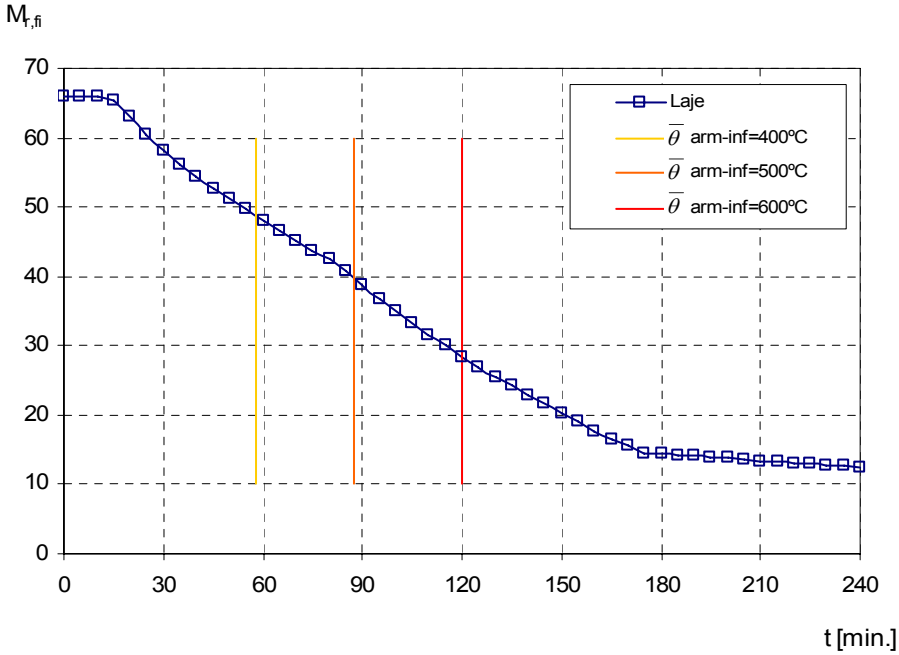


Fig. 5.32 – Avaliação com o modelo SimFIRb dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo da secção de laje em estudo sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834.

Na Figura 5.33 representa-se as relações entre os momentos flectores resistentes mobilizáveis aos 0, 30, 60, 90, 120, 180 e 240min na secção da laje sujeita inferiormente ao incêndio ISO

834, e a curvatura, *k* imposta ao nível da secção. De facto, apresenta os resultados intermédios necessários ao cálculo intrínseco do programa SimFIRb. O cálculo termina quando se atinge a máxima curvatura e consequentemente, as extensões necessárias à mobilização do maior momento flector resistente da secção para o instante em análise. Assim, para cada instante da análise (neste caso excluindo o instante zero minutos), a última marca do cálculo corresponde ao valor transferido respectivamente para a Figura 5.31.

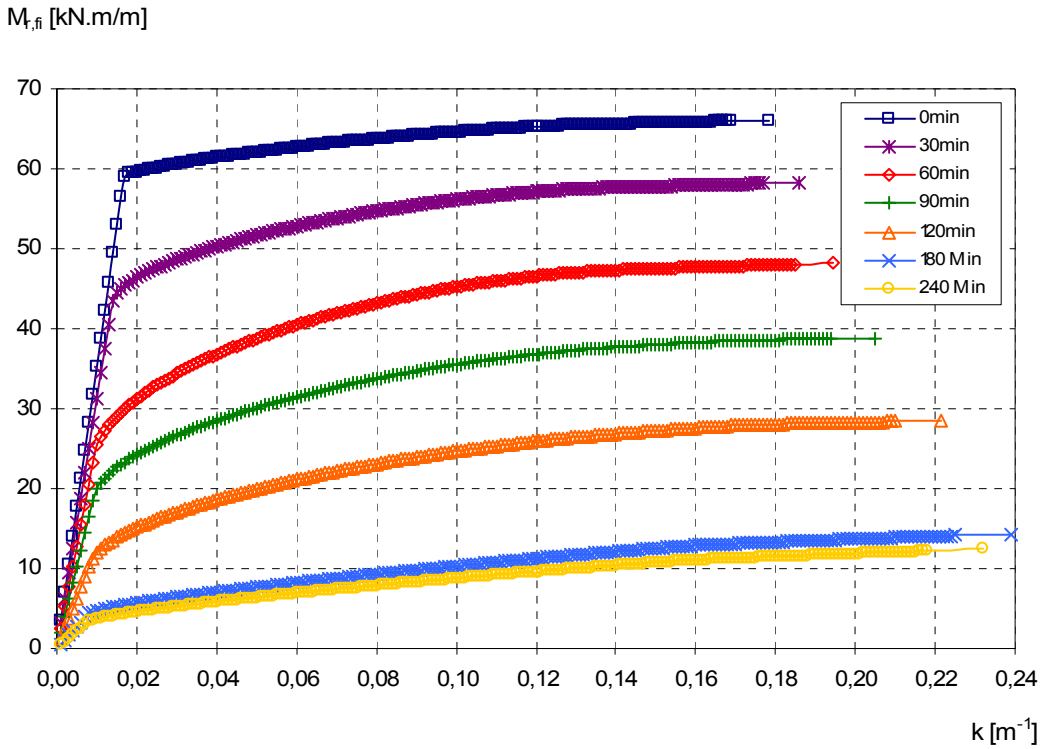


Fig. 5.33 – Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120, 180 e 240min da secção tipo da laje sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção.

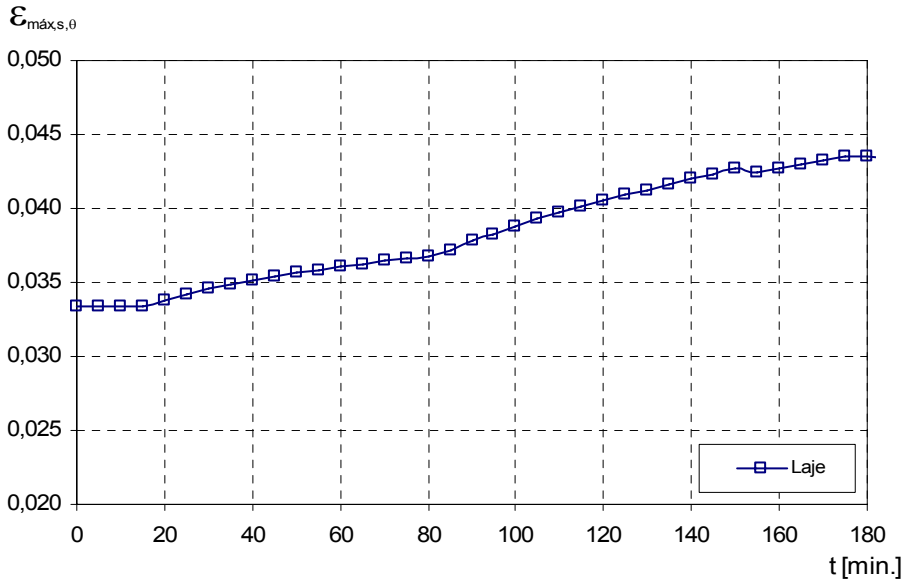


Fig. 5.34 – Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção da laje em análise exposta ao incêndio ISO 834 ao longo do tempo.

Apresenta-se na Figura 5.34 a variação da extensão máxima na armadura necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para a secção de laje em estudo sujeita na face inferior ao incêndio ISO 834. Verifica-se pois que o equilíbrio de forças quando é mobilizado o maior valor do momento flector resistente na secção é conseguido para extensões da armadura correspondentes à plastificação da armadura ($\varepsilon_{máx,s,\theta} > 0{,}02$). Aliás, comparando a Figura 5.34 com 5.33, verifica-se que o último ponto assinalado na Figura 5.33 corresponde, para instantes superiores, a valores de curvatura superiores, e portanto, na Figura 5.34, a extensões na armadura superiores.

5.4.5 - Análise estrutural

A análise estrutural da laje é realizada a duas dimensões por se tratar de uma laje armada numa única direcção e apoiada apenas nessa direcção. A laje é modelada como se de uma viga se tratasse, através de 10 elementos finitos viga 2D com três nós cada (Figura 5.35). A secção da laje é discretizada através de elementos sólidos como se apresentou na Figura 5.29 e está sujeita a uma acção uniformemente distribuída (Figura 5.35). Nos cálculos em que é necessário utilizar uma mola acoplou-se um elemento barra com características tais que simule convenientemente a rigidez pretendida. A mola é constituída de um material elástico e não sujeito a incêndio. Foi dada uma especial atenção à posição da linha de restrição, relativamente ao centro de gravidade da secção.

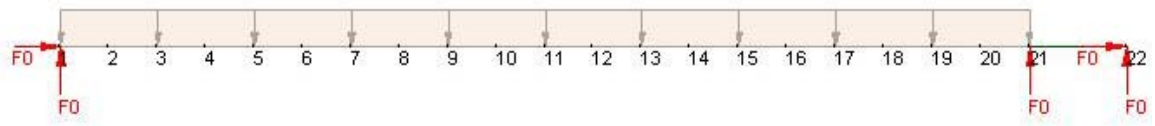


Fig. 5.35 - Discretização da laje para a análise estrutural com o programa SAFIR.

A laje está horizontalmente restringida à sua dilatação e verticalmente suportada num ponto específico da secção designado por *N* (de “Nodeline”) e que na situação em análise pode não corresponder necessariamente ao centro geométrico da secção cujo ponto é designado por *G*. Ambos os pontos correspondem ao centro geométrico dos elementos finitos individuais e referenciados na Figura 5.27b).

5.4.5.1 - Restrição total ao deslocamento horizontal

Será aqui feita uma avaliação do comportamento da laje sujeita ao incêndio ISO 834 com a sua dilatação longitudinal restringida. O efeito da posição da “linha de restrição” à restrição total ou parcial da dilatação no comportamento da laje será investigado. A intenção é a de modelar o comportamento das lajes para diferentes alturas da linha de restrição como fisicamente se pode observar em vários exemplos apresentados no Quadro 5.5. Cálculos autónomos foram feitos para as seguintes alturas da linha de restrição (como se especifica no

Quadro 5.5): 0, 25, 50, 75, 100 (meia secção) e 125mm. A posição desta linha é fixa para cada cálculo e não varia ao longo do tempo. O comportamento de tais cálculos é comparado com o de uma laje com rotação livre nos apoios sem qualquer restrição do deslocamento horizontal.

5.4.5.1.1 - Flecha a meio vão

A Figura 5.36 apresenta a flecha a meio vão ao longo do tempo de lajes sujeitas a restrição completa à dilatação para diferentes alturas do posicionamento dessa restrição em relação à base da secção. Deformações negativas indicam deslocamentos para baixo. Verificam-se diferentes tipos de comportamento pelo que se caracterizam cada um deles de *per si* autonomamente.

Laje simplesmente apoiada: Mostra-se na Figura 5.36 que a laje *L-B*$_1$ (Quadro 5.5) tem uma deformação crescente na fase inicial do incêndio até aproximadamente aos 120min, instante a partir do qual a taxa de crescimento dessa deformação se incrementa até que ocorre a rotura aos 155min. A deformação inicial deve-se à curvatura induzida pelo gradiente térmico enquanto a rotura deve-se à incapacidade da laje resistir às acções devido à perda da resistência e rigidez.

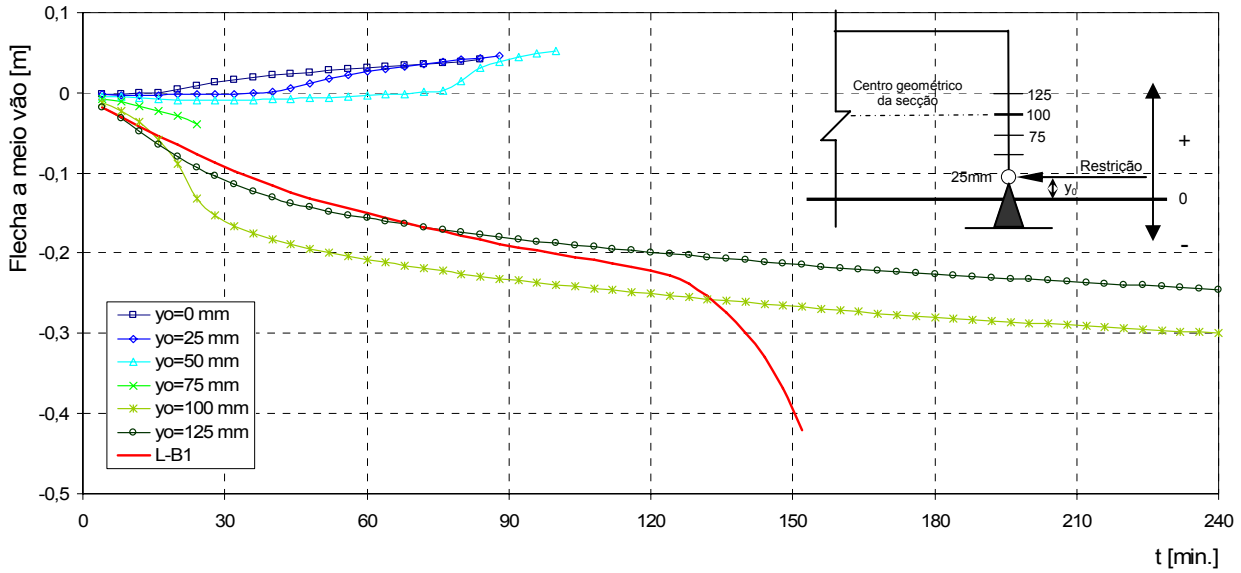


Fig. 5.36 – Flecha a meio vão em função do tempo para uma laje com rotação livre nos apoios sem e com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção.

Lajes em que a linha de restrição se situa a 0mm $\leq$ ***y*$_0$** $\leq$ ***50mm:*** Mostra-se na Figura 5.36 que as lajes nesta situação apresentam uma deformação muito pequena para a fase inicial do incêndio. Com o desenvolvimento do incêndio a deformação passa a ser positiva correspondendo a um levantamento da laje. Tal facto para estes casos tem a ver com a localização inferior da posição da linha de restrição considerada imposta nos cálculos relativamente ao "centro geométrico do aquecimento" das fibras (elementos finitos sólidos na

secção), ou seja da posição média da dilatação da laje nos instantes da análise até à rotura. Assim, o efeito da restrição à dilatação térmica da laje provoca um momento flector contrário ao efeito da carga vertical. Estas lajes atingem o colapso porque mobilizam maiores forças axiais de restrição (Figura 5.37) e consequentemente maiores momentos flectores (Figura 5.38) capazes de mobilizar toda a resistência de determinadas secções havendo a mobilização de um mecanismo de rotura através da formação de rótulas.

Lajes em que a linha de restrição se situa: 75 mm $\leq$ y_0 $\leq$ ***125 mm:*** O comportamento das lajes é totalmente distinto para posições da linha de restrição entre 75mm e 125mm. A Figura 5.36 mostra deformações como a que é apresentada pela laje simplesmente apoiada (L-B_1 - Quadro 5.5), isto é, com deformação negativa. A laje com a linha de restrição a 75mm apresenta rotura aos 26min (Figuras 5.37 e 5.36). Verifica-se que o comportamento da laje corresponde tipicamente a uma bifurcação em que tanto se podem desenvolver deformações negativas como eventualmente positivas. Contudo neste caso está-se perante uma tendência de rotura. Verifica-se por parte do programa uma dificuldade para a convergência de uma solução quando enormes tensões de compressão se desenvolvem e tendem a reduzir-se rapidamente quando a laje se aproxima do colapso. Por consequência, a análise pára por problemas de convergência. Tal facto tem a ver com a maior proximidade, para a posição da linha de restrição considerada imposta a 75mm nos cálculos com o "centro geométrico do aquecimento" das fibras (elementos finitos sólidos na secção), ou seja da posição média da dilatação da laje nos instantes da análise até à rotura. Para y_0 igual a 100mm (meio da laje) ou 125mm (25 mm acima do centro geométrico da secção da laje) o comportamento das lajes no início do incêndio assemelha-se ao da laje com rotação livre nos apoios em que a deformação é constituída principalmente pela curvatura de origem térmica induzida pelo incêndio. Contudo, ao contrário daquela, as lajes não exibem rotura resistindo até aos 240min. A laje com a linha de restrição aos 100mm apresenta aos 18min um súbito acréscimo da taxa de deformação devido à proximidade da rotura. Isto ocorre aproximadamente para uma flecha a meio vão de 100mm e para um forte decréscimo da força axial mobilizada (Figura 5.37). Estas lajes acabam por ficar sujeitas a tracção, respectiva e sensivelmente aos 100 e 70min para os casos de 100 e 125 mm de altura da linha de restrição, (Figura 5.37). Para estes casos e a partir daqueles instantes é necessário que os apoios tenham capacidade de absorver estas tracções. Repare-se na importância de se considerar armadura superior sobre os apoios já que pela observação da Figura 5.28 e para 70min, a temperatura na armadura inferior já é superior a 500ºC.

5.4.5.1.2 - Força axial de restrição no apoio

A Figura 5.37 apresenta os valores da força axial de restrição no apoio ao longo do tempo para lajes sujeitas a restrição total à dilatação, para diferentes alturas da linha de restrição em relação à base da secção. Valores negativos indicam compressões.

Laje simplesmente apoiada: Naturalmente não há qualquer mobilização de força axial na análise da laje simplesmente apoiada.

Lajes em que a linha de restrição se situa: 0 mm $\leq$ ***y_0*** $\leq$ ***75mm:*** A Figura 5.37 mostra que, conjuntamente com a deformação da laje para cima, as compressões geradas na laje são acompanhadas com momentos flectores contrários aos provocados pelo carregamento (Figura 5.38). Assim, no decorrer do tempo, aquelas compressões terão valores altos mas relativamente constantes. Exceptuando-se a situação da linha de restrição com y_0=75mm que, por coincidir com a dilatação média da secção induz a rotura precoce da laje. Só ocorre uma diminuição das tensões de compressão por haver uma deformação, capaz de mobilização de tensões de segunda ordem importante.

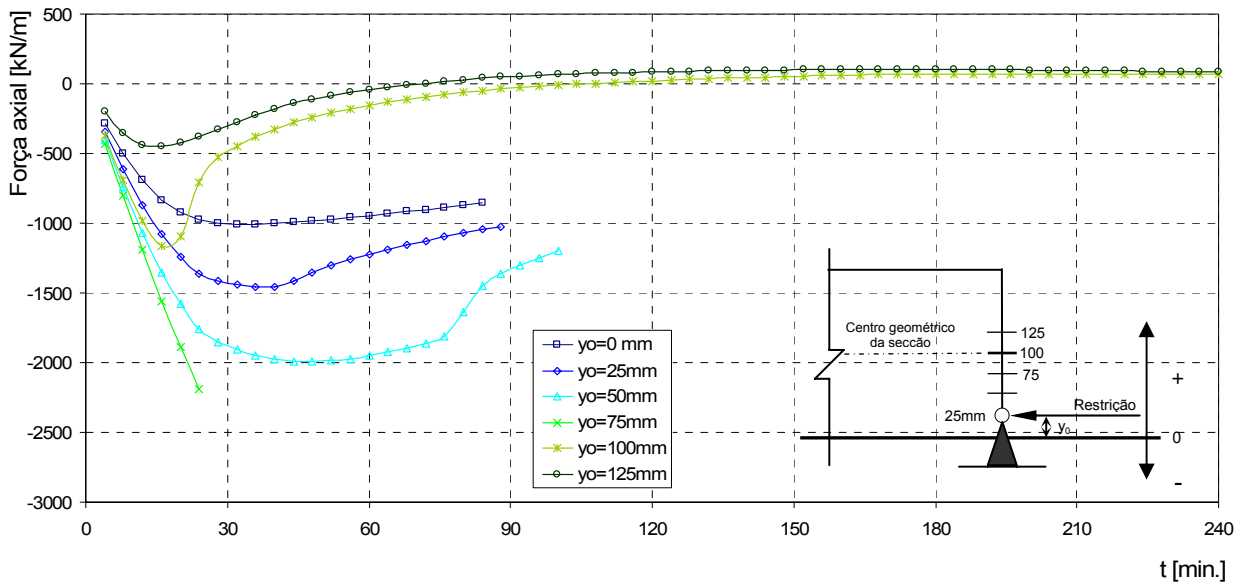


Fig. 5.37 – Força axial de restrição no apoio em função do tempo para uma laje com rotação restringida nos apoios com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção.

Lajes em que a linha de restrição se situa: 75 mm $<$ ***y_0*** $\leq$ ***125 mm:*** Mostra-se na Figura 5.37 que as forças de compressão geradas não são excessivas e tendem ao longo do incêndio a diminuir ao ponto de se tornarem em forças de tracção, já que os momentos flectores gerados pela excentricidade da restrição à dilatação tendem a flectir a laje (compare-se com o momento flector gerado para uma laje simplesmente apoiada na Figura 5.38). O caso de y_0=75mm é paradigmático já que as compressões geradas são tais que conjugadas com o momento flector mobilizado levam à rotura da laje por compressão do betão.

5.4.5.1.3 - Momento flector a meio vão

Apresenta-se na Figura 5.38 o momento flector da laje a meio vão ao longo do tempo para lajes sujeitas a restrição completa à dilatação para diferentes alturas em relação à base da secção. O momento flector de uma laje sem restrição tem um valor constante (Caso *L-B_1* - Quadro 5.5).

Laje simplesmente apoiada: Naturalmente não há qualquer variação do momento flector até que se atinja o colapso.

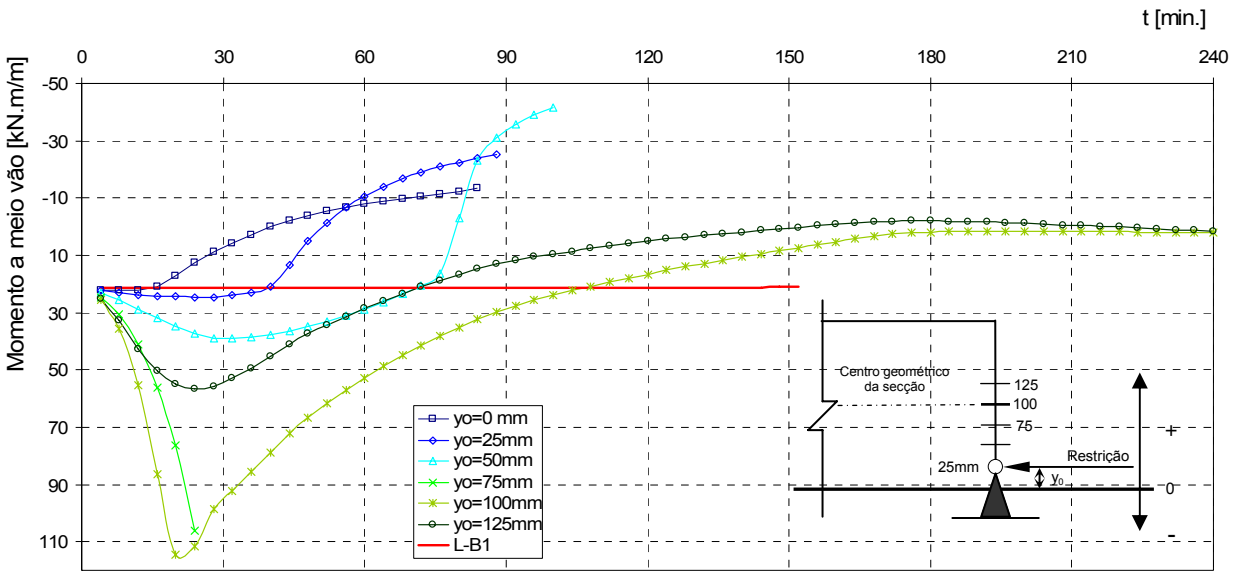


Fig. 5.38 – Momento flector a meio vão em função do tempo para uma laje com rotação livre nos apoios sem e com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção.

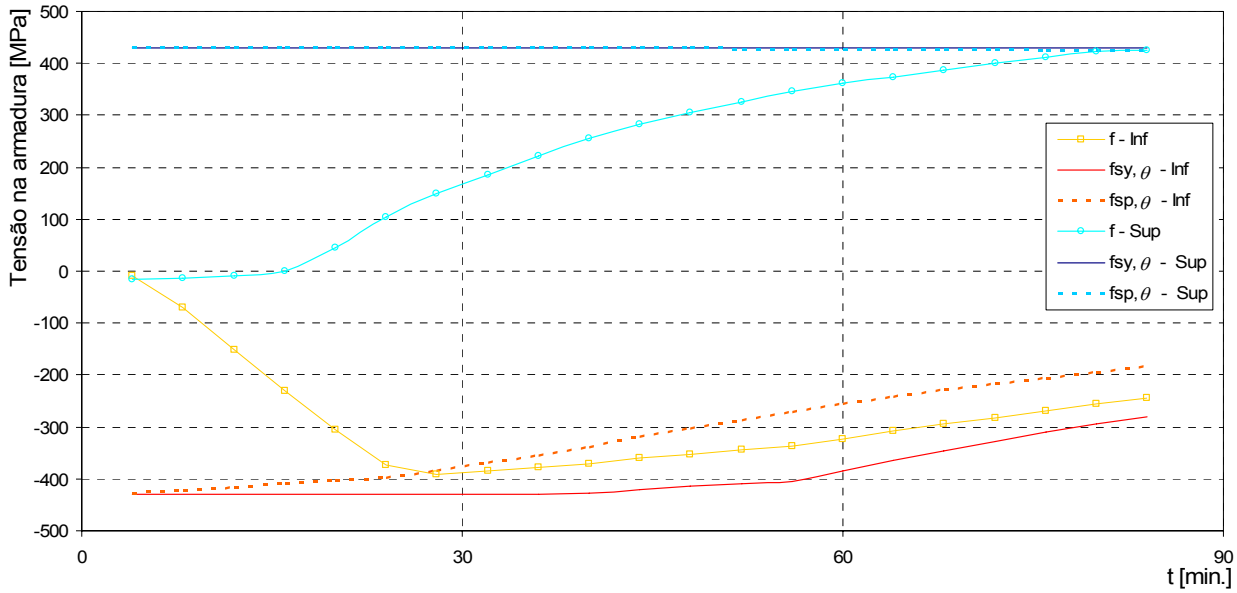
Lajes em que a linha de restrição se situa: 0mm $\leq$ ***y_0*** $\leq$ ***50mm:*** Na Figura 5.38 mostra-se que os momentos flectores mobilizados são tendencialmente contrários aos provocados pelo carregamento. De facto, porque a linha de restrição à dilatação está abaixo do centro de gravidade da secção e mais significativamente abaixo do "centro geométrico de dilatação da secção", provoca um momento flector positivo. A redução da taxa de crescimento dos momentos flectores positivos deve-se à redução da tensão de compressão do aço e betão na zona da face exposta a incêndio devido às altas temperaturas. Para a situação y_0=0mm verifica-se uma inversão do momento flector, desde o valor ($\cong$ -20kN.m/m) até um valor quase semelhante mas de valor contrário ($\cong$ +20kN.m/m) mobilizado através da parcela $T \times z_{0}$ o, explicitada nas Figuras 5.23 e 5.24. Ao fim de 90min os momentos flectores a meio vão gerados têm já uma certa importância causados por M_{Δ}, (Figura 5.24), ou seja pela deformação contrária ao sentido de gravidade conjugada com a força de compressão. O momento flector ao longo de toda a laje mantém-se positivo até se atingir a rotura.

Lajes em que a linha de restrição se situa: 75mm $\leq$ ***y_0*** $\leq$ ***125mm***: Mostra-se na Figura 5.38 que os momentos flectores devidos à dilatação restringida acrescem fortemente (sobretudo para y_0=75 e 100mm). Mas, súbita e igualmente devido à redução daquela força, os momentos flectores reduzem-se até que se atinja o momento flector isostático. A análise deixa de fazer sentido porque as tracções entretanto mobilizadas tendem a anular o momento flector. Apesar da resistência à flexão teórica da laje ser de 66kN.m/m (Figura 5.32) o valor de pico calculado chega aos 115kN.m/m a meio vão resultado da formação de uma rótula plástica nessa secção e para toda a resistência mobilizável. O acréscimo da resistência à flexão positiva da laje é devido ao efeito das forças de compressão axiais neste elemento. Quando y_0=75mm, a rótula plástica forma-se a meio vão devido aos elevados valores do momento flector atingido. Este elevado momento flector gerado devido às enormes forças de compressão geradas na laje e associadas à deformação impedem a recuperação da laje.

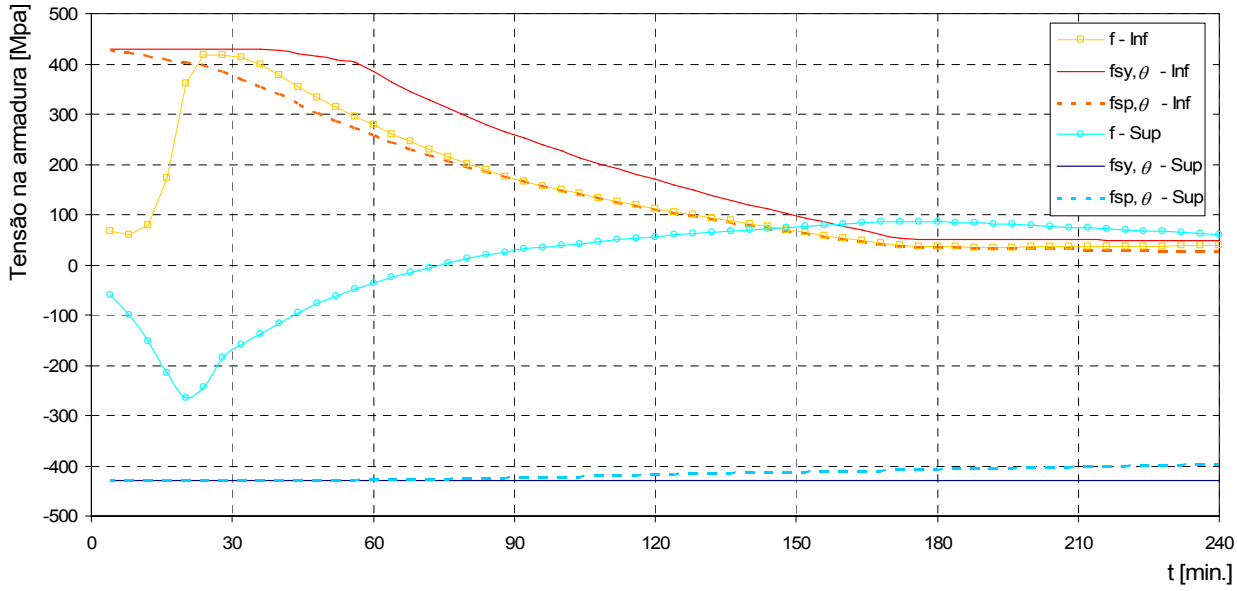
Assim, o momento flector negativo gerado tende a exceder a capacidade à flexão da laje, formando-se a rótula plástica e provocando o colapso.

5.4.5.1.4 - Tensões no aço

Nesta secção descreve-se a variação das tensões nas armaduras inferior e superior numa laje com rotação livre nos apoios com dilatação longitudinal totalmente restringida.



a) y_0=0mm



a) y_0=100mm

Fig. 5.39 – Tensões no aço na secção a meio vão da laje com rotação livre nos apoios e deslocamento horizontal restringido em função do tempo.

Representam-se apenas as situações correspondentes à restrição localizada a a) y_0=0mm e b) y_0=100mm da base da secção. Nas figuras as tracções são positivas e as compressões negativas.

Apresenta-se na Figura 5.39 as tensões nas armaduras inferiores (face exposta) e superiores (face fria) na secção a meio vão das lajes, e os valores das tensões limite de proporcionalidade (f_p) e de cedência (f_y) para as temperaturas correspondentes nas armaduras segundo o Eurocódigo 2, Parte 1-2, [1]. Os valores de f_p e f_y para cada armadura são ambos representados porque a sua variação é distinta consoante a exposição das armaduras ao incêndio.

Como se pode observar na Figura 5.39, para o cálculo com a restrição aplicada na base da secção (y_0=0mm), a rotura é alcançada perto dos 85min quando a tensão de compressão da armadura superior atinge a tensão de cedência do aço a uma temperatura que, segundo o Eurocódigo 2, Parte 1-2, [1] ainda não fez alterar as características mecânicas do aço. Pelo contrário, quando a restrição se faz ao nível do centro de gravidade da secção, não se atinge a rotura. No entanto a armadura inferior aos 30min aproxima-se do limite de cedência do aço, facto que com o decorrer do incêndio é contrariado pela dilatação térmica que a laje experimenta inferiormente até que o valor se reduz significativamente, praticamente, acompanhando também a redução do valor da tensão de cedência do aço com a temperatura.

5.4.5.2 - Restrição parcial e total do deslocamento longitudinal

5.4.5.2.1 - Linha de restrição a 50mm da base da laje

O passo seguinte do estudo consiste em estudar o comportamento da laje com restrição parcial à dilatação. Uma vez que o comportamento das lajes melhora com o efeito da sua restrição, estudou-se aqui a posição de y_0=50mm por ser aquela que levou no estudo anterior a uma deformação mais estável e à maior mobilização de força nos apoios. O propósito é estudar uma laje cujo posicionamento do apoio seja próximo do que se apresenta na Figura 5.26b). A mobilização da restrição ao deslocamento longitudinal para aquela linha de restrição é realizada à custa de uma mola cuja rigidez axial imposta varia, de cálculo para cálculo, desde o valor de 1% até 100% de k_t. O valor de 100% corresponde à associação de uma laje equivalente no seu extremo. O estudo realiza-se comparando-se com os resultados de uma laje totalmente restringida (k_t= ∞ - cálculo *L-C*$_{2\text{-}2}$ – Quadro 5.5) e sem qualquer restrição axial (k_t=0% - cálculo *L-C*$_{2\text{-}1}$ – Quadro 5.5).

Aqui, mais uma vez, as lajes apresentam um comportamento típico, consoante a rigidez da mola (k_t) é maior ou menor que 25%.

5.4.5.2.1.1 - Flecha a meio vão

Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido a 50mm: Mostra-se na Figura 5.40 os valores da flecha a meio vão para uma laje simplesmente apoiada (*L-C*$_{2\text{-}1}$ -Quadro 5.5) e para uma laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido a 50mm

de altura (*L-C2-2* - Quadro 5.5) sendo exprimido globalmente o intervalo de deformações experimentadas.

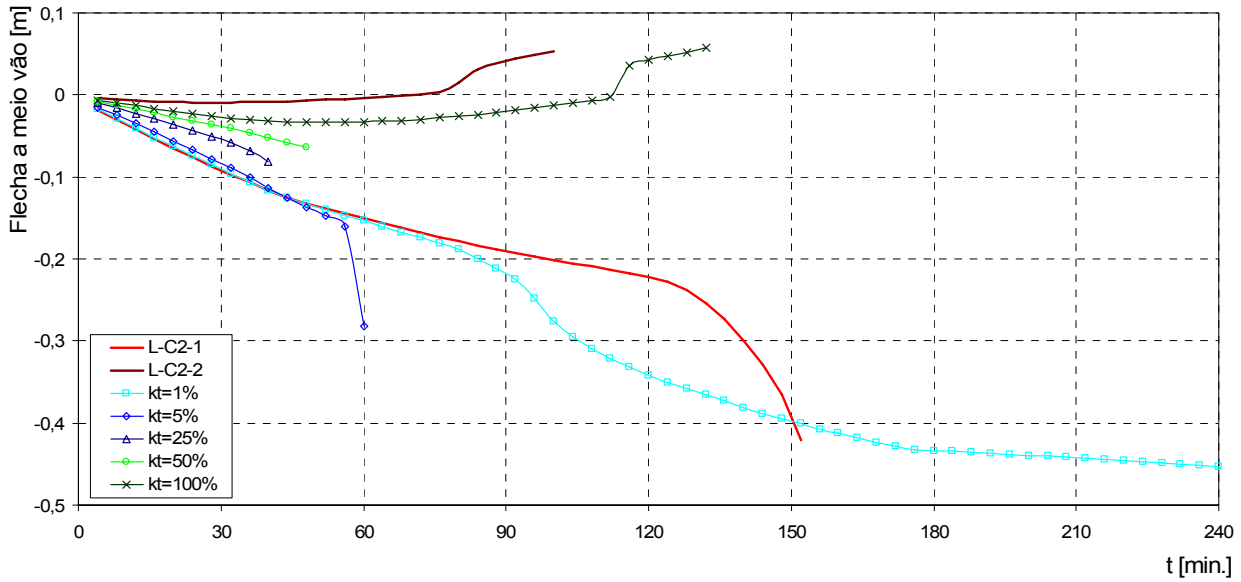


Fig. 5.40 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm.

Lajes com restrição parcial, 1% ≤ k_t ≤ 25%: Para k_t=1% a tendência da deformação é semelhante à da laje simplesmente apoiada até aos 90min. A partir desse instante a deformação da laje é incrementada numa aproximação da rotura. Por outro lado, a força axial de restrição (compressão) tende a diminuir fazendo com que a laje não colapse (Figura 5.41). Aumentando a rigidez da mola desde 1% até 25%, a aproximação da rotura da laje ocorre cada vez mais cedo denunciado pelo acréscimo súbito da deformação. Este facto é corroborado pelo acréscimo das forças de compressão a que as lajes ficam sujeitas na fase inicial do incêndio. Entretanto, como se evidencia para o caso de 5%, o facto de haver um súbito acréscimo de deformação aos 55min faz reduzir, também subitamente, a força de compressão a que a laje fica sujeita.

Lajes com restrição parcial, 50% ≤ k_t ≤ 100%: Apresenta-se também na Figura 5.40 as deformações para lajes com valores de rigidez da mola superiores. Assiste-se a deformações pequenas para fases iniciais do incêndio. Para k_t=50% atinge-se o colapso quando a tensão de compressão (Figura 5.41) e o momento flector (Figura 5.42) esgotam a resistência à flexão da secção da laje. Para k_t=100% o desenvolvimento da deformação passa a ser positiva correspondendo a um levantamento da laje. A partir dos 60min há uma redução do esforço axial provocando uma diminuição do valor do momento flector da laje até que aos 110min troca de sinal. A rotura ocorre por esmagamento do betão inferior sujeito a altas temperaturas.

5.4.5.2.1.2 - Força axial de restrição no apoio

Como se verifica para k_t=1% (caso *L-C2-3* – Quadro 5.5), a laje deforma-se tendencialmente para uma situação de não restrição à dilatação, ocorrendo tensões de tracção a partir dos

160min. A força de tracção T, quando a laje perde a sua resistência à flexão pode ser quantificada pela seguinte expressão:

$$T = \frac{wL^2}{8\delta} \tag{5.17}$$

em que: w - Carga uniformemente distribuída
δ - Flecha a meio vão
L - Comprimento da laje

Resultando um valor de 47kN/m, sensivelmente o valor observado na Figura 5.41 para *L-C*$_{2\text{-}3}$.

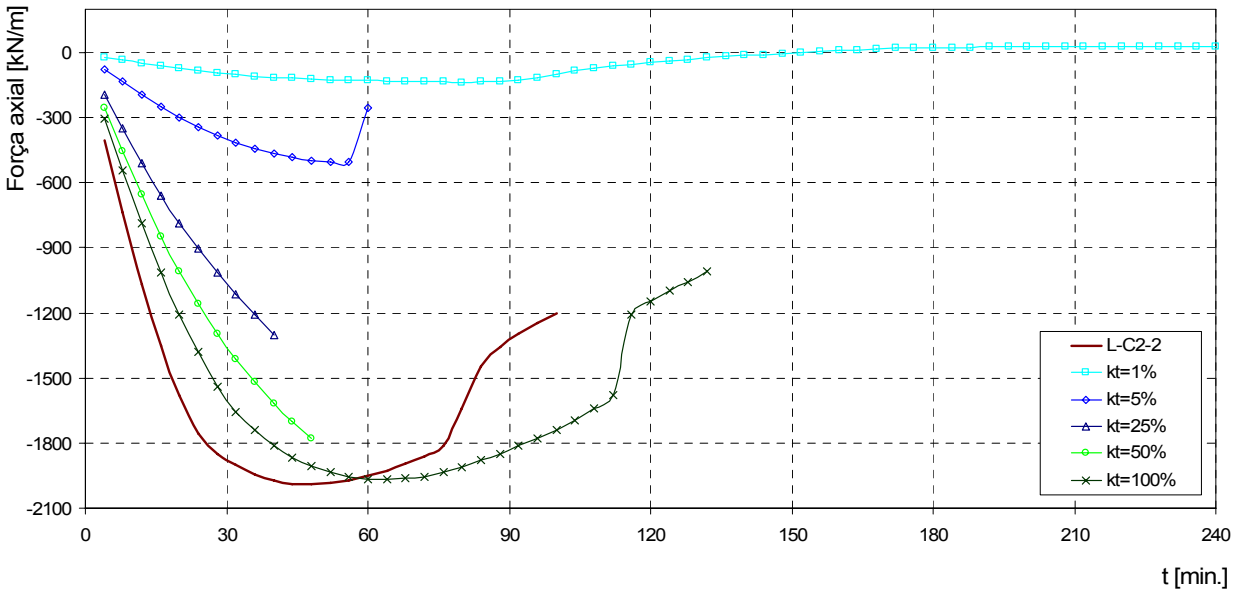


Fig. 5.41 – Força axial de restrição no apoio ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm.

Como se pode observar pela Figura 5.41, confirma-se a redução drástica da força de compressão por volta dos 55min para os valores de rigidez k_t=5 e 100% e para a laje totalmente restringida, apresentada como o cálculo *L-C*$_{2\text{-}2}$ (Quadro 5.5). Para k_t=100% verifica-se uma aproximação do comportamento da laje à correspondente à totalmente restringida. Para k_t=25 e 50% a força axial cresce até à rotura. Como se pode observar pela Figura 5.42, os momentos flectores crescem igualmente até se esgotar a capacidade resistente da laje.

5.4.5.2.1.3 - Momento flector a meio vão

O aspecto mais marcante, no que aos momentos flectores diz respeito é o facto de ser importante ter suficiente restrição (grande rigidez) para que a inversão de deformação permita também a inversão dos momentos flectores permitindo a saída duma situação de bifurcação do comportamento que possa levar ao colapso da laje. É o que se verifica na Figura 5.42 para os cálculos *L-C*$_{2\text{-}2}$ (Quadro 5.5) e k_t=100%, em que os cálculos terminam quando se mobilizam

momentos flectores a meio vão positivos. Refira-se que a redução da força axial mobilizada a partir dos 55-60min permite a diminuição dos valores dos momentos flectores, mas é o "salto" das deformações no sentido contrário à gravidade verificadas na Figura 5.40 que induz a inversão do sinal dos momentos flectores.

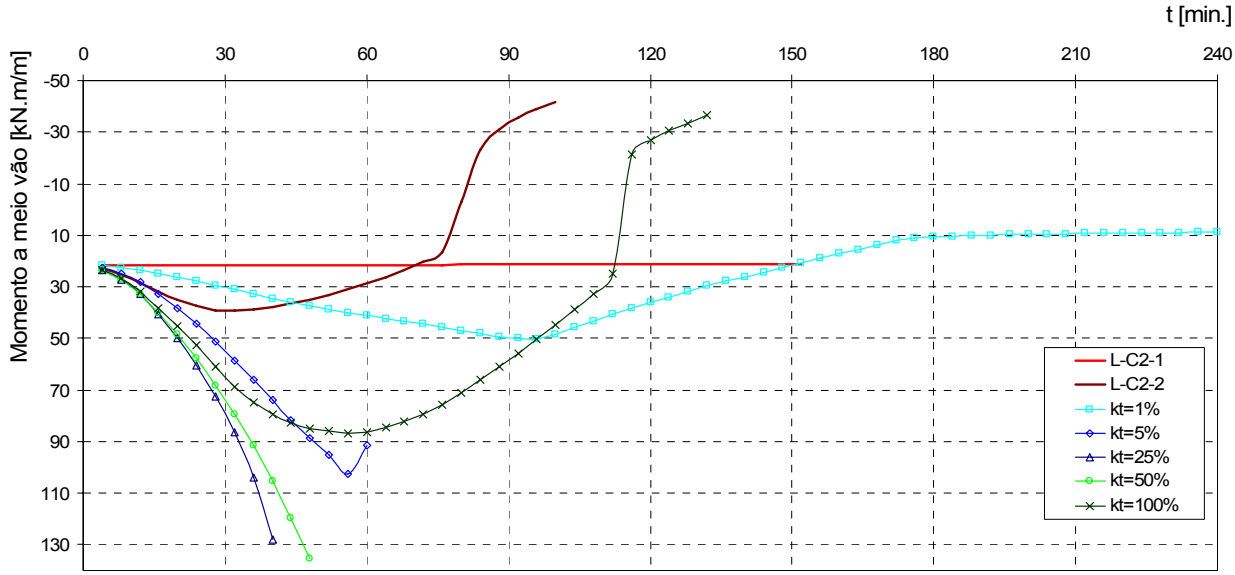


Fig. 5.42 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm.

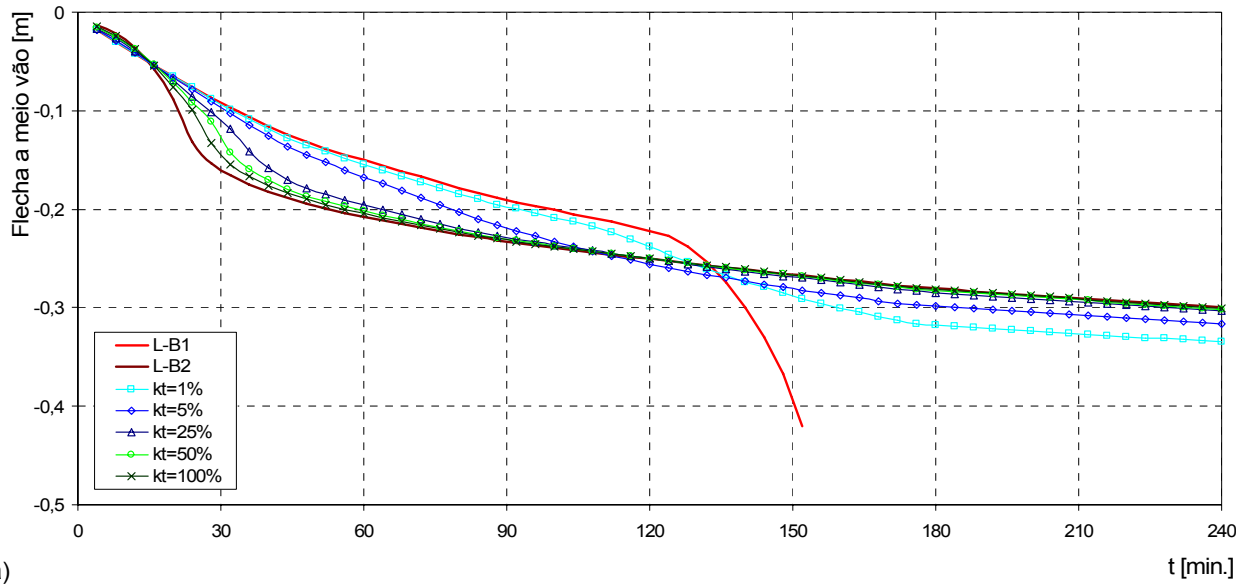
5.4.5.2.2 - Linha de restrição a meia altura da laje

O comportamento geral é totalmente distinto se a restrição parcial à dilatação se faz a meia altura da secção da laje, ou seja no seu centro geométrico (Figuras 5.43 e 5.44). A variação de rigidez não faz alterar o tipo de comportamento mas sim acentuar o mesmo.

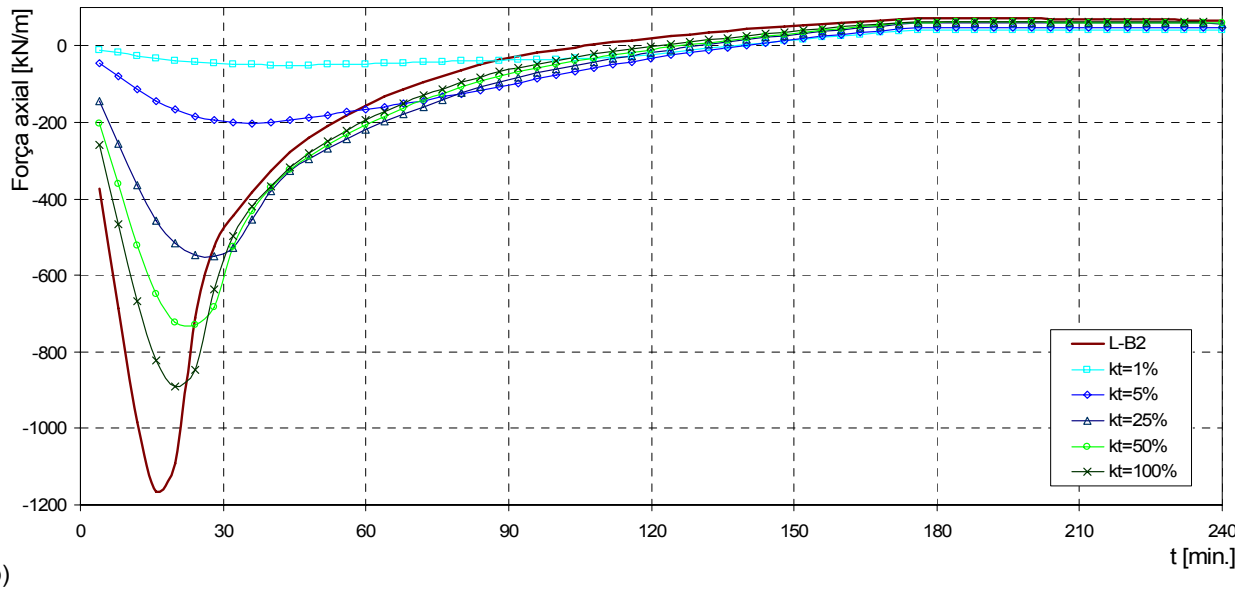
Assim, comparando as Figuras 5.43 e 5.44 com as Figuras 5.40, 5.41 e 5.42 observa-se que nas lajes com restrição longitudinal a meia altura, independentemente da rigidez dada à mola, as flechas são sempre negativas, isto é, o efeito de pré-esforço nunca chega a ser contrário ao do carregamento das lajes. Aliás, como se observa na Figura 5.43b), o esforço axial máximo é atingido muito cedo, entre os 15 e os 25min, para todos os graus de restrição, altura a partir do qual há uma forte redução das compressões na laje porque a deformação da laje é já suficientemente elevada para a mobilização daquele esforço.

Assim, e para todas as situações, há uma redução dos momentos flectores mobilizados a meio vão (Figura 5.44). A partir dos 170min mobilizam-se tracções que tendem a anular a mobilização dos momentos flectores na laje. Apesar de se mobilizarem enormes deformações, as lajes não entram em rotura no período de 240min devido aos esforços de tracção passíveis de mobilizar devido à armadura superior que se encontra naquele instante pertos dos 200ºC.

O estudo realiza-se comparando-se aquelas lajes com os resultados de uma laje com rotação livre nos apoios e totalmente restringida a meia altura da secção ($k_t = \infty$ - cálculo *L-B*$_2$ – Quadro 5.5) e de uma laje com rotação e deslocamento horizontal livre nos apoios (k_t=0% - cálculo *L-B*$_1$ – Quadro 5.5).



a)



b)

Fig. 5.43 – Valores ao longo do tempo para uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm da: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição.

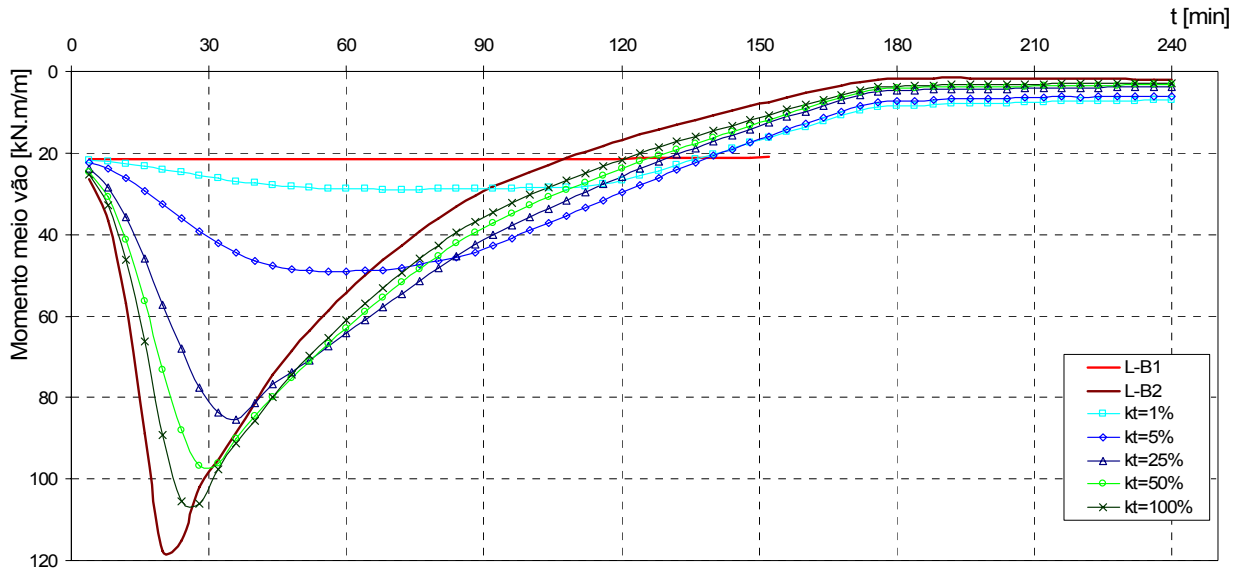


Fig. 5.44 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm.

5.4.5.3 - Restrição total da rotação

Nesta secção apresenta-se os resultados do estudo do comportamento de uma laje de um único vão com restrição parcial e total à dilatação axial e restrição total à rotação em ambos os extremos. Em termos de restrição axial colocam-se três hipóteses: sem restrição (*L-B*$_{5-1}$ – Quadro 5.5), restrição total (*L-B*$_4$ - Quadro 5.5) ou com restrição parcial através de uma mola de rigidez axial k_t=1, 5, 25, 50 ou 100%, (*L-B*$_{5-2}$, *L-B*$_{5-3}$, *L-B*$_{5-4}$, *L-B*$_{5-5}$ e *L-B*$_{5-6}$ - Quadro 5.5). Em todas as situações de restrição longitudinal, considera-se que essa restrição se mobiliza a 100mm da base, isto é, no centro geométrico da secção da laje.

5.4.5.3.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 5.45 a flecha a meio vão das lajes com restrição total à rotação e sem ou com restrição parcial à dilatação horizontal. Compara-se com o exemplo de laje encastrada (restrição total à dilatação longitudinal e à rotação nos apoios), Caso *L-B*$_4$ (Quadro 5.5).

Lajes sem e com restrição axial parcial à dilatação, k_t=0%, 1% e 5%: A máxima deformação é, nestes casos, pequena quando comparada com a laje simplesmente apoiada referenciada em 5.4.5.1 (Caso *L-B*$_1$ - Quadro 5.5 - Figura 5.36: $\omega_{máx}$=0,42m). A flecha tende assinptóticamente para um valor de 0,10m (Figura 5.45). Estas lajes não colapsam para a duração de incêndio de estudo, 240min.

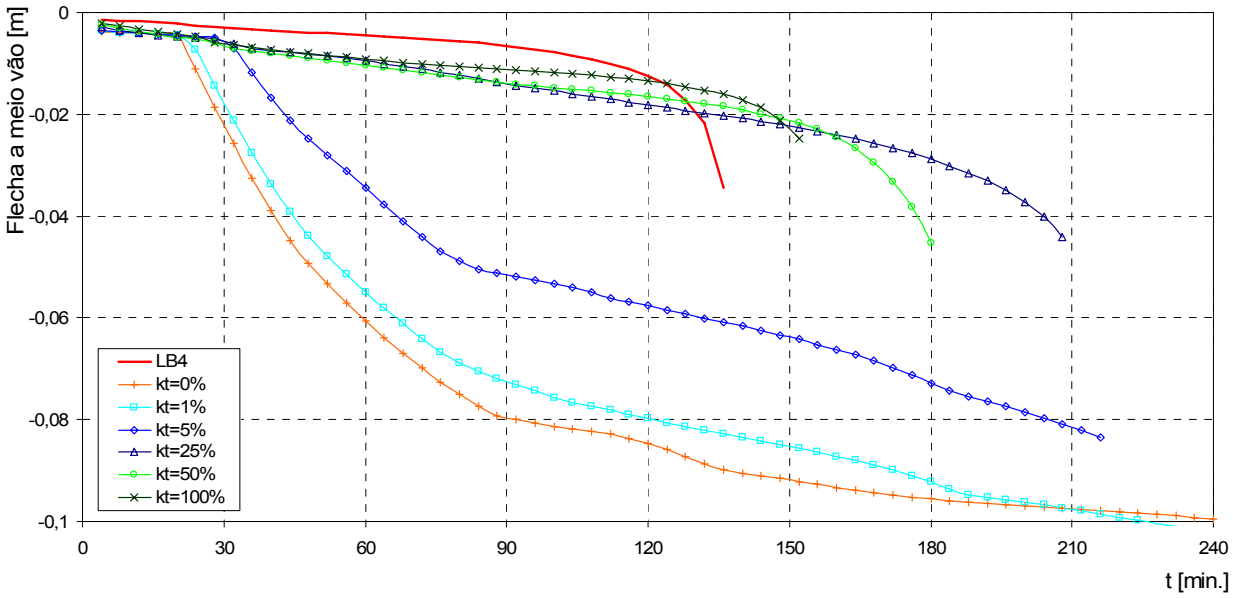


Fig. 5.45 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm.

Lajes com restrição axial parcial à dilatação, k_t=25%, 50% e 100% e encastrada: A deformação é muito pequena, ocorrendo a rotura para instantes posteriores à da rotura para uma laje encastrada (135min). A rotura ocorre para instantes cada vez menores (209, 180 e 152min) consoante se aumenta a rigidez da mola respectivamente para, k_t=25%, 50% e 100%. A taxa de incremento da deformação aumenta para os instantes imediatamente anteriores à rotura.

5.4.5.3.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se na Figura 5.46 a evolução das forças axiais ao longo do tempo para lajes sujeitas a restrição axial parcial e total da sua dilatação longitudinal, para uma posição da linha de restrição de 100mm relativamente à face inferior aquecida. Todas as lajes ficam sujeitas a compressão durante o incêndio.

Lajes sem e com restrição axial parcial à dilatação, k_t=0%, 1% e 5%: A máxima força axial de compressão mobilizável cedo se atinge (60minutos) mantendo-se sensivelmente constante até ao fim.

Lajes com restrição axial parcial à dilatação, k_t=25%,50% e 100% e encastrada: O comportamento da força axial é tipicamente bilinear (Figura 5.46). A força axial de compressão mobilizável apresenta duas taxas de crescimento distintas, uma mais acentuada até aos 30min e outra com declive suave até ao fim. As lajes apresentam um ligeiro decréscimo na força axial no fim do incêndio devido ao alívio de tensões provocado pelo acréscimo súbito dos deslocamentos.

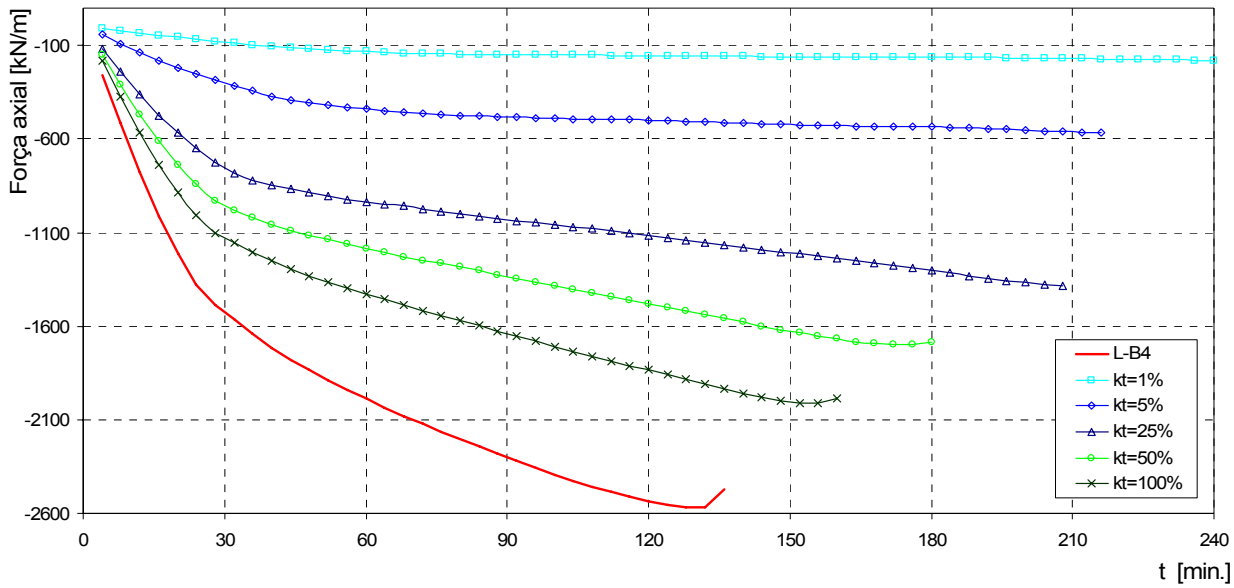


Fig. 5.46 – Força axial de restrição ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 100%) e total para y_0=100mm.

5.4.5.3.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios

Apresenta-se nas Figuras 5.47 e 5.48 a variação dos momentos flectores a meio vão e nos apoios em função do tempo.

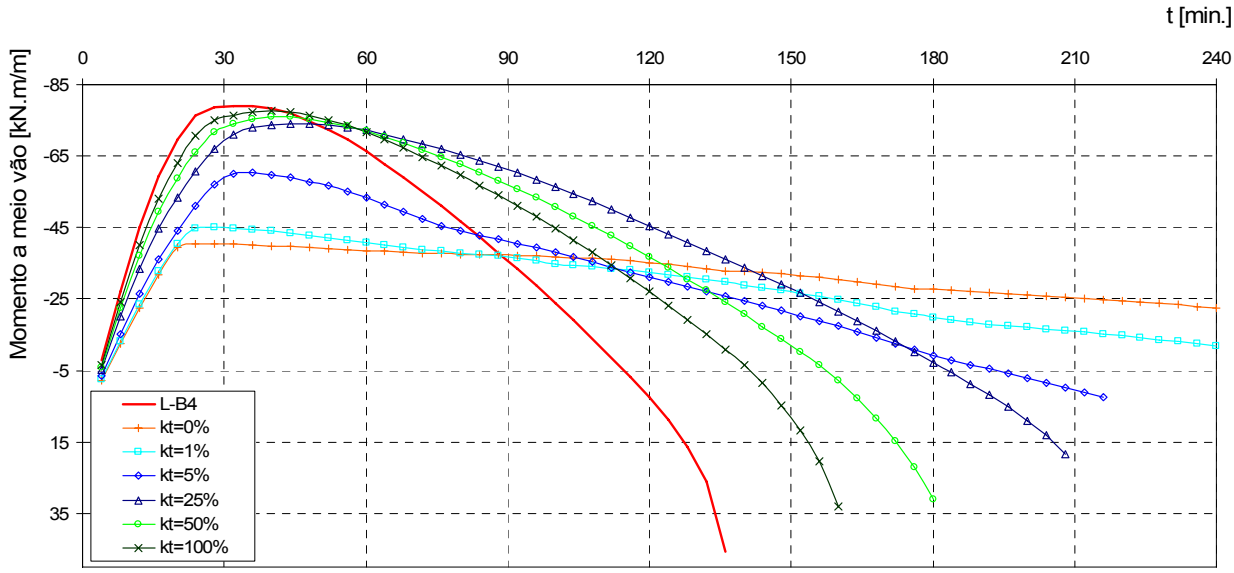


Fig. 5.47 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm.

Lajes sem e com restrição axial parcial à dilatação, k_t=0%, 1% e 5%:Mostra-se nas Figuras 5.47 e 5.48 que, durante a fase inicial do incêndio, os momentos flectores a meio vão e nos apoios aumentam rapidamente de forma linear até atingirem um pico. A partir desse instante os valores dos momentos flectores diminuem gradualmente.

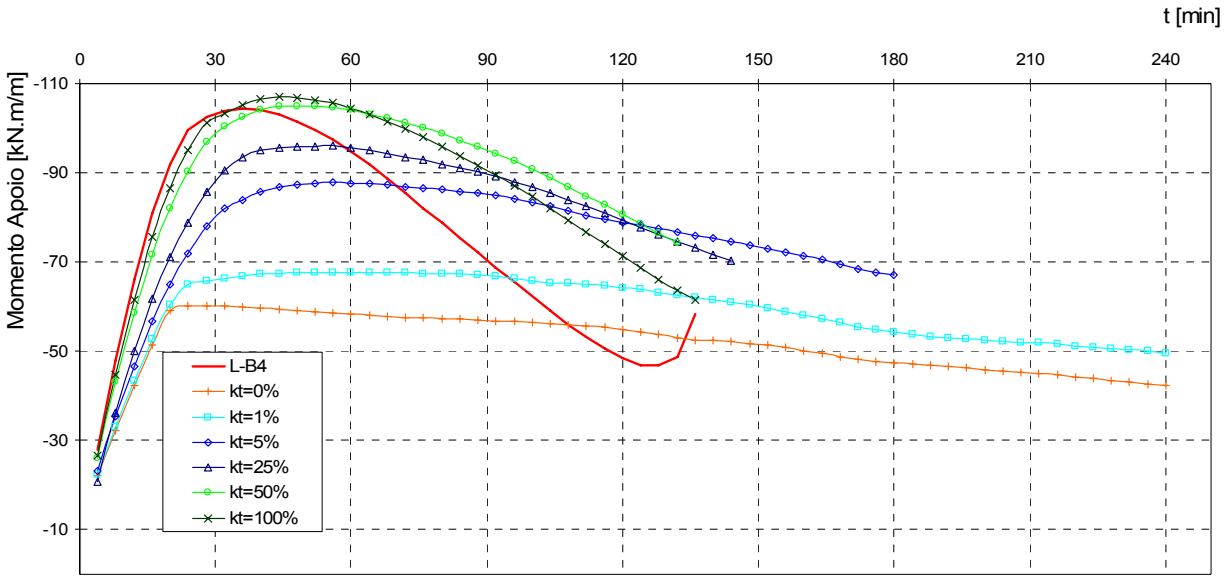


Fig. 5.48 – Momento flector nos apoios ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm.

Lajes com restrição axial parcial à dilatação, k_t=25%, 50% e 100% e encastrada: Para estas lajes, os momentos flectores negativos a meio vão e nos apoios aumentam rapidamente até se atingir um pico seguindo-se a redução. O pico ocorre como resultado da cedência do aço. No caso dos momentos flectores a meio vão essa redução implica inclusive a inversão de sinal dos mesmos nos instantes que precedem a rotura tal como ocorria na laje encastrada. Contudo a resistência das lajes é tanto maior quanto menor for a restrição, para estas gamas de k_t. Os momentos flectores mobilizáveis nos apoios são incrementados significativamente para rigidez axial da mola superiores a 25%.

O pico de momentos flectores negativos ocorre como resultado da cedência do aço na armadura inferior nos apoios quando sujeita a compressão limitando o crescimento de tais momentos flectores até um valor aproximado de 105kN.m/m. Os momentos flectores negativos voltam a crescer na fase final do incêndio quando se aproxima a rotura enquanto os momentos flectores a meio vão continuam a crescer de valor depois da sua inversão de sinal. Este fenómeno deve-se à redistribuição dos momentos flectores. Contudo, a curvatura da laje aumenta evidenciada pelo acréscimo da deformação. O incremento da deformação, conjuntamente com as forças de compressão devidas à restrição de dilatação, aumenta os momentos flectores positivos formando-se uma rótula plástica a meio vão.

5.4.5.3.4 - Tensões no aço

Esta secção descreve a variação das tensões ao nível das armaduras para lajes restringidas à rotação. A avaliação faz-se para as lajes sujeitas a uma restrição à dilatação horizontal com uma mola de rigidez 1% da laje e totalmente encastrada. Nos gráficos, as tensões de compressão são negativas e as de tracção são positivas. São apresentadas nos gráficos as

tensões da armadura superior (face não exposta) e inferior (face exposta ao incêndio) comparando-se com as tensões limite de proporcionalidade (f_p) e de cedência (f_y). Estes limites mudam com o tempo, função da temperatura de acordo com a variação das propriedades materiais especificadas no Eurocódigo 2, Parte 1-2, [1].

Os limites para as armaduras superiores e inferiores são representados separadamente porque os seus valores decrescem naturalmente a taxas distintas durante o incêndio devido à redução mais rápida da resistência do aço na face exposta ao incêndio.

Laje com restrição axial parcial à dilatação, k_t= 1% Apresentam-se nas Figuras 5.49 e 5.50 as variações da tensão no aço para as secções a meio vão e nos apoios de uma laje encastrada com uma restrição à dilatação axial k_t=1%.

Durante a fase inicial do incêndio, as tensões na armadura superior nos apoios crescem rapidamente de forma linear até se atingir a tensão de cedência (Figura 5.50). Ao mesmo tempo, as tensões de compressão da armadura inferior da laje começam a aumentar. O aumento das tensões de tracção da armadura superior e das tensões de compressão da armadura inferior deve-se aos momentos flectores negativos induzidos pela restrição que os apoios promovem contra a curvatura de origem térmica.

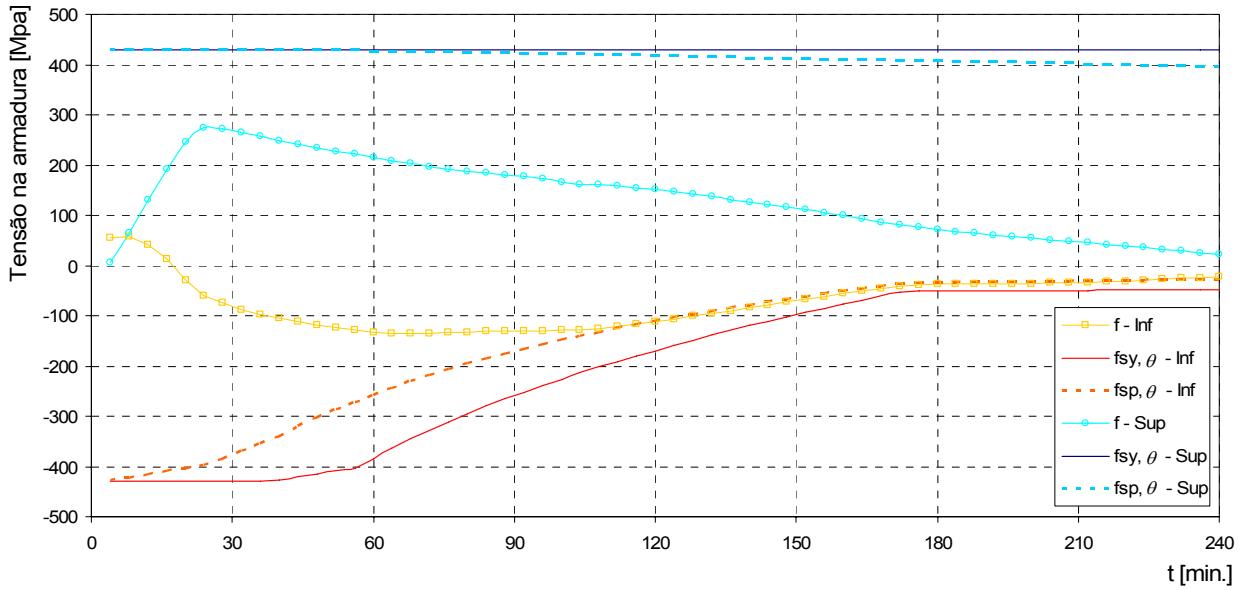


Fig. 5.49 – Tensões nas armaduras na secção do meio vão para uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1%) para y_0=100mm.

Quando as armaduras superiores no apoio entram em cedência, formam-se rótulas plásticas perdendo a laje em consequência, restrição à rotação. Isto faz com que a laje curve livremente, indicado pela tendência de acréscimo de deformação a partir dos 20min (Figura 5.45). Aos 50 e 110min, a armadura inferior nos apoios e a meio vão atingem respectivamente os seus limites de proporcionalidade. Neste caso, os momentos flectores positivos são totalmente redistribuídos prevenindo a formação da terceira rótula plástica a meio vão e o consequente colapso da laje.

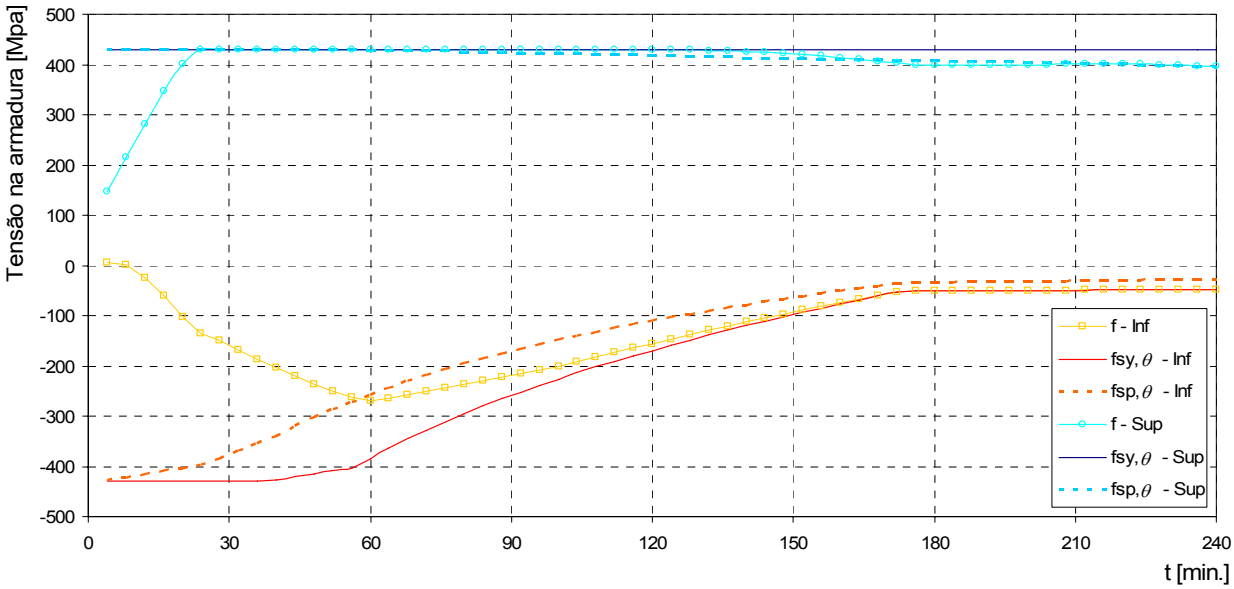


Fig. 5.50 – Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1%) para y_0=100mm.

Lajes encastrada: Apresentam-se nas Figuras 5.51 e 5.52 as variações da tensão no aço para as secções a meio vão e nos apoios de uma laje encastrada em ambos os extremos. As tensões de compressão na armadura inferior a meio vão e nos apoios aumentam muito rapidamente durante a fase inicial do incêndio, atingindo-se a tensão limite de proporcionalidade aos 27 e 25min, respectivamente. Este facto faz com que se atinja um valor de pico de momento flector negativo sensivelmente aos 30min (Figura 5.47 e 5.48). Em contraste com a laje com restrição longitudinal a 1%, as tensões da armadura superior mantém-se relativamente baixas durante a fase inicial do incêndio, com a armadura na secção a meio vão e no apoio em compressão e tracção, respectivamente. A razão pela qual estas tensões de tracção se mantêm baixas durante a maior parte do incêndio deve-se às elevadas forças de compressão impostas pela restrição à dilatação longitudinal.

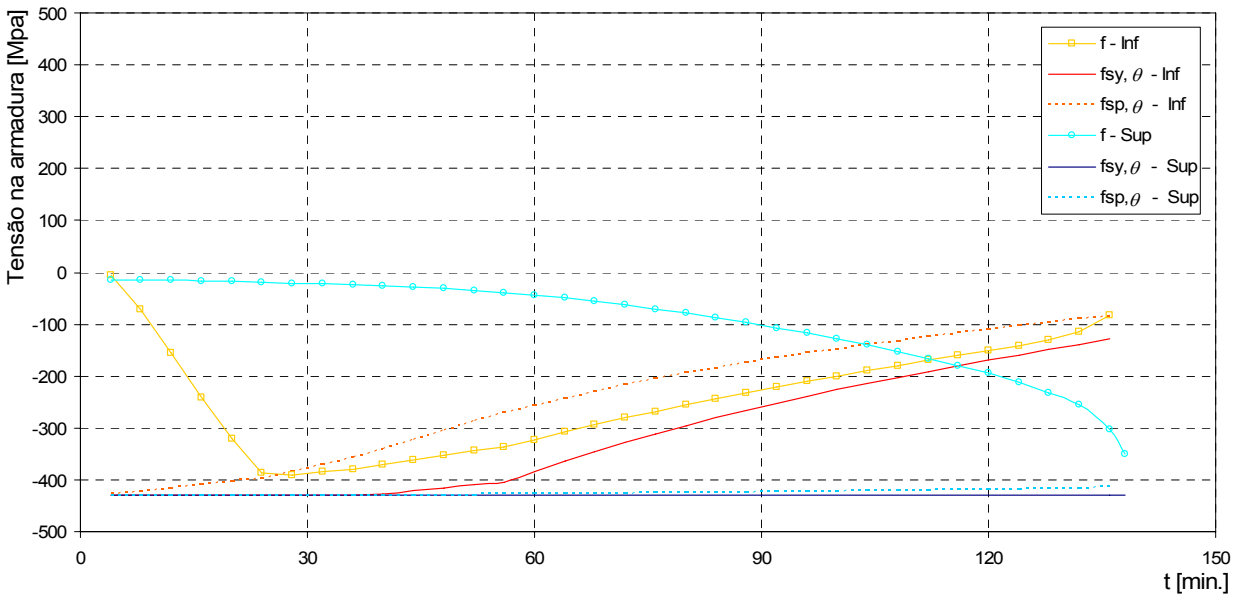


Fig. 5.51 – Tensões nas armaduras na secção do meio vão para uma laje encastrada.

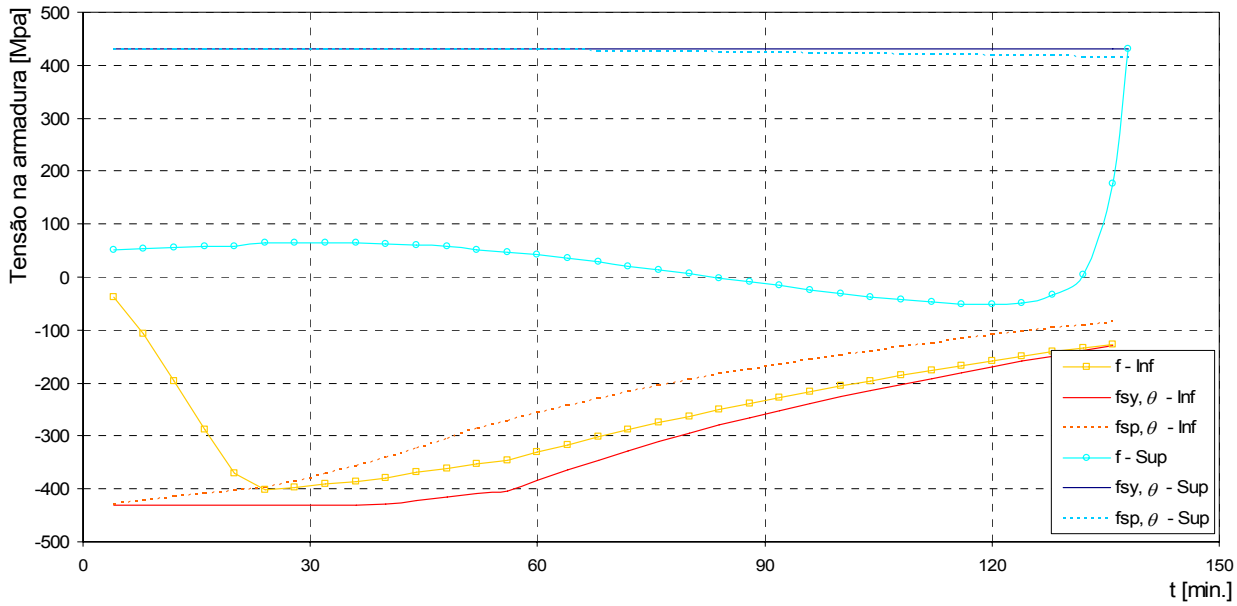


Fig. 5.52 – Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma laje encastrada.

A deformação (Figura 5.45) da laje aumenta a partir dos 120min devido a uma rótula plástica que se forma a meio vão. Faz-se uma redistribuição de momentos flectores para os apoios, originando um acréscimo súbito das tracções na armadura superior nos apoios (Figura 5.52). Quando as tensões de tracção na armadura superior na secção dos apoios atingem a tensão cedência, formam-se rótulas nos apoios resultando um mecanismo de colapso na laje.

5.4.5.4 - Restrição parcial da rotação

Nesta secção apresentam-se os resultados do comportamento de uma laje de um único vão com restrição parcial à rotação em ambos os apoios. A laje está apoiada nos extremos com impedimento de qualquer deslocamento horizontal. A rotação nos apoios tem restrição parcial, conseguida através de uma mola com rigidez imposta variável k_r=1, 5, 25, 50 ou 100% (Casos *L-B*$_{6-1}$, *L-B*$_{6-2}$, *L-B*$_{6-3}$, *L-B*$_{6-4}$, e *L-B*$_{6-5}$ - Quadro 5.5).

5.4.5.4.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 5.53 a flecha a meio vão das lajes com restrição parcial à rotação nos apoios. Compara-se com os exemplos de restrição total à rotação (Caso *L-B*$_4$ - Quadro 5.5) e restrição nula à rotação (laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido – Caso *L-B*$_2$ - Quadro 5.5).

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=0%, 1%, 5%, 25%, 50%: As flechas a meio vão têm ao longo do tempo um comportamento semelhante à da laje sem qualquer restrição à rotação (Caso *L-B*$_2$ - Quadro 5.5).

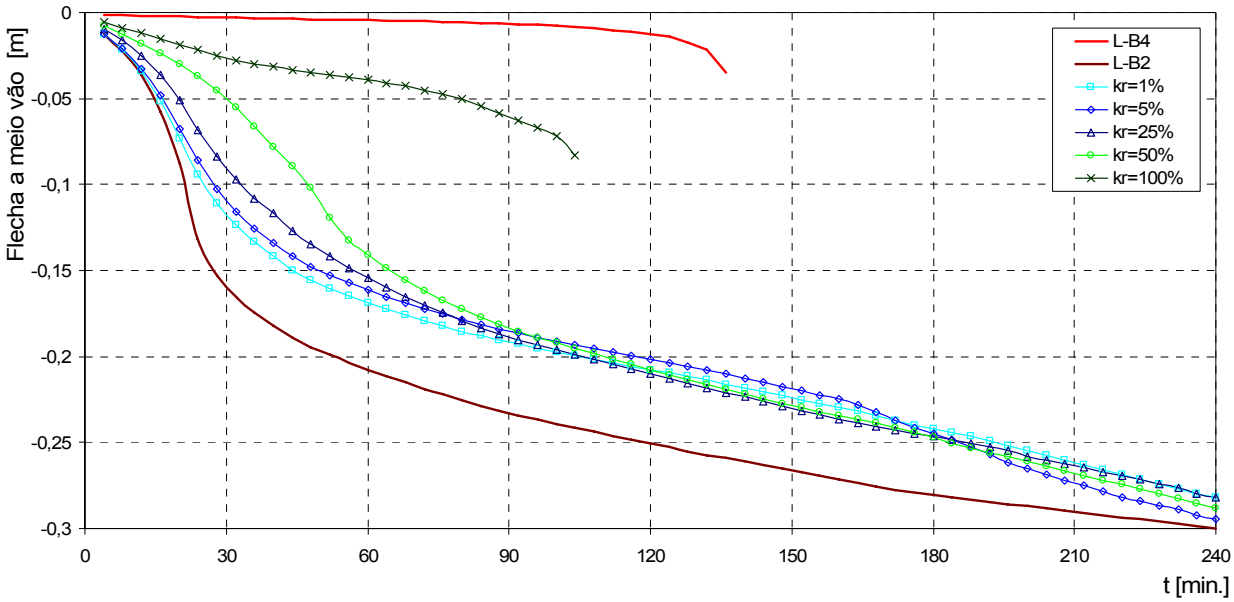


Fig. 5.53 – Flechas a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm.

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=100% e encastrada: Apenas para uma rigidez muito elevada (k_r=100%) a evolução da flecha apresenta um comportamento distinto dos restantes cálculos, aproximando-se daquele que se verifica para uma laje encastrada (Caso *L-B$_4$* - Quadro 5.5).

5.4.5.4.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se na Figura 5.54 a evolução das forças axiais mobilizadas nas lajes. Todas as lajes estão sujeitas a compressão durante o incêndio.

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=1%, 5%, 25%, 50%: A força axial mobilizável é tanto mais elevada quanto maior for a rigidez à rotação. Há contudo um período entre os 20 e os 35min em que depois de se atingir um valor máximo, a força axial reduz-se até atingir um valor assimptótico no fim do incêndio, para 250kN/m.

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=100% e encastrada: A força axial mobilizada quando k_r=100% é semelhante àquele que se mobiliza para a laje encastrada (Caso *L-B$_4$* - Quadro 5.5), sendo esse valor atingido mais cedo em cerca de 60min.

5.4.5.4.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios

Nas Figuras 5.55 e 5.56 mostra-se, respectivamente, a variação dos momentos flectores a meio vão e no apoio durante os 240min de duração do incêndio.

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=1%, 5%, 25%, 50%: Os momentos flectores a meio vão têm uma ordem de grandeza semelhante àquela que corresponde a uma laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios (Caso *L-B*$_2$ - Quadro 5.5). Há uma prevalência desse momento flector para valores crescentes da rigidez da mola tendendo para o valor de -40kN.m/m. Os momentos flectores no apoio tendem para o valor +60kN.m/m sendo crescentes até à rotura.

Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=100% e encastrada: O comportamento distingue-se completamente dos anteriores verificando-se a inversão de sinal dos momentos flectores a meio vão do elemento. Os momentos flectores no apoio são crescentes para k_r=100% até ocorrer a rotura.

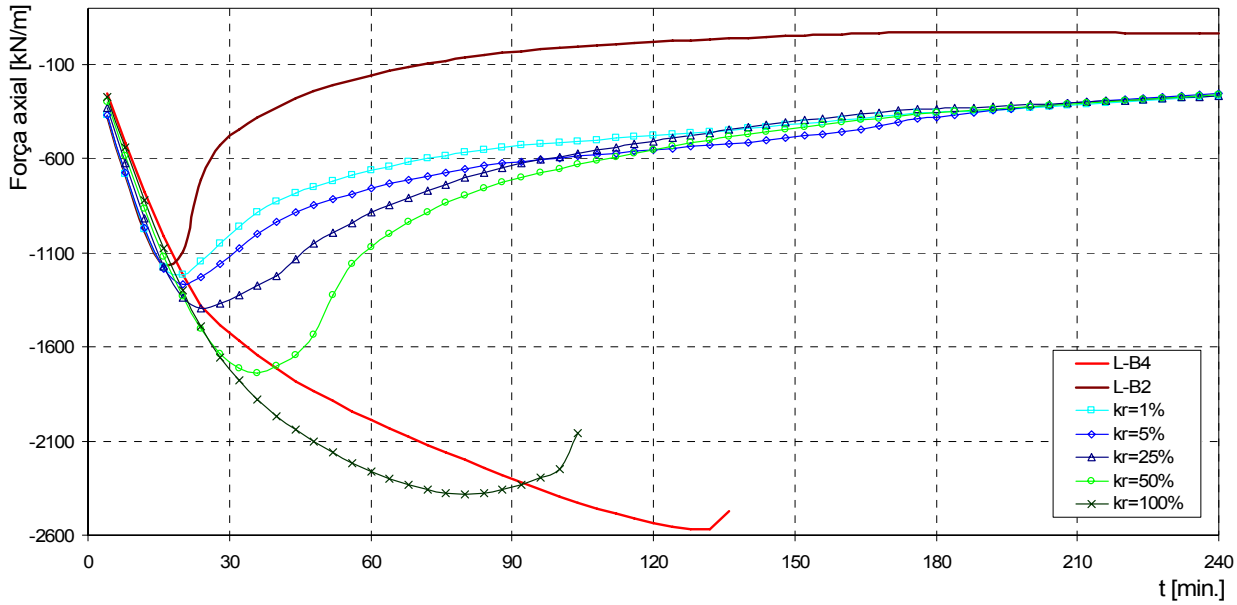


Fig. 5.54 – Força axial ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm.

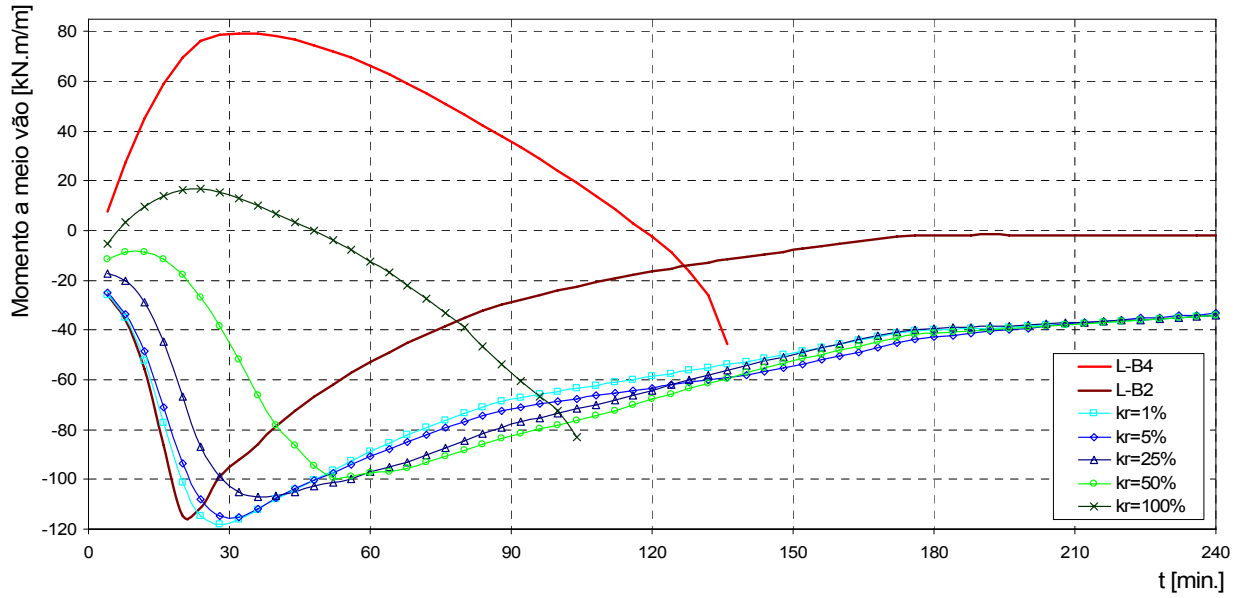


Fig. 5.55 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm.

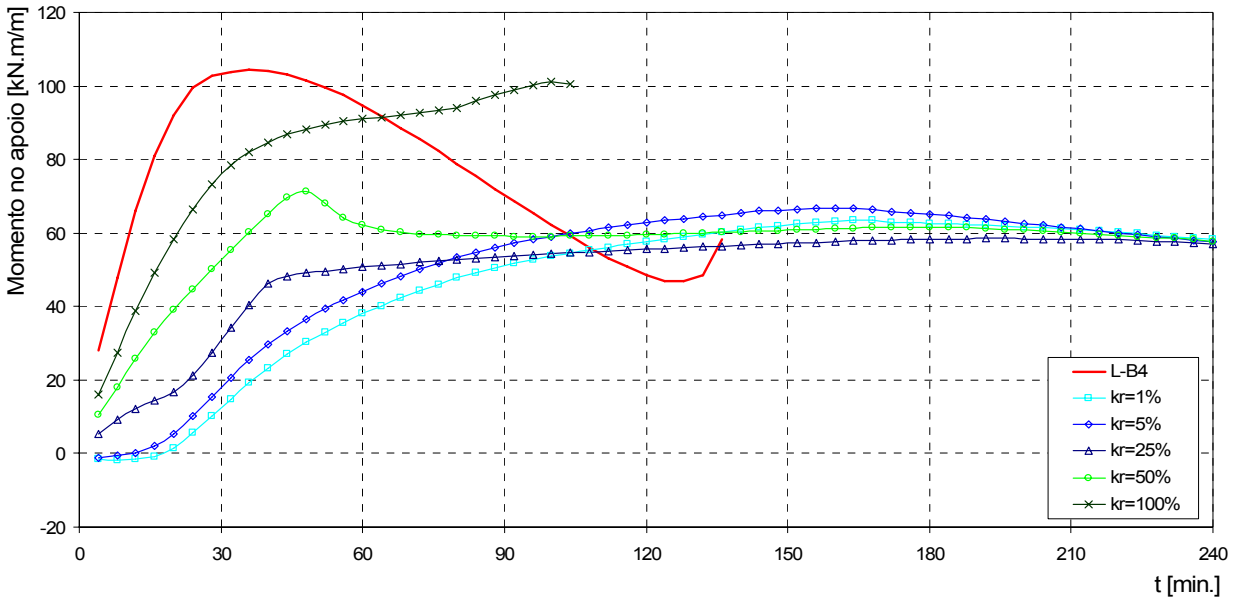


Fig. 5.56 – Momento flector nos apoios ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm.

5.4.5.4.4 - Tensões no aço

Esta secção descreve a variação das tensões ao nível das armaduras para lajes restringidas parcialmente à rotação. A avaliação faz-se para as lajes sujeitas a uma restrição parcial à rotação com uma mola de rigidez 1% e 100% (Figuras 5.57 e 5.58, respectivamente). A título comparativo pode complementarmente observar-se as figuras já apresentadas para a laje totalmente encastrada (Figuras 5.51 e 5.52).

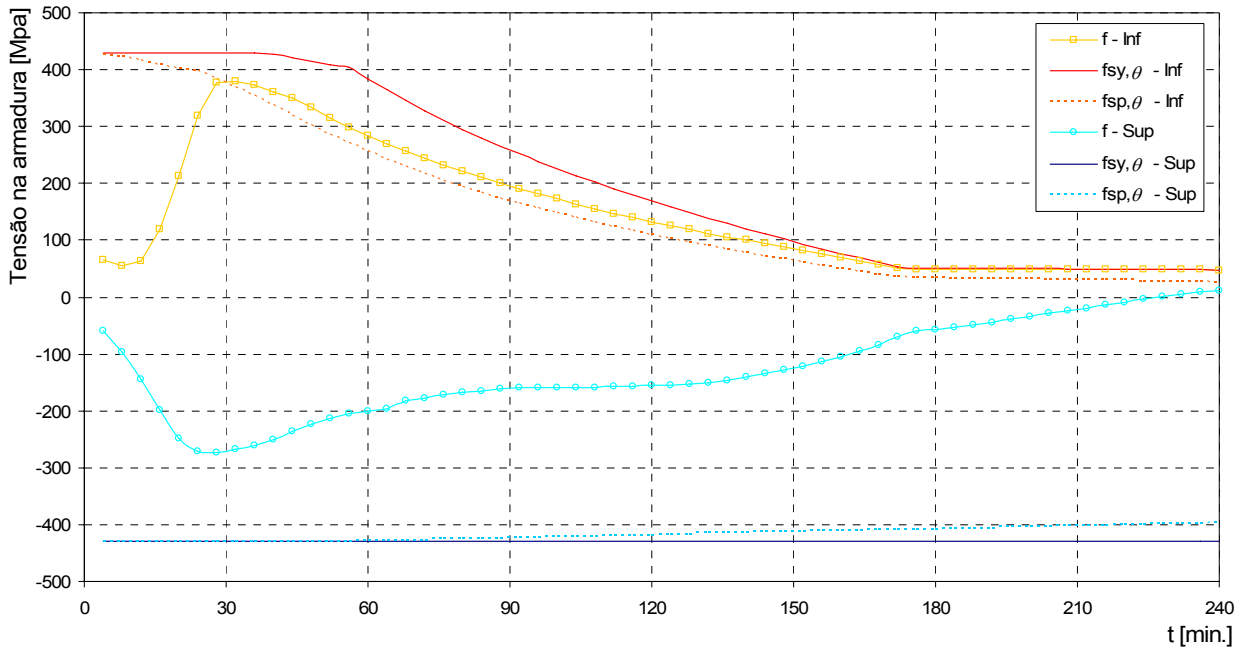
Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=1% Apresenta-se na Figura 5.57 as variações da tensão no aço em duas secções, para uma restrição à rotação k_r=1%.

Como se pode observar na Figura 5.57b) as armaduras ficam ambas sujeitas a tensões de compressão no apoio até perto dos 60min. A rotura não é atingida durante a análise mas ambas as armaduras experimentam ao nível dos apoios tensões muito perto das de cedência do aço a partir dos 170min. A meio vão as tensões de tracção da armadura inferior estão perto do seu valor de cedência a partir dos 150min (Figura 5.57a). As tensões de compressão na armadura superior, tendem a anular-se no fim do cálculo. Refira-se que a partir dos 30min já há plastificação das armaduras inferiores a meio vão. Facto que só começa a ocorrer aos 60min junto dos apoios.

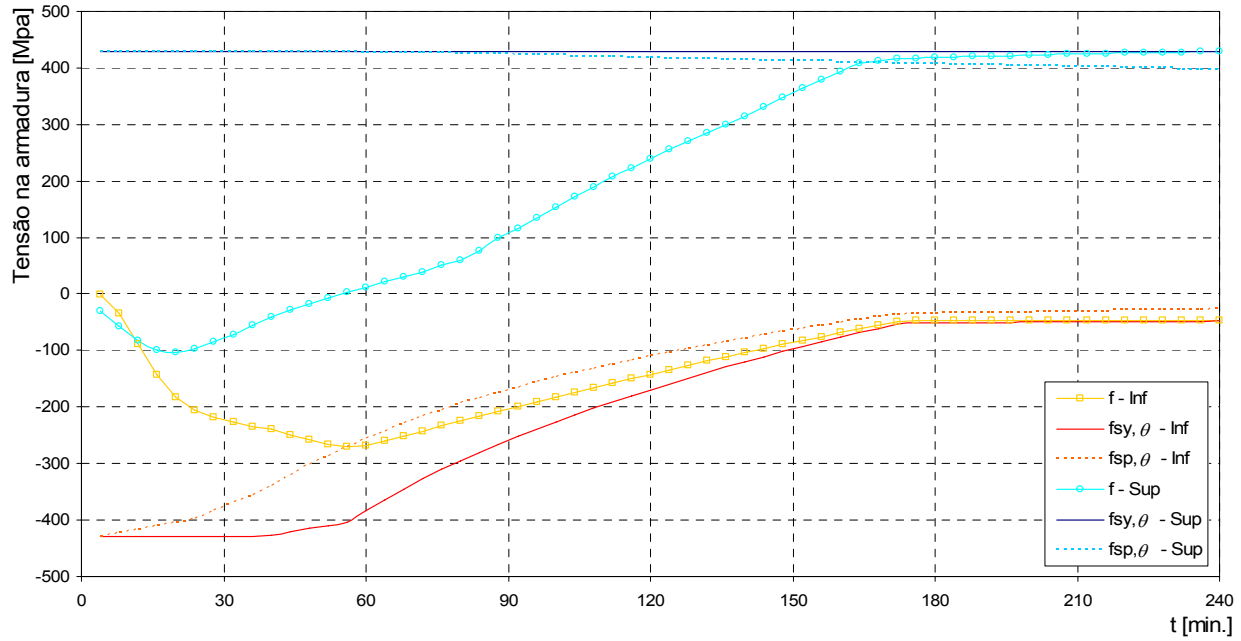
Lajes com restrição parcial à rotação, k_r=100%: Apresenta-se na Figura 5.58 as variações da tensão no aço em duas secções, para uma laje com restrição à rotação k_r =100%.

Como se pode observar a rotura da laje é atingida aos 104min quando a armadura superior atinge o seu valor de cedência à tracção nos apoios (Figura 5.58a).

A tensão da armadura inferior nos apoios, devido ao efeito térmico está também perto do seu valor de cedência. Curiosamente, a armadura superior começa por estar solicitada a tensões de compressão até aos 60min, invertendo-se o sinal até que se atinge o valor limite à tracção. Como se pode observar pela Figura 5.58a) as tensões da armadura superior e inferior a meio vão também experimentam tensões de compressão na totalidade da análise. A armadura superior experimenta um incremento significativo da tensão desde o início aproximando-se no fim da análise também do limite de cedência do aço.

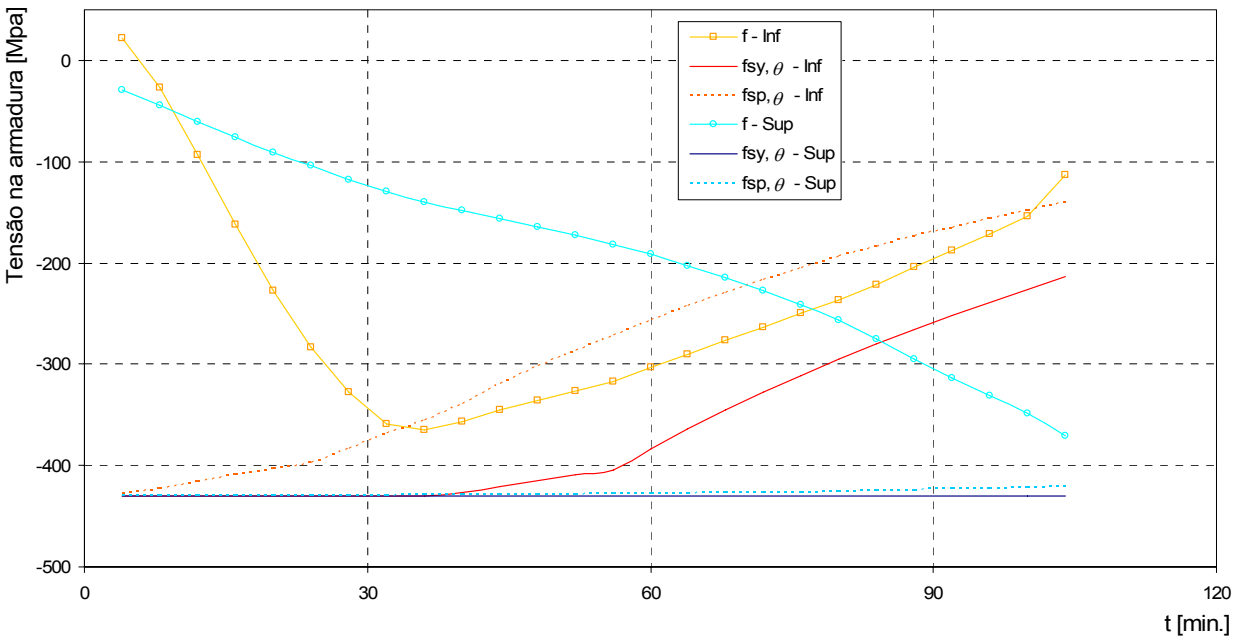


a) Secção a meio vão

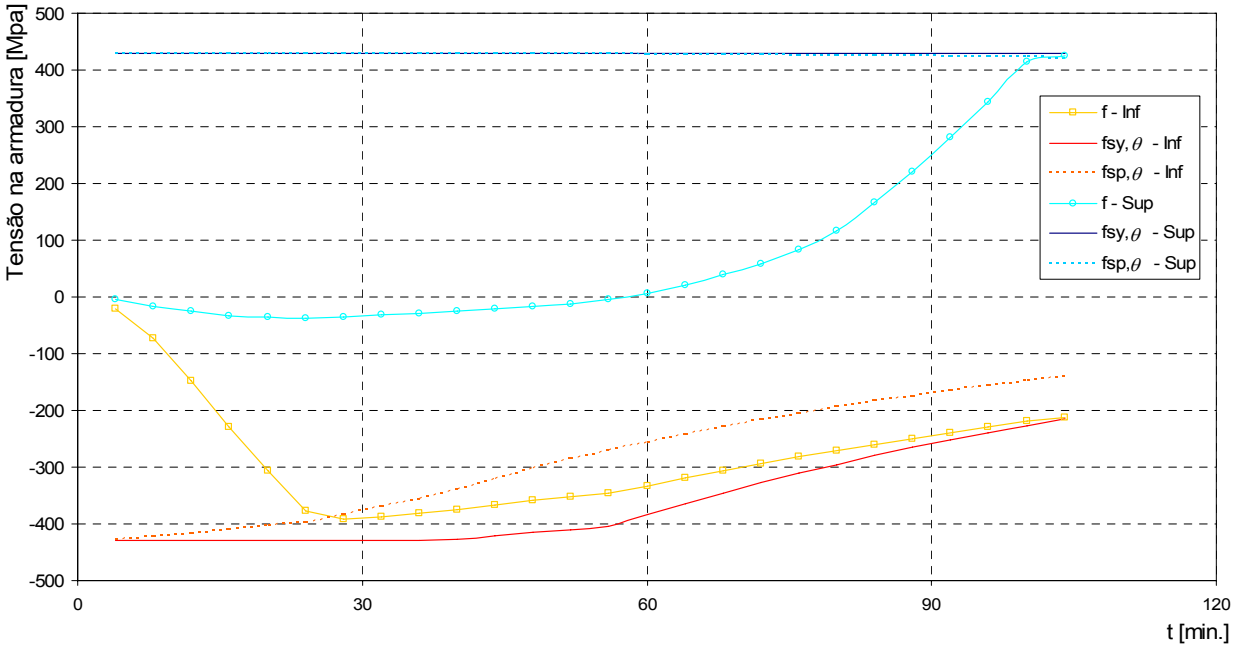


b) Secção dos apoios

Fig. 5.57 – Tensões nas armaduras para uma laje com rotação com restrição parcial (k_r = 1%) em ambos os apoios para y_0=100mm em duas secções.



a) Secção a meio vão



b) Secção dos apoios

Fig. 5.58 – Tensões nas armaduras para uma laje com rotação com restrição parcial (k_r = 100%) em ambos os apoios para y_0=100mm em duas secções.

5.5 - Análise numérica do comportamento de lajes contínuas sujeitas ao incêndio ISO 834

5.5.1 - Introdução

Raramente se encontram lajes sem qualquer continuidade estrutural. Depois da análise de lajes de um único vão sujeitas a incêndio e com restrições axiais e à rotação pareceu fazer sentido ir um pouco mais além considerando lajes de dois ou três vãos. Naturalmente que o

propósito é o de avaliar sobretudo qualitativamente a variação do comportamento desta. Para que de uma forma simples se vá extrapolando comportamentos até estruturas mais complexas, eventualmente constituídas em pórtico.

Consideraram-se lajes contínuas de 2 vãos (Quadro 5.5 – cálculos *L-D*$_{2-1}$, *L-D*$_{2-2}$, *L-D*$_{2-3}$, *L-D*$_{2-4}$, *L-D*$_{2-5}$, *L-D*$_{2-6}$, *e L-D*$_{2-7}$ - Quadro 5.5) e 3 vãos (cálculos *L-D*$_{3-1}$, *L-D*$_{3-2}$, *L-D*$_{3-3}$, *L-D*$_{3-4}$, *L-D*$_{3-5}$, *L-D*$_{3-6}$, *e L-D*$_{3-7}$ - Quadro 5.5) vãos nas quais se restringiu parcialmente a deformação axial com molas com rigidez equivalentes a 1%, 5%, 25%, 50% e 100% de um vão da mesma laje. O segundo índice numérico toma o valor 1 e 2, quando se considera para a mola respectivamente, uma rigidez nula e infinita. No Quadro 5.5, *L* representa o cálculo de uma laje, *D* corresponde à letra atribuída à análise de lajes contínuas, o primeiro índice, 2 ou 3 especifica o número de vãos e o segundo número do índice especifica o tipo de apoios. O número *1* representa lajes com liberdade à dilatação longitudinal, o *2* para lajes com extremos fixos e os restantes números, do *3* ao *7*, para graus de restrição parcial respectivamente de 1, 5, 25, 50 e 100% do valor de referência, EA/L.

Assim, é possível realizar uma avaliação relativa através das análises de lajes sem restrição longitudinal, com restrição parcial e total, considerando a linha de restrição a y_0=50mm. Neste último caso consideraram-se apoios intermédios com apenas restrição a deslocamentos verticais. Todos os vãos estão sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834.

Tal como já se referiu e analisou em 5.2.7, a continuidade de lajes de betão armado tem, em regra, um papel favorável na respectiva resistência ao incêndio devido à possível redistribuição de momentos flectores e forças para partes da estrutura menos expostas ao incêndio e portanto com a sua capacidade resistente ainda não totalmente esgotada.

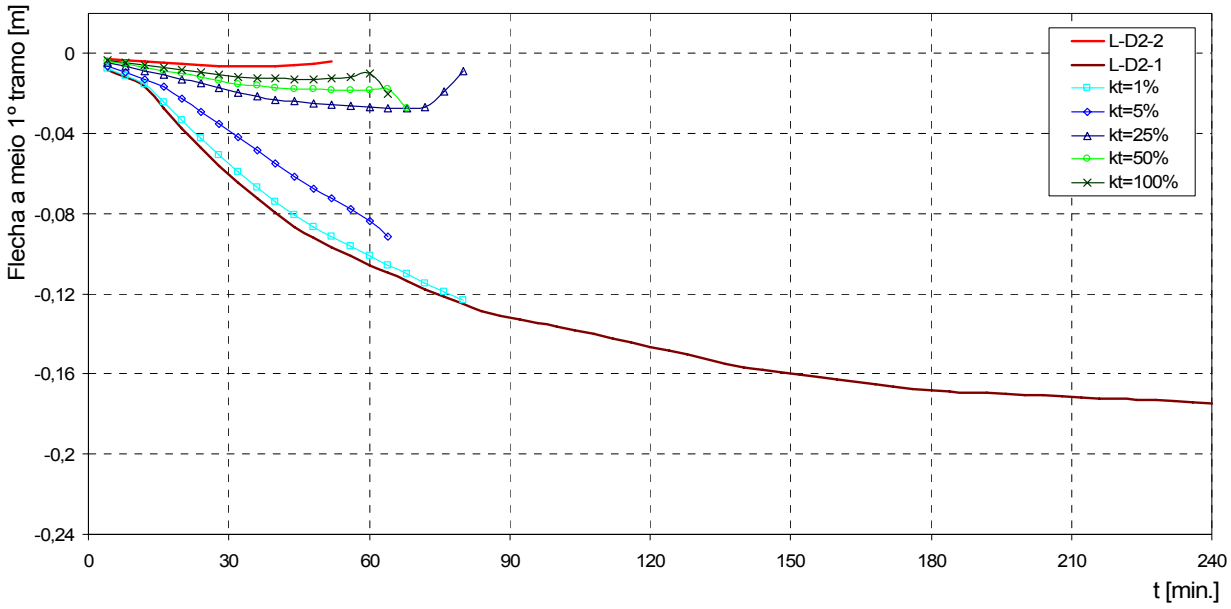
5.5.2 - Lajes com dois vãos

Nesta secção estuda-se a situação de uma laje com dois vãos sem e com restrição total nos extremos. Analisam-se ainda as situações de restrição longitudinal parcial em que k_t toma os seguintes valores: 1, 5, 25, 50 e 100% de EA/L de um vão de laje equivalente.

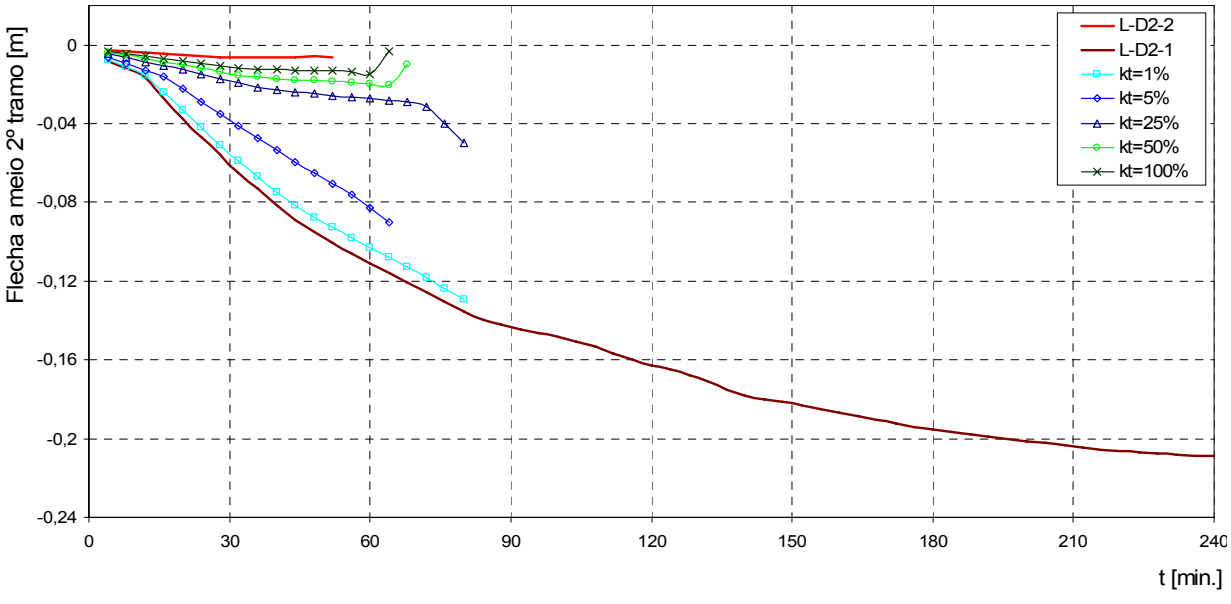
5.5.2.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 5.59 as flechas das lajes a meio vão do primeiro (Figura 5.59a) e segundo (Figura 5.59b) vãos, respectivamente. A Laje *L-D*$_{2-2}$ (Quadro 5.5) corresponde à restrição total dos deslocamentos horizontais enquanto *L-D*$_{2-1}$ (Quadro 5.5) não tem qualquer restrição à dilatação longitudinal. Neste caso *L-D*$_{2-1}$ (Quadro 5.5), a laje tem uma resistência ao fogo superior a 240min. A restrição longitudinal implica redução da resistência ao fogo da laje. Como se pode observar na Figura 5.59, as flechas são sempre negativas. Os seus valores não atingem os 40mm para rigidez axial superior a 25%. Mais curioso é reparar que, para a rigidez

relativa de 25, 50 e 100%, as flechas a meio vão se distinguem nos instantes antes da rotura. Quando a rigidez é de 25% o aumento da deformação, correspondente à instabilidade da laje antes da rotura faz-se no segundo vão e para as restantes rigidez, dá-se no primeiro vão. Tal facto corresponde à mobilização de tais esforços a meia altura da secção de cada vão (Figura 5.61), que a capacidade resistente da laje é atingida mobilizando-se uma rótula. O facto de ocorrer no primeiro ou segundo vão tem a ver com as ligeiras diferenças numéricas em ambas as secções a meio vão no instante em que começa a verificar-se a instabilidade da laje.



a) Flecha a meio vão do 1º vão



b) Flecha a meio vão do 2º vão

Fig. 5.59 – Flechas a meio vão do 1º e 2º vão, ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.

5.5.2.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se na Figura 5.60 a mobilização da força de restrição axial longitudinal na laje para rigidez parcial variável de 1 a 100% e restrição total (Caso *L-D*$_{2\text{-}2}$ - Quadro 5.5).

Como se observa na figura, aquela força é tanto maior quanto maior for o valor da rigidez. A força mobilizada é, para rigidez axial igual ou superior a 25% de pelo menos 75% da que se gera para a restrição completa da laje quando ocorre a rotura. Verifica-se ainda claramente que, quanto mais restringida estiver a laje, mais cedo ocorre a rotura. A excepção acontece para k_t=5%, em que a resistência ao fogo é menor quando comparada com k_t=25%. A explicação ocorre da observação da Figura 5.61 correspondente à mobilização dos momentos flectores a meio vão. Para este valor de restrição (5%), relativamente baixo, as tensões de compressão não são suficientemente grandes para que os valores da deformação sejam relativamente pequenos (Figuras 5.62 e 5.61). Ocorrem em consequência momentos flectores a meio vão igualmente importantes esgotando a capacidade resistente da laje.

Pode-se concluir que uma rigidez de 5% não é suficiente para incrementar a resistência ao fogo (observe-se as grandes flechas a meio vão associadas aos casos com rigidez axial igual a 1 e 5% da Figura 5.59). Verifica-se ainda que uma rigidez de 25% aumenta a resistência ao fogo, minimizando a deformação da laje. Neste caso já se mobilizam tensões de compressão elevadas como se referiu anteriormente ($\cong$ 75% do máximo mobilizável, Figura 5.60). Contudo, uma rigidez longitudinal superior ao valor de 25% implica maior mobilização de esforços de compressão, sem reduzir significativamente as respectivas deformações, pelo que conduz à rotura das lajes para períodos de tempo mais curtos.

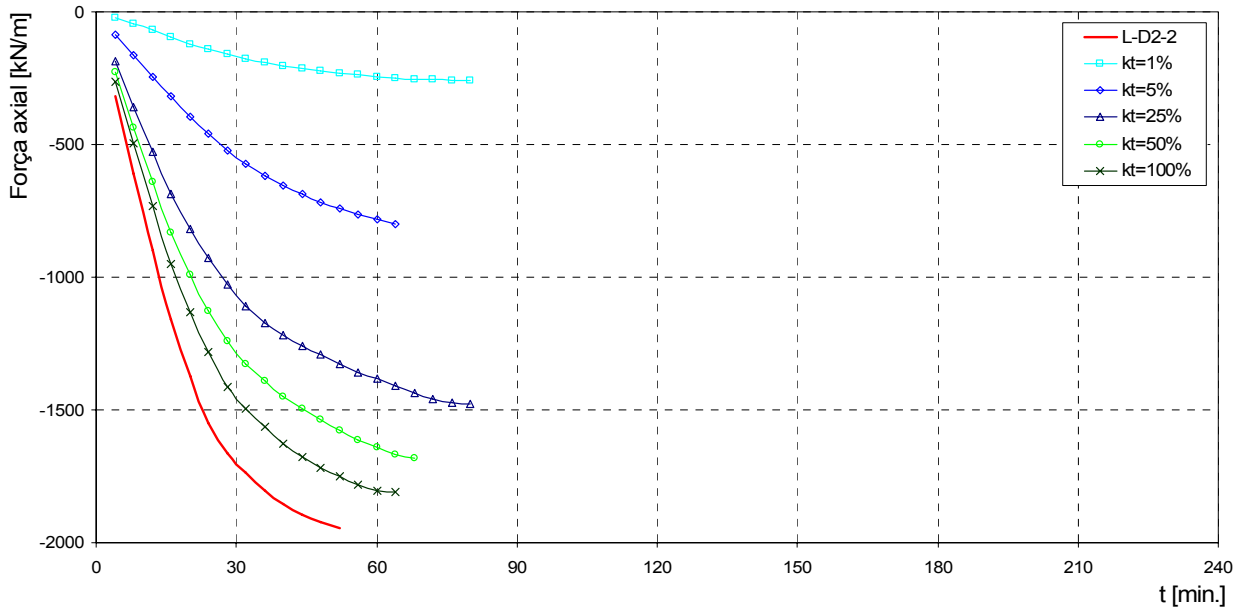


Fig. 5.60 – Força axial ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 100%) nula e total para y_0=50mm.

5.5.2.3 - Momentos flectores a meio vão e nos apoios

Apresentam-se na Figura 5.61 os momentos flectores mobilizados a meio vão (Figura 5.61a) e sobre o apoio intermédio (Figura 5.61b) durante o incêndio para todas as lajes contínuas de dois vãos analisadas.

Observa-se que o momento flector a meio vão em todos os casos começa com valor negativo, reduz-se em valor absoluto, e em muitos casos (sem restrição e com k_t = 1, 5 e 25%) inverte o seu sinal. Depois de se atingir um valor máximo perto dos 15-20min, o momento flector tende a aumentar o seu valor até se atingir a rotura da laje. A única excepção é a situação sem restrição (caso *L-D*$_{2\text{-}1}$ - Quadro 5.5) em que depois de se atingir um máximo aos 12min, o valor mantém-se positivo mas sempre decrescendo até aos 240min.

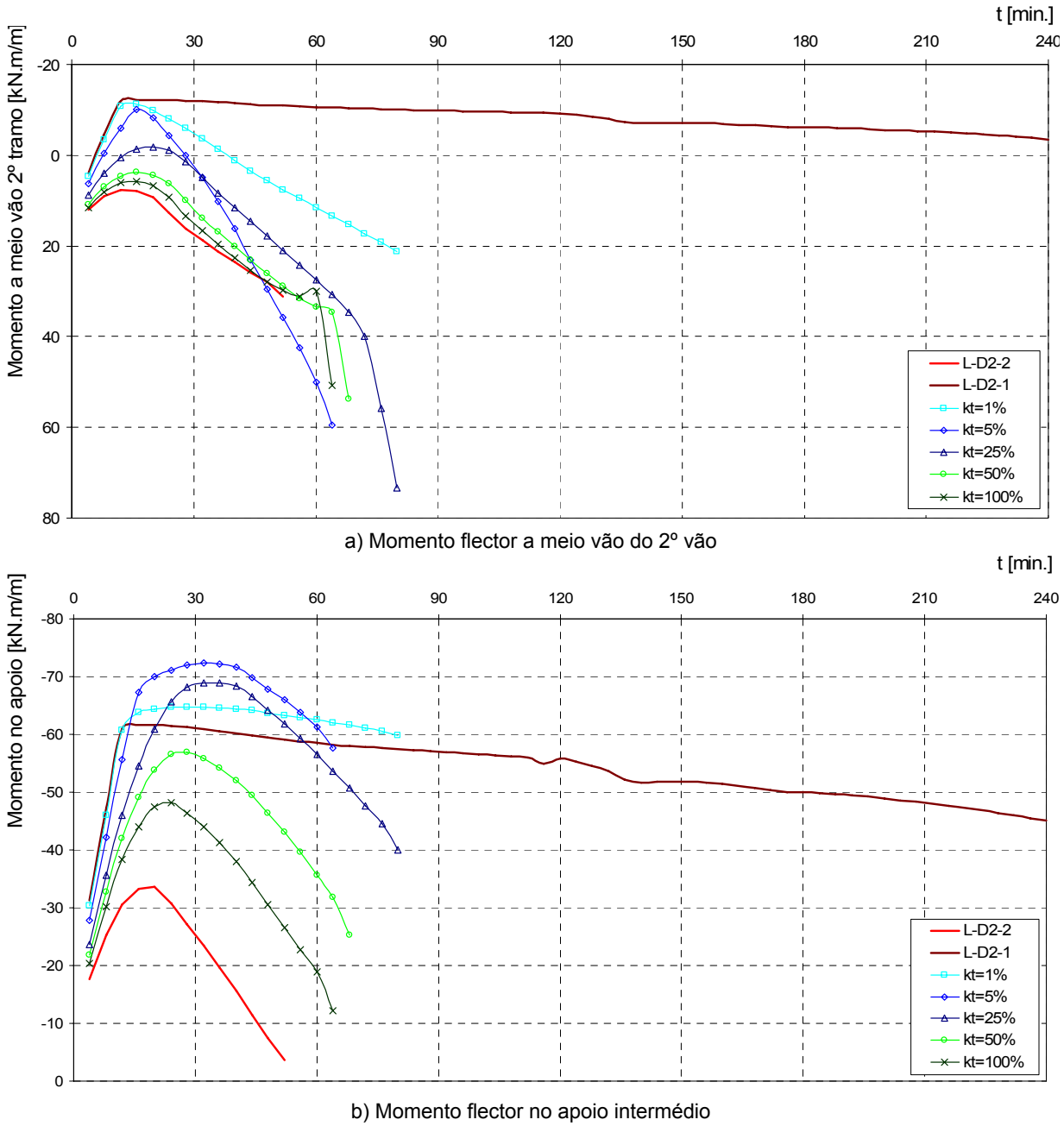


Fig. 5.61 – Momentos flectores ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.

Os momentos flectores no apoio são, para todos os casos, sempre negativos crescendo rapidamente até ao intervalo 15-30min. A partir desse instante, em que se atinge um valor máximo, decresce o seu valor de forma mais gradual até ao colapso da laje. Exceptua-se a laje sem restrição longitudinal (*L-D*$_{2\text{-}1}$ - Quadro 5.5) em que o momento flector mantém

sensivelmente igual a partir daquele pico e de forma semelhante também a laje com um valor de restrição parcial de 1%, (L-$D_{2\text{-}3}$ - Quadro 5.5).

Da observação da Figura 5.61b) verifica-se que quanto maior for a restrição longitudinal atribuída à laje, menor é o valor de pico do momento flector atingido no apoio intermédio. Tal facto tem a ver com a redução da flecha a meio vão para níveis de restrição superiores, ou seja a curvatura imposta no apoio intermédio é muito menor induzindo momentos flectores máximos no apoio intermédio também menores.

Como se pode observar na Figura 5.61, e para a situação de laje sem restrição, a laje forma duas rótulas a meio vão aos 12min, fazendo com que o momento flector no apoio estabilize com uma pequena redução ao longo do tempo. Comportamento semelhante ocorre para o caso de restrição de 1%. Curiosamente, para os níveis de restrição, 5 e 25%, os momentos flectores máximos atingidos no apoio são superiores aos da laje com liberdade de expansão porque aquela restrição já é capaz de reduzir significativamente a deformação e fazer com que as rótulas a meio vão não se materializem.

5.5.3 - Lajes com três vãos

Nesta secção estuda-se a situação de uma laje com três vãos sem e com restrição total nos extremos. Analisam-se ainda as situações de restrição longitudinal parcial em que k_t toma os seguintes valores: 1, 5, 25, 50 e 100% de EA/L de um vão de laje equivalente. O que em termos de nomenclatura distingue este caso do das lajes de dois vãos é o primeiro índice que aqui toma o valor de 3 em lugar do 2.

5.5.3.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 5.62 as flechas das lajes a meio vão do primeiro e último tramos (Figura 5.62a) e do vão intermédio (Figura 5.62b), respectivamente.

O caso L-$D_{3\text{-}2}$ (Quadro 5.5) corresponde à laje com restrição total dos deslocamentos horizontais enquanto, o caso L-$D_{3\text{-}1}$ (Quadro 5.5) não tem qualquer restrição à dilatação longitudinal. Como se pode observar na Figura 5.62a), as deformações nos vãos extremos são sempre negativas, embora os seus valores só sejam pequenos quando a rigidez axial é igual ou superior a 25%. Contudo, as deformações a meio vão do tramo intermédio, para rigidez da mola axial superior a 1% são sempre positivas, isto é, com sentido contrário ao da gravidade. Exceptua-se no caso da restrição axial total, em que no final do cálculo a flecha a meio vão do tramo intermédio é negativa. Para a laje com uma rigidez de 1%, há na fase inicial do incêndio um crescimento para cima mas a partir dos 19min há uma inflexão até que a deformação atinja valores negativos, próximos daqueles que se obtêm quando não há qualquer restrição longitudinal.

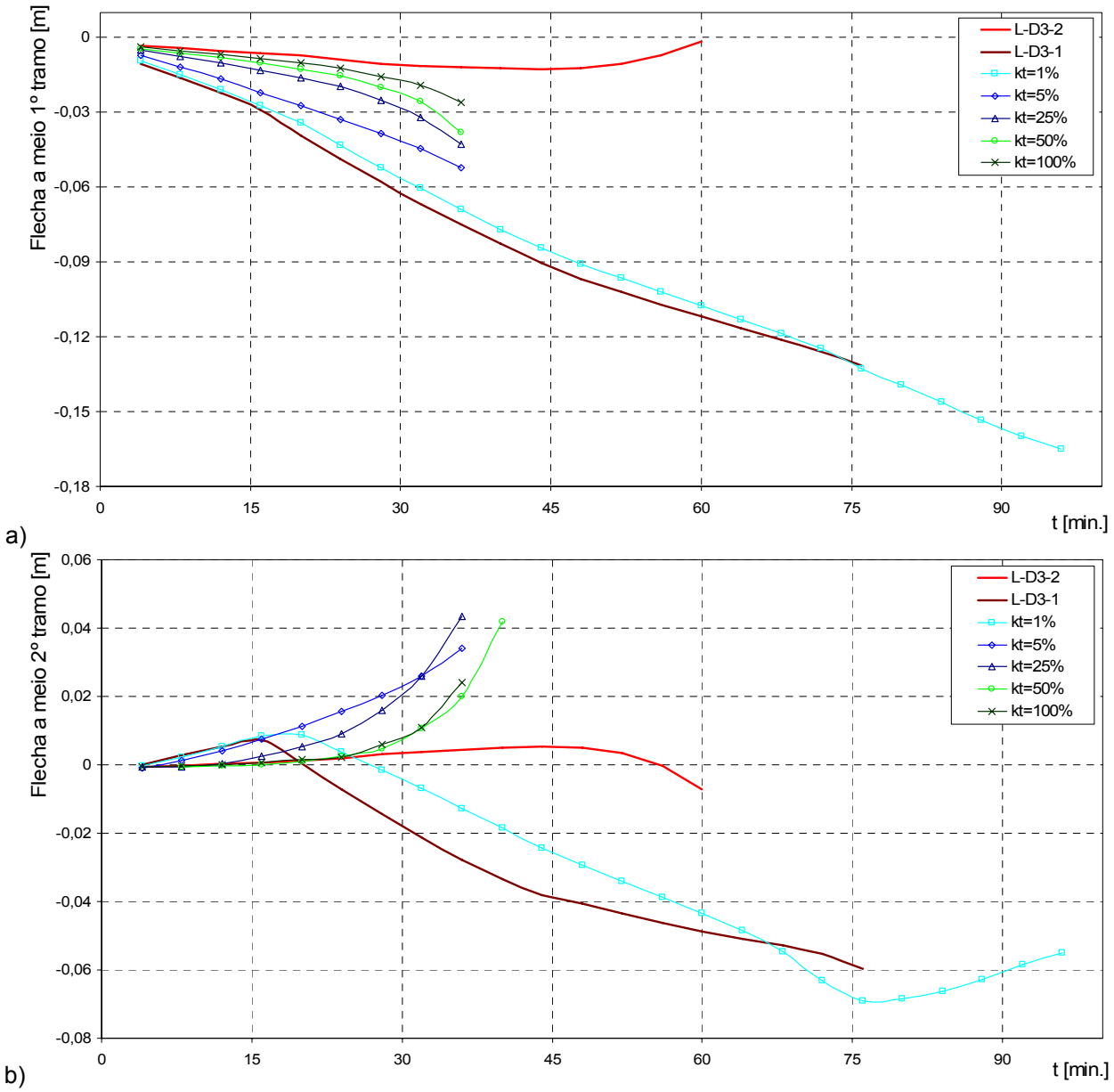


Fig. 5.62 – Flechas a meio vão dos tramos exteriores (a) e interior (b) ao longo do tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.

5.5.3.2 - Força axial de restrição no apoio

A força axial mobilizável no apoio é, tal como na laje de dois tramos, proporcional ao valor da rigidez da mola axial colocada no seu extremo. Contudo, dada a maior flexibilidade desta estrutura, corresponde a menores valores absolutos dessa força axial. A laje de três vãos tem maior capacidade de redistribuição dos esforços.

5.5.3.3 - Momento flector a meio vão e no apoio

Mostra-se na Figura 5.64a) que, exceptuando-se a laje com rigidez axial de 1%, os momentos flectores são no meio vão do primeiro e terceiro vãos sempre positivos.

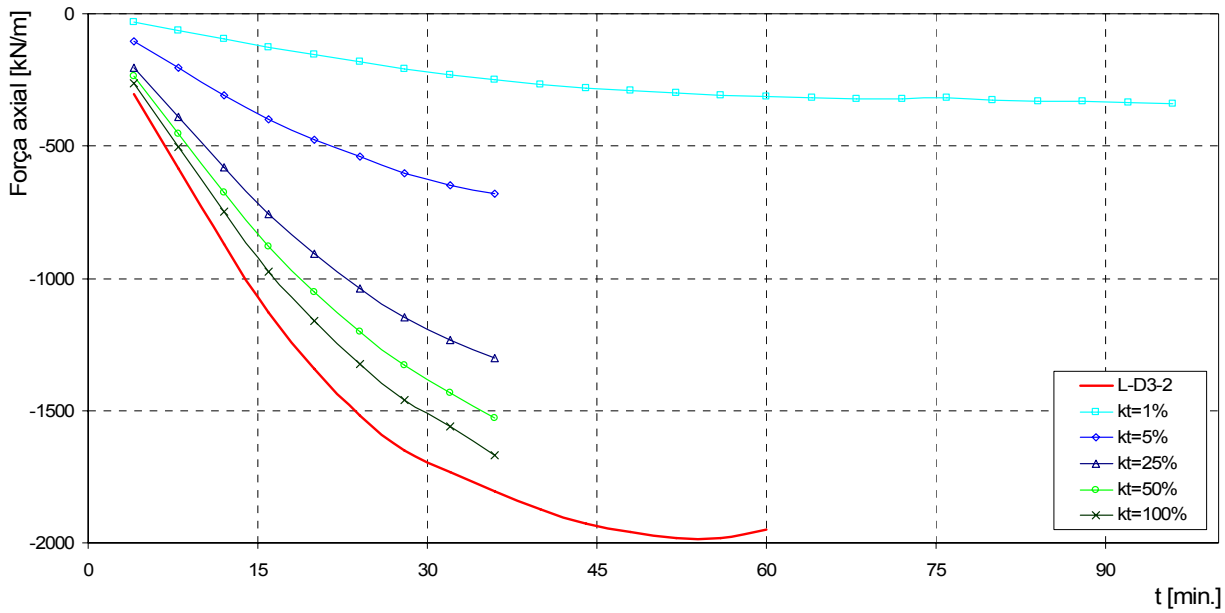
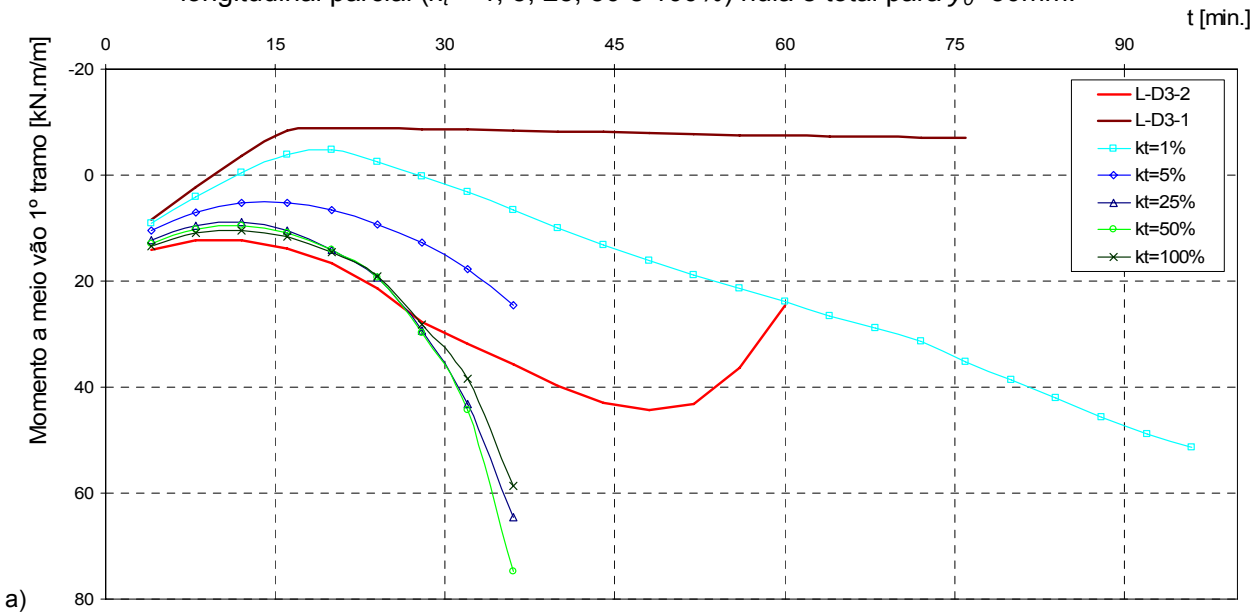
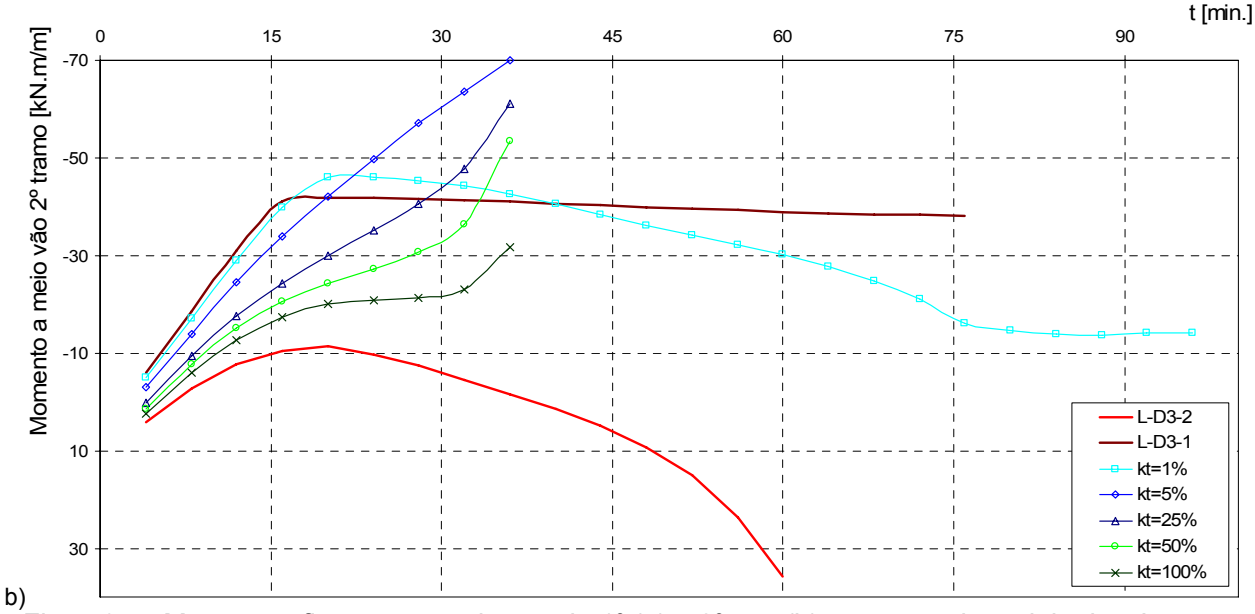


Fig. 5.63 – Força axial de restrição ao longo do tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.



a)



b)

Fig. 5.64 – Momentos flectores a meio vão do 1º (a) e 2º vão (b) no tempo duma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.

Há inversão no decrescimento até sensivelmente aos 15min, altura em que a meio vão se verifica o menor valor dos momentos flectores, mas sempre no lado positivo. Os momentos flectores a meio vão crescem a partir desse instante até que na secção se atinja o limite resistente perto dos 34min. Para a laje não restringida (L-$D_{3\text{-}1}$ - Quadro 5.5) ocorre a formação de uma rótula nos apoios interiores, de tal forma que os momentos flectores a meio vão em ambos os tramos estabilizam. Quando a laje tem uma restrição parcial de 1%, forma-se igualmente uma rótula nos apoios interiores, mas a tensão axial de restrição, crescente no tempo (Figura 5.63) provoca o aumento gradual do momento flector positivo a meio vão dos tramos exteriores (Figura 5.64a) até à rotura.

Pela observação da Figura 5.64a) verifica-se que a rótula forma-se a meio vão dos tramos exteriores para as lajes com rigidez axial de 25, 50 e 100%. Pela observação da Figura 5.64b), a laje com restrição de 5% tem a formação da rótula a meio vão do vão interior, simultaneamente com uma rótula formada sobre os apoios (Figura 5.65).

Os momentos flectores no apoio (Figura 5.65) são positivos crescentes até se atingir um pico. Apenas para as lajes com rigidez axial de 1% e 5% aquele valor permanece alto. Em todos os outros casos assiste-se a um decréscimo acentuado atingindo-se valores semelhantes aos do início do incêndio. Os momentos flectores no meio do vão intermédio são, pelo seu lado, sempre positivos e crescentes até se atingir a rotura. O momento flector atinge um pico e diminui apenas na situação de k_t=1%, totalmente restringida e sem restrição. Pode-se ainda observar que a laje com uma restrição longitudinal de 5% corresponde a uma situação intermédia.

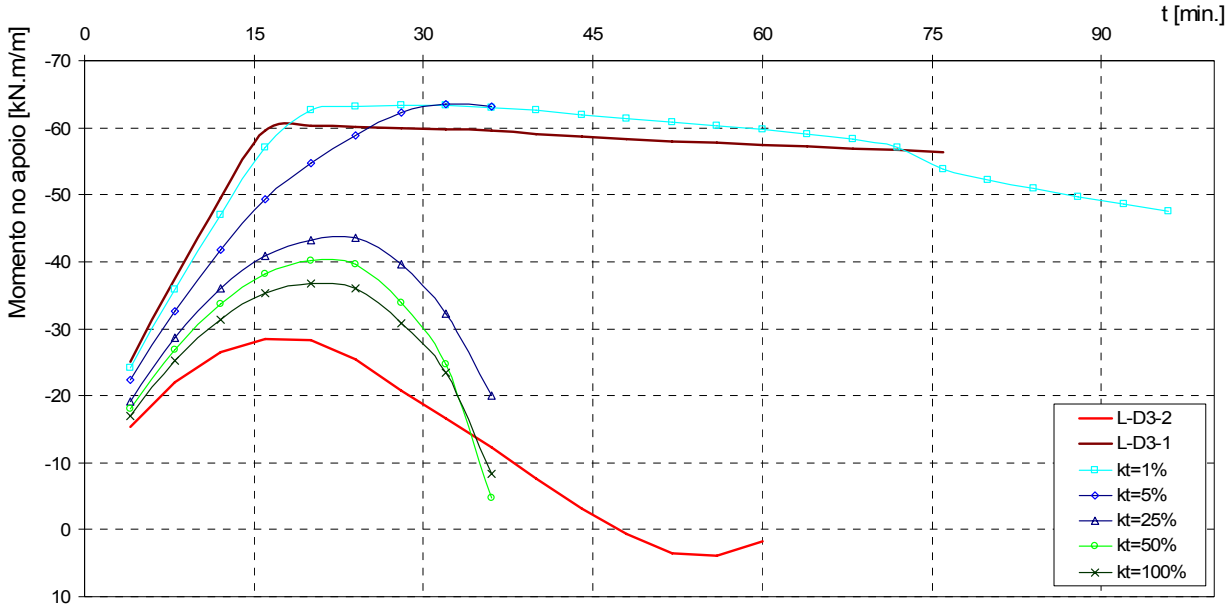


Fig. 5.65 – Momentos flectores sobre os apoios intermédios no tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm.

5.6 - Conclusões

Um estudo numérico foi aqui realizado com o propósito de identificar os principais mecanismos de comportamento de um sistema de laje de betão armado exposta inferiormente a um

incêndio. Foram avaliados vários níveis de restrição à dilatação longitudinal da laje, quanto ao seu posicionamento e quando à rigidez da mola considerada. Considerou-se ainda rigidez à rotação variável nos apoios. Complementarmente, consideraram-se elementos contínuos com dois e três tramos para níveis de restrição longitudinal correspondentes até à rigidez axial de um vão.

A modelação numérica de pavimentos de betão armado com restrições ao nível dos seus apoios é difícil devido à baixa informação que se tem do sistema fronteira das lajes na construção, especialmente aquela que diz respeito à altura na secção para a qual se geram forças de restrição à dilatação. Já se referiu inclusive que a linha de restrição muda normalmente o seu posicionamento durante o incêndio, situação de difícil modelação numérica e não considerada. Outra dificuldade é a encontrada na modelação numérica causada pela interrupção dos cálculos devido aos elevados níveis de tensão de compressão atingidos.

As principais conclusões que se podem tirar são as seguintes:

Lajes com restrição axial total (rotação nos apoios permitida)

● O comportamento das lajes sujeitas a restrição longitudinal é muito sensível à localização da linha de restrição e do grau de restrição horizontal imposto.

● Para as lajes analisadas neste estudo, a restrição axial é benéfica para a laje desde que a linha de restrição se encontre nos 50mm inferiores da laje. As deformações destas lajes são pequenas e contrárias ao sentido de gravidade.

● Se a força de restrição à dilatação é localizada superiormente àquele valor de 50mm, as flechas são grandes (L/20) com forças de tracção geradas na fase final do incêndio. Se estas forças axiais de tracção não puderem ser resistidas pelos apoios, a laje entra em ruína mais cedo do que uma laje simplesmente apoiada.

Lajes com restrição axial parcial (rotação nos apoios permitida)

● A força de restrição axial gerada durante o incêndio é fortemente dependente da rigidez axial do sistema de apoio. Uma rigidez axial elevada produz forças de restrição elevadas.

● Para as lajes analisadas com a linha de restrição a 50mm da face inferior e exposta ao incêndio é necessário impor pelo menos uma rigidez axial de 50% para se incrementar a resistência à flexão da laje.

● Se a rigidez axial é inferir a 50% do valor referência (EA/L), ela ir-se-á deformar como uma laje simplesmente apoiada gerando-se tensões axiais de tracção.

Lajes encastradas

● As lajes encastradas representam um limite inferior de resistência ao fogo para as lajes com restrição parcial à rotação nos apoios. A rotura ocorre quando se formam duas rótulas nos apoios e uma a meio vão.

Lajes com restrição à rotação total e restrição axial parcial

● Lajes com restrição total à rotação têm melhor resistência ao fogo que as simplesmente apoiadas e têm menores deformações que as lajes equivalentes com liberdade à rotação nos apoios. Neste caso específico, considerou-se a restrição longitudinal no centro geométrico da secção.

● Para lajes com rigidez axial superior a 25%, as deformações são menores do que as lajes sem qualquer rigidez axial em que as flechas atingem um valor de L/60.

● Se as lajes têm uma rigidez axial superior a 25%, as lajes atingem a rotura formando inicialmente uma rótula plástica a meio vão seguindo-se por outras duas rótulas nos apoios. O tempo para o qual atingem a rotura diminui com o aumento da rigidez axial da mola considerada no apoio.

● Para uma rigidez inferior a 5%, formam-se cedo as rótulas nos apoios resultando enormes deformações devido à curvatura de origem térmica. Contudo, estas lajes não colapsam porque não chega a formar-se a terceira rótula a meio vão.

Lajes contínuas de 2 e 3 vãos com restrição axial parcial

● Para as lajes de dois tramos, a restrição longitudinal implica redução da resistência ao fogo da laje. Verificou-se que, para incrementar a resistência ao fogo, deverá considerar-se uma mola de rigidez axial compreendida entre 5% e 25%, permitindo minimizar a deformação da laje. Uma rigidez longitudinal superior implica maior mobilização de esforços de compressão, sem reduzir significativamente as respectivas deformações, pelo que conduz à rotura das lajes para períodos de tempo mais curtos.

● Para lajes de três tramos tudo indica que a mobilização da máxima restrição longitudinal é benéfica para o comportamento da laje. Não só em resistência ao fogo como também em valores das deformações que são diminutas.

5.7 - Recomendações para a prática de projecto

Enumeram-se algumas conclusões retiradas do estudo do comportamento ao fogo de lajes de betão armado para a prática de projecto:

● Para lajes com possibilidade de rotação nos apoios, alguma armadura inferior deverá ser ancorada nos apoios para evitar roturas catastróficas devido a deformações excessivas. Armaduras dúcteis deverão ser utilizadas para que estas absorvam grandes

rotações nos apoios. A sua quantidade deverá ser calculada baseada na redução da resistência devido aos efeitos da temperatura.

● Para lajes contínuas, as armaduras superiores nos apoios não devem ser excessivamente reduzidas para permitir a redistribuição dos momentos flectores e permitir em consequência uma maior resistência ao fogo das lajes.

● Uma razoável percentagem da armadura superior necessária sobre os apoios deverá ter continuidade na totalidade dos vãos;

● A armadura total superior sobre os apoios deverá ser acrescida em 0,15*L* no seu comprimento, relativamente ao projecto para condições de temperatura ambiente, em que *L* é o maior vão adjacente do apoio considerado;

● Não é necessário incrementar a quantidade de armadura superior (determinada para uma continuidade avaliada à temperatura ambiente).

● O projectista deverá ainda avaliar o efeito das forças de restrição longitudinal promovidas pelos elementos vizinhos aquecidos da estrutura vizinha.

5.8 - Referências bibliográficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] Selvaggio S. L. e Carlson C. C., (1963), "*Effect of Restraint on Fire Resistance of Prestressed Concrete*", American Society for Testing and Materials, STP 344; 1-25. Reprinted as PCA Research Department, Bulletin 164.

[3] Buchanan A. H. (2001), "*Structural Design for Fire Safety*", John Wiley & Sons: Chichester.

[4] UL. Fire Resistance Directory, (1999), Underwriters Laboratories Inc.: USA,

[5] ASTM, (1999), "*Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*, E119-98. American Society for Testing and Materials, U.S.A.

[6] ISO 834, (1975) – '*Essais de résistance au feu*', *Organisation Internationale de Normalisation*. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

[7] Usmani, A. S.; Rotter, J. M.; Lamont, S.; Sanad, A. M. e Gillie, M., (2001), "*Fundamental Principles of Structural Behaviour under Thermal Effects*", Fire Safety Journal, 36, pp. 721-744.

[8] Rotter, J. M. e Usmani, A. S., (2000), "*Fundamental Principles of Structural Behaviour under Thermal Effects*", Structures in Fire – Proceedings of the First International Workshop, Editor Jean-Marc Franssen, September, Belgium.

[9] CEB – Bulletin d'Information Nº 208, (1991), "*Fire Design of Concrete Structures*", in accordance with CEB/FIP Model Code 90 (Final Draft), July, Lausanne, Switzerland.

[10] Anderberg, Y. e Forsen, N. E., (1982), "*Fire Resistance of Concrete Structures*", Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology: Lund, Sweden.

[11] Franssen, J.-M.; Kodur, V. K. R.; Mason, J., (2000), "*User's Manual for SAFIR2001: A Computer Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions*", University of Liège, Department Structures de Genie Civil, Service Ponts et Charpentes: Belgium.

[12] Carlson, C. C., Selvaggio, S. L., Gustaferro, A. H., (1965), "*A Review of Studies of the Effects of Restraint on the Fire Resistance of Prestressed Concrete*", In Proc. Symposium on Fire Resistance of Prestressed Concrete, Germany. International Federation for Prestressing (F.I.P.) Bauverlag GmbH, Germany. Reprinted as PCA Research Department, Bulletin 206.

[13] Kordina, K., (1978), "*FIP/CEB Report on Methods of Assessment of the Fire Resistance of Concrete Structural Members*" – FIP Commission on Fire Performance of Prestressed concrete structures.

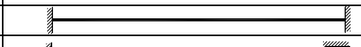
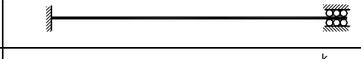
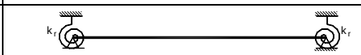
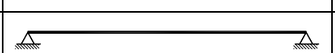
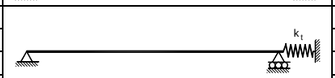
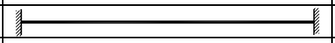
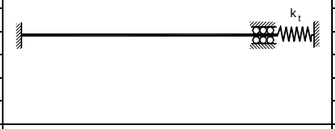
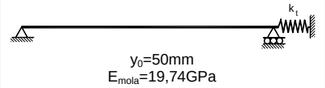
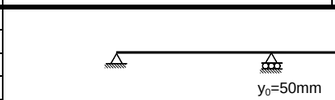
[14] Lim, L.; Buchanan, A. H. e Moss, P., (2004), "*Restrained of Fire-Exposed Concrete Floor Systems*", Fire and Materials, 28, pp. 95-125, John Wiley & Sons.

[15] Lim, L.; Buchanan, A. H.; Moss, P. e Franssen, J.-M., (2004), "*Computer Modeling of Restrained Reinforced Concrete Slabs in Fire Conditions*", Journal of Structural Engineering, ASCE, December.

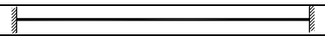
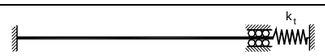
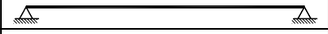
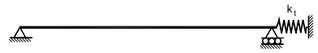
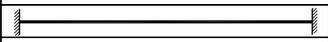
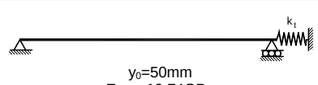
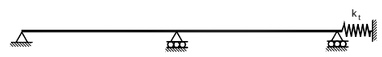
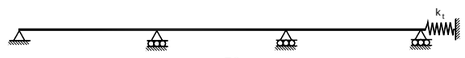
[16] Issen L. A.; Gustaferro, A. H.; Carlson, C. C., (1970), "*Fire Tests of Concrete Members; an Improved Method for Estimating Thermal Restraint Forces. Fire Test Performance*", ASTM, STP 465. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A., pp. 153-185.

[17] Lin, T. D. e Abrams, M. S., (1983), "*Simulation of Realistic Thermal Restraint During Fire Tests of Floors and Roofs. In Fire Safety of Concrete Structures*", Publication SP-80. American Concrete Institute: Detroit, U.S.A.

Quadro 5.5 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de lajes.

LAJES	CASO		ESQUEMA		OBSERVAÇÕES
A	1	L-A_1			Laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios
	2	L-A_2			Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	3	L-A_4			Laje encastrada
	4	L-$A_{5\text{-}0\%}$			Laje com rotação restringida e deslo-camento horizontal livre nos apoios
	5	L-$A_{5\text{-}100\%}$			Laje com rotação restringida e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	6	L-$A_{6\text{-}100\%}$			Laje com rotação parcialmente restringida e deslocamento horizontal restringido nos apoios
B	7	L-B_1		K_t=0%	Laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios
	8	L-B_2		K_t= ∞ %	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	9	L-$B_{3\text{-}1}$		K_t=1%	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	10	L-$B_{3\text{-}2}$		K_t=5%	
	11	L-$B_{3\text{-}3}$		K_t=25%	
	12	L-$B_{3\text{-}4}$		K_t=50%	
	13	L-$B_{3\text{-}5}$		K_t=100%	
	14	L-B_4			Laje encastrada
	15	L-$B_{5\text{-}1}$		K_t=0%	Laje com rotação restringida e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	16	L-$B_{5\text{-}2}$		K_t=1%	
	17	L-$B_{5\text{-}3}$		K_t=5%	
	18	L-$B_{5\text{-}4}$		K_t=25%	
	19	L-$B_{5\text{-}5}$		K_t=50%	
	20	L-$B_{5\text{-}6}$		K_t=100%	
	21	L-$B_{6\text{-}1}$		K_t=1%	Laje com rotação parcialmente restringida e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	22	L-$B_{6\text{-}2}$		K_t=5%	
	23	L-$B_{6\text{-}3}$		K_t=25%	
	24	L-$B_{6\text{-}4}$		K_t=50%	
	25	L-$B_{6\text{-}5}$		K_t=100%	
C	26	L-$C_{1\text{-}1}$		y_0=0mm	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	27	L-$C_{1\text{-}2}$		y_0=25mm	
	28	L-$C_{1\text{-}3}$		y_0=50mm	
	29	L-$C_{1\text{-}4}$		y_0=75mm	
	30	L-$C_{1\text{-}5}$		y_0=100mm	
	31	L-$C_{1\text{-}6}$		y_0=125mm	
	32	L-$C_{2\text{-}1}$	 y_0=50mm E_{mola}=19,74GPa	L-A_{1_50} s/ mola	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	33	L-$C_{2\text{-}2}$		L-A_{2_50} s/ mola	
	34	L-$C_{2\text{-}3}$		K_t=1%	
	35	L-$C_{2\text{-}4}$		K_t=5%	
	36	L-$C_{2\text{-}5}$		K_t=25%	
	37	L-$C_{2\text{-}6}$		K_t=50%	
	38	L-$C_{2\text{-}7}$		K_t=100%	
D	39	L-$D_{2\text{-}1}$	 y_0=50mm	s/mola	
	40	L-$D_{2\text{-}2}$		s/ mol Fixo	
	41	L-$D_{2\text{-}3}$		K_t=1%	
	42	L-$D_{2\text{-}4}$		K_t=5%	
	43	L-$D_{2\text{-}5}$		K_t=25%	
	44	L-$D_{2\text{-}6}$		K_t=50%	
	45	L-$D_{2\text{-}7}$		K_t=100%	
	46	L-$D_{3\text{-}1}$	 y_0=50mm	s/mola	
	47	L-$D_{3\text{-}2}$		s/ mol Fixo	
	48	L-$D_{3\text{-}3}$		K_t=1%	
	49	L-$D_{3\text{-}4}$		K_t=5%	
	50	L-$D_{3\text{-}5}$		K_t=25%	
	51	L-$D_{3\text{-}6}$		K_t=50%	
	52	L-$D_{3\text{-}7}$		K_t=100%	

Quadro 5.5 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de lajes.

LAJES	CASO		ESQUEMA		OBSERVAÇÕES
A	1	*L-A1*			Laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios
	2	*L-A2*			Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	3	*L-A4*			Laje encastrada
	4	*L-A5-0%*			Laje com rotação restringida e deslocamento horizontal livre nos apoios
	5	*L-A5-100%*			Laje com rotação restringida e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	6	*L-A6-100%*			Laje com rotação parcialmente restringida e deslocamento horizontal restringido nos apoios
B	7	*L-B1*		K_t=0%	Laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios
	8	*L-B2*		K_t= ∞ %	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	9	*L-B3-1*		K_t=1%	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	10	*L-B3-2*		K_t=5%	
	11	*L-B3-3*		K_t=25%	
	12	*L-B3-4*		K_t=50%	
	13	*L-B3-5*		K_t=100%	
	14	*L-B4*			Laje encastrada
	15	*L-B5-1*		K_t=0%	Laje com rotação restringida e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	16	*L-B5-2*		K_t=1%	
	17	*L-B5-3*		K_t=5%	
	18	*L-B5-4*		K_t=25%	
	19	*L-B5-5*		K_t=50%	
	20	*L-B5-6*		K_t=100%	
	21	*L-B6-1*		K_t=1%	Laje com rotação parcialmente restringida e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	22	*L-B6-2*		K_t=5%	
	23	*L-B6-3*		K_t=25%	
	24	*L-B6-4*		K_t=50%	
	25	*L-B6-5*		K_t=100%	
C	26	*L-C1-1*		y_0=0mm	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios
	27	*L-C1-2*		y_0=25mm	
	28	*L-C1-3*		y_0=50mm	
	29	*L-C1-4*		y_0=75mm	
	30	*L-C1-5*		y_0=100mm	
	31	*L-C1-6*		y_0=125mm	
	32	*L-C2-1*	 y_0=50mm E_{mola}=19,74GPa	$L\text{-}A1_{_50}$ s/ mola	Laje com rotação livre e deslocamento horizontal parcialmente restringido nos apoios
	33	*L-C2-2*		$L\text{-}A2_{_50}$ s/ mola	
	34	*L-C2-3*		K_t=1%	
	35	*L-C2-4*		K_t=5%	
	36	*L-C2-5*		K_t=25%	
	37	*L-C2-6*		K_t=50%	
	38	*L-C2-7*		K_t=100%	
D	39	*L-D2-1*	 y_0=50mm	s/mola	
	40	*L-D2-2*		s/ mol Fixo	
	41	*L-D2-3*		K_t=1%	
	42	*L-D2-4*		K_t=5%	
	43	*L-D2-5*		K_t=25%	
	44	*L-D2-6*		K_t=50%	
	45	*L-D2-7*		K_t=100%	
	46	*L-D3-1*	 y_0=50mm	s/mola	
	47	*L-D3-2*		s/ mol Fixo	
	48	*L-D3-3*		K_t=1%	
	49	*L-D3-4*		K_t=5%	
	50	*L-D3-5*		K_t=25%	
	51	*L-D3-6*		K_t=50%	
	52	*L-D3-7*		K_t=100%	

Capítulo 6

COMPORTAMENTO AO FOGO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO

Capítulo 6

COMPORTAMENTO AO FOGO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO

6.1 - Introdução

Neste capítulo faz-se uma análise numérica do comportamento estrutural de vigas de betão armado quando sujeitas à acção do incêndio traduzida pela curva padrão ISO 834, [1].

O capítulo divide-se em duas partes essenciais: uma primeira em que se avalia aquele comportamento ao nível da secção e uma segunda em que a análise é feita englobando a totalidade do elemento, podendo neste último caso tornar-se tão complexa consoante se considere por exemplo restrições à dilatação da viga e/ou variação da temperatura no seu desenvolvimento.

A análise de transferência de calor dos elementos estruturais foi realizada ao nível da secção. O campo de temperaturas ao longo da secção, função do tempo assumiu-se como constante ao longo do comprimento dos elementos estruturais.

A avaliação do comportamento estrutural das vigas quando sujeitas ao incêndio ISO 834 faz-se aqui, ao nível da secção, comparando os métodos simplificados indicados na EN 1992-1-2, [2] com um modelo numérico desenvolvido especificamente: “SimFIRb”. Este modelo permite determinar o momento flector resistente último à flexão composta do elemento viga, função da duração do início do incêndio. Nos métodos simplificados referidos na EN 1992-1-2, [2], Isotérmica dos 500ºC e Zona (Capítulo 3), calcula-se a redução da secção de betão devido ao efeito de aquecimento da viga aplicando-se pontualmente (apenas num número restrito de zonas da secção) as características termo-mecânicas do aço e betão que constituem o elemento à custa de diagramas simplificados de temperaturas de secções tipo. Pelo contrário, no modelo numérico desenvolvido obtêm-se exactamente as características termo-mecânicas do betão e aço de cada fibra em que foi discretizada a secção. Utiliza a discretização por elementos finitos usada para definir o campo de temperaturas da secção considerada no

programa de elementos finitos “SAFIR”, [3]). Posteriormente, e à semelhança dos métodos simplificados definidos na EN 1992-1-2, [2], determina-se o momento flector resistente do elemento à custa de relações de equilíbrio. Neste modelo, as características termo-mecânicas dos materiais que constituem a secção (aço e betão), função da temperatura são também as preconizadas na EN 1992-1-2, [2].

O método simplificado de avaliação da capacidade resistente de vigas de betão armado aqui desenvolvido considera não só a redução das características mecânicas de cada fibra que constitui a secção como considera variáveis as extensões mobilizáveis na secção até que o equilíbrio seja atingido, e ou exceder os limites impostos daquelas extensões no aço ou betão.

Nessa avaliação, utilizando os métodos SinFIRb ou SAFIR tomam-se as seguintes hipóteses simplificativas:

- As tensões de corte não são consideradas no cálculo;
- A tensão de tracção do betão foi ignorada;
- Não é considerado qualquer gradiente de temperatura ao longo do comprimento dos elementos estruturais;
- Foram só considerados betões com inertes siliciosos;
- Não foi considerado o *spalling*.

As seguintes considerações foram tomadas nos cálculos com SimFIRb:

- As secções planas mantêm-se planas;
- Apesar das áreas de armadura serem pequenas, os varões são discretizados por pelo menos 4 fibras (elementos finitos), tendo-se assumido a temperatura para cada uma assim como as extensões correspondentes face à curvatura dada a secção até se atingir o equilíbrio.

Na segunda parte deste capítulo apresenta-se os resultados de análises numéricas efectuadas inferindo o comportamento estrutural das vigas quando sujeitas ao incêndio ISO 834 e sujeitas a dilatação restringida como forma de abordagem da complexidade da avaliação do comportamento de vigas como elementos simples ou integrados em estruturas complexas.

Foram desenvolvidas várias ferramentas numéricas e gráficas para efectuar as análises, tanto para os métodos simplificados indicados na EN 1992-1-2, [2], como para o modelo numérico desenvolvido “SimFIRb.

Estas ferramentas permitiram analisar a influência de vários parâmetros na capacidade resistente das vigas como: a geometria da secção, a resistência do betão e do aço, a variação e recobrimento da armadura, sendo fácil potenciar muitos outros como diferentes condições de exposição ao incêndio padrão ISO 834, etc.

6.2 - Análise ao nível da secção

Nesta secção avaliar-se-á a eficácia do método da Isotérmica dos 500ºC e do método de Zona no cálculo da redução da secção de betão e no consequente cálculo do momento flector resistente último das vigas expostas a incêndio (neste caso o normalizado ISO 834, por exigência do método de Zona) quando comparado com o modelo numérico simplificado desenvolvido, “SimFIRb”.

6.2.1 - Comportamento mecânico

As vigas são elementos estruturais cujos carregamentos provocam momentos flectores e esforços transversos. A capacidade de carga da viga é dependente da interacção entre a tensão de compressão no betão, a tensão de tracção na armadura e a distância efectiva entre as duas zonas de tensão. A tensão de tracção no betão é ignorada porque é muito pequena quando comparada com a proporcionada pela armadura e o valor do momento flector resistente da secção é usualmente superior ao se admitir que o betão fendilhe na zona de tracção, tornando a análise conservativa.

As tensões não são uniformes na zona de compressão. Nos cálculos simplificados é assumido frequentemente que aquela tensão é uniforme para uma profundidade reduzida menor que *x* (sendo *x*, a altura do bloco de tensões em compressão) tomando-se usualmente *0,8x.*

Três tipos de rotura são identificados: para as vigas normalmente armadas, sobre armadas e equilibradamente armadas. A rotura ocorre quando a carga é incrementada para além da capacidade de carga ou no caso em que essa capacidade de carga diminui devido ao acréscimo de temperatura. A rotura de vigas normalmente armadas é definida através da cedência da armadura antes que o betão atinja a sua máxima resistência. A rotura de vigas sobre armadas é definida quando a tensão máxima de compressão do betão é atingida antes da cedência da armadura. A rotura de vigas equilibradamente armadas ocorre quando as armaduras atingem a cedência por tracção ao mesmo tempo que o betão atinge a sua tensão máxima de compressão.

Para roturas causadas pelo incêndio é muito difícil estabelecer uma linha clara entre as roturas pois as relações tensão-extensão do betão e do aço variam com a temperatura. A maioria das roturas são as correspondentes às de vigas normalmente armadas, embora para o caso de vigas sobrearmadas, em geral apresentam uma rotura de vigas normalmente armadas devido ao seu aquecimento. A razão deve-se ao facto da tensão última do aço diminuir muito mais rapidamente com a temperatura do que a diminuição da tensão última de compressão do betão.

Refira-se que se desenvolveu um programa de cálculo para modelar os métodos simplificados preconizados na EN 1992-1-2, [2]. Ali, considerou-se uma temperatura uniforme para cada varão, assim como a extensão máxima mobilizável.

6.2.2 - Análise dos cálculos realizados

6.2.2.1 - Configuração geométrica e propriedades materiais das vigas analisadas

Os resultados dos cálculos realizados com o modelo numérico SimFIRb, assim como com o método da Isotérmica dos 500ºC e o método de Zona sintetizam-se neste parágrafo. Aqueles métodos de avaliação da capacidade resistente ao fogo de elementos estruturais sujeitos preponderantemente à flexão foi aplicado a nove secções tipo, designadas por *A, B, C, D, E, F, G, H* e *I*.

Uma vez que a análise foi feita ao nível da secção dos elementos estruturais não houve necessidade de identificar factores externos como o comprimento e condições de apoio. Contudo, para se proceder à análise houve que definir previamente os seguintes factores:

- Geometria da secção;
- Secções das armaduras e o seu posicionamento na secção de betão;
- Exposição ao incêndio e as suas condições fronteira;
- Propriedades mecânicas do aço e betão.

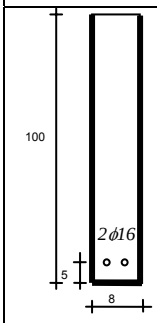
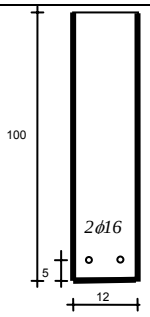
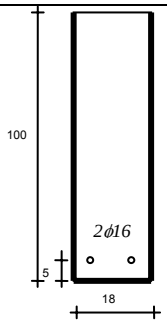
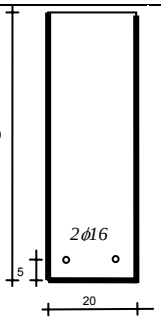
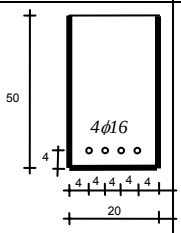
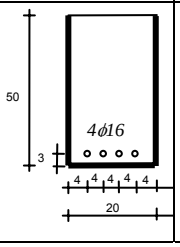
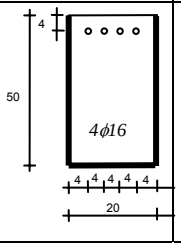
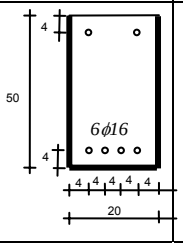
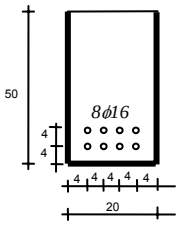
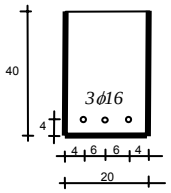
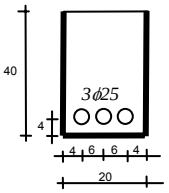
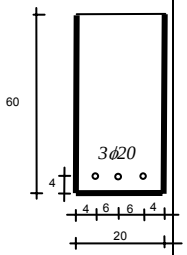
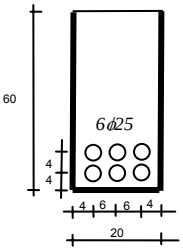
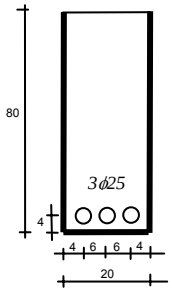
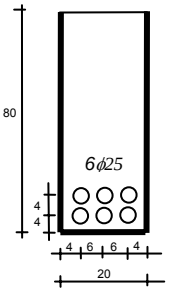
As secções tipo das vigas analisadas e os parâmetros considerados nas análises são apresentadas nos Quadros 6.1 e 6.2.

Nos Quadros 6.1 e 6.2, as medidas em centímetros são todas referenciadas ao eixo das armaduras. Nas Figuras apresentadas neste quadro, a fronteira das secções a traço mais forte representam as faces do elemento que estão expostas ao incêndio normalizado ISO 834. No Quadro 6.3 apresenta-se a série de cálculos efectuados através dos três métodos simplificados, método da isotérmica dos 500ºC, método de Zona e o modelo desenvolvido SimFIRb.

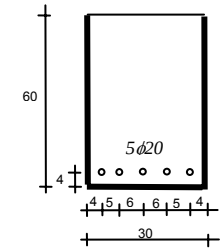
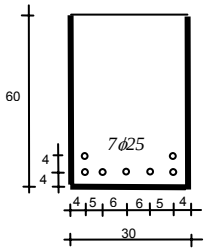
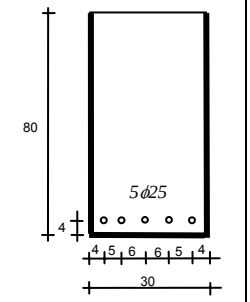
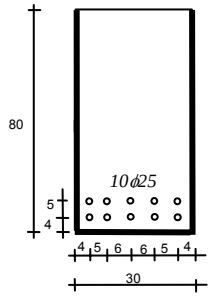
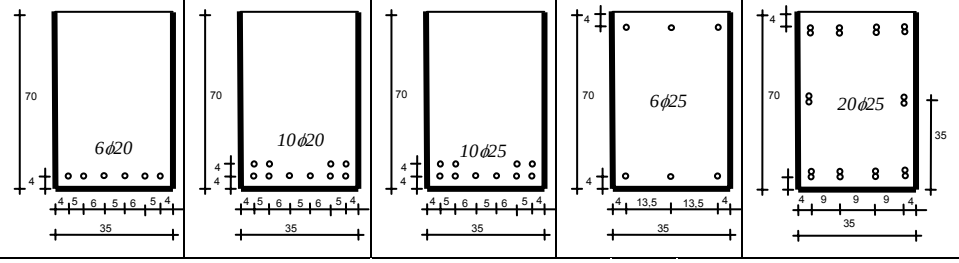
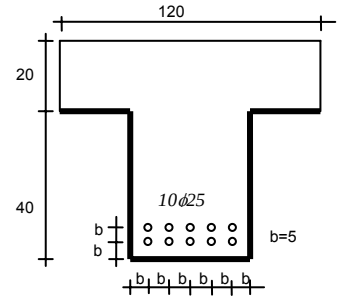
As análises realizadas e apresentadas no Quadro 6.2 correspondem a secções de betão nas quais as extensões nas armaduras são superiores a 2% na rotura.

As secções foram escolhidas de forma a se abranger uma razoável gama de dimensões e quantidades de armaduras correntes na construção com capacidades resistentes à flexão e à temperatura ambiente compreendidas entre 80 e 1100kN·m. Usaram-se contudo três secções tipo condicionadas às características consideradas por outros autores: são elas as secções Tipo *A*, *B* e *I*. Para as secções Tipo A fizeram-se dois tipos de cálculos: os designados cálculos A_{-1} considerando uma armadura de 1ϕ25 e que permitiram a análise comparativa com os cálculos de Rigberth, [4] e os cálculos A_{-2}, considerando uma armadura de 2ϕ16 mantendo afastamentos comuns às faces lateral e inferior procurando corresponder a uma situação mais realista. Saliente-se nos cálculos A_{-1} a ligeira alteração considerada nas características materiais do aço assinaladas no Quadro 6.2 para igualar as também consideradas por Rigberth.

Quadro 6.1 – Parâmetros geométricos das secções (*A*, *B*, *C*, *D* e *E*) das vigas analisadas com SimFIRb e com os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona e propriedades materiais.

Secção transversal (As linhas mais espessas indicam as faces expostas ao incêndio ISO 834)						Propriedades materiais	
	A_{1-2}	**A_{2-2}**	**A_{3-2}**	**A_{4-2}**		Betão f_{cd} (MPa)	Aço f_{sy} (MPa)
A						C40/C45 **40** Fizeram-se ainda cálculos com 1ϕ25 para cada secção: **A_{1-1} A_{2-1} A_{3-1} A_{4-1}** A235 **220**	A235 **235**
B	**B_1**	**B_2**	**B_3**	**B_4**	**B_5**	C25/C30 **25**	A400 **400**
							
C	**C_1**	**C_2**				C25/C30 **25**	A400 **400**
							
D	**D_1**	**D_2**				C25/C30 **25**	A400 **400**
							
E	**E_1**	**E_2**				C25/C30 **25**	A400 **400**
							

Quadro 6.2 – Parâmetros geométricos das secções (*F, G, H* e *I*) das vigas analisadas com SimFIRb e com os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona e propriedades materiais.

Secção transversal (As linhas mais espessas indicam as faces expostas ao incêndio ISO 834)			Propriedades materiais	
			Betão f_{cd} (MPa)	Aço f_{sy} (MPa)
F	**F_1**	**F_2**	C25/C30 **25**	A400 **400**
				
G	**G_1**	**G_2**		
			C25/C30 **25**	A400 **400**
H	**H_1** **H_2** **H_3** **H_4** **H_5**			
			C25/C30 **25**	A400 **400**
I	**I_1**			
			C30/C35 **30**	A400 **400**

As secções Tipo *B* e *I* foram as principalmente analizadas nos cálculos efectuados por Ferreira, [5]. Pelo que a avaliação comparativa dos vários cálculos das secções *B* permite retirar uma razoável quantidade de conclusões. Coincidentemente a secção *I* foi analisada pelos dois autores, Rigberth, [4] e Ferreira, [5]. Há que salvaguardar, nas avaliações relativas para esta secção *I* uma ligeira alteração das características materiais do aço e do betão considerada por Rigberth, ou seja f_{cd}=29,6 MPa e f_{sy}=370MPa.

Quadro 6.3 – Cálculos realizados para determinar a capacidade resistente de secções de betão armado sujeitas ao incêndio ISO 834.

Secção			Método Simplificado	Tempo [min.]						
				30	60	90	120	180	240	300
A	$A_{1\text{-}2}$ $A_{1\text{-}1}$	 8x100-2ϕ16 e 1ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√					
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	$A_{2\text{-}2}$ $A_{2\text{-}1}$	 12x100-2ϕ16 e 1ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√			
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	$A_{3\text{-}2}$ $A_{3\text{-}1}$	 18x100-2ϕ16 e 1ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	$A_{4\text{-}2}$ $A_{4\text{-}1}$	 20x100-2ϕ16 e 1ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
B	B_1	 20x50-4ϕ16	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	B_2	 20x50-4ϕ16_3	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	B_3	 20x50-4ϕ16	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	B_4	 20x50-6ϕ16	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	B_5	 20x50-8ϕ16	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
C	C_1	 20x40-3ϕ16	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
	C_2	 20x40-3ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√		
			Zona	√	√	√	√	√		
			SimFIRb							
D	D_1	 20x60-3ϕ20	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	D_2	 20x60-6ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
E	E_1	 20x80-3ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	E_2	 20x80-6ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
F	F_1	 30x60-5ϕ20	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	F_2	 30x60-7ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
G	G_1	 30x80-5ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	G_2	 30x80-10ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
H	H_1	 35x70-6ϕ20	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	H_2	 35x70-10ϕ20	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	H_3	 35x70-10ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	H_4	 35x70-6ϕ25	Iso térmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
	H_5	 35x70-20ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							
I		 10ϕ25	Isotérmica dos 500ºC	√	√	√	√	√	√	
			Zona	√	√	√	√	√	√	√
			SimFIRb							

Rigberth fez a avaliação da capacidade resistente das secções de betão armado através de um programa designado por C-Beam e dos métodos simplificados de Hertz (hoje designado por Zona) e Isotérmica dos 500ºC indicados na EN 1992-1-2, [2] de 1995. Saliente-se que as características materiais do aço e betão, função da temperatura, são os considerados naquele documento à data. Os dados térmicos para o programa C-Beam foram obtidos do programa SUPER-TEMPCALC. Ferreira desenvolveu um programa de avaliação da capacidade resistente das secções de betão armado designado por UBMFIRE cujos dados térmicos foram obtidos do programa FIRES-T. Por ser um trabalho de 1989, as variações das características materiais com a temperatura são ainda maiores do que as que Rigberth considerou, quando comparadas com as consideradas neste trabalho. Tal facto, associado à precisão e sofisticação dos modelos cálculos daqueles autores, e indirectamente dos modelos térmicos utilizados, são a justificação para a distinção dos resultados obtidos por aqueles e os resultados alcançados neste trabalho.

O modelo de Rigberth, [4] corresponde a uma pequena discretização da secção, semelhante àquela que se faz com os métodos simplificados indicados pela EN 1992-1-2, pelo que é natural obterem-se resultados idênticos entre aqueles e os obtidos por C-Beam (Figura 6.7 e 6.15). O modelo de Ferreira, [5] já fazia uma discretização da secção semelhante à necessária ao programa FIRES-T, semelhante àquela que o autor faz neste trabalho. Contudo, as discrepâncias dos resultados com as do autor justificam-se sobretudo devido à distinta consideração da variação das características materiais do aço e betão com a temperatura. O autor utiliza os mais recentes resultados da variação das características materiais aço e betão com a temperatura sintetizados na EN 1992-1-2, [2].

6.2.2.2 - Análise térmica

Apresentam-se nas Figuras 6.1 a 6.4 a evolução da temperatura média nas armaduras das diversas secções de betão armado *A* a *I* quando sujeitas ao incêndio ISO 834. A observação conjunta destas figuras com as correspondentes às deformações, mobilização de forças e momentos flectores obtidas nas análises realizadas ao nível dos elementos, permitirá no parágrafo 6.3 tirar conclusões quando o modo de rotura é protagonizado pelas armaduras.

Como se pode observar na Figura 6.1, para a secção Tipo *A*, quando apenas se considera uma armadura de ϕ25, a temperatura no varão é, ao fim de 60min, superior a 300ºC para as secções A_3 e A_4. Valores que aumentam para cerca de 500ºC para a secção A_2 e 670ºC para a secção A_1, devido sobretudo nestes dois últimos casos, ao efeito do pequeno recobrimento em relação às três faces sujeitas a aquecimento. A consideração de duas armaduras faz com que em termos médios a temperatura nas armaduras seja sempre superior àquela que se atinge quando se considera apenas uma armadura. Tal facto deve-se a se ter considerado afastamentos do eixo de cada armadura às duas faces aquecidas mais próximas de 50mm. Naturalmente que se exceptua a secção A_1 na qual esses recobrimentos não são possíveis relativamente às faces laterais, traduzindo-se pela situação térmica mais desfavorável.

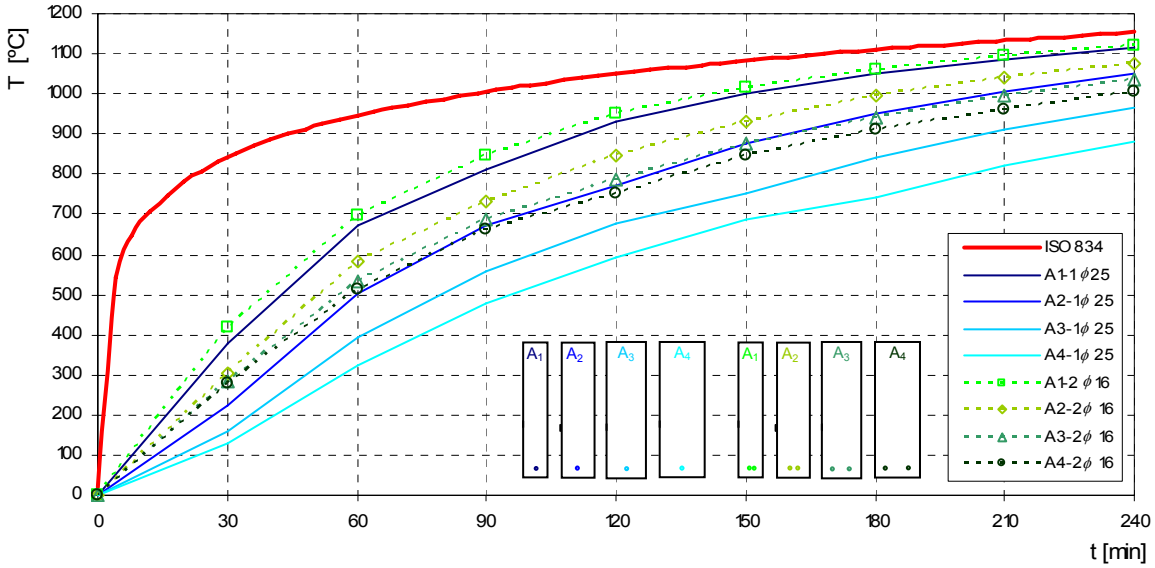
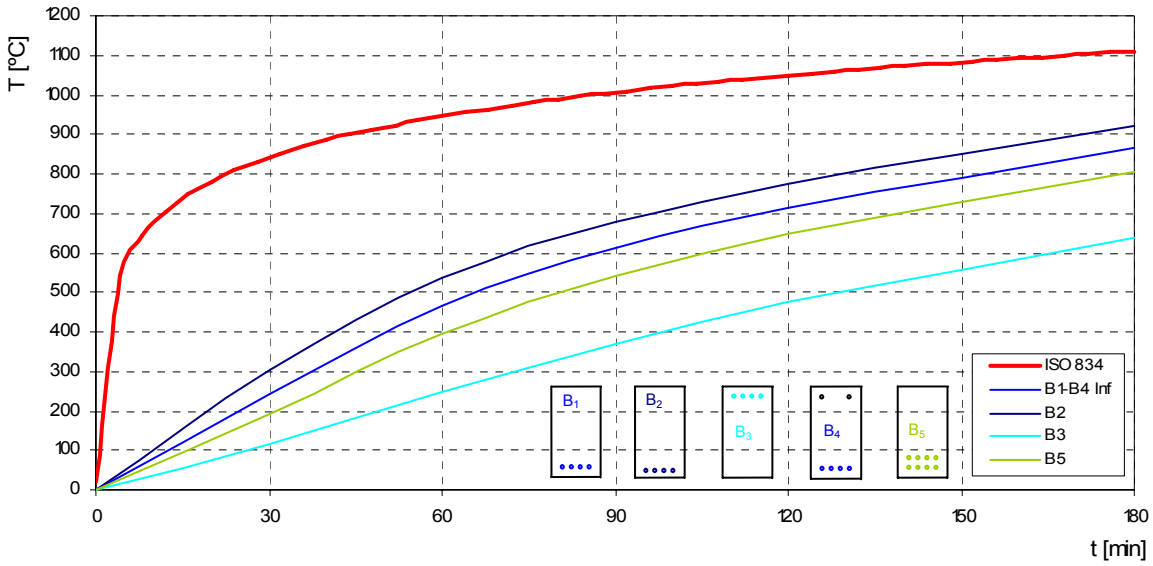


Fig. 6.1 – Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *A*, quando expostas ao incêndio ISO 834.

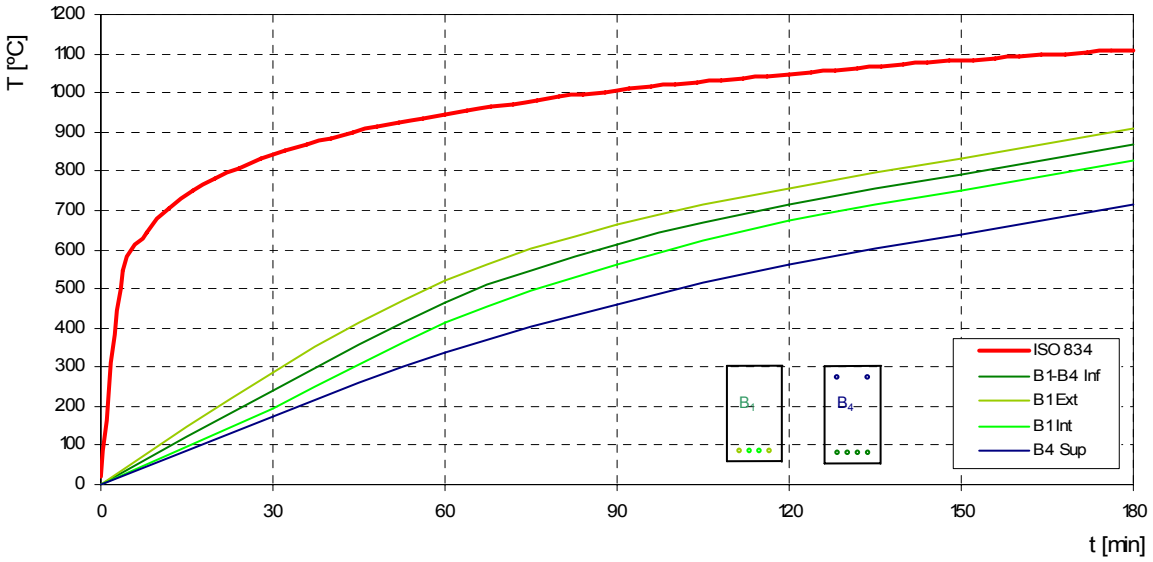
Apresenta-se na Figura 6.2 a variação das temperaturas nas armaduras das secções Tipo *B*. Na Figura 6.2a) pode-se observar que o facto de o recobrimento das armaduras inferiores baixar de 4 (secção B_1) para 3cm (secção B_2) significa um aumento médio de 70ºC para a temperatura das armaduras ao longo do tempo. Nesta figura, a linha representativa das secções B_1 e B_4 são coincidentes porque nesta última só se consideraram para avaliação na secção, as armaduras inferiores. A secção B_3 tem naturalmente as temperaturas das armaduras mais baixas devido sobretudo ao facto de serem sobretudo influenciadas pelo aquecimento das faces laterais e menos da face inferior por aquelas estarem colocadas superiormente na secção. A secção B_5 tem uma evolução média da temperatura das duas camadas de armaduras cerca de 70ºC menos do que a se observa na mesma secção só com a camada inferior. De facto, em termos reais, enquanto que a camada inferior tem uma evolução semelhante à que se observa na secção B_1, a camada superior tem uma evolução inferior a este valor médio das 10 armaduras (Figura 6.2c). Esta variação de temperatura é um aspecto preponderante no comportamento ao fogo das vigas como se verá adiante, nomeadamente no que se refere à transição de um comportamento estável para a rotura, permitindo uma rotura menos repentina e portanto portadora de aviso de colapso.

Apresenta-se na Figura 6.2b) a temperatura média dos dois varões superiores da secção B_4. Para uma apreciação qualitativa faz-se ainda na Figura 6.2b) uma comparação, para a secção B_1, uma comparação das armaduras inferiores exteriores e das interiores comparada com a média (válido igualmente para a análise das armaduras inferiores da secção B_4). Na Figura 6.2c) faz-se uma análise do diferencial tendo a representação do valor médio da temperatura dos dois níveis de armadura secção B_5.

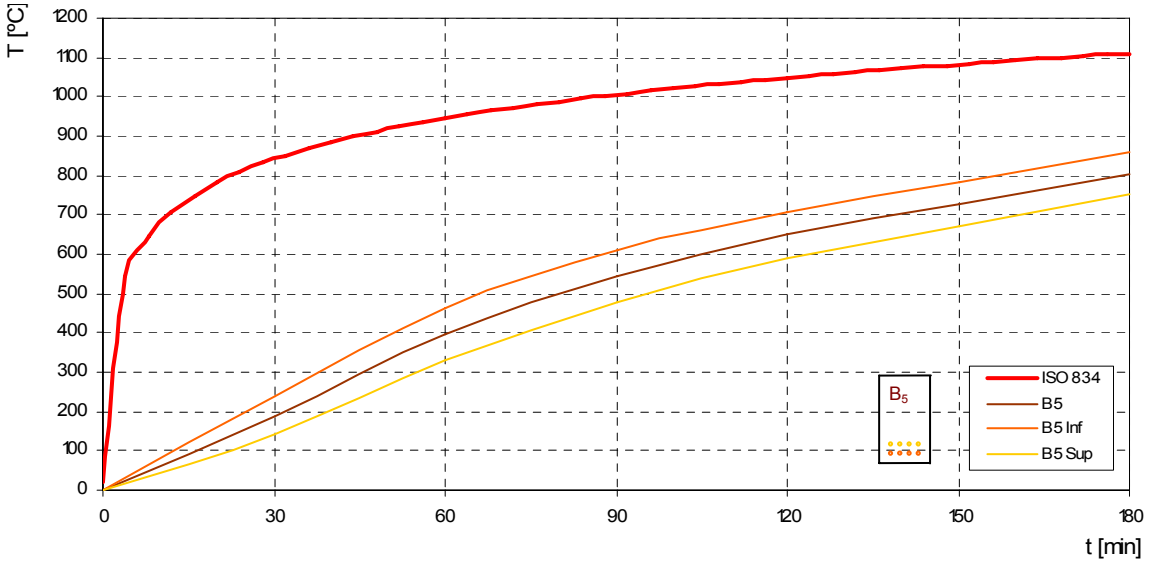
Apresenta-se na Figura 6.3 a evolução média da temperatura nas armaduras nas secções C_1, D_2, F_1, F_2, G_2 e I_1. As secções não representadas têm evoluções da temperatura nas armaduras semelhantes àquelas que se apresentaram na Figuras havendo uma correspondência que o senso ditará (por exemplo, as secções E_1, F_2, C_2, D_1 equivalentes a C_1 e G_1 a F_1).



a)



b)



c)

Fig. 6.2 – Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *B*, quando expostas ao incêndio ISO 834: a) B_1, B_2, B_3, B_4, B_5, b) B_1 e B_4, c) B_5.

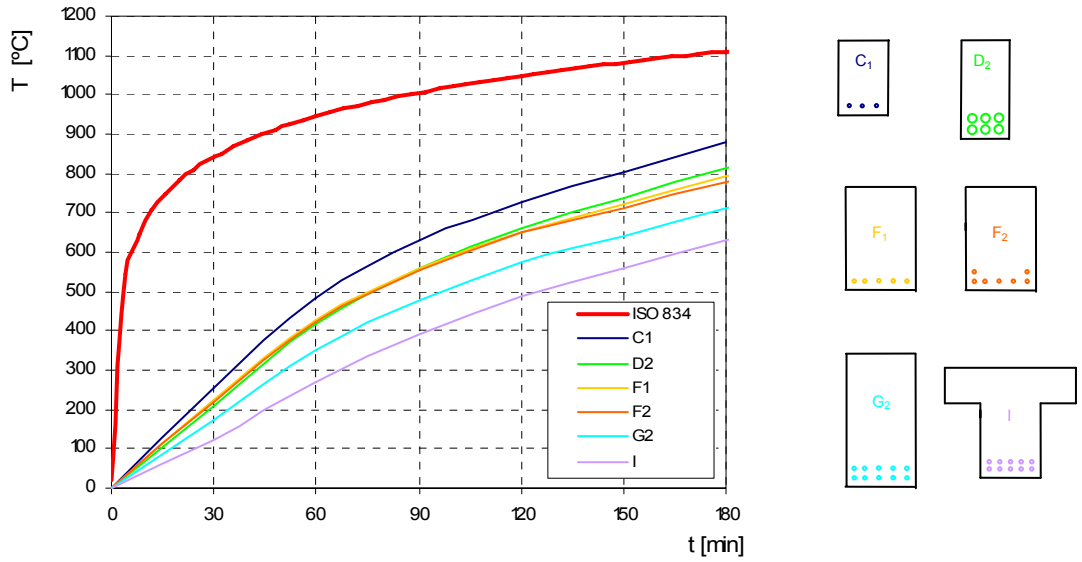


Fig. 6.3 – Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *C, D, F, G* e *I*, quando expostas ao incêndio ISO 834.

Mostra-se na Figura 6.4 as temperaturas nas armaduras para as várias secções do tipo *H*, diferenciando para as secções H_4 e H_5 as armaduras superiores e inferiores. A proximidade do resultado entre H_2 e H_3 faz evidenciar aquela que também existe entre as secções C_2 e C_1, (Figura 6.3). Isto é, nestes casos, a substituição do diâmetro das armaduras nas secções consideradas, para a mesma distância do seu centro às faces aquecidas não faz variar significativamente a temperatura nas armaduras. De igual forma não é a altura da secção que faz variar as temperaturas nas armaduras entre a secção E_2 e D_2.

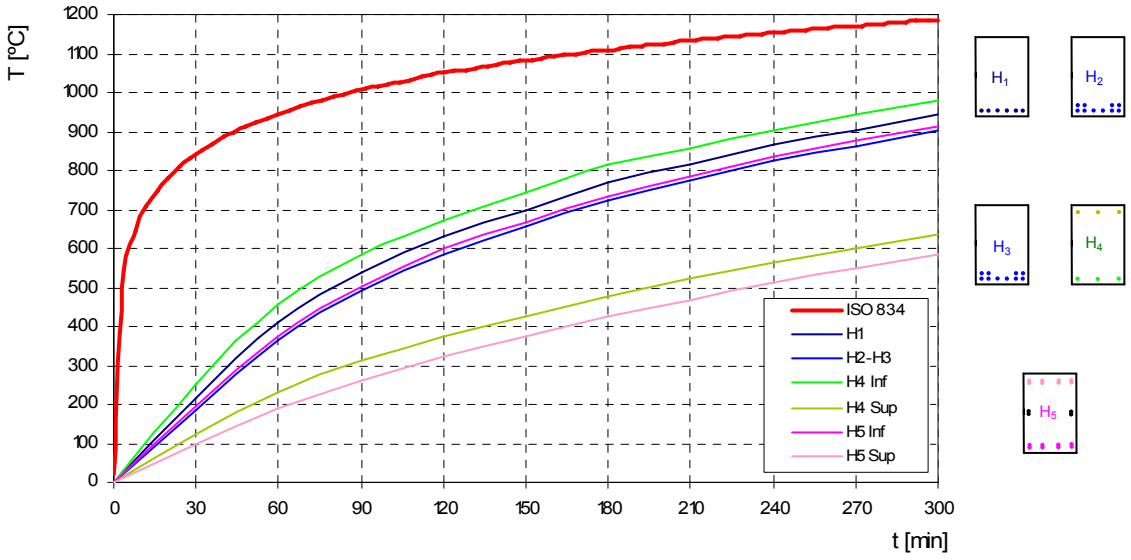
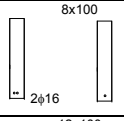
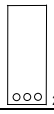
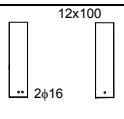
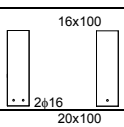


Fig. 6.4 – Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *H*, quando expostas ao incêndio ISO 834.

Apresenta-se no Quadro 6.4 o período de tempo necessário para, em cada secção, a temperatura média das armaduras atinja os 500ºC. O propósito será o de relacionar posteriormente, tanto quanto possível, aquele período de tempo com a resistência ao fogo dos

elementos estruturais ou alguma correlação indirecta. Naturalmente, para as secções analisadas e ao nível da abordagem simplificada da secção e ou ao nível da análise do elemento completo.

Quadro 6.4 – Tempo ao fim do qual se atinge a temperatura média de 500ºC nos varões de aço para cada secção.

TIPO	*DESIG.*	*ESQUEMA*	*TEMPO [min.]*	*TIPO*	*DESIG.*	*ESQUEMA*	*TEMPO [min.]*
A	$A_{1\text{-}2}$ $A_{1\text{-}1}$		**38,9-42,6**	**E**	E_1		**61,6**
	$A_{2\text{-}2}$ $A_{2\text{-}1}$		**51,2-59,9**		E_2		**78,3**
	$A_{3\text{-}2}$ $A_{3\text{-}1}$		**55,9-79,5**	**F**	F_1		**76,3**
	$A_{4\text{-}2}$ $A_{4\text{-}1}$		**58,1-95,6**		F_2		**77,8**
B	B_1		**66,7**	**G**	G_1		**96,8**
	B_2		**55,3**		G_2		**98,6**
	B_3		**129,0**	**H**	H_1		**80,6**
	B_4		**66,7**		H_2		**92,1**
	B_5		**81,2**		H_3		**92,1**
C	C_1		**63,6**		H_4		**69,8**
	C_2		**62,6**		H_5		**89,0**
D	D_1		**63,5**	**I**	I_1		**125,0**
	D_2		**77,3**				

6.2.2.3 - Avaliação dos resultados

Apresentam-se nesta secção os resultados obtidos comparando os métodos da Isotérmica dos 500ºC e o método de Zona, preconizados pela EN 1992-1-2, [2] com o modelo numérico

desenvolvido SimFIRb. A Figura 6.5 apresenta os valores da capacidade resistente de todas as secções analisadas para a temperatura ambiente mas com os pressupostos de cálculo para uma análise ao incêndio.

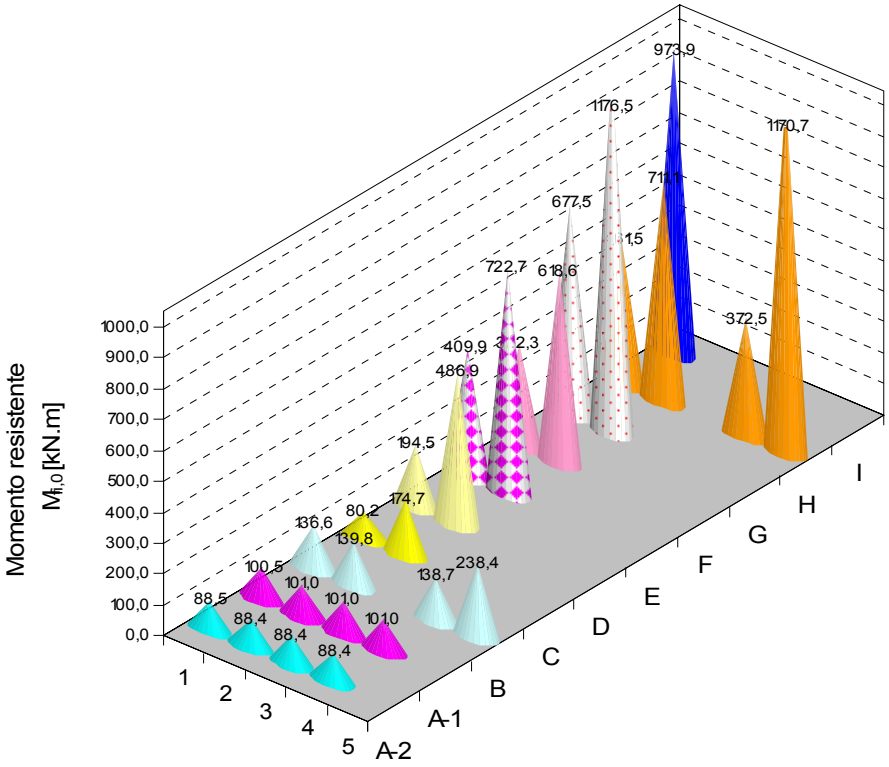
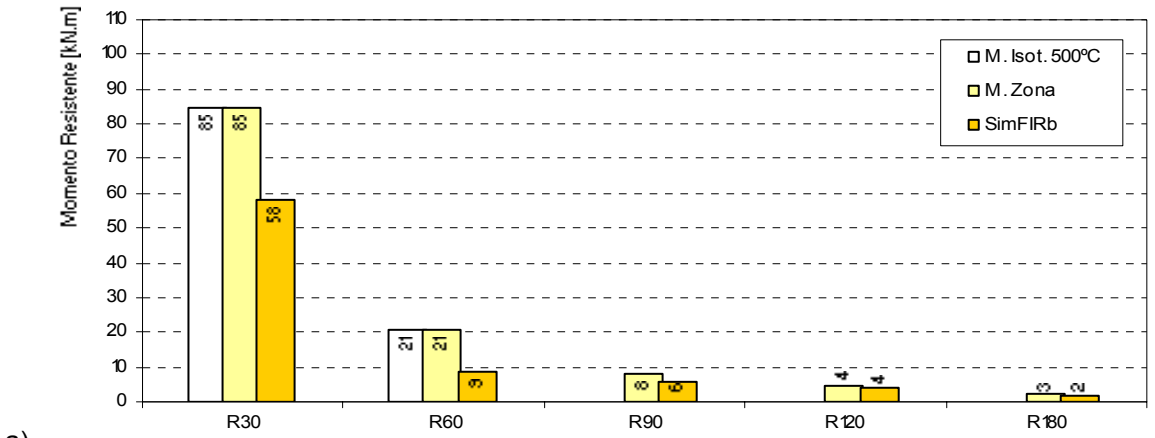


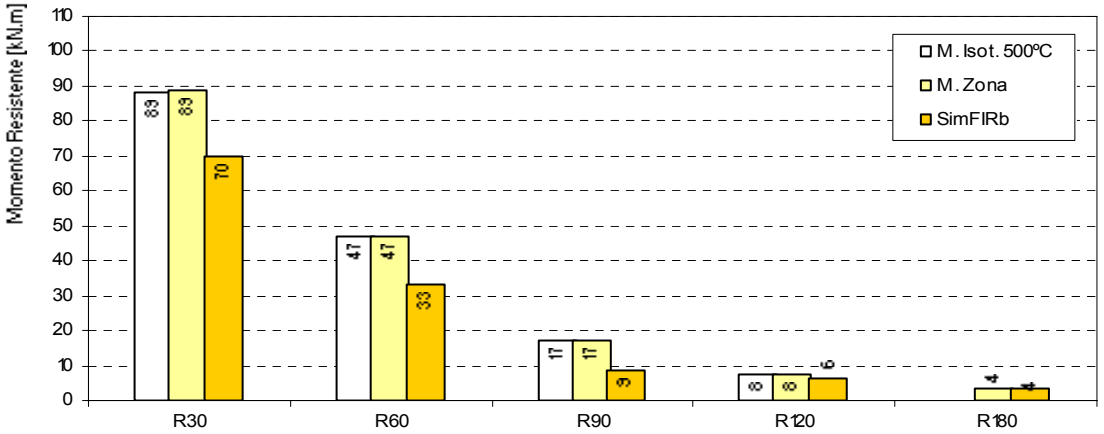
Fig. 6.5 – Capacidade resistente das secções de betão armado, *A-2*,*A-1*, *B, C, D, E, F, G, H* e *I* expostas ao fogo para o instante inicial.

Nas figuras seguintes apresentam-se os momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180min e por vezes 240 e 300min das secções já mencionadas atrás e expostas ao incêndio ISO 834 em três das suas faces. As figuras permitem comparar os resultados obtidos pelos métodos simplificados referidos na EN 1992-1-2 (métodos de Zona e da Isotérmica dos 500ºC, para os quais também se desenvolveu uma ferramenta numérica) e pelo método promovido pelo autor deste trabalho SimFIRb. Quando for o caso, apresentam-se os resultados obtidos por outros autores e tiram-se conclusões complementares.

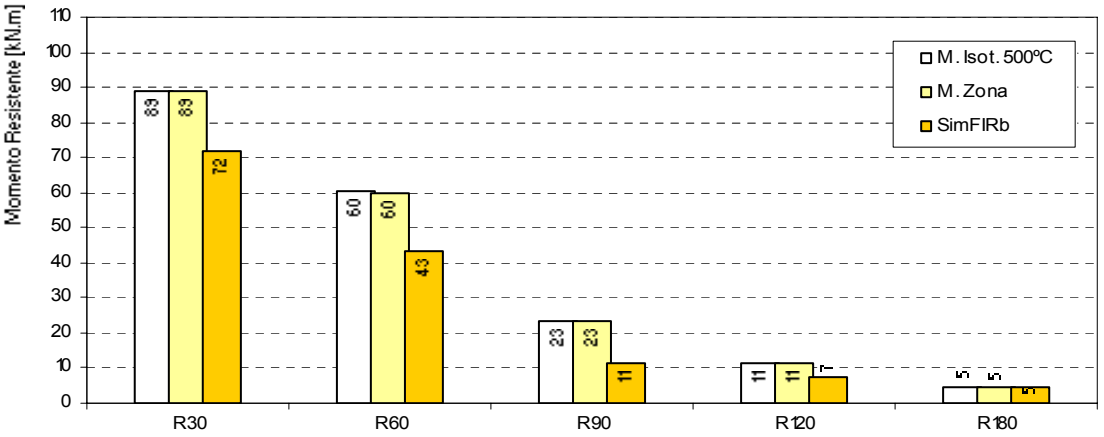
A Figura 6.6, juntamente com a maioria das figuras seguintes permite concluir o aspecto não conservativo da consideração dos métodos simplificados, de Zona e da Isotérmica dos 500ºC, preconizados pela EN 1992-1-2 no cálculo da capacidade resistente das secções. Como se pode observar nas várias figuras da totalidade das secções, o método SimFIRb, fornece valores do momento flector resistente para qualquer instante, menores do que os obtidos pelos outros métodos. Embora tal diferença se vá atenuando quando o instante da análise é maior. Tal facto associado à maior discretização utilizada neste método leva a crer que os outros métodos são não conservativos. Contudo, os valores do momento flector resistentes para o instante zero minutos, assinalados na Figura 6.5, são semelhantes independentemente do método utilizado. Os primeiros resultados apresentados nas Figuras 6.6 e 6.7 correspondem respectivamente às secções Tipo *A-2* e *A-1*.



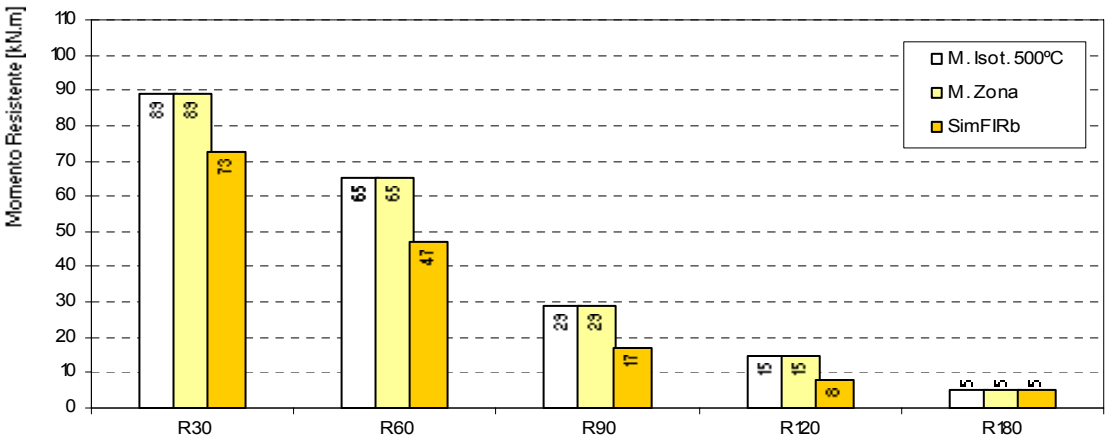
a)



b)



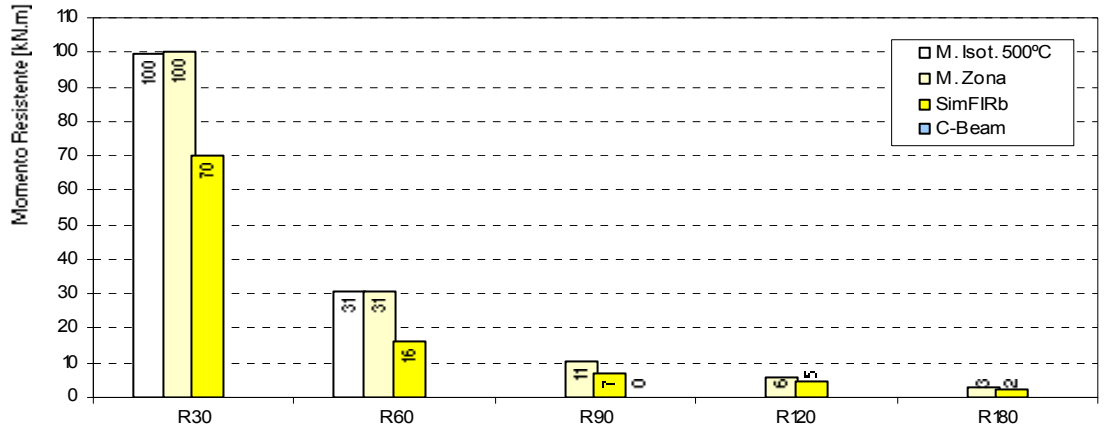
c)



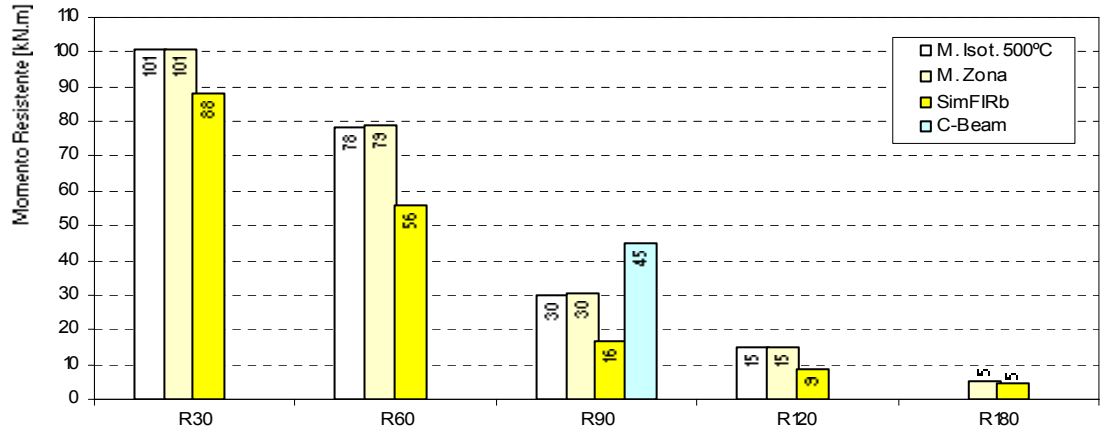
d)

Fig. 6.6 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo A_{-2} de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) A_{1-2}, b) A_{2-2}, c) A_{3-2} e d) A_{4-2}.

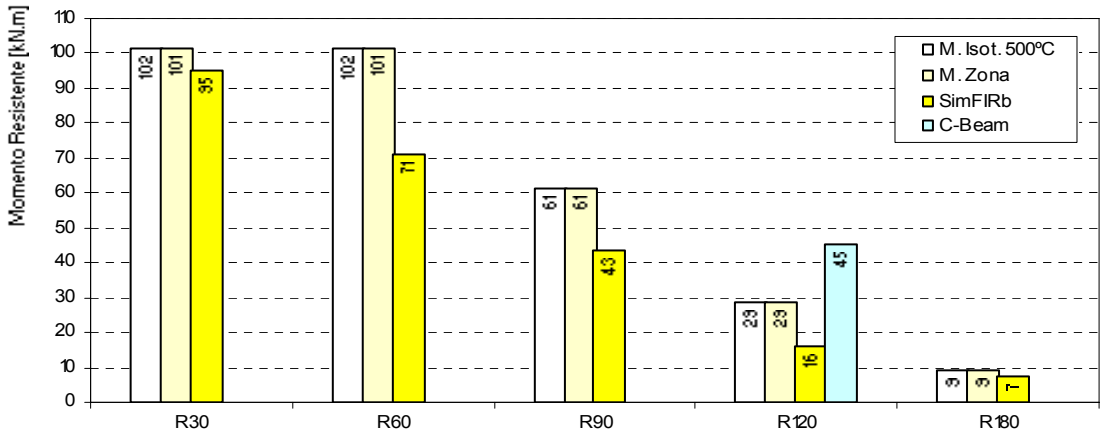
a)



b)



c)



d)

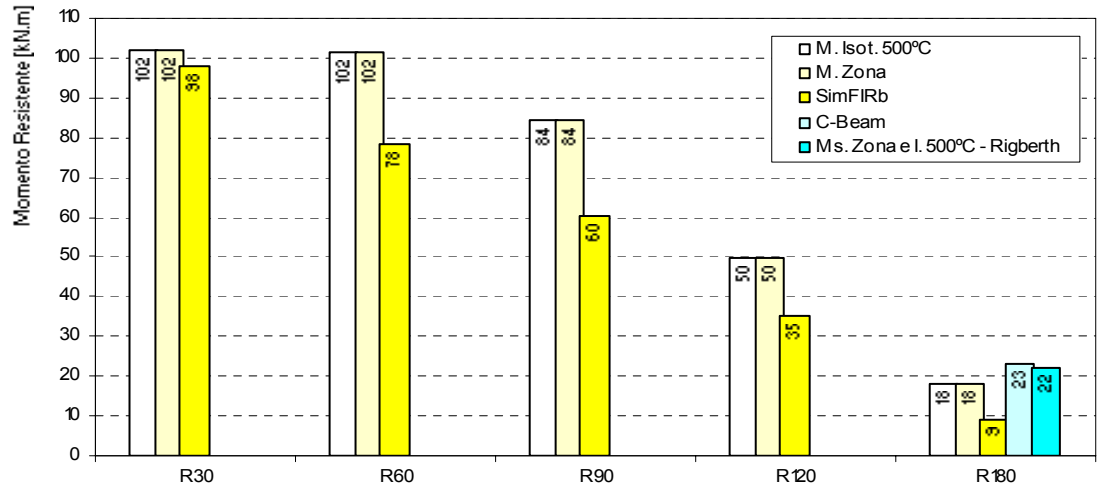


Fig. 6.7 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo A_{-1} de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2, SimFIRb e C-Beam, secções: a) A_{1-1}, b) A_{2-1}, c) A_{3-1} e d) A_{4-1}.

Representa-se na Figura 6.6 a capacidade resistente à flexão duma secção com duas armaduras em contraponto aos resultados apresentados na Figura 6.7 duma secção semelhante mas apenas com um varão (para área de aço tão semelhante quanto possível: 2ϕ16 e 1ϕ25), por se entender que esta última, apesar de permitir a comparação dos resultados com outro autor, ser irrealista.

Duas grandes conclusões se podem tirar da observação daquelas figuras: a primeira é a de que o método SimFIRb em ambas as análises, secções Tipo A_{-1} e A_{-2}, dá resultados de valor inferior e portanto põe em jogo os resultados não conservativos dos métodos simplificados preconizados pela EN 1992-1-2, aliás facto repetidamente confirmado para a gama de secções avaliadas ao longo do parágrafo, isto é, praticamente de forma independente da quantidade da armadura e da forma das secções. A segunda grande conclusão é a de que os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona praticamente fornecem resultados idênticos, diferindo na casa das décimas não tendo quase expressão a sua diferenciação nas figuras. Tal facto é também corroborado por outros autores como o comprova a Figura 6.7b) c) e d). Aliás, apenas se representaram os resultados na Figura 6.7d) dos métodos C-Beam e os dois métodos simplificados do Eurocódigo porque os resultados eram ligeiramente distintos. Contudo, nas Figuras 6.7b) e c) os resultados dos três métodos para aquele autor são semelhantes pelo que não se representaram.

Observa-se a não apresentação de resultados com o método da Isotérmica dos 500ºC para a secção A_{1-1} aos 90, 120 e 180min e para a secção A_{1-2} aos180min. Tal deve-se ao facto da temperatura média da secção ser superior a 500ºC não se podendo aplicar o método.

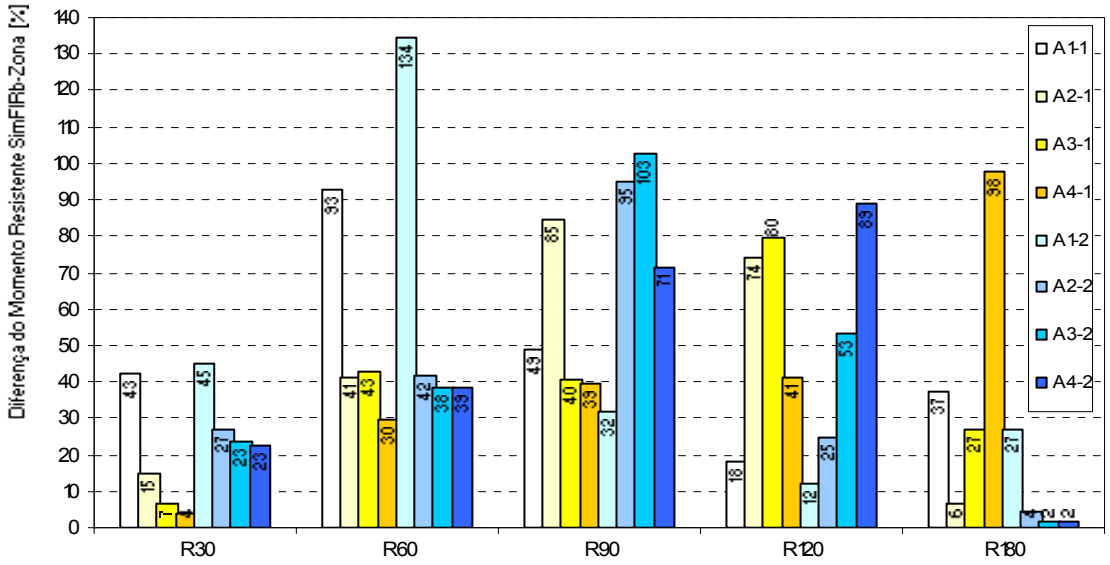


Fig. 6.8 – Diferenças na determinação do valor dos momentos flectores resistentes entre os métodos simplificados de Zona e SimFIRb para vários instantes e secções Tipo A_{-1} e A_{-2}.

Os resultados entre os três métodos aproximam-se tanto mais, quanto maior for o instante da análise. Considerando como base o método SimFIRb e apenas comparando com o método de zona já que o método da isotérmica dá praticamente os mesmos resultados que este último e nem sempre para todos os instantes, apresenta-se na Figura 6.8 a variação percentual na

determinação do valor dos momentos flectores resistentes entre aqueles métodos para todos os instantes e secções tipo A_{-1} e A_{-2}. As maiores diferenças percentuais encontradas nos resultados entre aqueles métodos correspondem às secções A_{1-1} (93%) e A_{1-2} (134%), correspondendo aquele valor ao acréscimo de resistência quando se faz a análise com o método de Zona. Assim, conclui-se a importância da discretização da secção e a adopção de um método mais rigoroso, embora simplificado, para a avaliação da capacidade de resistência de elementos sujeitos a flexão.

Por fim uma observação relativamente ao resultados obtidos com o programa C-Beam (desenvolvido por Rigberth) e aplicado à secção Tipo A_{-1}, que se apresentam nas Figuras 6.7b), c) e d). Como se referiu, a menor precisão do método associada a uma menos rigorosa caracterização, à época, das características dos materiais a altas temperaturas, faz com que aqueles resultados sejam muito conservativos e semelhantes aos obtidos com os métodos simplificados para as considerações referidas à data.

O cálculo das secções Tipo *B* corresponde não só a uma dimensão vulgarmente considerada na prática de construção corrente como ainda permite comparar os resultados obtidos pelo autor com o modelo de cálculo desenvolvido por Ferreira permitindo sobretudo aferir a importância das variações das características materiais com a temperatura desde 1989, já que o modelo é em si semelhante. E ainda aferir de forma indirecta, de forma menos significativa, a influência do modelo térmico adoptado.

Da observação da Figura 6.9 conclui-se de forma imediata a menor capacidade das secções quando analisadas pelo método SimFIRb. Observa-se igualmente uma menor diferença nos resultados entre o método UBMFIRE e os métodos simplificados. Mas tal facto resulta apenas numa coincidência e compensação do efeito menos penalizador das características materiais com a temperatura adoptado por Ferreira e a maior precisão do seu método quando comparado com a menor precisão dos métodos simplificados agora utilizados mas com os valores correspondentes ao estado da arte das características materiais função da temperatura.

Comparando-se a Figura 6.9a) e b) observa-se que a capacidade resistente da viga reduz-se sensivelmente de um terço para instantes superiores ou iguais a 90min, quando a distância do eixo das armaduras passa de 4 para 3cm. Contudo, para 30min e porque o braço devido à força mobilizável na armadura aumenta e é preponderante face ao efeito da temperatura nas armaduras, o momento flector resistente é superior quando aquela distância é de 3cm. Comparando as Figuras 6.9a) e d) verifica-se que o aumento do momento flector resistente é insignificante quando se consideram mais duas armaduras na face superior (não aquecida) da secção. Pela observação das Figuras 6.9a) e e) verifica-se que os resultados são ainda mais dispares utilizando os método simplificados e SimFIRb quando se tem duas camadas de armadura. O rigor da análise da temperatura individual de cada varão no método SimFIR e consequentemente a influência na redução da sua capacidade resistente afecta muito significativamente o resultado final da capacidade resistente da secção, obtendo-se variações superiores a 100% para instantes superiores a 90min.

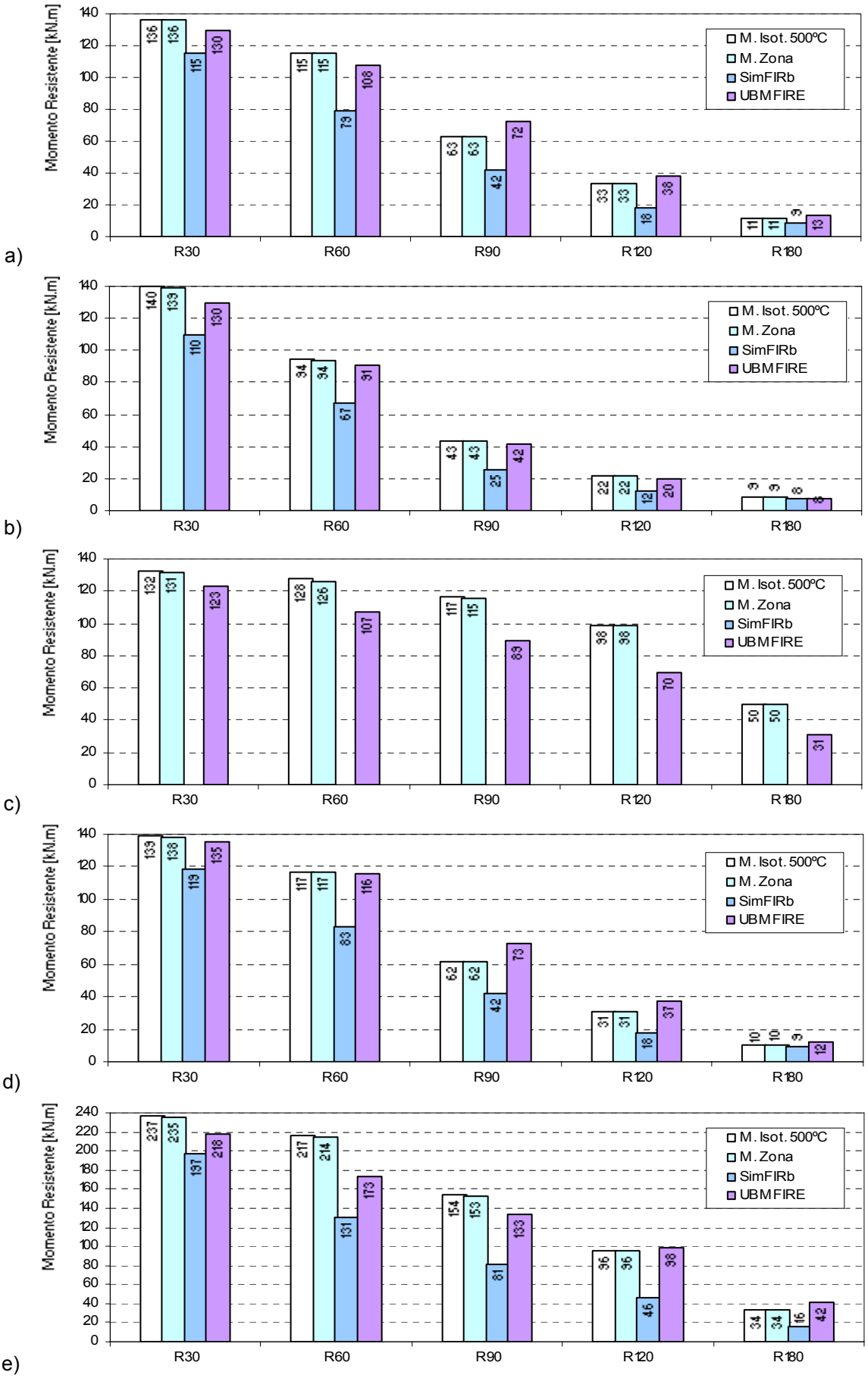


Fig. 6.9 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo *B* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2, SimFIRb e UBMFIRE, secções: a) B_1, b) B_2, c) B_3, d) B_4 e e) B_5.

Apresenta-se nas Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 os resultados de secções com largura de 20cm e alturas, respectivamente de 40, 60 e 80cm. As armaduras variam de caso para caso. Mas são as mesmas nas secções C_2 e E_1 (3ϕ25) e D_2 e E_2 (6ϕ25). A análise isolada e conjunta destas figuras permite tirar as seguintes conclusões:

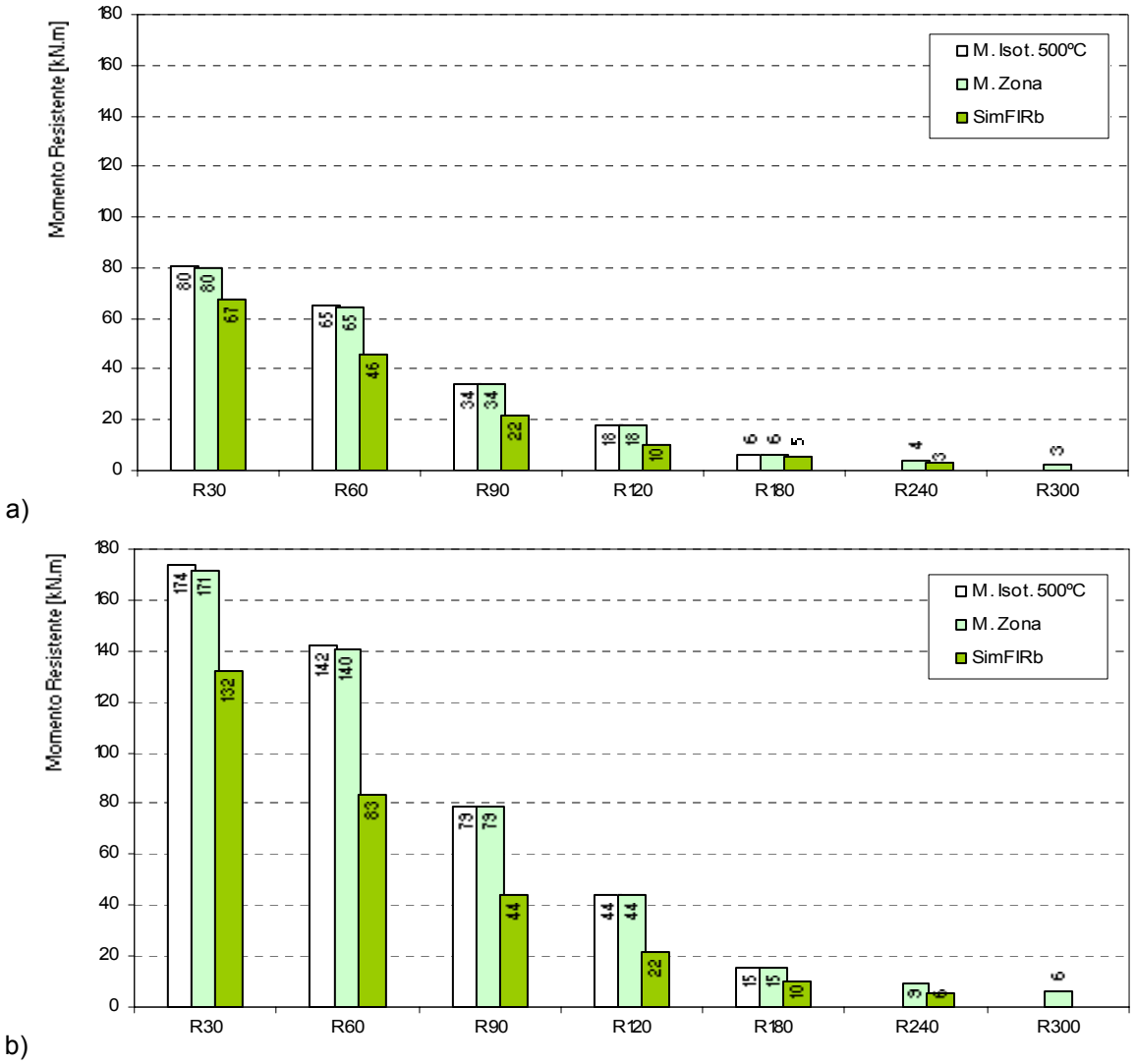


Fig. 6.10 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *C* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) C_1 e b) C_2.

i) Para a secção C_2, fortemente armada (ρ=1,84), os resultados obtidos pelo método SimFIRb afastam-se mais dos resultados obtidos dos métodos simplificados do que se passa para a mesma secção mas menos armada (secção C_1 - Figura 6.10a). Esse afastamento chega aos 100% para o instante 120min;

ii) Tal aspecto verifica-se igualmente para as secções *D* e *E* quando o aumento da quantidade de armadura implica a duplicação de camada de armaduras. O valor de 100% na variação dos resultados, consoante o método de análise, é várias vezes ultrapassado; Pode-se então dizer que, a degradação das características mecânicas do aço é pior traduzida pelos métodos simplificados Zona e Isotérmica dos 500ºC quando a armadura se coloca em duas camadas.

iii) Observando as Figuras 6.11b) e 6.12b) verifica-se que para a mesma armadura, quando a altura da secção aumenta (60 para 80cm), diminui a diferença do valor de cálculo do momento flector resistente da secção quando comparando os valores obtidos pelo método SimFIRb ou os métodos simplificados da EN 1992-1-2.

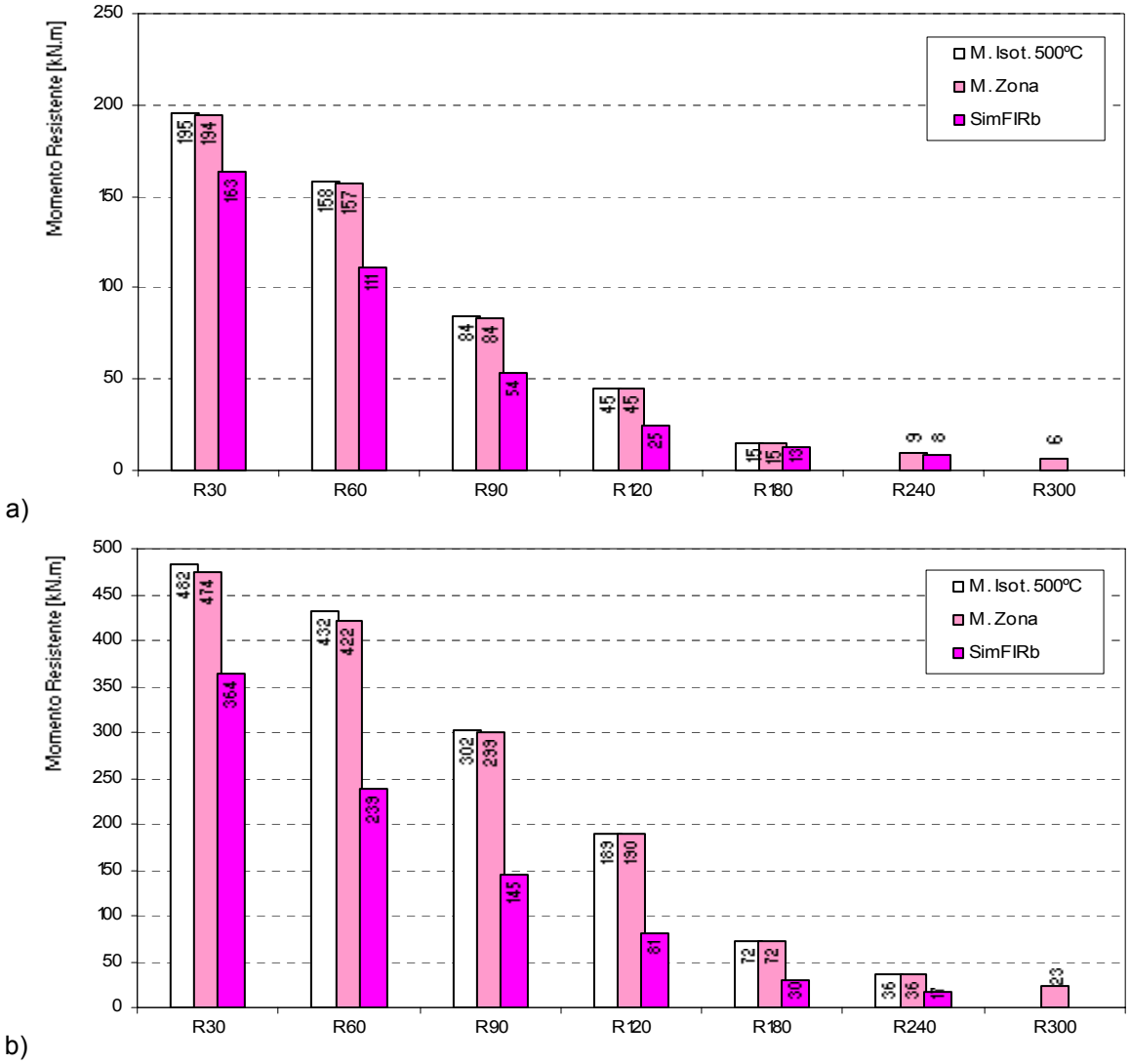
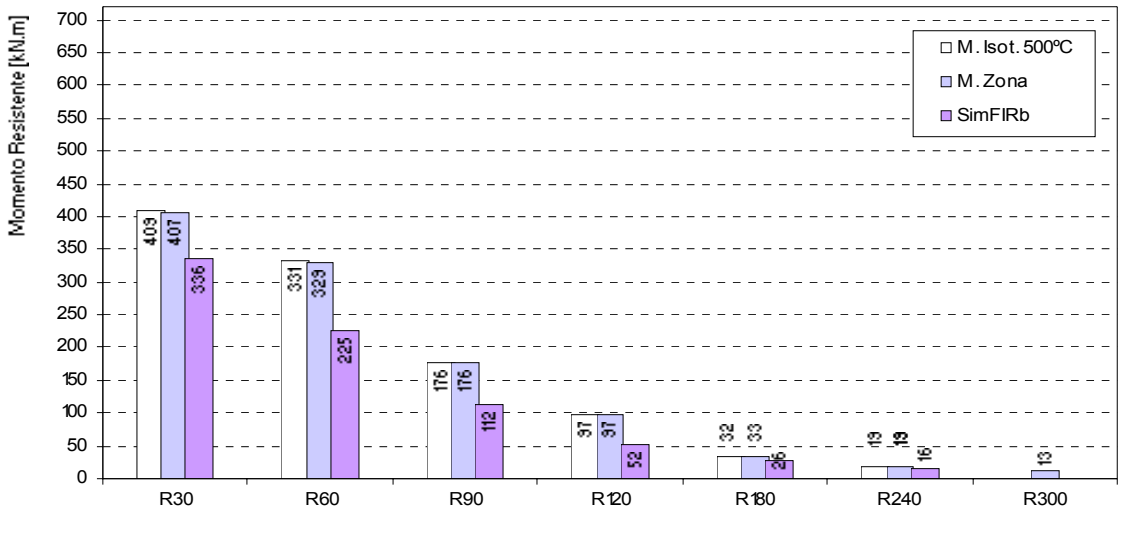


Fig. 6.11 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *D* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) D_1 e b) D_2.

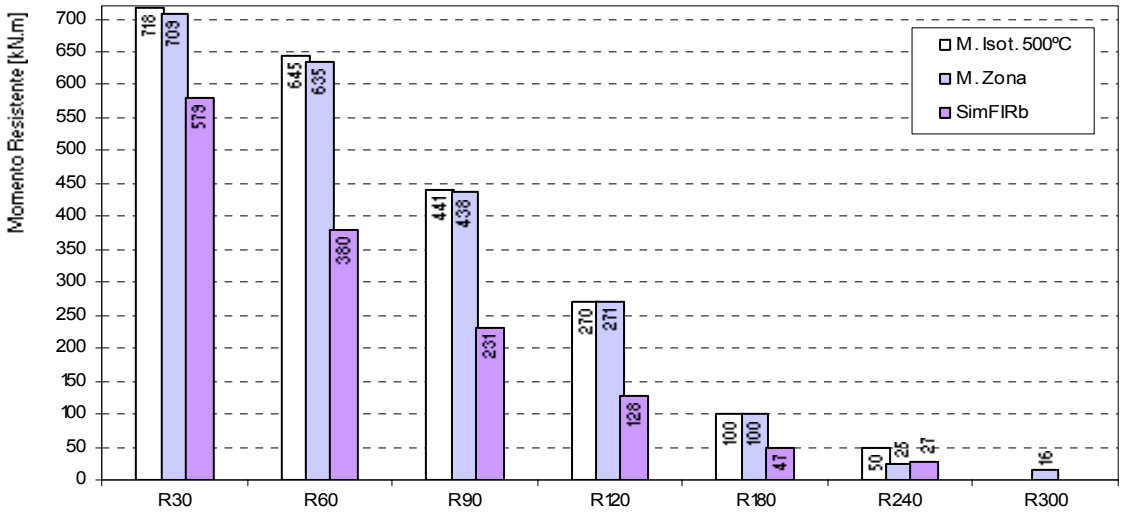
Apresentam-se na Figura 6.13 e 6.14 os resultados respectivamente das secções *F* e *G*, ambas com 30cm de largura e 60 e 80cm de altura. Genericamente tiram-se as mesmas conclusões que já se fizeram para secções apresentadas anteriormente. Há aqui um aspecto não analisado que tem que ver com a resistência ao fogo no instante zero, isto é considerando os pressupostos da análise ao fogo. Contudo, mais à frente, quando apenas se considerar os resultados obtidos pelo modelo SimFIRb, dar-se-á uma particular atenção à redução ao longo do tempo, desde o instante inicial, da capacidade resistente da secção (Figuras 6.17 a 6.23).

Da observação da Figura 6.14 tira-se uma conclusão interessante no que se refere à duplicação da armadura mas fazendo-o através de nova camada. Enquanto que a relação

entre os momentos flectores resistentes aos 30min das secções G_2 e G_1 e pela análise de SimFIRb é de 1009 para 581kN·m (+73%), para os 180min essa relação é de 211 para 59 (+257%). Curiosamente, as variações verificadas para os outros métodos simplificados são da mesma ordem de grandeza. Verifica-se pois, que o benefício da colocação de uma dupla camada de armadura em termos de menor redução relativa da resistência ao fogo faz-se particularmente sentir para instantes superiores de análise. Indirectamente corresponde a dar-se maior recobrimento a parte das armaduras da secção (principalmente superiores e interiores). Faz complementarmente aumentar a ductilidade da resistência ao fogo da secção.



a)



b)

Fig. 6.12 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *E* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) E_1 e b) E_2.

Apresentam-se os resultados na Figura 6.15 dos momentos flectores resistentes para as secções Tipo *G*. Tratam-se de secções muito resistentes dada as suas dimensões (35 por 70cm) e estarem crescentemente armadas até 20ϕ25 superior e inferiormente.

São os únicos casos (Figura 6.15d e e) em que acontece o método SimFIRb fornecer valores para a capacidade resistente da secção superiores aos que são fornecidos pelos outros dois

métodos (para os 30, 180 e 240min). Tal significa que as armaduras superiores poderão nas situações extremas trabalhar à tracção fornecendo, embora pequeno, uma contribuição positiva para o momento flector resistente gerado na secção.

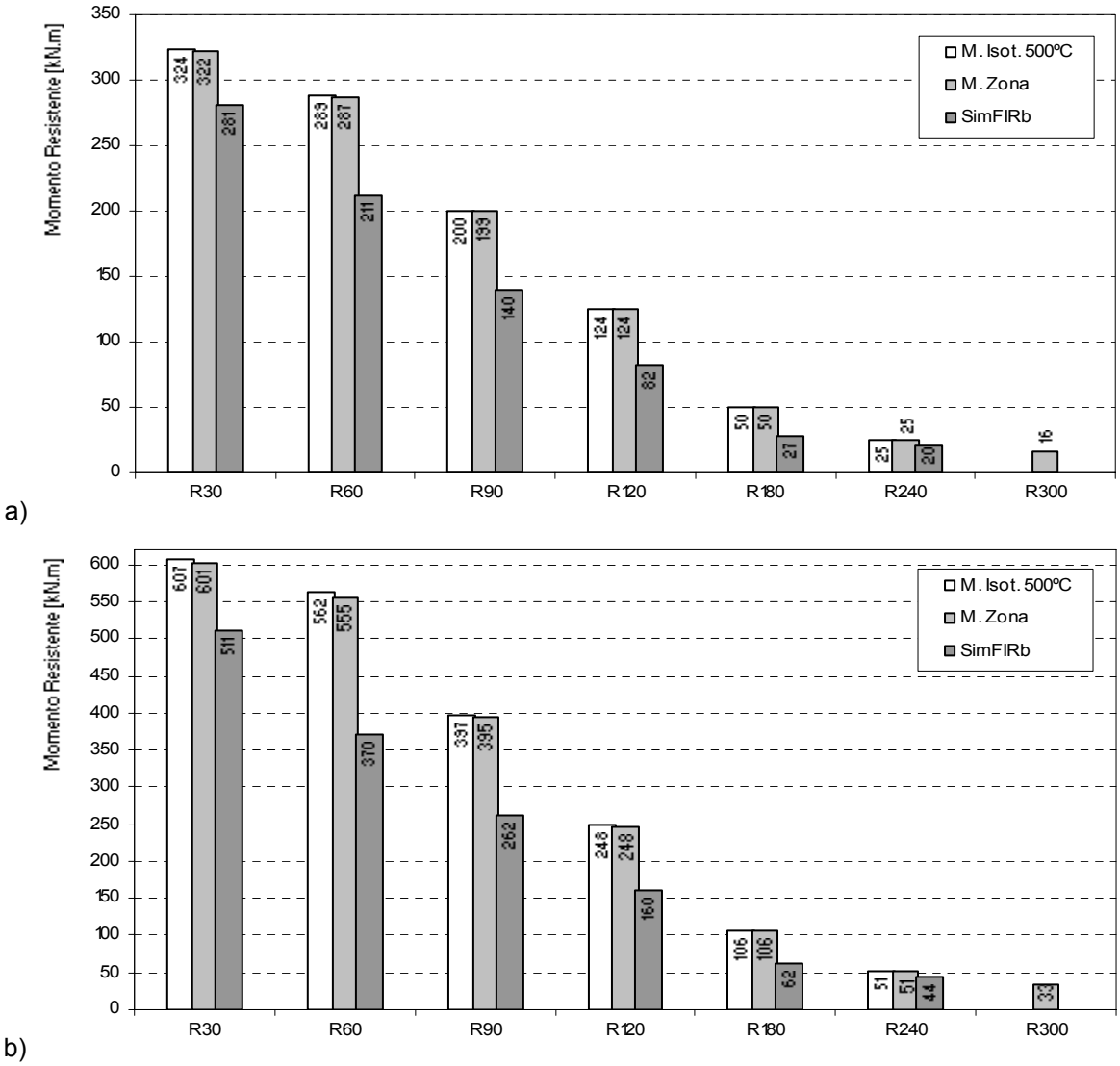


Fig. 6.13 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *F* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) F_1 e b) F_2.

A Figura 6.16 é aquela que mais resultados apresenta, na medida em que se sintetizam os resultados do autor através dos métodos de Zona, Isotérmica dos 500ºC e SimFIRb, de Rigberth, [4] através do programa de cálculo C-Beam e do programa UBMFIRE (Ferreira, [5]).

A viga em análise é a viga em "T" de grande capacidade resistente. O método SinFIRb continua a fornecer valores menores do que os dos métodos de Zona e Isotérmica dos 500ºC. Curiosamente, os métodos simplificados e C-Beam abordados por Rigberth dão valores inferiores aos do autor até aos 30min, ao contrário do que se verificou para a secção *A*. A igualdade dos valores obtidos com C-Beam e os outros métodos realizados por Rigberth só vem mais uma vez retirar valor ao método C-Beam. Por outro lado os valores de Ferreira são semelhantes aos obtidos pelos métodos simplificados da EN 1992-1-2 mas a razão de tal

semelhança tem a ver com o aspecto compensatório dos dois efeitos contrários já referidos anteriormente. Saliente-se contudo, o afastamento crescente à medida que o instante de análise cresce. Para 180min já se verifica um afastamento do valor obtido pelo autor de cerca de 83% (504 para 276 kN·m).

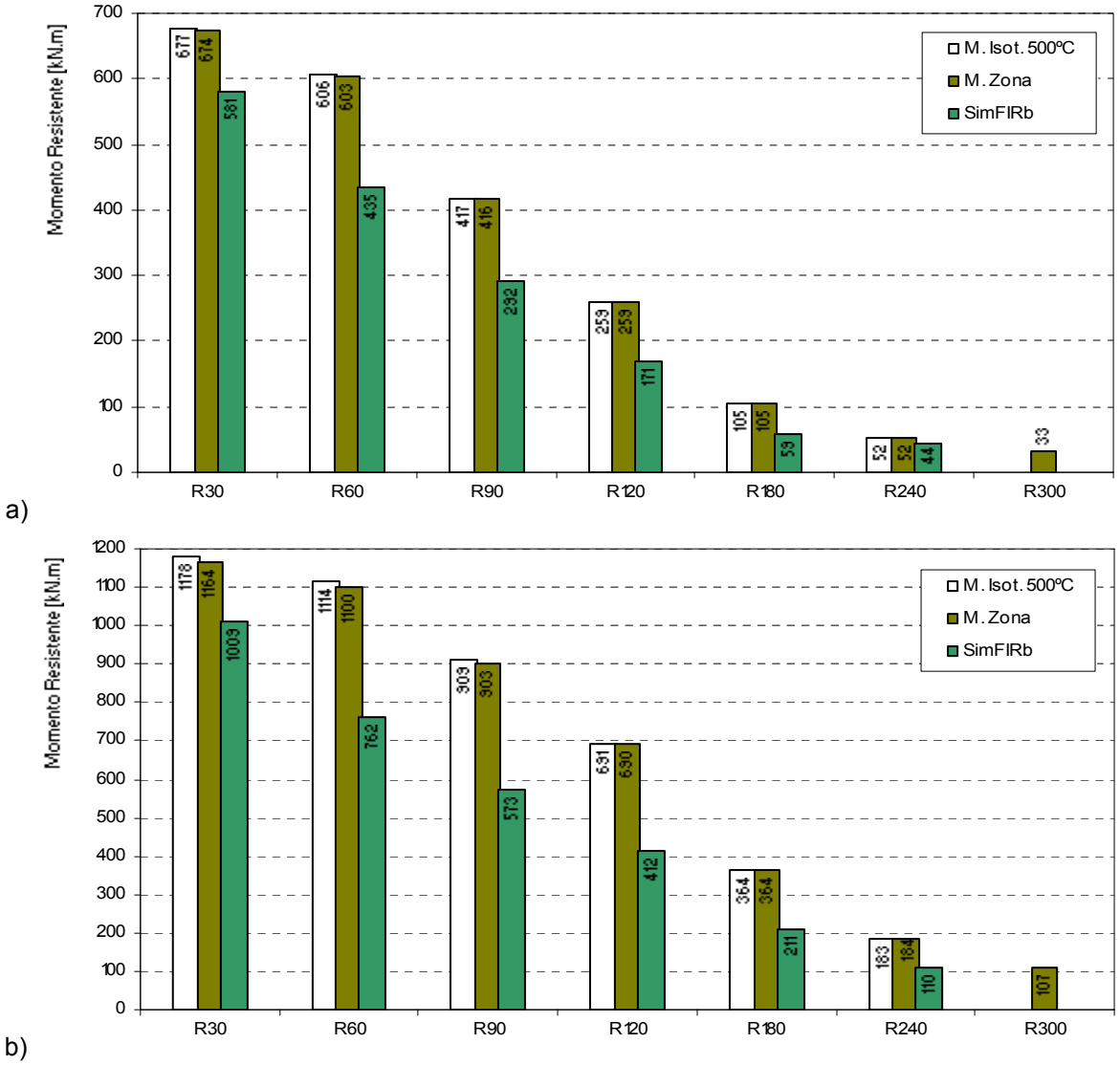


Fig. 6.14 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *G* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) G_1 e b) G_2.

A análise mostrou que os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona são ambos métodos cujos valores em termos relativos acompanham o método SimFIRb mas são métodos não conservativos. Embora não seja uma situação corrente quando se atinge os 500ºC no eixo de simetria da secção extravasa-se a aplicabilidade do método da Isotérmica dos 500ºC mas o método de Zona continua a fornecer bons resultados quando comparados com o modelo numérico SimFIRb, (Figura 6.9). Contudo se ocorrer tal aspecto, corresponde a resistências tão diminutas que se perde o seu interesse prático.

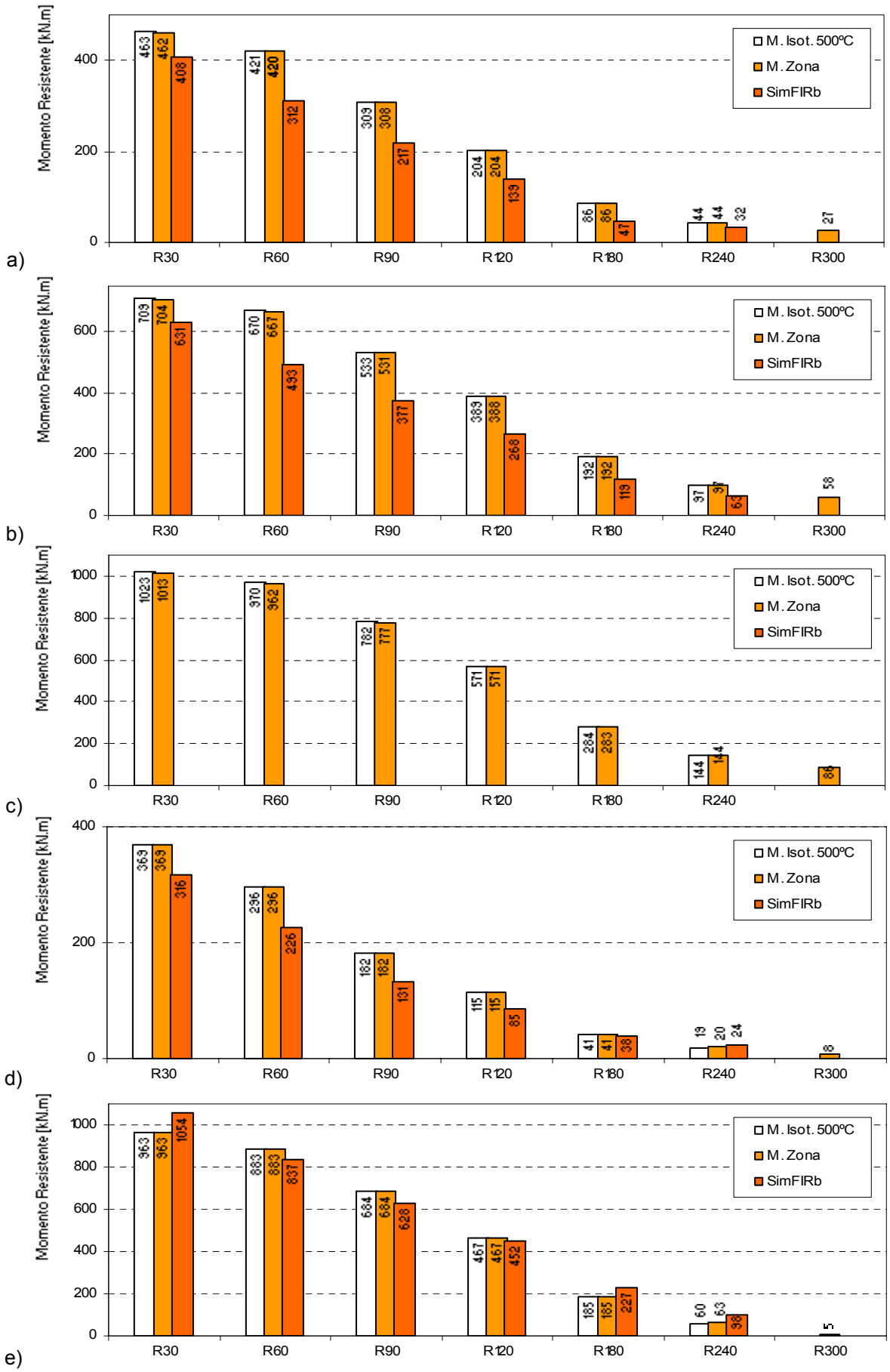


Fig. 6.15 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *H* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) H_1, b) H_2, c) H_3, d) H_4 e e) H_5.

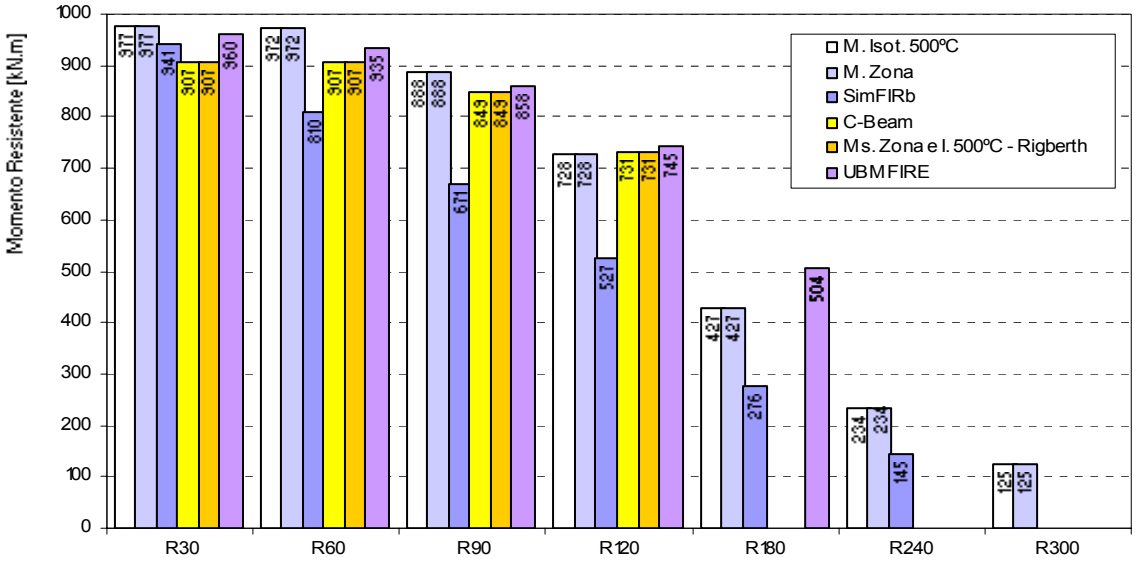


Fig. 6.16 – Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *I* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb.

As Figuras seguintes permitem uma análise da redução da capacidade resistente de todas as secções analisadas com o método SimFIRb. A representação é feita ao longo do tempo considerando intervalos de 4min a partir do instante zero. Tem-se portanto mais informação do efeito térmico na capacidade resistente da secção, potenciado através de uma análise conjunta com outras figuras, já apresentadas ou a apresentar, tirar mais conclusões do comportamento das secções ao fogo.

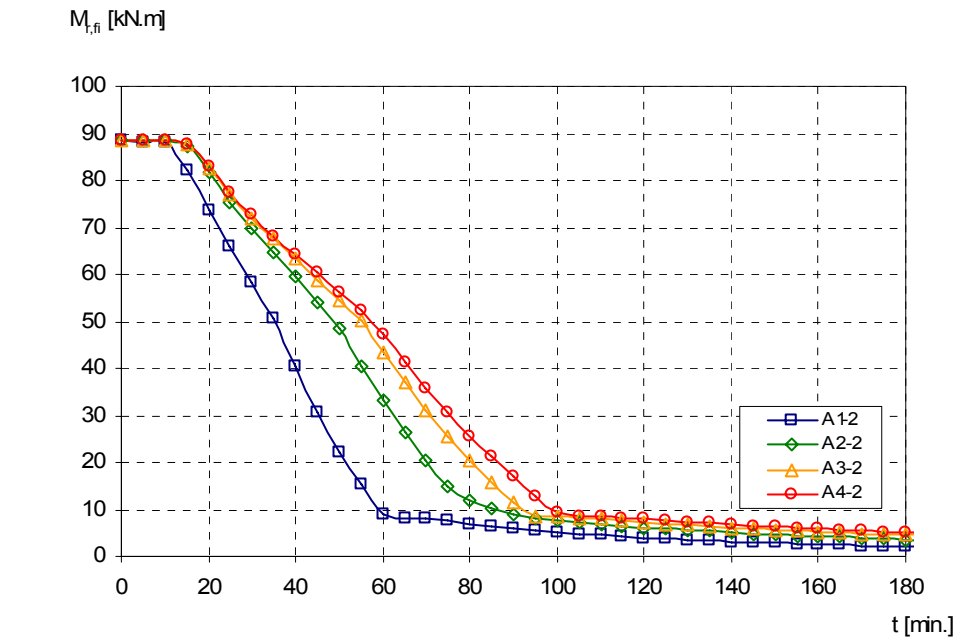
Na Figura 6.17 apresenta-se a evolução da capacidade resistente das oito secções Tipo *A*. A maior dispersão das curvas em 6.17b) reflecte a maior variação de temperatura no único varão da secção quando se aumenta a sua largura. Para a análise das secções com dois varões de 16, considerou-se sempre que o afastamento do eixo daqueles às faces laterais também sujeitas a aquecimento era de 4cm. Pelo que em termos gerais neste caso, mesmo aumentando a largura da secção, as armaduras têm tendência a "manter" a temperatura. A alteração de cada caso é a da massividade da secção. A variação do momento flector inicial apenas traduz a variação da área das armaduras em cada caso.

No caso das secções com dois varões de 16, o aumento da largura da secção faz com que a resistência residual de 10kN·m da secção seja atingida cada vez mais tarde, passando dos 60min para 8cm de largura para os 100min para uma largura de 20cm. Mas para a secção apenas com um varão de 25mm, aquela resistência é atingida para a secção mais estreita cerca dos 60 minutos e aos 155min para a secção mais larga (20cm).

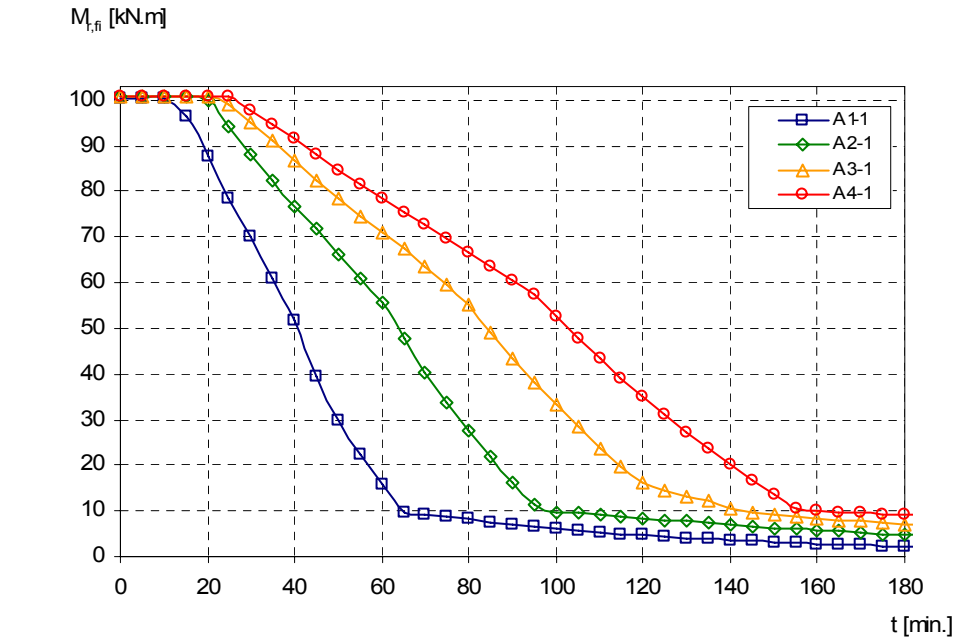
Na Figura 6.18 apresenta-se a mesma evolução no tempo da capacidade resistente das secções *B* (Figura 6.18a), *C, D* e *E* (Figura 6.18b).

Observa-se na Figura 6.18a) que a redução da distância do eixo da armadura à face aquecida faz reduzir a capacidade resistente da secção sobretudo entre os 30 e os 120min. Verifica-se

igualmente que a colocação de duas armaduras superiores pouco altera a capacidade resistente da viga no que se refere a momentos flectores positivos. Por outro lado, a colocação de duas camadas de armaduras inferiores (cálculo B_5) torna as transições do comportamento da secção mais suaves, nomeadamente entre os 5 e 20min e os 100 e 120min, justificado por haver maior discrepância da temperatura e extensões a que as armaduras se encontram. Da Figura 6.18b) se conclui, tal como no cálculo à temperatura ambiente, que a dimensão da secção, em particular a sua altura, assim como a quantidade de armadura são os parâmetros que mais contribuem para o acréscimo da capacidade resistente da secção, para qualquer instante de análise ao fogo.

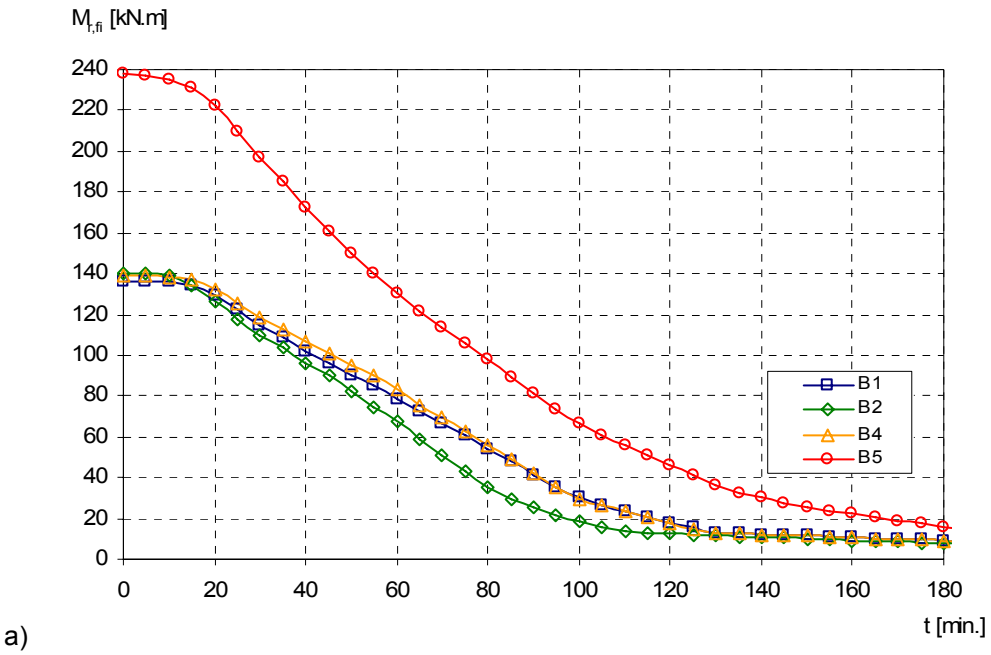


a)

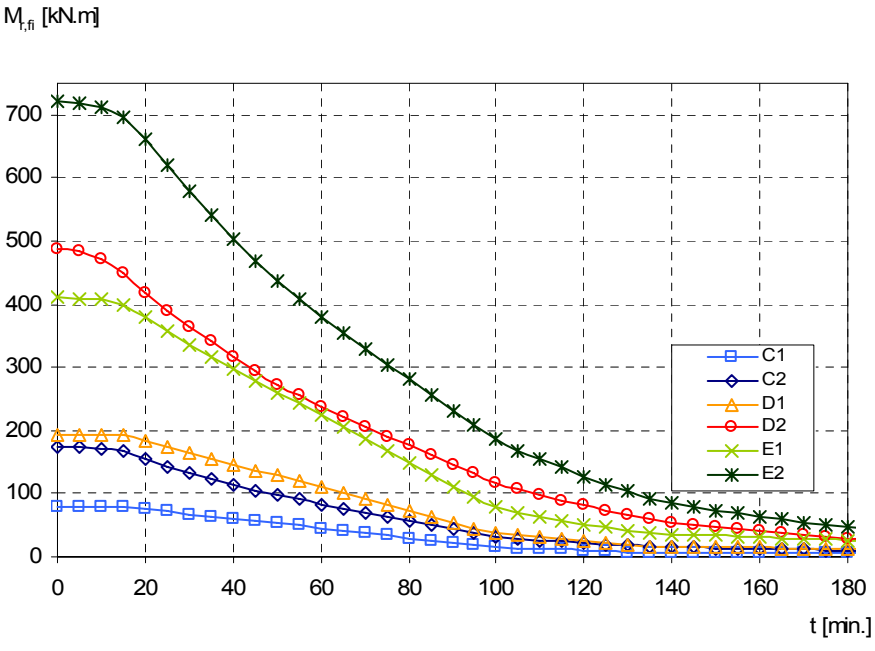


b)

Fig. 6.17 – Avaliação dos momentos flectores resistentes no tempo das secções Tipo *A* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções A_{-2} e b) Secções A_{-1}.



a)

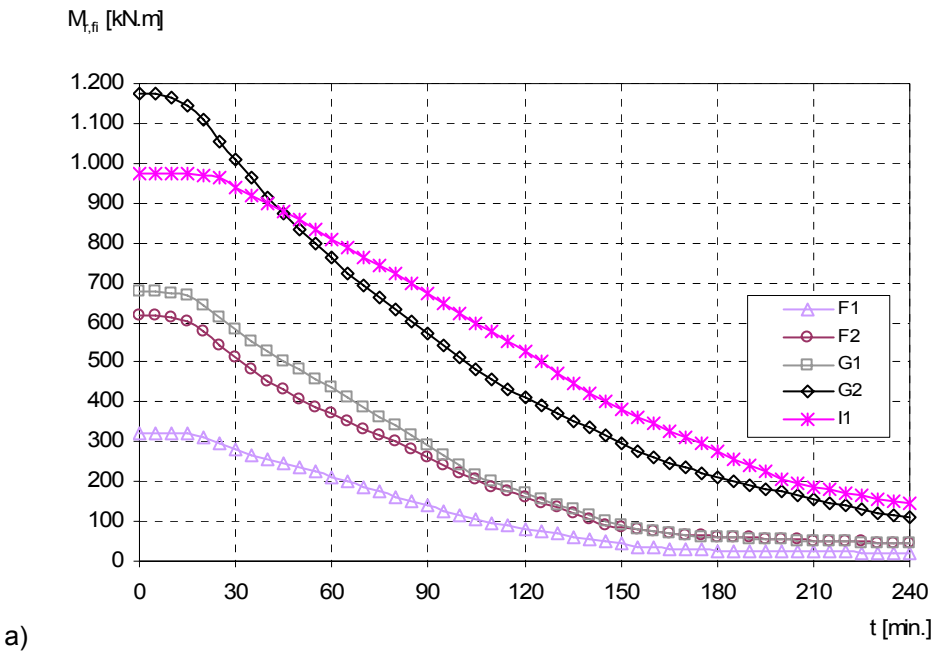


b)

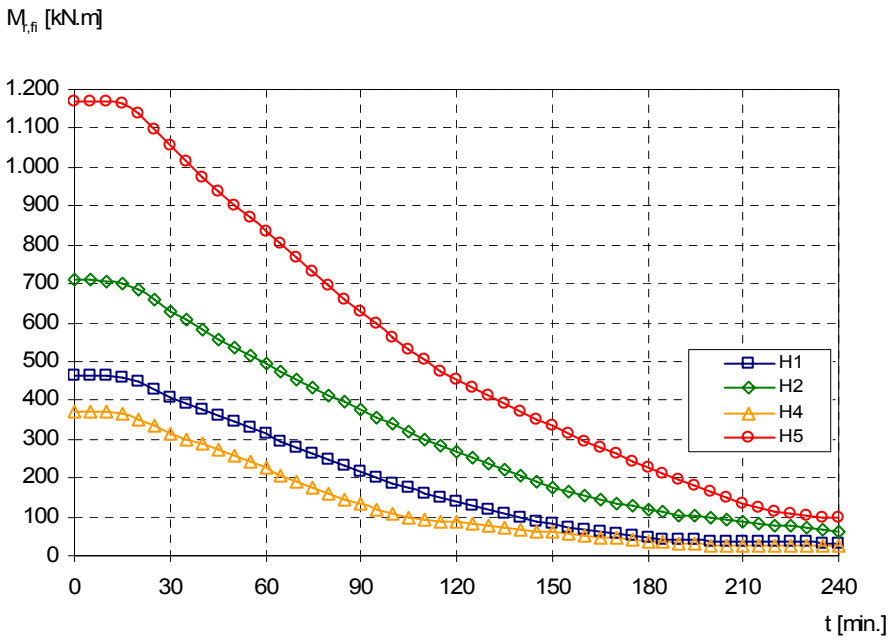
Fig. 6.18 – Avaliação dos momentos flectores resistentes no tempo das secções Tipo *B, C, D* e *E* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções *B* e b) Secções *C, D* e *E*.

Comparando os resultados dos cálculos para as secções D_2 e E_1 verifica-se que a colocação do dobro de armadura e em duas camadas permite um melhor comportamento ao fogo para períodos de tempo superiores a 90min, mesmo para uma secção de 60cm de altura contra uma de 80cm. Repare-se que entre os 30 e os 90min a capacidade resistente entre aquelas secções é equivalente, mas entre os 100 e 120min o diferencial de momento flector resistente mobilizável chega aos 50%. Verifica-se que, ao contrário da secção Tipo *C* em que o benefício do acréscimo de área de armadura deixa de se fazer notar aos 90min, nas outras secções quando o aumento da área de armadura é acompanhado pelo acréscimo de camadas, esse benefício faz-se notar durante a totalidade do tempo da análise.

Apresenta-se na Figura 6.19 a evolução ao longo do tempo de exposição ao incêndio normalizado ISO 834 da capacidade resistente das restantes secções *F*, *G* e *I* (Figura 6.19a) e *H* (Figura 6.19b). A Figura 6.19a) permite reforçar a conclusão anterior de que a duplicação da camada de armadura é favorável em relação à manutenção do acréscimo de resistência praticamente em qualquer instante de análise (cálculos G_1 e G_2). Pelo contrário, os cálculos F_2 e G_1 vêm confirmar que o acréscimo de área de armadura na mesma camada (ou o que se verifica ser equivalente numa análise ao fogo, em duas camadas mas só colocados varões exteriores na segunda camada como em F_1) perde o seu efeito benéfico a partir dos 90min. A secção em *T*, traduzida pelo cálculo *I* permite concluir que a massividade da secção traduz benefícios em termos de resistência a partir dos 40min.



a)



b)

Fig. 6.19 – Avaliação dos momentos flectores resistentes no tempo das secções Tipo *F, G, H* e *I* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções *F, G* e *I* e b) Secção *H*.

Procura-se nas figuras seguintes tirar conclusões relativamente à perda da resistência das várias secções em relação ao instante inicial. E se possível relacionar essa perda com os instantes em que a temperatura média das armaduras ($\overline{\theta}_s$) atinge os 400, 500 e 600ºC.

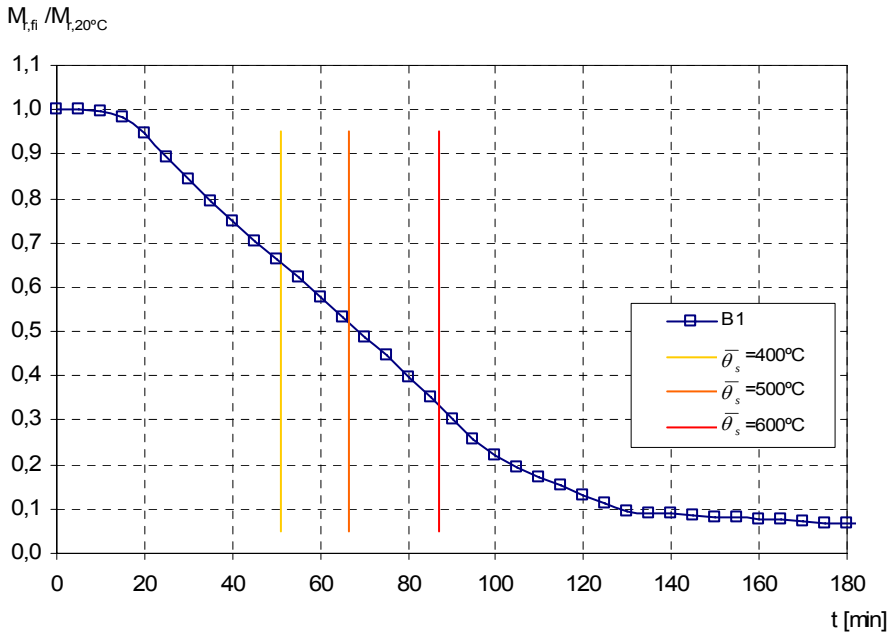


Fig. 6.20 – Evolução dos momentos flectores resistentes no tempo relativa ao instante inicial da secção B_1 exposta ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC.

Da observação das Figuras 6.20 e 6.21 tiram-se as seguintes conclusões:

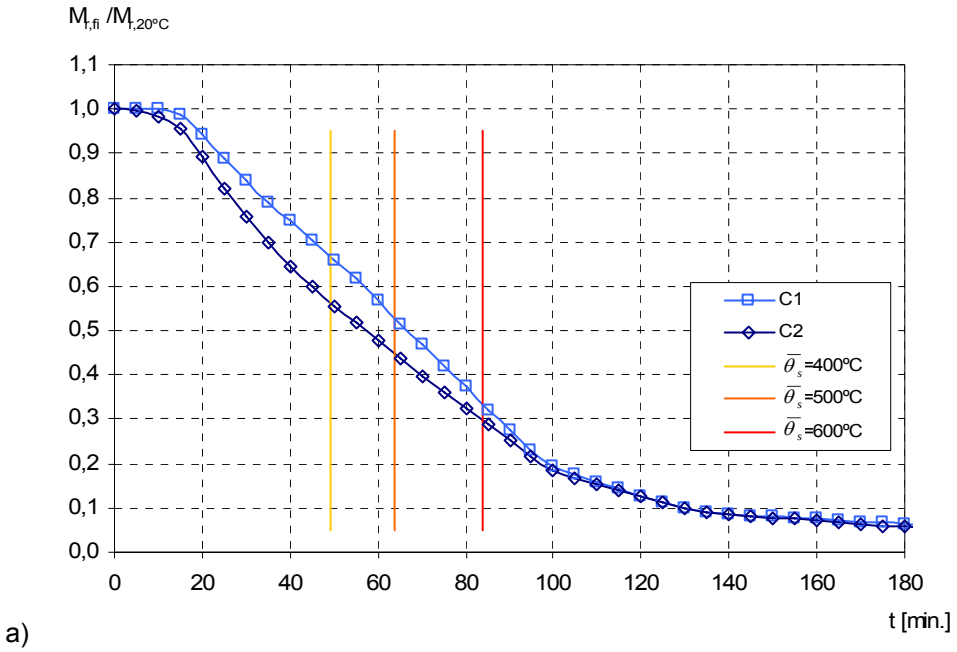
i) Para a secção B_1, as reduções da resistência aos 30, 60, 90 e 20min são de respectivamente 17%, 42%, 70% e 87% - A redução em cerca de metade da resistência à flexão da secção dá-se sensivelmente quando a temperatura média das armaduras é de 500ºC (Figura 6.20);

ii) Para a secção Tipo *C* a redução da capacidade resistente é tanto maior quanto mais armadura existir na secção, notando-se essa redução até aos 90min (Figura 6.21a); A redução em 50% da capacidade resistente pode ser atingida para uma temperatura média das armaduras de aproximadamente 450ºC (cálculo C_2);

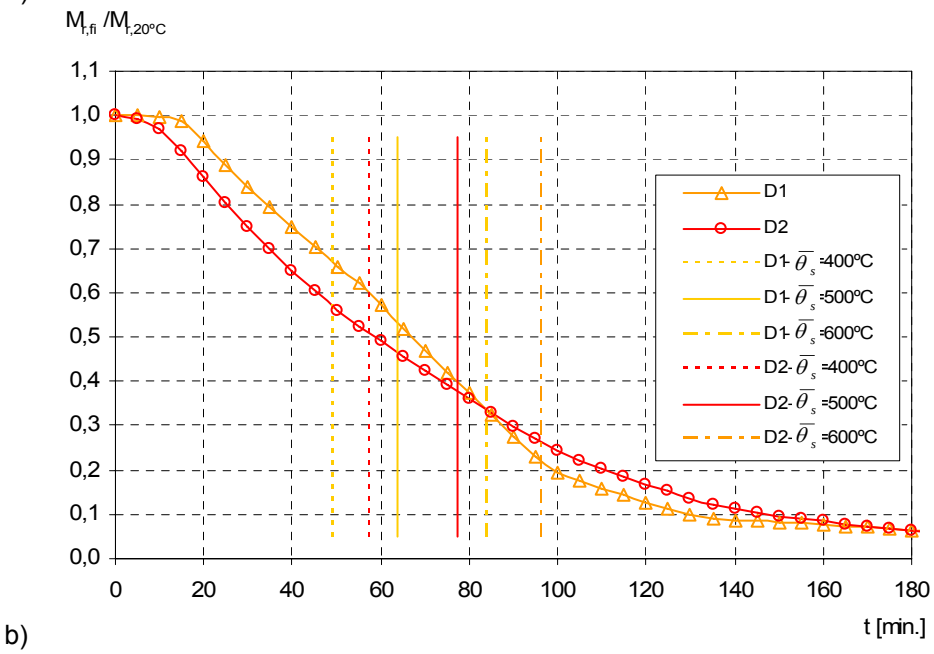
iii) A Figura 6.21b) evidencia o facto de que a duplicação da camada de armaduras é benéfica para períodos mais longos no que se refere à menor perda de resistência. Contudo, essa perda de resistência é mais acentuada para períodos mais curtos (até aos 80min), facto também confirmado para as secções *E* e *F* observável nas Figuras 6.22a) e b); A redução da capacidade resistente da secção D_2 dá-se quando a temperatura média das armaduras é de 400ºC (Figura 6.21b);

Da observação das Figuras 6.22a) e b) e até da Figura 6.23 reforça-se a constatação que em geral a duplicação de camada de varões faz com que a redução em 50% da capacidade

resistente do instante inicial é atingida quando a temperatura média da armadura é de 400ºC. Quando a armadura é colocada apenas numa camada, normalmente essa redução de 50% dá-se para temperaturas médias da armadura de 500ºC.



a)



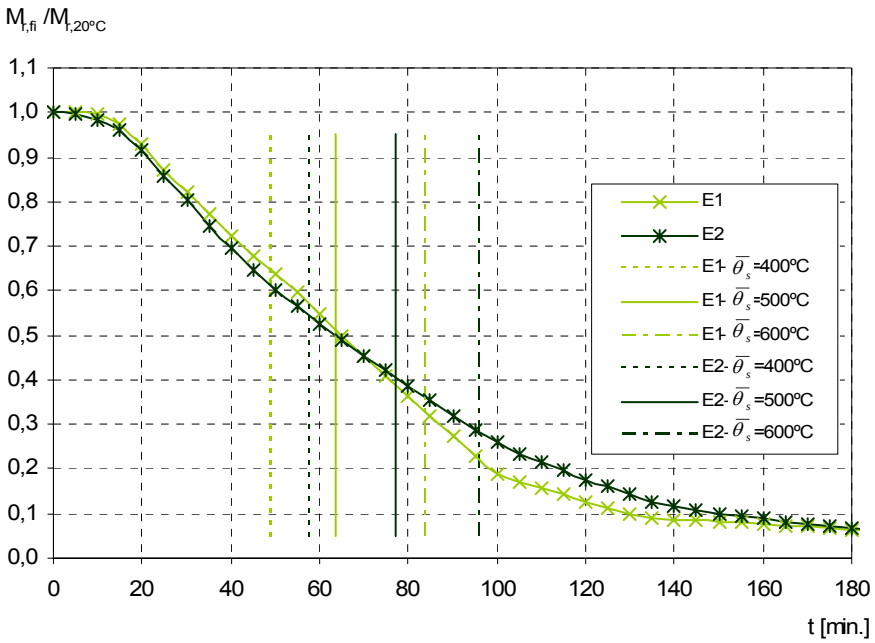
b)

Fig. 6.21 – Evolução dos momentos flectores resistentes no tempo relativa ao instante inicial das secções Tipo *C* e *D*, expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC: a) Secções *C*, b) Secções *D*.

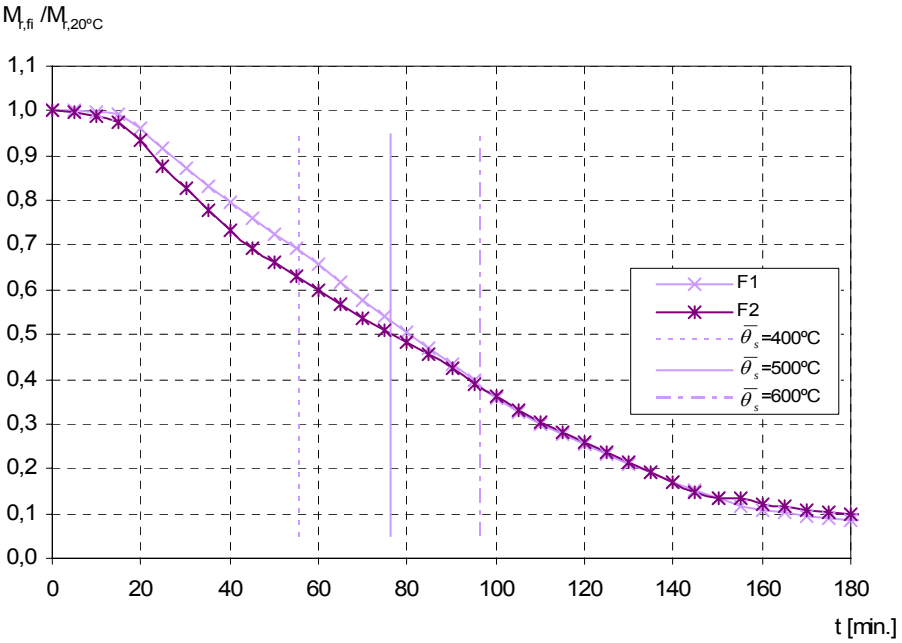
Da Figura 6.23 conclui-se que, numa secção fortemente armada, o benefício da colocação de duas camadas de armadura permite ganhos de resistência a partir dos 60min. Respectivamente, ganhos de 40% aos 120min e de 106% aos 160min.

As Figuras 6.24 e 6.25 são muito interessantes, porque mostram as relações entre os momentos flectores resistentes mobilizáveis aos 0, 30, 60, 90, 120 e 180min nas secções B_1 e

F1 expostas ao incêndio ISO 834 em função da curvatura imposta ao nível da secção. De facto, apresenta os resultados intermédios necessários ao cálculo intrínseco do programa SimFIRb. O cálculo termina quando se atinge a máxima curvatura e consequentemente, máximas extensões necessárias à mobilização do maior momento flector resistente da secção para o instante em análise. Assim, para cada instante da análise (neste caso excluindo o instante zero minutos), a última marca do cálculo corresponde ao valor transferido respectivamente para as Figuras 6.9 e 6.13.



a)



b)

Fig. 6.22 – Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial das secções Tipo *E* e *F* expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC: a) Secções *E*, b) Secções *F*.

A Figura 6.24 mostra claramente que a mobilização da maior parte da capacidade resistente das armaduras se dá para curvaturas da secção até valores de 0,007m^{-1}.

Observa-se na Figura 6.25 a relação clara entre o momento flector resistente mobilizável na secção aos 120 e 180min e o diagrama implícito de tensão-extensão do aço à temperatura respectiva. Temperaturas essas que correspondem, como se pode observar na Figura 6.3, aos valores de 650 ºC e 800ºC para aqueles dois instantes.

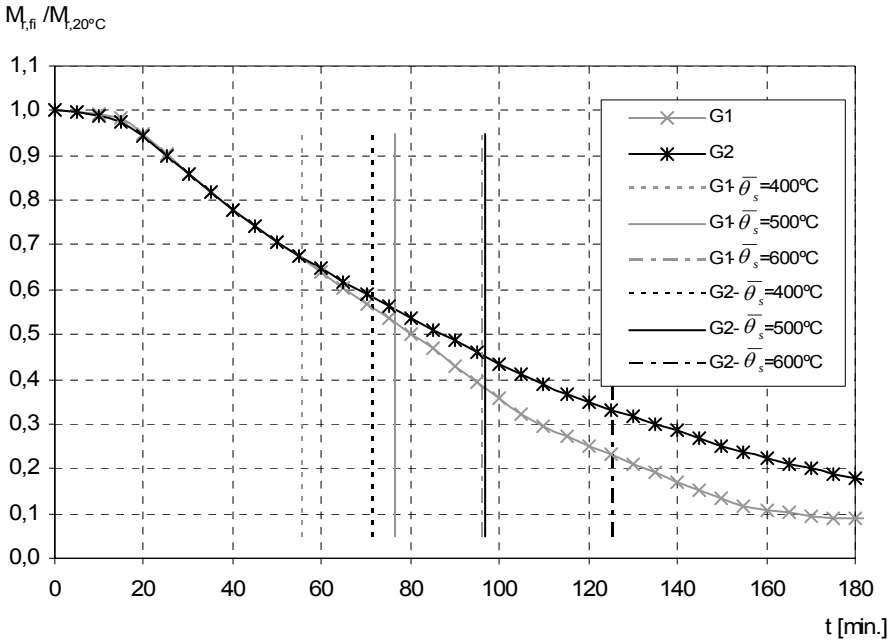


Fig. 6.23 – Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial das secções Tipo *G* expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC.

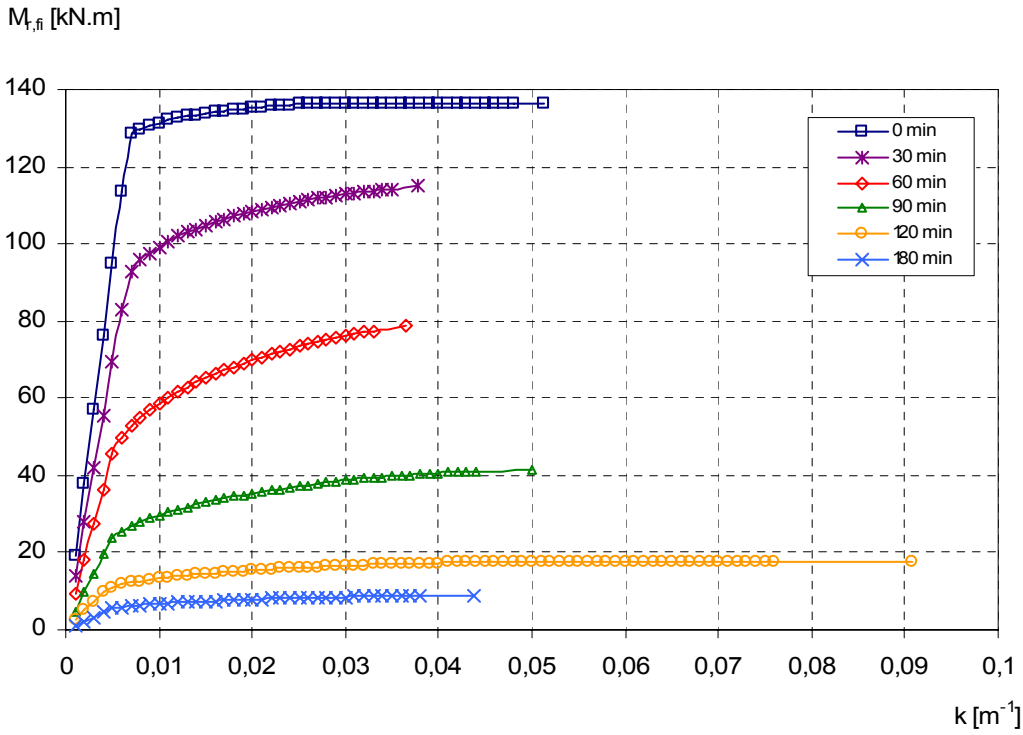


Fig. 6.24 – Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120 e 180min da secção *B1* exposta ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção.

A mobilização da máxima capacidade resistente da secção dá-se para curvaturas da secção até valores da curvatura de 0,05m^{-1} para instantes inferiores a 90min e valores da curvatura superiores àquele valor para instantes de 90 ou mais minutos.

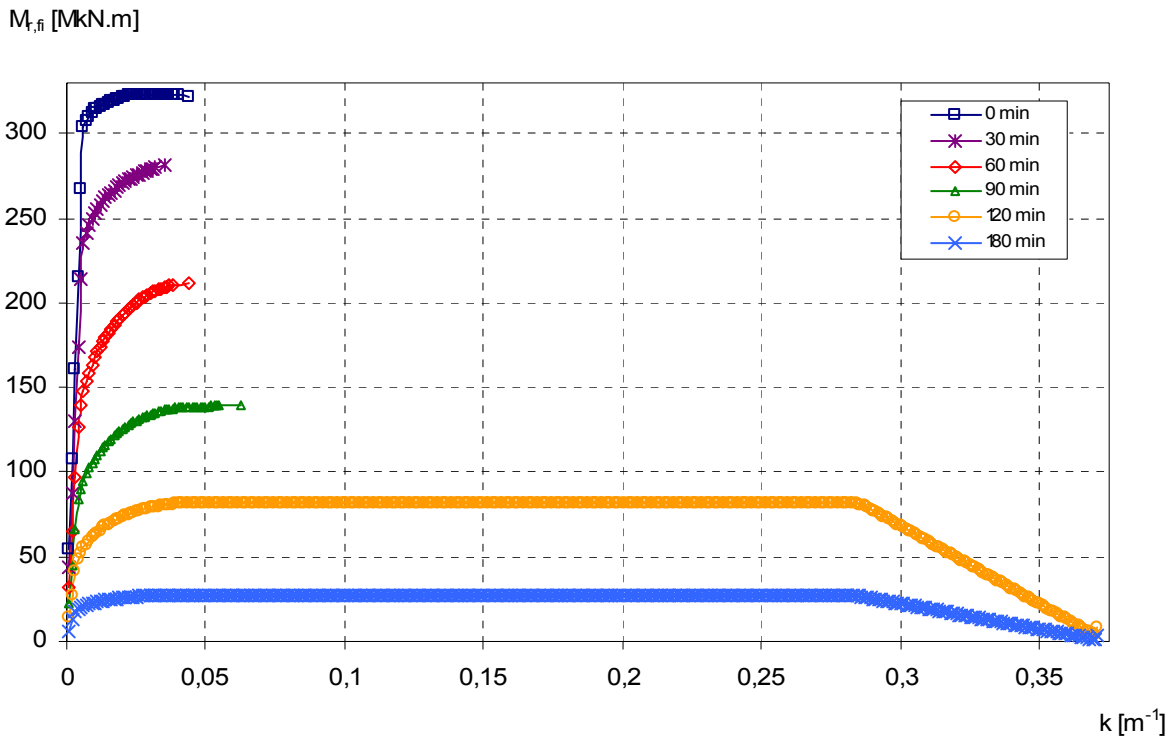


Fig. 6.25 – Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120 e 180min da secção F_1 exposta ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção.

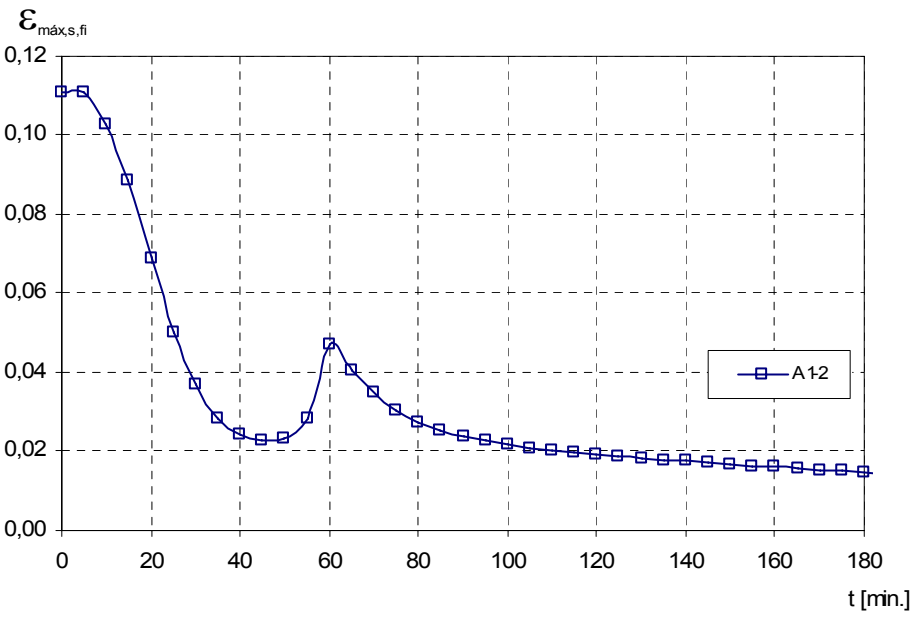
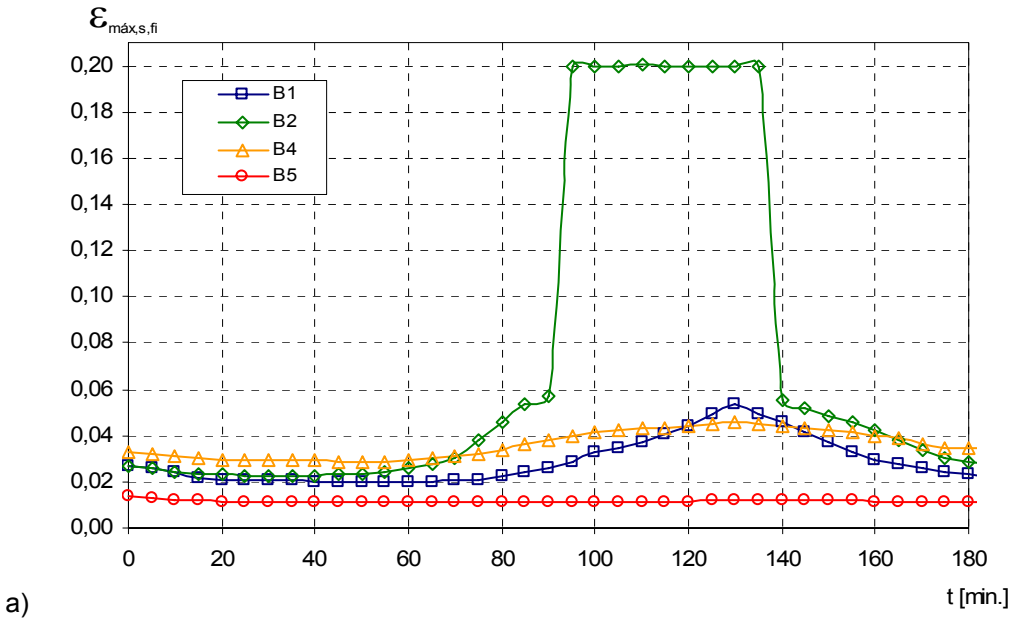


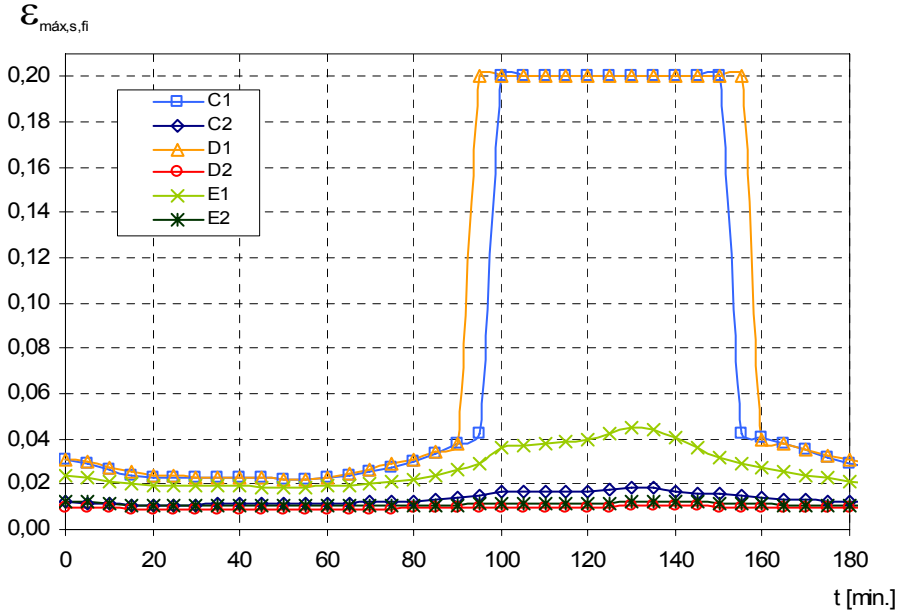
Fig. 6.26 – Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para a secção A_{1-2} exposta ao incêndio ISO 834.

Apresenta-se nas Figura 6.26 a 6.28 a variação da extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para as várias secções expostas ao incêndio ISO 834.

O facto de se apresentar apenas uma secção (secção $A_{1\text{-}2}$) na Figura 6.26 permite avaliar, tal como sucede em inúmeras outras secções, a evolução daquela extensão máxima nas armaduras. Verifica-se pois que o equilíbrio de forças quando é mobilizado o maior valor do momento flector resistente na secção é conseguido para extensões da armadura correspondentes à plastificação da armadura. No caso daquela secção pelo menos até aos 120min quando a extensão passa a ser inferior ao valor de 0,02. Portanto as armaduras contribuem com toda a sua capacidade resistente, função da sua temperatura até aos 120min.



a)

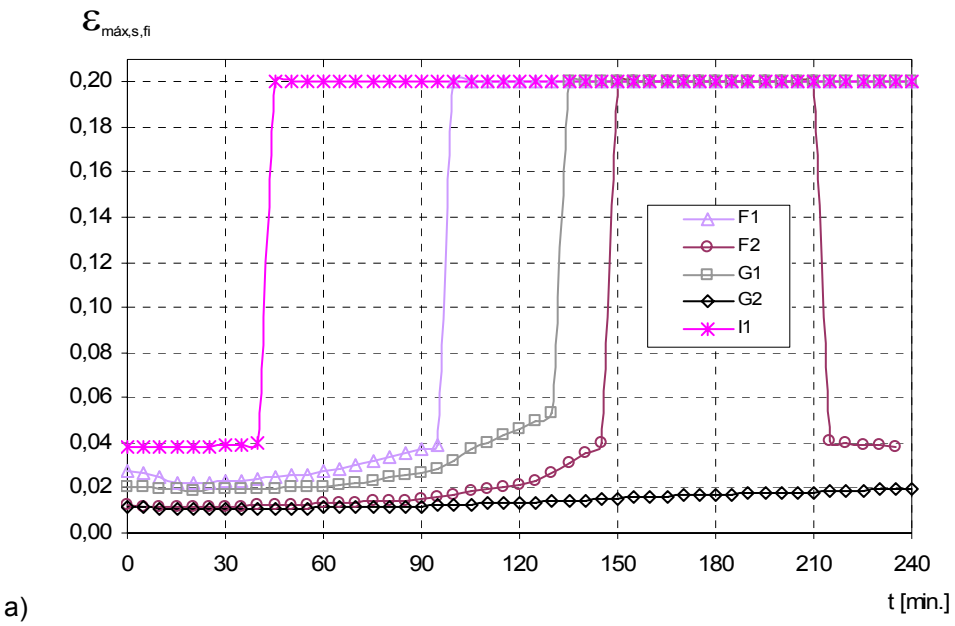


b)

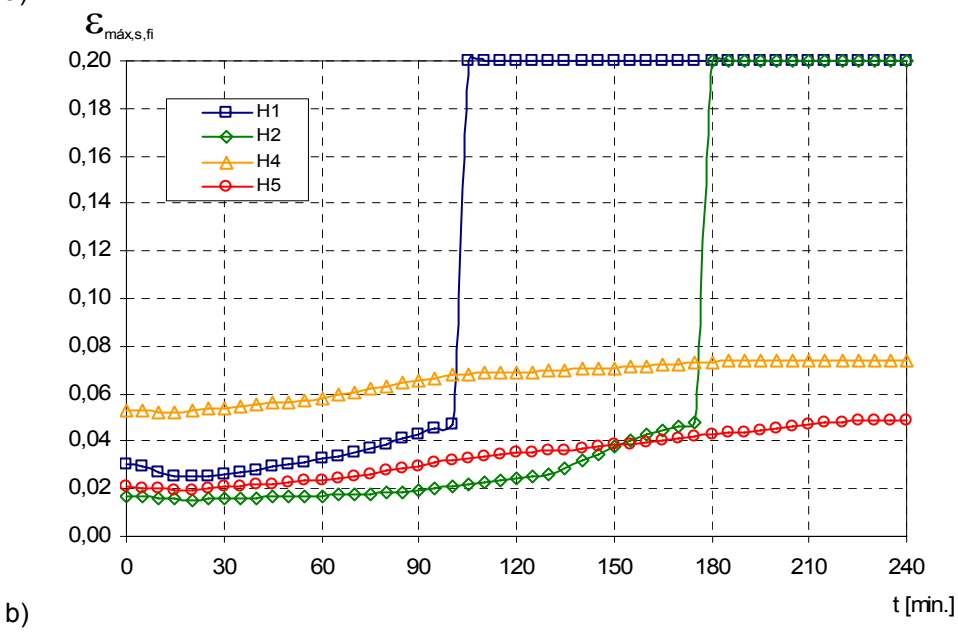
Fig. 6.27 – Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para as secções Tipo *B, C, D* e *E* expostas ao incêndio ISO 834: a) Secções *B*, b) Secções *C, D* e *E*.

Há então que reflectir sobre a razão da alteração daquela extensão máxima na armadura. O momento flector resistente implica necessariamente o equilíbrio entre a força de tracção mobilizada nas armaduras e a força de compressão mobilizável no betão. O betão também se degrada com a temperatura mas mais importante que isso é o que se observa nas Figuras

A2.8 e A2.9 do Anexo 2. Para se mobilizar a maior tensão de compressão é necessário, à medida que a temperatura no betão aumenta, considerar maiores valores da extensão, ao contrário do aço em que o valor de máxima tensão é mobilizável sempre para a extensão de 0,02, para qualquer temperatura.



a)



b)

Fig. 6.28 – Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para as secções Tipo *F, G, H* e *I* expostas ao incêndio ISO 834: a) Secções *F, G* e *I* a) Secções *H*.

Observa-se uma diminuição acentuada da extensão máxima na armadura até aos 40min para que se mobilize o maior momento flector resistente na secção. Tal deve-se ao facto de ser necessário mobilizar mais tensão de compressão no betão. Tal é conseguido integrando a contribuição das inúmeras fibras de betão da secção que estão sujeitas a diferentes temperaturas. Observando a Figura A2.8 do Anexo 2 verifica-se que aquele integral será tanto maior consoante menores forem as extensões nas várias fibras de betão, sobretudo as que estiverem mais afastadas do eixo neutro. Assim, compreende-se que à medida que a secção

vá aquecendo até aos 40min, seja necessário impor menor curvatura na secção para mobilizar maiores tensões nas fibras de betão mais afastadas (maximizar o momento flector), mantendo contudo a mobilização da tensão máxima no aço ($\varepsilon_{max,s,fi}$ >0,02).

Segue-se um período de tempo em que a extensão da armadura volta a crescer até se atingir um pico, neste caso aos 60min. Este acréscimo corresponde ao facto da armadura passar aos 40min da temperatura dos 500ºC para os 700ºC aos 60min (Figura 6.1). Assim a máxima tensão mobilizável no aço é francamente menor apesar de estar em patamar plástico ($\varepsilon_{max,s,fi}$>0,02). Assim, a mobilização do maior momento flector resistente é conseguido mais à custa do aumento do braço do momento entre a força de tracção e compressão do que propriamente das tensões nas fibras de betão que integram a máxima força de compressão (agora muito menor). O pico corresponde ao facto da redução das características do aço passarem a ser menos condicionantes que as do betão. E daí a necessidade de reduzir extensões no betão para que a tensão mobilizada em cada fibra se aproxime ao máximo dos valores máximos expressos na Figura A2.8.

Este raciocínio aplica-se a um conjunto vasto de secções como B_1, B_4, B_5, C_2, E_1, etc. (Figuras 6.27 e 6.28). Contudo, há um outro tipo de desenvolvimento da relação entre a extensão máxima nas armaduras e o tempo característico de outro conjunto de secções como as secções B_2, C_1, D_1, etc., (Figuras 6.27 e 6.28). Neste último caso, a tentativa de equilíbrio leva a que as extensões atinjam o valor máximo de 0,20. Naturalmente que são valores a não considerar pois correspondem a valores de tensão nula nas armaduras. Estes resultados têm a ver apenas com resultados intermédios do programa SimFIRb correspondentes à dificuldade de paragem do processo iterativo. A secção encontra-se numa situação de não se atingir nenhum valor imposto para extensão, quer do aço, quer do betão prosseguindo o programa o ciclo em curvaturas crescentes até que se atinge a máxima extensão no aço. De facto o momento flector resistente máximo é anteriormente atingido para uma curvatura intermédia. Num gráfico como o apresentado na Figura 6.25 os valores a considerar são os correspondentes ao valor máximo atingido no patamar ali representado.

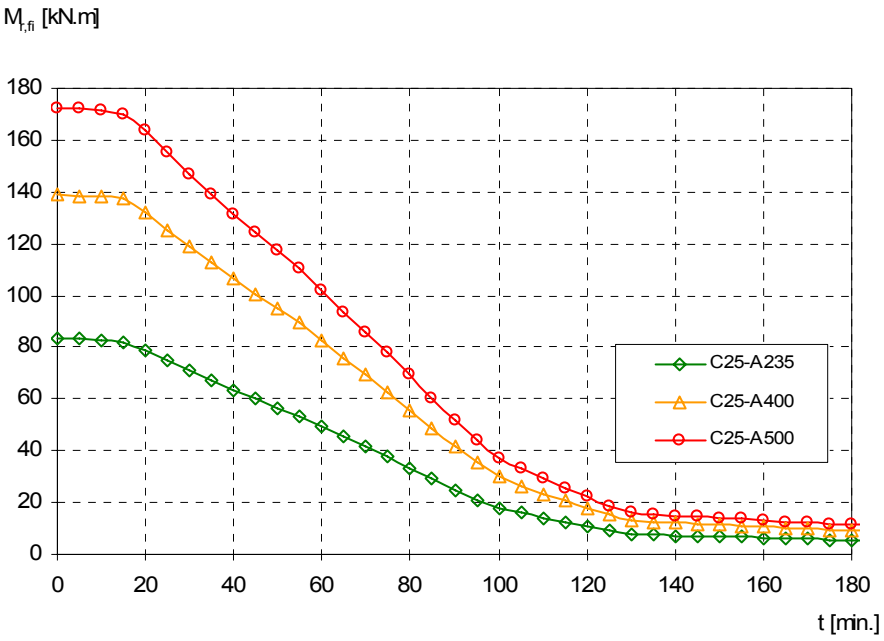
Estudo de sensibilidade: variação do tipo de aço e de betão.

Fez-se um estudo da sensibilidade da análise feita com o programa SimFIRb relativamente à alteração das características materiais, aço e betão. Assim considerou-se o aço A235, A400 e A500 na análise da secção B_4, considerada de base para este estudo paramétrico. Sequencialmente considerou-se uma ampla gama de betões para aqueles três tipos de aço. No entanto, dada a sua previsibilidade apresentam-se apenas os resultados dos cálculos com Betão C25/C30 e C45/C50, designados nas figuras por C25 e C45. Assim, nas Figuras 6.29 e 6.30, por exemplo a designação C25-A235 corresponde à análise da secção B_4 considerando betão C25 e aço A235.

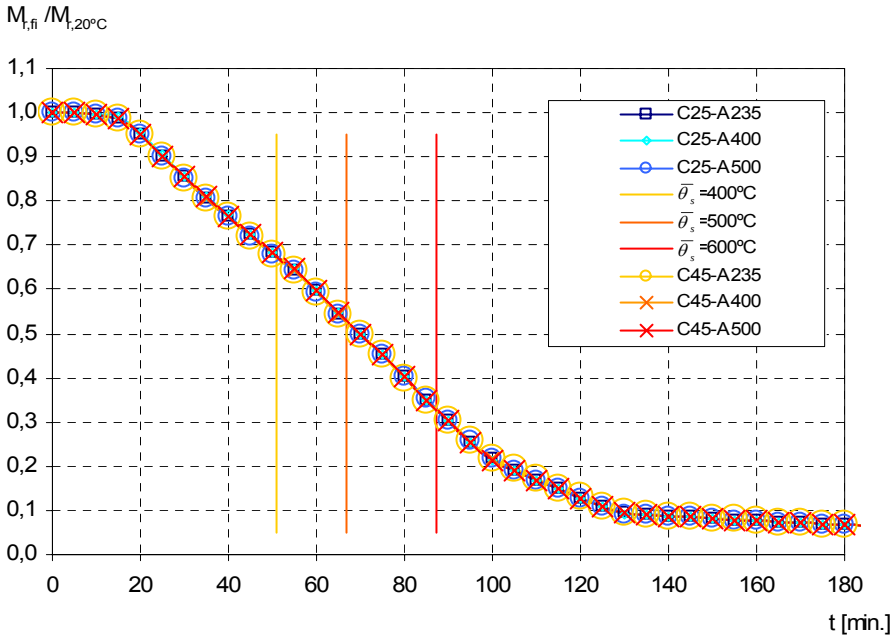
Na Figura 6.29a) apresenta-se a evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo da secção B_4 exposta ao incêndio ISO 834 avaliada com o SimFIRb considerando para as armaduras os aços A235, A400 e A500. Na Figura 6.29b) apresenta-se a evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial da mesma secção

mas considerando para o betão as classes C25/30 e C45/C50 e para os aços: A235, A400 e A500.

Da observação da Figura 6.29a) conjuntamente com a Figura 6.29b) conclui-se que a capacidade resistente da secção é proporcional às características materiais, sejam elas, o betão ou o aço, tendo naturalmente o aço a parcela substancial desse acréscimo, uma vez mobilizar-se no limite (a capacidade resistente da secção) toda a resistência disponível das armaduras. Mas mais importante é que a relação de perda dessa capacidade à medida que o incêndio decorre, é perfeitamente proporcional às perdas das características materiais, independentemente do betão ou aço escolhidos (Figura 6.29b).



a)



b)

Fig. 6.29 – Evolução dos momentos flectores resistentes no tempo da secção B_4 exposta ao incêndio ISO 834 avaliada com o SimFIRb para diversos tipos de betão e de aço: a) Betão C25/30 e aços A235, A400 e A500 e b) Betões C25/30 e C45/C50 e aços A235, A400 e A500.

No entanto, a mobilização de extensões máximas nas armaduras são distintas para betões e aço distintos como se evidencia na Figura 6.30.

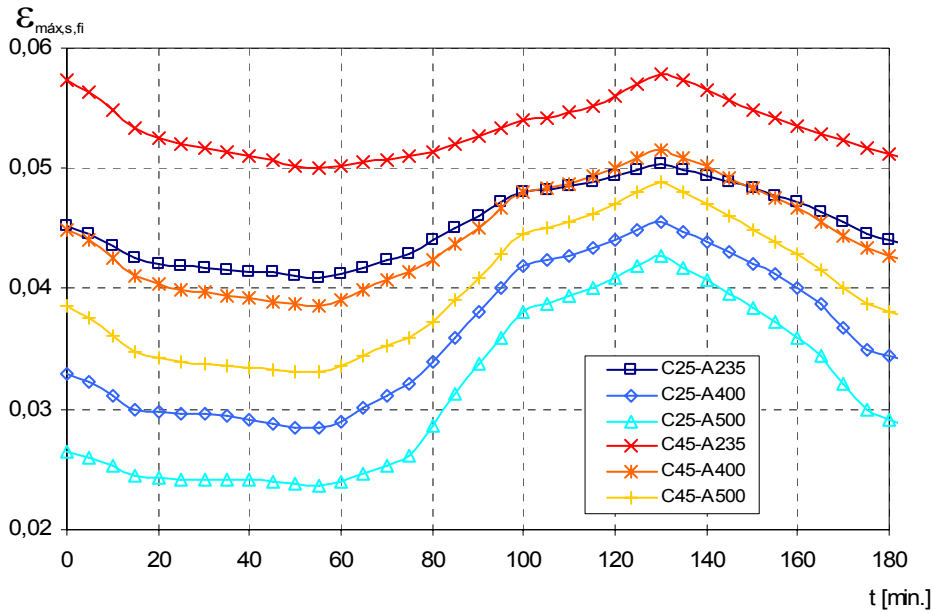


Fig. 6.30 – Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para a secção B_4 exposta ao incêndio ISO 834 e composta de betões C25/30 e C45/C50 e aços A235, A400 e A500.

Observa-se em primeiro lugar, independentemente do betão e aço em análise, que as extensões na armadura correspondem sempre ao patamar do diagrama de tensão-extensão do aço, ou seja mobilizam a maior tensão disponível do aço, isto é a tensão de cedência.

Observa-se, em segundo lugar, que a variação da extensão máxima das armaduras com o tempo é semelhante à descrita anteriormente para todas as secções.

Em terceiro lugar conclui-se que, para um betão mais resistente (e para o mesmo aço), as extensões mobilizadas para as armaduras são maiores. Em primeiro lugar a força de tracção mobilizada nas armaduras é igual em ambas as situações. A mobilização da força de compressão, de igual valor, exige maiores extensões do betão de maior qualidade, porque a essas maiores extensões correspondem, fibra a fibra menores tensões mobilizadas no diagrama tensão-extensão do betão. Note-se que o betão é de melhor qualidade pelo que proporcionalmente interessa tirar menor partido da resistência disponível.

Em quarto lugar, algo de semelhante se passa quando para o mesmo betão se altera a qualidade do aço. Quanto melhor for o aço, para um mesmo betão, as extensões mobilizadas no aço são menores. De facto, melhor aço implica mobilização de forças de tracção no aço e compressão no betão superiores. Para tal, há que diminuir proporcionalmente as extensões no aço (essa alteração não faz diminuir a força disponível nas armaduras porque continuam em patamar) para que a diminuição das extensões no betão façam mobilizar superiores tensões nas fibras no betão como se explicou anteriormente referindo-se à Figura A2.8 do Anexo 2.

6.2.3 -Conclusões

O estudo mostrou que o método de Zona e o método da Isotérmica dos 500ºC fornecem resultados para as vigas expostas a incêndio nas zonas em tracção não conservativos. As diferenças nos resultados entre os dois métodos, sobretudo quando comparados com os resultados do modelo numérico SimFIRb, são desprezáveis. Para as secções em que a menor temperatura é superior a 500ºC o método de Zona continua a fornecer resultados, ao contrário do método da Isotérmica dos 500ºC.

Uma vez que os resultados dos dois métodos simplificados preconizados na EN 1992-1-2 são semelhantes, refere-se a seguir a avaliação comparativa entre o método de Zona e o SimFIRb. O desvio do método Zona relativamente ao modelo numérico SimFIRb é por vezes superior a 100% (sendo não conservativo), pelo que a sua utilização deve ser tida com reservas.

O método de Zona pode ter em conta a curva de redução da resistência porque baseia-se na distribuição da resistência e rigidez numa secção exposta ao incêndio (Hertz, [6]) O método da Isotérmica dos 500ºC foi originalmente desenvolvido para betões de inertes siliciosos mas pode ser modificado para outro tipo de inertes. Por exemplo, Tómasson, [7] adoptou-o para betões de alto desempenho. Nesse caso, a capacidade de carga foi calculada com o método da Isotérmica dos 500ºC reduzindo-se de um factor de 0,95 para vigas em flexão e 0,90 para pilares carregados axialmente.

Numa grande parte das secções, a redução da resistência à flexão para cerca de metade dá-se sensivelmente quando a temperatura média nas armaduras é de 500ºC, e essa temperatura é atingida para quase todas as secções analisadas entre os 60 e 80min. A única excepção ocorre para a secção G_2, na qual a temperatura média de 500ºC nas armaduras é atingida perto dos 100min. Contudo, para esta secção, a redução de 50% da resistência à flexão ocorre aos 90min.

A mobilização da máxima capacidade resistente da secção dá-se para valores das curvaturas da secção até 0,05m^{-1} para instantes inferiores a 90min e superiores àquele valor para instantes superiores a 90min.

O limite de 0,02 para a extensão do aço é quase sempre superado na análise da resistência das secções, como se observa nas curvas que relacionam a extensão com o tempo, necessária à mobilização da máxima capacidade resistente.

A capacidade resistente da secção é fortemente dependente das características materiais do aço considerado para as armaduras, já que as extensões que estão associadas a essa máxima resistência correspondem geralmente ao patamar de cedência do aço ($\varepsilon_{max,s,fi}$>0,02). A melhoria da qualidade do betão implica necessariamente a mobilização de maiores extensões para as armaduras, mas sempre em patamar de cedência.

6.3 - Análise ao nível do elemento - Vigas de um tramo

6.3.1 - Introdução - Características de base das vigas

Nesta secção faz-se a análise do comportamento estrutural de uma viga de um único vão, de betão armado, sujeita inferior e lateralmente ao incêndio padrão ISO 834. As vigas analisadas têm 8m de vão e uma secção cuja espessura varia desde os 8cm e os 35cm e a altura entre os 40cm e os 100cm. Do ponto de vista térmico, a base e as faces laterais em toda a sua altura estão sujeitas ao incêndio, enquanto que estruturalmente foram consideradas diferentes condições fronteiras. Permitiu-se, através do modelo considerado, avaliar o efeito destas condições fronteiras ao longo da espessura da secção (altura da linha de restrição). Como os elementos estruturais estão, em geral, inseridos em estruturas consideraram-se os efeitos da interacção destes com aquelas através de elementos de mola com rigidez variáveis. A análise numérica foi realizada, à semelhança do capítulo das lajes, com o programa SAFIR. Para além das capacidades referidas do modelo de cálculo, os dois aspectos chave fundamentais para a compreensão do comportamento real destes elementos estruturais simples são a altura da linha de restrição e a rigidez a dar às molas nos extremos das vigas.

A altura da linha de restrição é definida no modelo SAFIR dando uma indicação da linha de ligação dos elementos viga longitudinal relativamente à secção transversal que define cada elemento. A altura da linha de restrição impõe a excentricidade pretendida relativa ao centro de gravidade da secção. Note-se que esta linha é fixa ao longo do tempo em que se desenvolve o incêndio e corresponde igualmente à posição do apoio aos deslocamentos verticais. A posição da linha de restrição é medida através da altura, y_0, relativa à base da viga que se encontra sujeita ao incêndio como se indicou no capítulo anterior. Refira-se que apenas os cálculos *V-B* e *V-C* consideram alturas das condições de apoio distintas do centro de gravidade da secção. Assim, enquanto que para os cálculos *V-B* se considerou uma altura correspondente à base da secção de $y_0=¼h$ e de $y_0=0$, nos cálculos *V-C* apenas se considerou a condição fronteira mecânica a uma altura de $y_0=¼h$. Este raciocínio aplica-se a todos os tipos de secção referidos anteriormente desde a secção *A* até a *I*. Os cálculos *V-A* e *V-B* especificam as vigas de um único tramo, enquanto que as designações *V-C* de dois e três tramos.

Quando se consideraram molas, apenas se contemplaram os valores da rigidez para a mola de 1% e 100% (uma viga equivalente na sua extremidade), considerando-se naturalmente uma rigidez infinita quando sujeita a restrição. As percentagens da rigidez da mola consideradas referem-se à rigidez axial (k_t) da viga quando é impedido o deslocamento horizontal. A rigidez à flexão (k_r) será considerada para os impedimentos à rotação da viga nas extremidades.

As vigas analisadas foram já, quer ao nível de secções, quer nas condições de fronteiras mecânica e termicamente, amplamente apresentadas nas secções anteriores.

As propriedades geométricas e materiais das vigas consideradas nos cálculos são as apresentadas no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 - Caracterização geométrica e material das vigas analisadas.

Geometria da viga		
Comprimento	L	8m
Altura	h	40cm a 100cm
Largura		8cm a 35cm

Propriedades do betão		
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	30MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	$E_{c,0}$	18GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	Zero
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados siliciosos, [2]
Recobrimento mínimo de betão	C_c	4cm

Propriedades do aço da armadura		
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	400MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_s	210GPa
Modelo do betão (térmico e mecânico)		EN 1992-1-2, [2]
Diâmetro das armaduras	ϕ_s	16mm a 25mm
Espaçamento da armadura (superior e inferior)	s	4cm a 6cm
Comprimento da armadura		8m

Acções		
Peso próprio e cargas permanentes	G	Metade da carga para $M_{r,fi}$
Sobrecarga	Q	
Acção de incêndio	$1,0G+0,4Q$	
Exposição ao incêndio		ISO 834 (240min máximo)

6.3.2 - Análise térmica

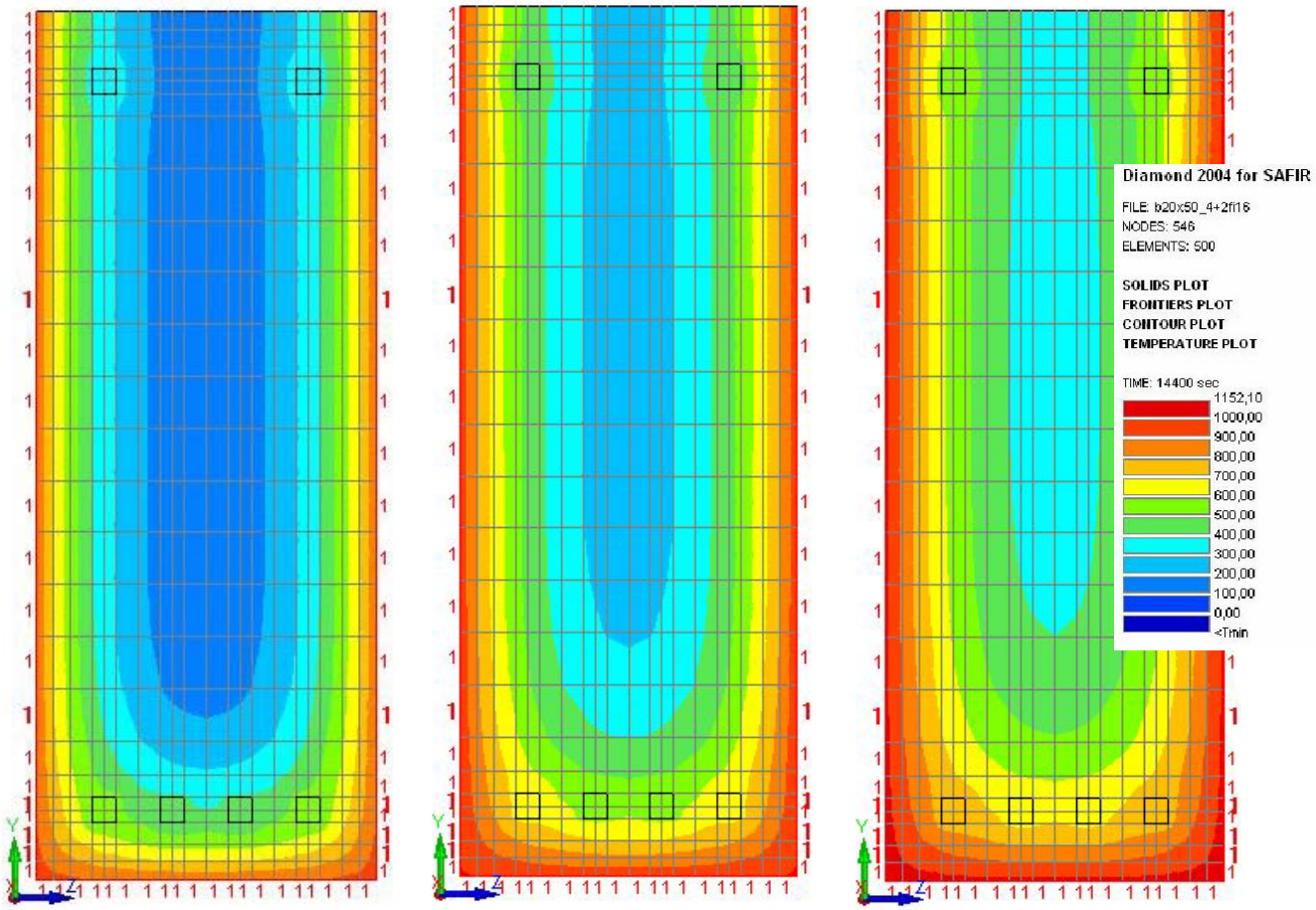
Para além da análise térmica ao nível dos varões apresentada no parágrafo 6.2.2.2 completa-se a informação graficamente com o exemplo da Figura 6.31. Apresenta-se naquela figura a malha de elementos finitos que discretiza a secção B_4 da viga assim como as temperaturas quando está sujeita ao incêndio padrão ISO 834 na face inferior e faces laterais para os instantes 60, 90 e 120min.

A Figura 6.31 correspondente à secção B_4 evidencia que ao fim de 60min, até os varões superiores estão com uma temperatura superior a 300ºC enquanto os varões inferiores interiores e exteriores estão respectivamente a uma temperatura superior a 400ºC e 500ºC. Tal facto deve-se à condição fronteira térmica muito desfavorável por considerá-la também na totalidade da altura das faces laterais da secção.

6.3.3 - Condições de apoio

Apresenta-se no Quadro 6.6 (ver desdobrável no fim do capítulo) a caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados. As várias condições fronteira consideradas correspondem equivalentes índices numéricos: 1) Viga simplesmente apoiada, 2) Viga com rotação livre e restrição ao deslocamento horizontal nos apoios, 3) Viga com rotação livre e com restrição parcial ao deslocamento horizontal nos apoios, 4) Viga encastrada, 5) Viga com

restrição à rotação e com restrição parcial ao deslocamento horizontal nos apoios e 6) Viga com restrição parcial à rotação e restrição ao deslocamento horizontal nos apoios.



a) 60 min b) 90 min c) 120 min

Fig. 6.31 – Distribuição das temperaturas na secção B_4 (20x50cm-6ϕ16) da viga para os instantes: a) 60min, b) 90min e c) 120min.

O Quadro 6.6, com dupla entrada, apresenta a caracterização total das condições fronteira consideradas, indicando-se as secções consideradas para cada situação e a designação do cálculo respectivo. Feitas as combinações das várias situações, o número de cálculos totalizou 117.

As designações dos cálculos seguem a mesma lógica já apresentada para os cálculos relativos à lajes. Assim, por exemplo, *V*-A_1 representa através da letra *V* o cálculo correspondente a vigas. A letra *A* corresponde a um tipo de estrutura, isto é vigas com um tramo, tal como a letra *B*. A letra *C* é reservada para vigas de dois e três tramos. Enquanto nos cálculos A se considera que o apoio e restrições se dão ao nível do centro de gravidade da secção, nos cálculos referenciados pela letra *B*, essa restrição dá-se a 0 ou ¼ da altura da secção considerada a partir da face inferior das vigas. O índice que se segue representa o tipo de apoios considerados, como se explicou anteriormente. Aqui verifica-se, para a letra *B*, não existir o índice *1* correspondente à viga simplesmente apoiada. Mas a cada cálculo associa-se uma determinada secção. Assim, na terminologia adiciona-se ainda o tipo de secção. Assim, *V*-A_1_A_4 especifica o cálculo considerando a secção A_4. Houve portanto uma selecção prévia

das secções em estudo, para restringir o número de cálculos procurando evidenciar as especificidades de cada tipo de secção previamente analisada. Complementarmente, nalguns casos há ainda que considerar mais um índice que tomando o valor de *1* ou de *2* pode representar uma percentagem da rigidez da mola considerada (1% ou 100% relativa à rigidez axial ou à flexão do elemento em análise) ou a altura a que se considera a linha de restrição (y_0=0 ou y_0=¼ da altura da secção considerada). Há aqui que fazer a referência particular dos cálculos *V-B*$_{3.1}$ e *V-B*$_{3.2}$ em que *1* e *2* especificam a rigidez de 1% e 100% respectivamente da mola para uma situação de linha de restrição a ¼ da altura das secções a contar a partir das suas face inferiores. Existe ainda um índice apenas considerado na análise da secção A_4 na qual a especificação "$_{-s2}$" refere-se à consideração do carregamento correspondente a metade do valor de base. No entanto, esse índice não é usado nas restantes secções apesar de se considerar igualmente um valor correspondente a metade do valor de base. Assim, A_4 sem o índice referido especifica uma viga cujo carregamento é o de base e corresponde sensivelmente aquele que a levaria à rotura à temperatura ambiente.

Uma última nota para referir que nesta secção, ao contrário da anterior 6.2, apenas se avaliaram as secções Tipo *A* com duas armaduras de ϕ16, pelo que não mais se considerou a distinção dos índices "$_1$" e "$_2$" ali incluídos. Não se adopta aqui qualquer índice.

Com o objectivo de facilitar a comparação entre os resultados apresentados ao longo do capítulo, apresenta-se num desdobrável no final do capítulo os Quadro 6.6 e 6.7.

6.3.4 - Análise estrutural - Resultados

A análise estrutural da viga é realizada a duas dimensões modelada através de 10 elementos finitos viga 2D (bidimensional) com três nós cada (Figura 6.32), totalizando sempre oito metros de vão.

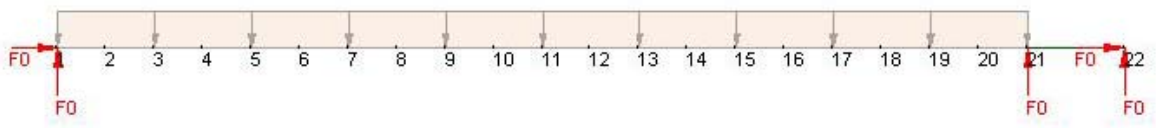


Fig. 6.32 – Discretização típica da viga para a análise estrutural com SAFIR.

A secção da viga é discretizada através de elementos sólidos como se exemplificou para a secção B_4 na Figura 6.31. A viga está sujeita a uma acção uniformemente distribuída correspondente a aproximadamente metade do valor que a levaria à rotura numa situação de não incêndio. Apenas para a secção A_4 se faz uma análise em que a carga corresponde aproximadamente ao valor que a conduz à rotura. Nos cálculos em que é necessário utilizar uma mola acoplou-se um elemento barra com características tais que simule convenientemente a rigidez pretendida. A mola é constituída de um material elástico e não

sujeito a incêndio. Foi dada uma especial atenção à posição da linha de restrição, relativamente ao centro geométrico da secção. A situação base corresponde ao centro de gravidade da secção, enquanto alguns casos consideram essa linha a ¼ da altura da secção relativamente à base da mesma. Apenas na situação de viga apoiada e totalmente restringida ao deslocamento horizontal se considerou ainda essa linha ao nível da base secção.

A viga está horizontalmente restringida à sua dilatação e verticalmente suportada num ponto específico da secção designado por *N* (de "Nodeline") e que na situação em análise pode não corresponder necessariamente ao centro geométrico da secção cujo ponto é designado por *G* e referenciado no capítulo anterior, (capítulo 5 - Figura 5.29b).

6.3.4.1 - Restrição total do deslocamento longitudinal

Será aqui feita uma avaliação do comportamento da viga sujeita ao incêndio ISO 834 com a sua dilatação longitudinal restringida. Complementarmente, como caso particular, avalia-se o comportamento da viga simplesmente apoiada. O efeito da posição da designada "linha de restrição" à restrição completa da dilatação no comportamento da viga será também investigado. A intenção é a de modelar o comportamento das vigas para três diferentes alturas da linha de restrição: ao nível da base das secções, a ¼ da altura e exactamente no centro de gravidade da secção. A posição desta linha é fixa e não varia ao longo do tempo.

As Figuras 6.33, 6.36 e 6.38 correspondem apenas a vigas considerando a secção A_4 para dois carregamentos distintos. Por outro lado, nas Figuras 6.34, 6.35, 6.37, 6.39 apresentam-se as variáveis de vigas simplesmente apoiadas e restringidas longitudinalmente para todas as secções em análise.

6.3.4.1.1 - Flecha a meio vão

A Figura 6.33 apresenta a flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas sujeitas a restrição completa à dilatação para diferentes alturas em relação à base da secção A_4 e considerando dois carregamentos. Para uma situação de restrição ao nível do centro de gravidade considerou-se ainda a restrição nula, isto é, uma viga simplesmente apoiada. Deformações negativas indicam deslocamentos no sentido da gravidade. Apresenta-se na Figura 6.34 as deformações da viga simplesmente apoiada para o carregamento base, para todas as secções. Na Figura 6.35 apresentam-se as deformações para todas as vigas restringidas longitudinalmente e para todas as secções. Verificam-se diferentes tipos de comportamento pelo que se caracterizam cada um deles *per si* autonomamente.

Viga simplesmente apoiada: Observam-se as deformações a meio vão para todas as vigas e secções nas Figuras 6.33 e 6.34. A Figura 6.33 apenas fornece mais a flecha a meio vão da viga considerando a secção A_4 e o carregamento duplo daquele que é considerado na Figura

6.34. Para um carregamento próximo do limite de resistência à temperatura ambiente, a flecha é crescente na fase inicial de incêndio até aproximadamente aos 30min, momento a partir do qual a taxa de crescimento da flecha a meio vão se incrementa até que ocorra a rotura aos 40min. Quando se reduz a acção mecânica para metade do valor anterior o comportamento altera-se significativamente: a flecha inicial positiva deve-se à curvatura induzida pelo gradiente térmico. A partir dos 30min inverte-se o sinal da flecha até que aos 68min ocorre a rotura. A rotura deve-se à incapacidade da viga resistir às acções devido à perda da resistência e rigidez.

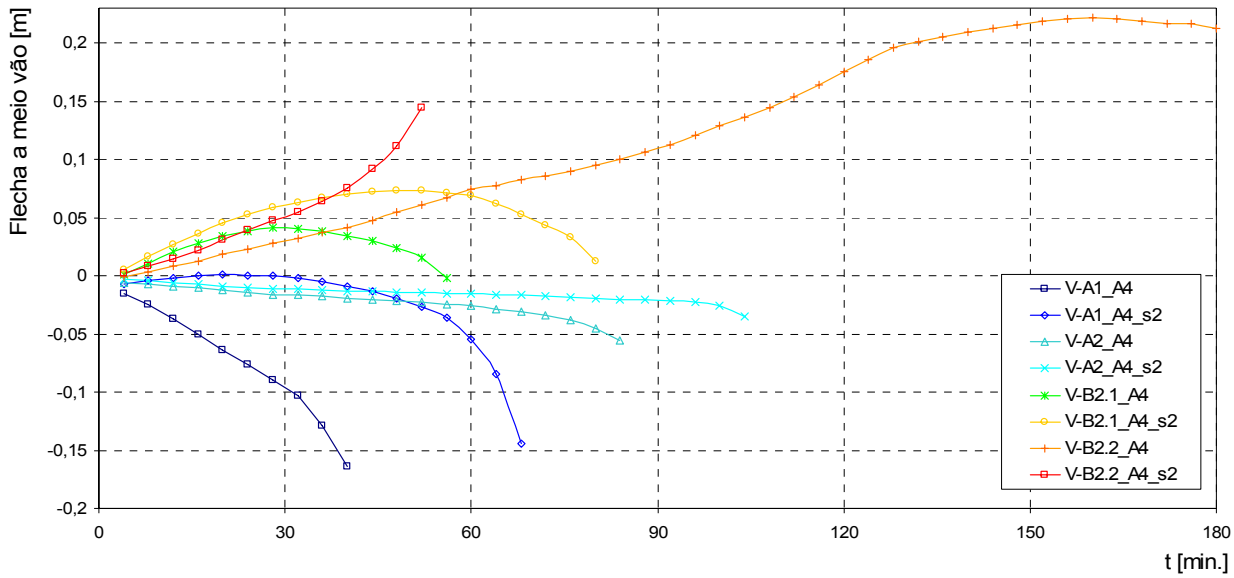


Fig. 6.33 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição nula e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼h e ½h com secção A_4, e para dois carregamentos.

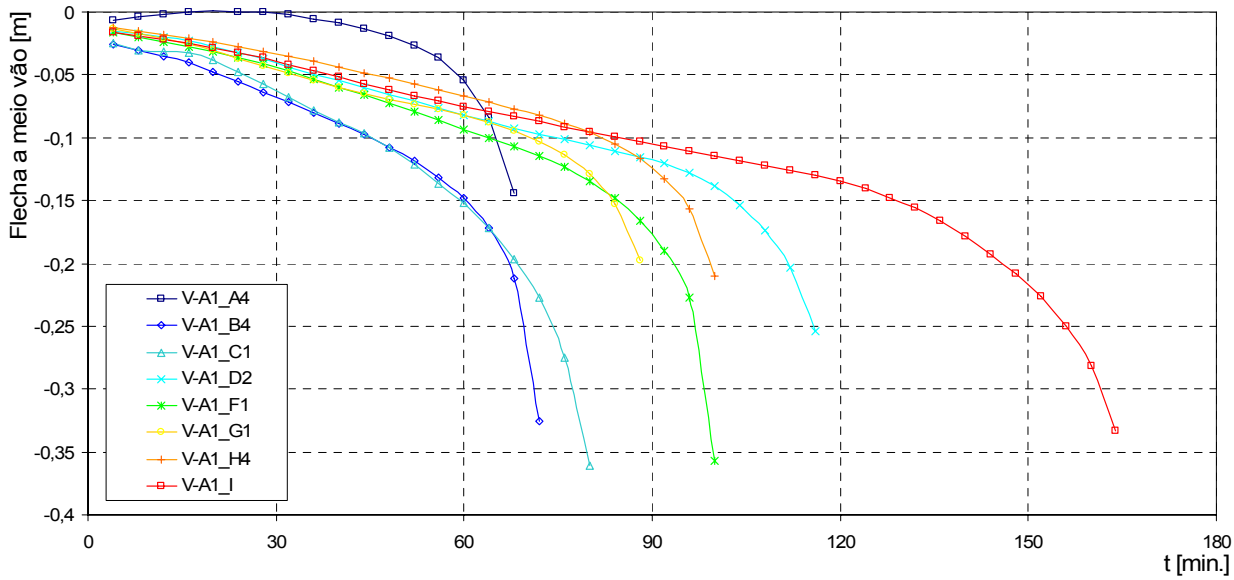


Fig. 6.34 – Flecha a meio vão ao longo do tempo das vigas simplesmente apoiadas.

Observa-se na Figura 6.34 que os deslocamentos são todos negativos. Das vigas ali analisadas, a mais resistente ao fogo é naturalmente a correspondente à secção *I* já que o

facto de ter dois níveis de armadura e simultaneamente estar fortemente armada leva a que desde o acréscimo final de flecha que se inicia aos 120min até que ocorra a rotura se passem 45min. Globalmente, para todas as secções corresponde um comportamento idêntico até se atingir a rotura.

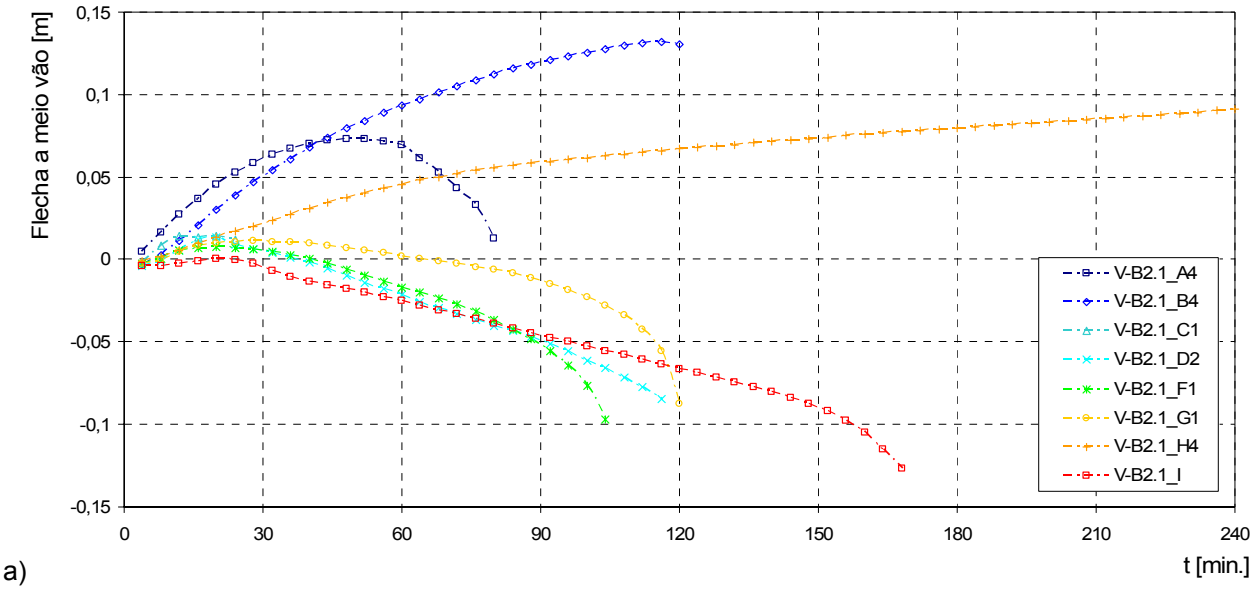
A Figura 6.33 permite ainda observar a variação do efeito da restrição total à dilatação da viga considerando a secção A_4 e dois carregamentos distintos face à situação simplesmente apoiada. Duas conclusões principais se retiram da observação daquela figura: i) a restrição, seja ela na base a ¼ ou a ½ da altura da secção, induz acréscimo de resistência ao fogo à viga e ii) a duplicação do carregamento nem sempre implica menor resistência ao fogo.

Verifica-se que a resistência ao fogo é superior quando a restrição se faz a meia secção em detrimento à base da secção. Quando a linha de restrição se faz abaixo do centro geométrico da secção a flecha tende a ser positiva. Tal, significa que a força de restrição, associada a uma posição inferior ao centro de gravidade tem, em termos de flecha, um efeito contrário àquele que é imposto pela acção mecânica. Mas quando a restrição se faz a ¼ da altura da secção um comportamento muito curioso é observado na flecha e resistência ao fogo: para um carregamento superior observa-se uma maior resistência ao fogo. E, curiosamente para o menor carregamento observa-se o pior comportamento ao fogo de todas as análises com restrição. Pode-se explicar pela maior mobilização do momento flector negativo a meio vão (Figura 6.38), promovido pela força de restrição, não sendo compensada pelo efeito da acção gravítica, facto que acontece quando aumenta a acção mecânica (caso $V\text{-}B_{2.2}_A_4$).

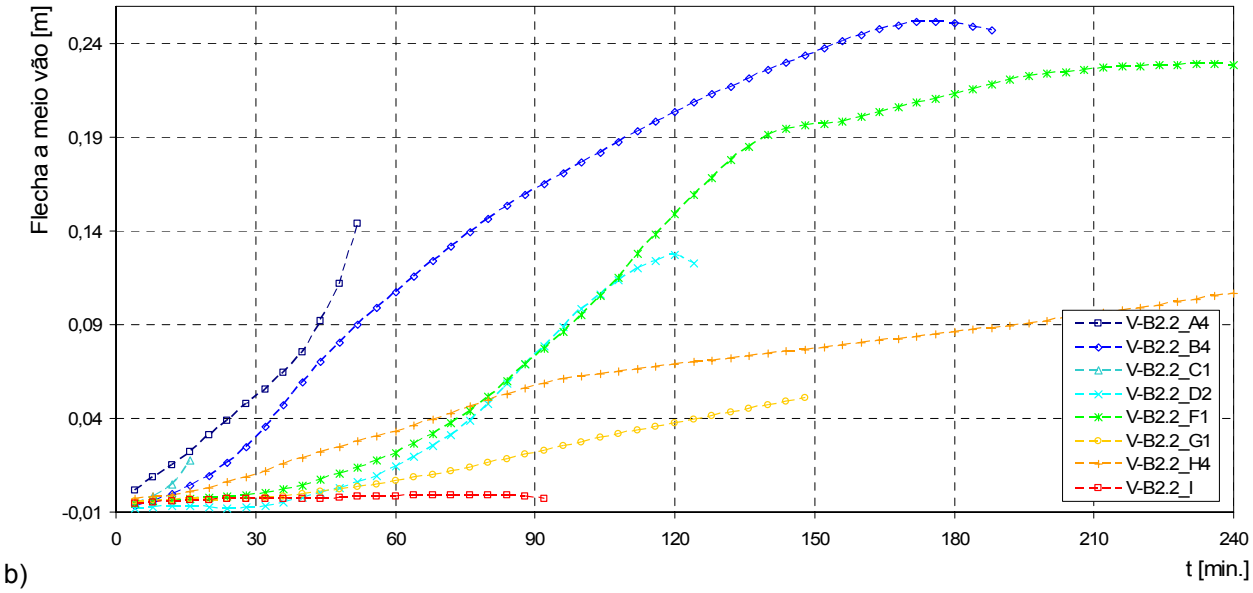
Vigas em que a linha de restrição se situa na base da secção: Na Figura 6.35a) mostra-se que as vigas nesta situação apresentam uma flecha a meio vão muito pequena para fases iniciais do incêndio com tendência para deformações positivas (deslocamentos contrários ao sentido de gravidade).

Mantendo-se essa tendência ao longo do cálculo para três secções: A_4, B_4 e H_4. As vigas a que correspondem as restantes secções apresentam deformações positivas até que se inicia o processo de rotura à qual corresponde sempre deslocamentos negativos.

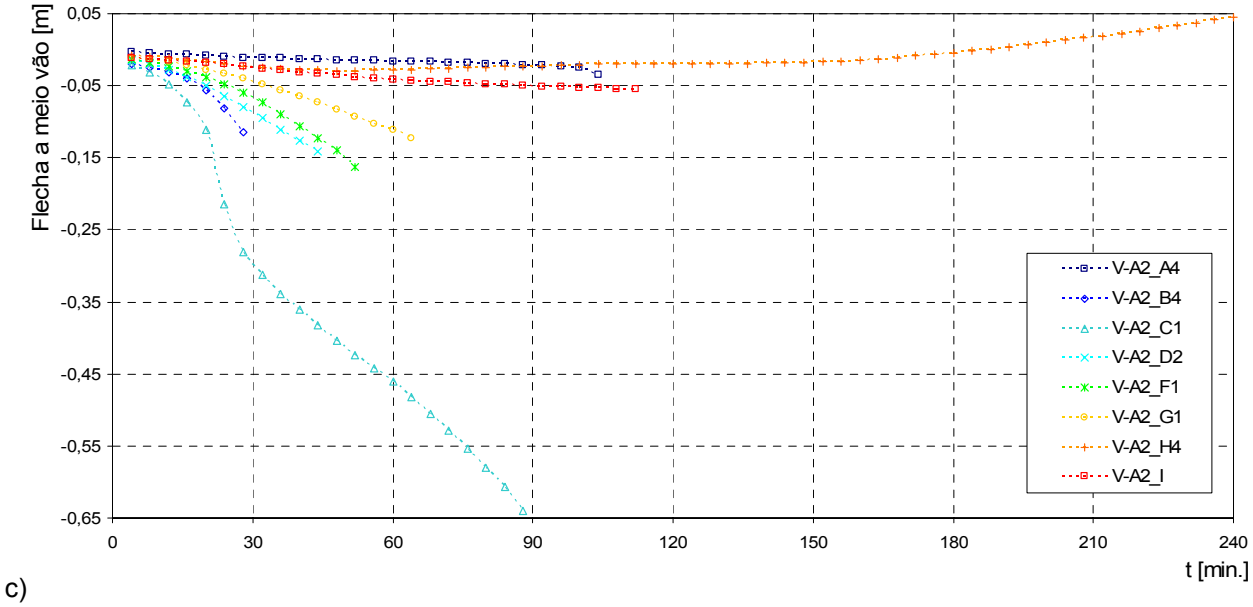
Vigas em que a linha de restrição se situa a ¼ da altura em relação à base da secção: O comportamento das vigas é totalmente distinto para posições da linha de restrição a ¼ da altura da secção (Figura 6.35b). Tal facto potencia maiores valores da reacção horizontal a mobilizar nos apoios (e portanto a mais valia resistente obtida através do aquecimento e consequente dilatação da viga) fazendo com que os deslocamentos a meio vão das vigas, independentemente das secções consideradas sejam positivos. Em contrapartida e com a única excepção da secção *I*, as análises demonstram uma maior resistência ao fogo das restantes vigas, ou seja, o tempo que medeia o início do cálculo e a rotura é maior. A rotura da viga com secção *I* deve-se ao facto desta ocorrer por tensões de compressão no banzo inferior da viga. Assim, quer o betão, quer o aço atingem os seus valores de cedência. Globalmente, quando sobe a linha de acção da restrição horizontal, mais área da secção é "interessada" promovendo um acréscimo de resistência ao fogo das vigas salientando esse acréscimo nas secções A_4, B_4 e F_1. Há duas vigas que resistem até aos 240min, com as secções F_1 e G_1.



a)



b)



c)

Fig. 6.35 – Flecha a meio vão ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0 (a), y_0=¼h (b) e y_0=½h (c).

Vigas em que a linha de restrição se situa a ½ da altura em relação à base da secção: O comportamento das vigas é totalmente distinto para posições da linha de restrição a ½ da altura da secção (Figura 6.35c). De facto, os deslocamentos são todos negativos evidenciando o efeito preponderante da carga distribuída relativamente ao efeito da compressão devido à dilatação restringida da viga no centro geométrico de cada secção. Existe uma única excepção, para a secção H_4, em que sensivelmente a partir dos 180min aqueles deslocamentos se tornam positivos. Tal facto deve-se à existência de armadura superior.

A viga com a secção C_1 apresenta aos 20min um súbito acréscimo da taxa de deformação devido à proximidade da rotura, recuperando ligeiramente a partir dos 30min e atingindo a rotura para uma flecha de 65cm apenas aos 88min. Isto ocorre naquela secção porque se mobiliza muito pouca compressão, reduzindo-se precisamente a partir dos 20min. Quando ocorre um forte decréscimo da força axial de restrição mobilizada, acontece precisamente o mesmo ao momento flector a meio vão pelo que prolonga a resistência da viga (Figuras 6.37c e 6.39c).

6.3.4.1.2 - Força axial de restrição no apoio

A Figura 6.36 apresenta a mobilização da força axial de restrição no apoio ao longo do tempo para vigas sujeitas a restrição completa à dilatação para diferentes alturas em relação à base da secção A_4 e, embora sabendo que o valor só poderia ser nulo, também a representação para a viga simplesmente apoiada. Valores negativos indicam compressões.

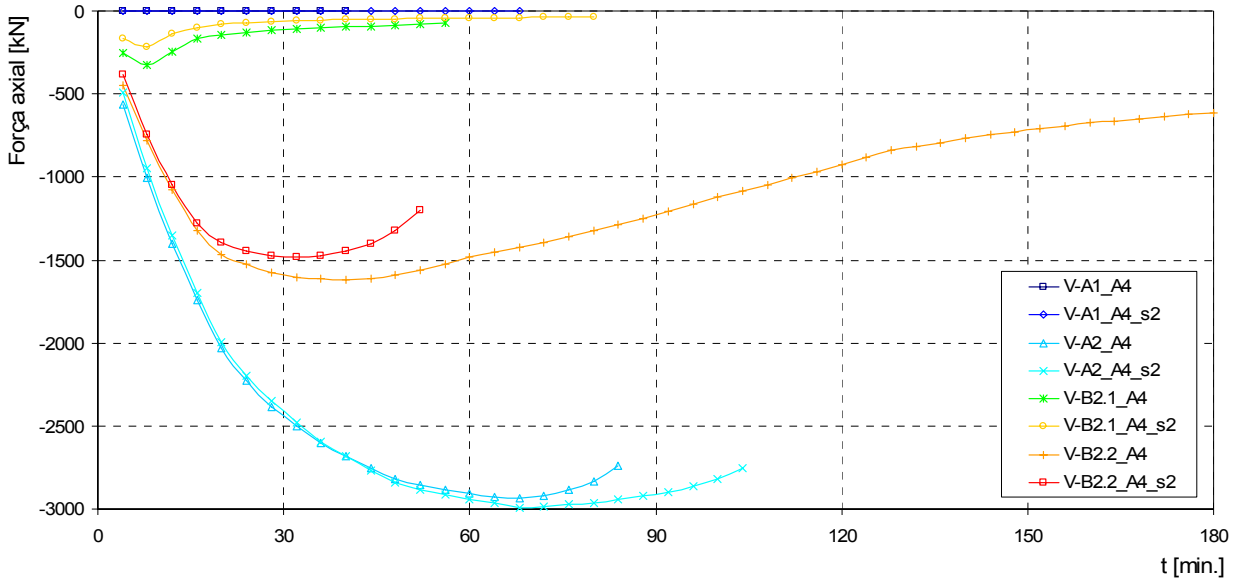
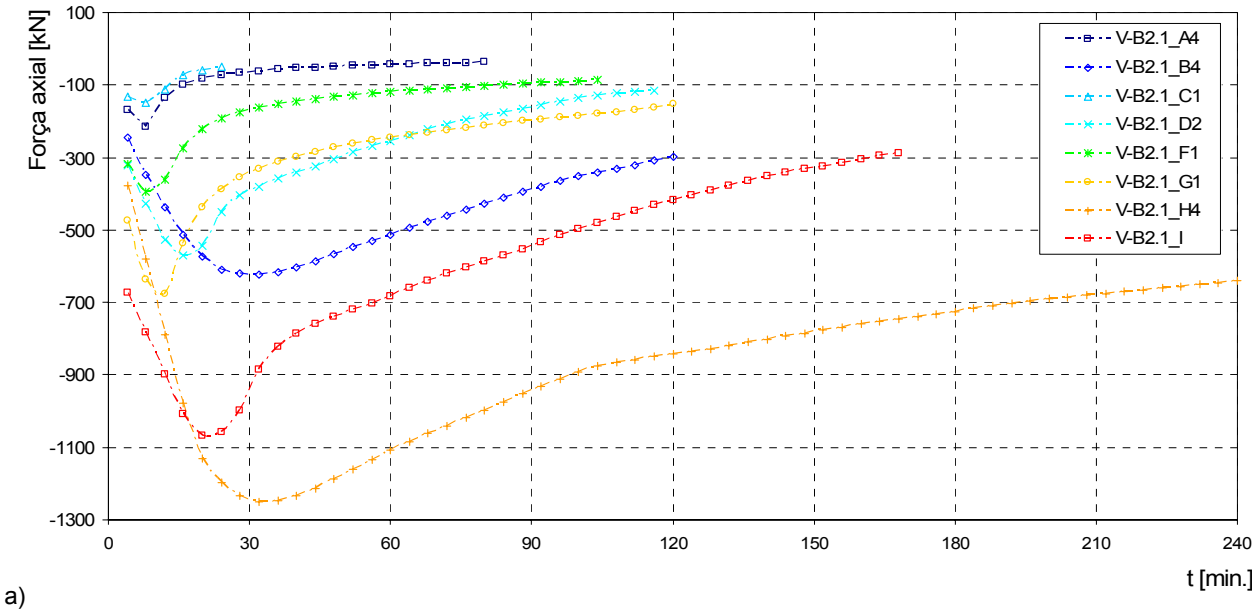
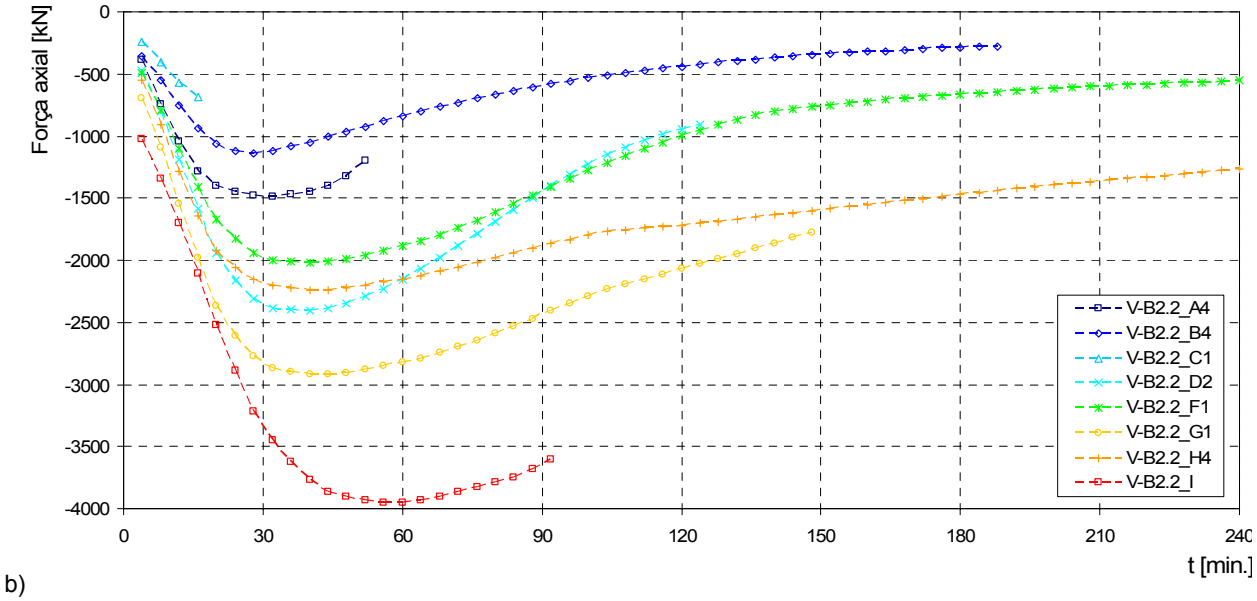


Fig. 6.36 – Força axial de restrição ao longo do tempo para vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼h e ½h da secção A_4, para dois carregamentos.

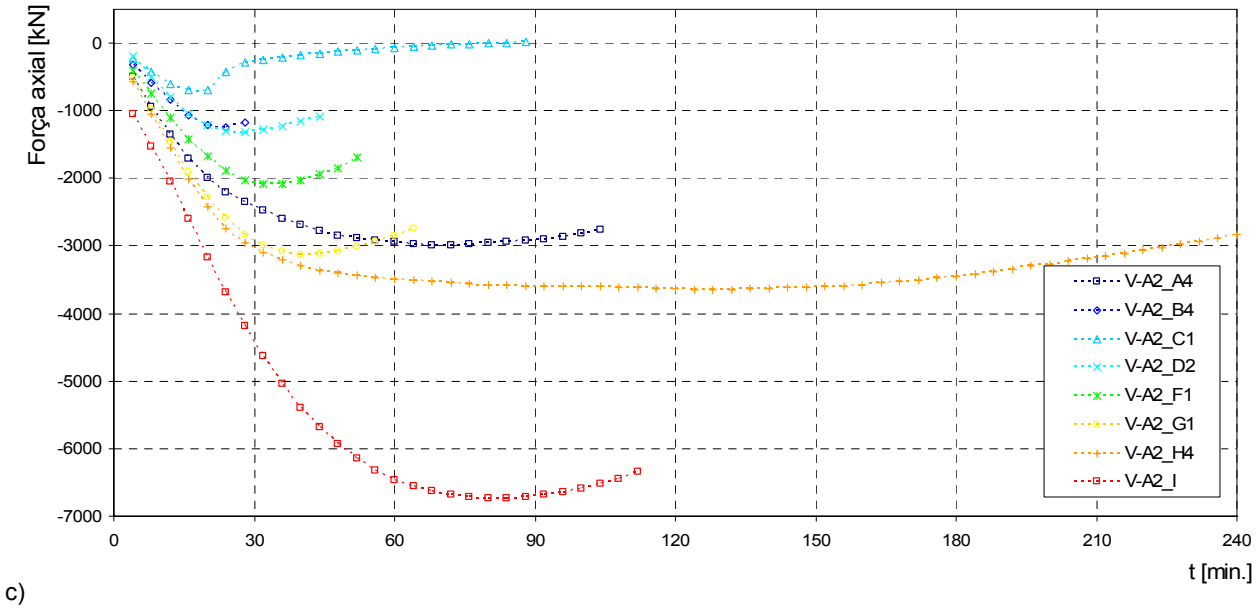
Apresenta-se na Figura 6.37 a mobilização da força axial de restrição no apoio para o carregamento base, para todas as vigas restringidas longitudinalmente e para todas as secções. Verificam-se diferentes tipos de comportamento pelo que se caracterizam cada um deles *per si* autonomamente.



a)



b)



c)

Fig. 6.37 – Força axial de restrição ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição longitudinal à dilatação nos apoios para y_0=0 (a), y_0=¼h (b) e y_0=½h (c).

Vigas em que a linha de restrição se situa na base da secção: Mostra-se na Figura 6.37a) que, comparativamente com as Figuras 6.37b) e 6.37c), a mobilização das compressões geradas na viga, quando a linha de restrição se situa na base da secção, são relativamente pequenas. Aliás como se pode observar na Figura 6.39a), ao ponto de não alterar significativamente os valores dos momentos flectores a meio vão. Outra característica deste cálculo é o facto de se dar um pico de mobilização de tensões de compressão muito localizado até aos 30min mas perto dos 10 e 15min. Reflecte o equilíbrio instável nesta mobilização de compressão porque a linha de restrição se situa na base da secção quando confrontada com o forte gradiente térmico do betão na mesma zona inferior da viga.

Refira-se que pelo facto da linha de restrição estar muito excêntrica na secção, na base, não se chega a mobilizar uma grande reacção (Figura 6.37a) quando comparando com qualquer outra posição da linha de restrição (Figura 6.37b e c). Aliás, se essa linha de acção subir até ¼ da secção os valores das reacções horizontais máximas mobilizáveis sobem em média quatro vezes. Caso a linha de reacção suba mais e se atinja o seu centro de gravidade, então metade dos valores máximos mantêm-se (Figura 6.37b e c). As quatro excepções, vigas com as secções A_4, D_2, H_4 e I**,** apresentam valores superiores daquela reacção (excepto para a secção D_2 em que o valor é francamente inferior).

Os valores distintos da reacção mobilizada tem a ver também com a flecha distinta para as duas situações da posição da linha de restrição da dilatação experimentada pelas vigas para instantes equivalentes (Figuras 6.35b e c). Essa diferença deve-se aos distintos equilíbrios entre o efeito da carga mecânica e da tensão de compressão gerada na secção devido à dilatação restringida da viga.

Vigas em que a linha de restrição se situa a ¼ da altura em relação à base da secção: Mostra-se na Figura 6.37b) que as compressões geradas são cerca de 4 a 6 vezes maiores do que quando a linha de restrição se situa na base da secção. Como se referiu, a metade dos casos correspondem valores de compressões mobilizados semelhantes àqueles que se mobilizam quando a linha de restrição se considera no centro de gravidade da secção, portanto já numa situação de mobilização perto da óptima em termos de resistência ao fogo.

Vigas em que a linha de restrição se situa a ½ da altura em relação à base da secção: Mostra-se na Figura 6.37c) que em metade dos cálculos analisados, as compressões geradas são semelhantes àqueles cálculos em que a linha de restrição se situa a ¼ da altura em relação à base da secção. Refira-se contudo que, globalmente a resistência das vigas diminuiu com a subida da linha de restrição na secção: 190 para 28min para a secção B_4, 240 para 50min para a secção F_1, 150 para 64min para a Secção G_1, etc. Exceptua-se a secção C_1 em que a rotura passou dos 16min para 88min.

6.3.4.1.3 – Momento flector a meio vão

Apresenta-se na Figura 6.38 o momento flector da viga a meio vão ao longo do tempo para vigas sujeitas a restrição completa à dilatação para diferentes alturas em relação à base da

secção A_4. Para uma situação de restrição ao nível do centro de gravidade considerou-se ainda uma viga simplesmente apoiada. Assim, naturalmente que o momento flector a meio vão mobilizado ao longo do tempo para uma viga simplesmente apoiada é constante.

A conclusão geral possível de se tirar desta figura é muito interessante. É curioso verificar que quando a viga é restringida na base da secção, o valor daquele momento flector se mantém constante. Quando a linha de restrição se situa no centro de gravidade, os momentos flectores são, como seria espectável, crescentes com o tempo até que ocorre a rotura. Mas mais curioso é verificar que, para uma situação intermédia quando a linha de restrição está a ¼ da altura da secção, os momentos flectores a meio vão têm tendência a reduzir-se ao longo do tempo, mudando de sinal até que ocorre a rotura. Quando o carregamento é metade daquele que à temperatura ambiente levaria a viga ao seu limite de resistência, há inclusive uma alteração do sinal do momento flector antes dos 30min vindo a viga a entrar em rotura aos 54min. Quando o carregamento é o dobro do anterior, há de facto uma redução do valor do momento flector a meio vão até sensivelmente aos 60min com uma taxa constante. A partir desse instante e até aos 120min a redução do valor do momento flector dá-se a uma taxa menor. Aos 90min o momento flector a meio vão anula-se. O momento flector negativo máximo é atingido aos 120min, instante a partir do qual há novamente uma redução do valor daquele até que aos 180min o momento flector volta a anular-se sem que ocorra a rotura. Conclui-se assim que a posição de ¼ da altura da secção A_4 para a linha de restrição é aquela que, para um carregamento próximo do valor de rotura à temperatura ambiente, é a ideal para se mobilizar a máxima resistência ao fogo da viga.

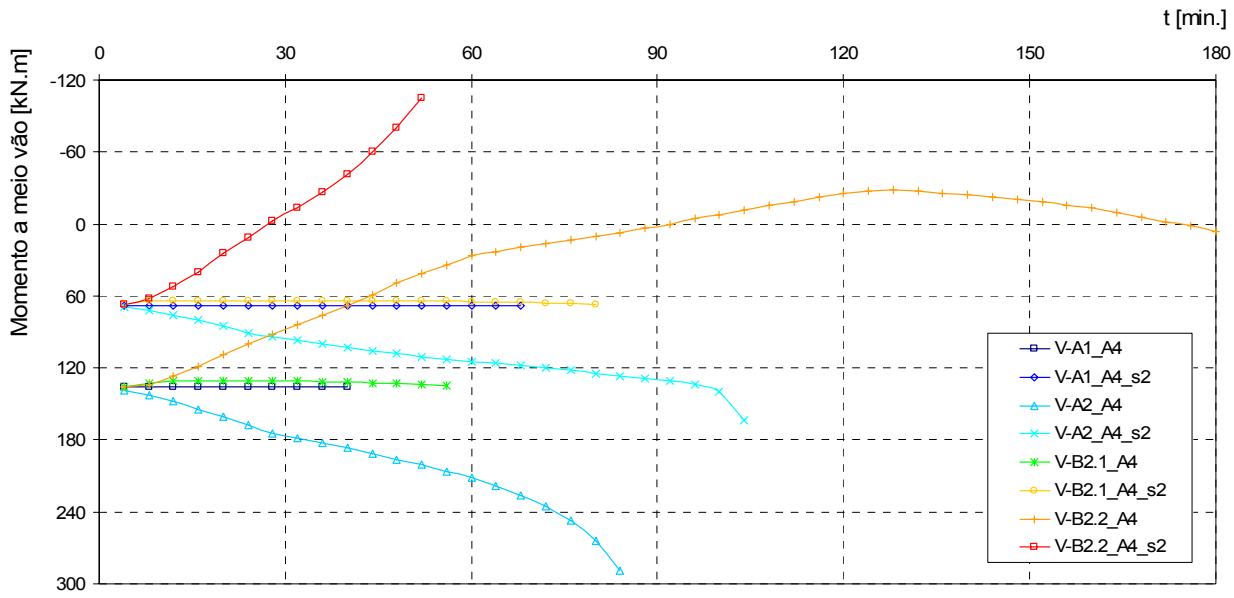
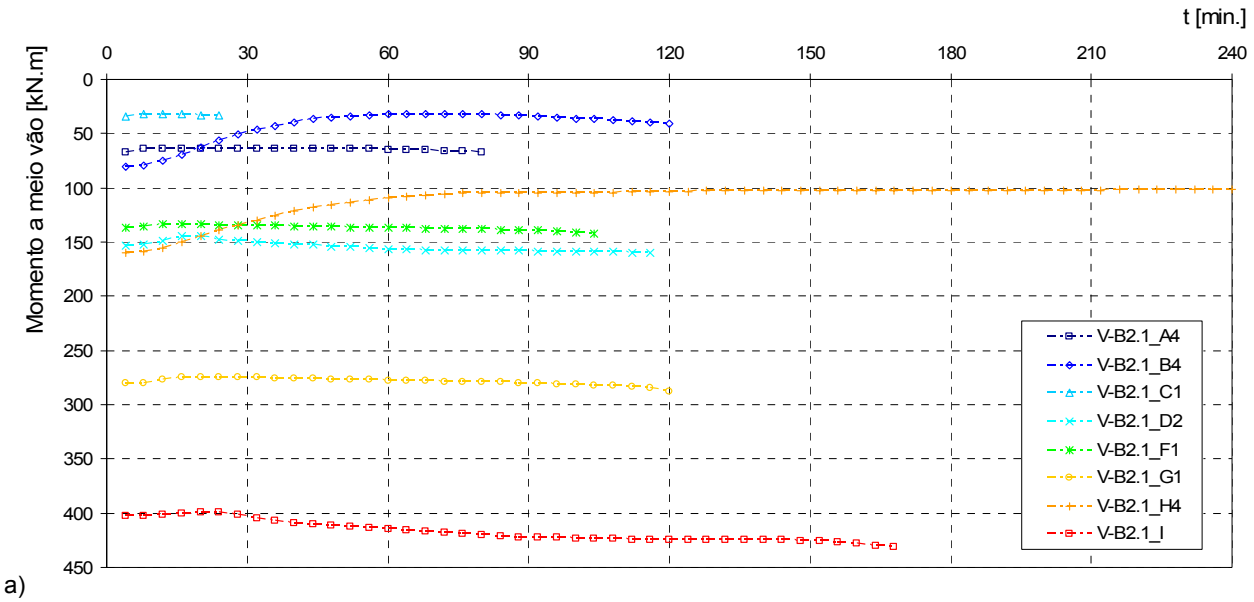
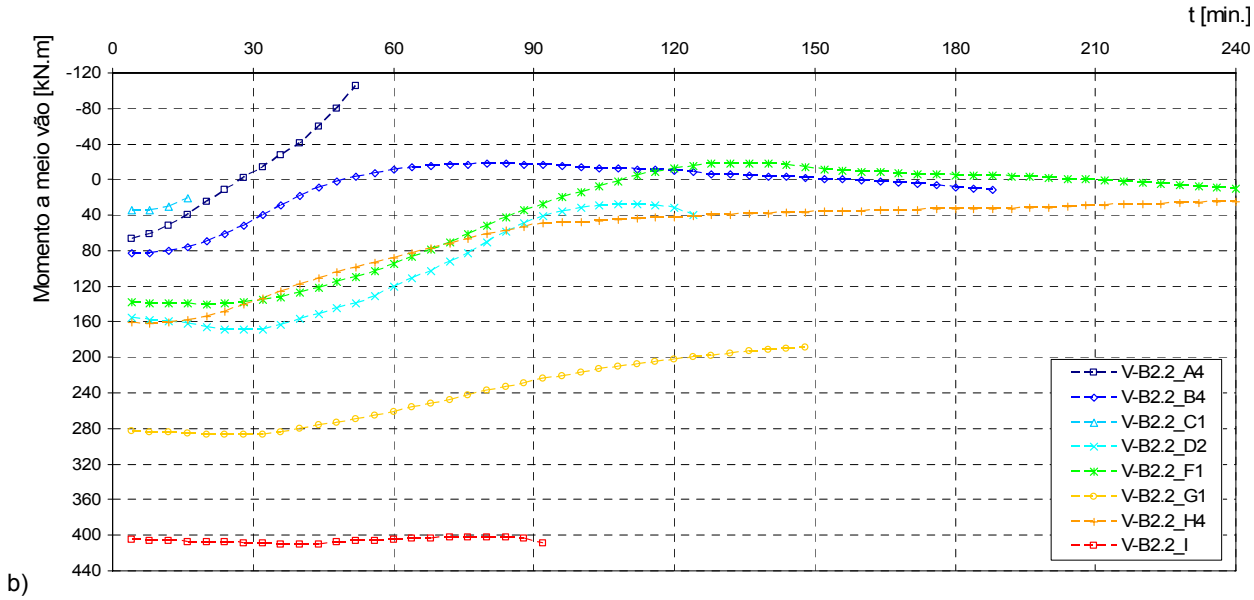


Fig. 6.38 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼ e ½h com secção A_4, e para dois carregamentos.

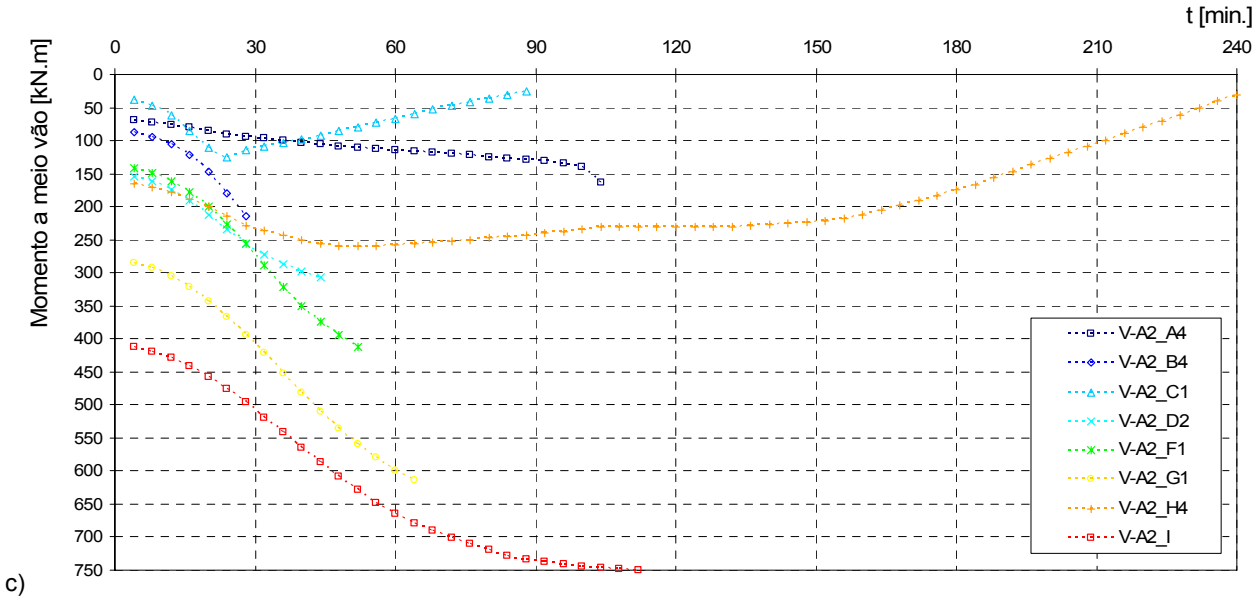
Na Figura 6.39 observa-se o comportamento do momento flector das vigas considerando todas as secções para uma carregamento de base, metade do valor que levaria, à temperatura ambiente à rotura.



a)



b)



c)

Fig. 6.39 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0 (a), y_0=¼h (b) e y_0=½h (c).

Viga simplesmente apoiada: Naturalmente não há qualquer variação do momento flector até que se atinja o colapso.

Vigas em que a linha de restrição se situa na base da secção: Mostra-se na Figura 6.39a) que os momentos flectores mobilizados são tendencialmente constantes ao longo do tempo. Apenas se assiste a uma redução do valor do momento flector a meio vão para as vigas com secções B_4 e H_4.

Tal redução deve-se ao facto de ambas as secções possuírem armaduras de momentos flectores negativos. Repare-se que na Figura 6.37a), correspondente à mobilização de esforços de compressão, em tais secções havia também a mobilização de um pico naqueles valores e uma subsequente redução ao longo do tempo muito mais suave. Verifica-se igualmente para aquelas secções uma flecha positiva com sustentabilidade ao longo do tempo (Figura 6.35a).

Vigas em que a linha de restrição se situa a ¼ da altura em relação à base da secção: Na Figura 6.39b) mostra-se que os momentos flectores inicialmente devidos à acção da gravidade decrescem com o acréscimo da força de compressão promovida nos apoios gerados pela dilatação restringida. Há um caso, o da secção A_4, em que tal como se tinha observado na Figura 6.38, a rotura dá-se por inversão total do sinal do momento flector a meio vão. Assim, o momento flector negativo gerado excede a resistência à flexão da viga, formando-se uma rótula plástica a meio vão que levará ao colapso daquela. Tal facto deve-se à linha de restrição estar muito baixa relativamente ao centro geométrico da secção e assim, a restrição provoca um momento flector negativo (Figura 6.39b, cálculo $V\text{-}B_{2.2}_A_4$). Verifica-se uma inversão do momento flector, desde o valor correspondente ao caso da viga simplesmente apoiada até um valor igual mas de sinal contrário através da parcela $P{\cdot}z_0$ (capítulo 5 -Figura 5.26d).

Há ainda o caso da secção *I* (Figura 6.39b, cálculo $V\text{-}B_{2.2}_I$), em que a redução dos momentos flectores a meio vão é muito pequena. De facto, a ordem de grandeza do carregamento é muito maior quando comparável com o efeito benéfico devido ao esforço de compressão proporcionado pela dilatação restringida.

Vigas em que a linha de restrição se situa a ½ da altura em relação à base da secção: Neste caso assiste-se ao acréscimo dos momentos flectores mobilizados a meio vão das vigas ao longo do tempo até que ocorra a rotura por incapacidade de resistência à flexão da viga. Há praticamente, para todas as secções, uma duplicação daqueles valores, corroborando a sensibilidade da resistência da viga à acção mecânica à temperatura ambiente.

Há duas excepções, as das secções C_1 e H_4. Em ambos os casos depois de um acréscimo do valor do momento flector a meio vão, assiste-se à sua redução. Para a primeira secção atinge-se a rotura aos 88min e na segunda, a resistência ao fogo é superior aos 240min. No primeiro cálculo, a rotura sucede quando já não há esforços de compressão mas sim de tracção. Tal inversão de esforços tem a ver com as enormes flechas a meio vão (cerca de 0,30m aos 20min. Já na secção H_4, a diminuição do momento flector a meio vão deve-se à redução do valor da flecha da viga.

6.3.4.2 - Restrição parcial do deslocamento longitudinal

O passo seguinte do estudo consiste em estudar o comportamento da viga sujeita ao incêndio ISO 834 com restrição parcial à sua dilatação. Uma vez que o comportamento das vigas melhora com o efeito da sua restrição à dilatação longitudinal e particularmente quando a linha de restrição se situa a ¼ da altura em relação à base da secção, efectuaram-se assim os cálculos considerando aquela posição para a linha de restrição para as várias secções. Como se viu no estudo anterior, aquela posição da linha de restrição levou em geral à obtenção de menores deformações (sendo sobretudo positivas), à maior mobilização de reacções de restrição à dilatação nos apoios, e momentos flectores com valor estável potenciando uma maior resistência ao fogo. A mobilização da restrição ao deslocamento longitudinal para aquela linha de restrição é realizada à custa de uma mola cuja rigidez axial toma os seguintes valores: k_t=1% e 100% (cálculos *V-B3_*). O valor de 100% corresponde à associação de uma viga equivalente no seu extremo. O estudo realiza-se comparando-se com os resultados de uma viga totalmente restringida ($k_t=\infty$ - cálculos *V-B2.2_*).

O estudo considerou dois conjuntos de análises. Um primeiro cingiu-se apenas à secção A_4 para uma linha de restrição considerada a ¼ da altura em relação à base da secção (e dois carregamentos distintos) e para esta mesma posição da linha de restrição o estudo foi alargado para todas as secções como se referiu no parágrafo anterior. No segundo conjunto considerou-se todas as secções com a linha de restrição a ½ da altura em relação à base de cada secção (k_t=1, 100% e ∞ - cálculos *V-A3_* e *V-A2_*). Tal estudo resultou de algumas diferenças positivas de comportamento para algumas secções, quando a linha de restrição se considera a meia altura.

A intenção é a de modelar o comportamento das vigas para uma mesma altura da linha de restrição, ¼ ou ½ da altura da secção e para três rigidez axiais, 1%, 100% e ∞. A posição desta linha é fixa para cada cálculo e não varia ao longo do tempo.

O carregamento base, designado nos cálculos com o índice "*_s2*", corresponde a metade do carregamento próximo do limite de resistência à temperatura ambiente. Para a secção A_4 considerou-se para todas as condições fronteiras, também o carregamento do dobro daquele.

6.3.4.2.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se nas Figuras 6.40 e 6.41 as flechas a meio vão ao longo do tempo de vigas sujeitas à restrição completa e parcial a 1% e 100% da sua dilatação axial. A linhas de restrição fixa consideram-se, respectivamente, para uma altura de ¼ e ½ da altura em relação à face da secção A_4. Deformações negativas indicam deslocamentos no sentido da gravidade.

Da observação da Figura 6.40 tira-se uma conclusão muito importante: para um carregamento dito "*_s2*" e para restrições à dilatação com rigidez desde valores como 1% e 100% até ∞, obtém-se deslocamentos positivos evidenciando assim a importância do efeito da dilatação

restringida abaixo do centro geométrico da secção, associada ao gradiente térmico face ao efeito da acção mecânica.

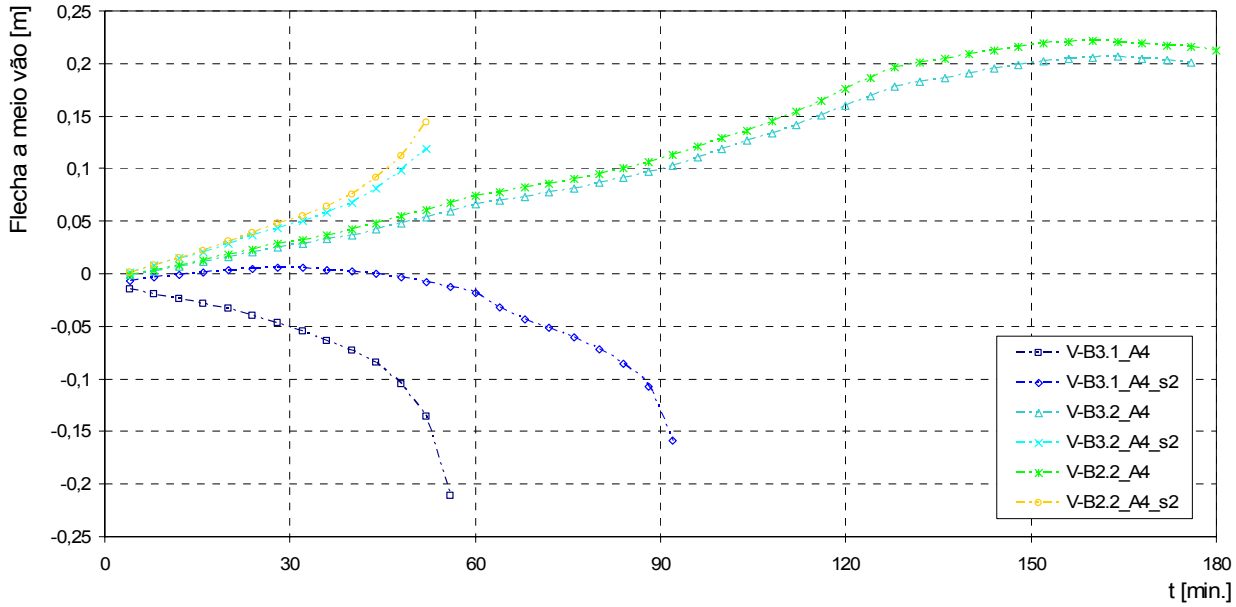


Fig. 6.40 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e dois carregamentos.

Se se comparar o cálculo *V-B*$_{3.1}$_*A*$_{4_s2}$ com o *V-A*$_{1}$_*A*$_{4_s2}$ da Figura 6.33 verifica-se a predominância do efeito térmico no início do cálculo mas a rotura agora ocorre aos 94min contra os 68min daquele devido ao ligeiro (k_t=1%) efeito de restrição longitudinal. Assim, mesmo uma pequena restrição longitudinal beneficia a estrutura em termos de resistência ao fogo. Saliente-se que a flecha alcançada a meio vão para ambos os cálculos é de 0,15m.

Uma restrição a 100% ou ∞ (cálculos *V-B*$_{3.2_}$ *e V-B*$_{2.2_}$) leva a comportamentos semelhantes no que se refere a flechas a meio vão, independentemente de se considerar o carregamento base ou o seu dobro. Contudo, esse comportamento varia significativamente quando se considera um carregamento ou outro, como já anteriormente se referiu. Neste caso, potencia-se a resistência ao fogo com a maior acção mecânica.

Da Figura 6.41 observa-se que o efeito de restrição não induz flechas positivas porque a linha de restrição se considera no centro geométrico da secção.

Contudo, para uma baixa restrição longitudinal (k_t=1%) verifica-se um acréscimo da resistência ao fogo (cálculos *V-A*$_{3.1}$_*A*$_4$ e *V-A*$_{3.1}$_*A*$_{4_s2}$) quando comparado com aquele que se obtém quando a linha de restrição se situa a ¼h (Figura 6.40). O mesmo sucede para os cálculos *V-A*$_{3.2}$_*A*$_{4_s2}$ e *V-A*$_{2}$_*A*$_{4_s2.}$ Por outro lado, essa resistência diminui para os cálculos *A*$_{3.2}$_*A*$_4$ e *V-A*$_{2}$_*A*$_{4.}$

Pode-se então concluir que o acréscimo de resistência ao fogo, face a uma situação sem qualquer restrição, é muito dependente da posição da linha de restrição longitudinal e

simultaneamente do nível de carregamento a que a viga se encontra sujeita. Há que considerar os efeitos benéficos da restrição (térmico) com o efeito da acção gravítica.

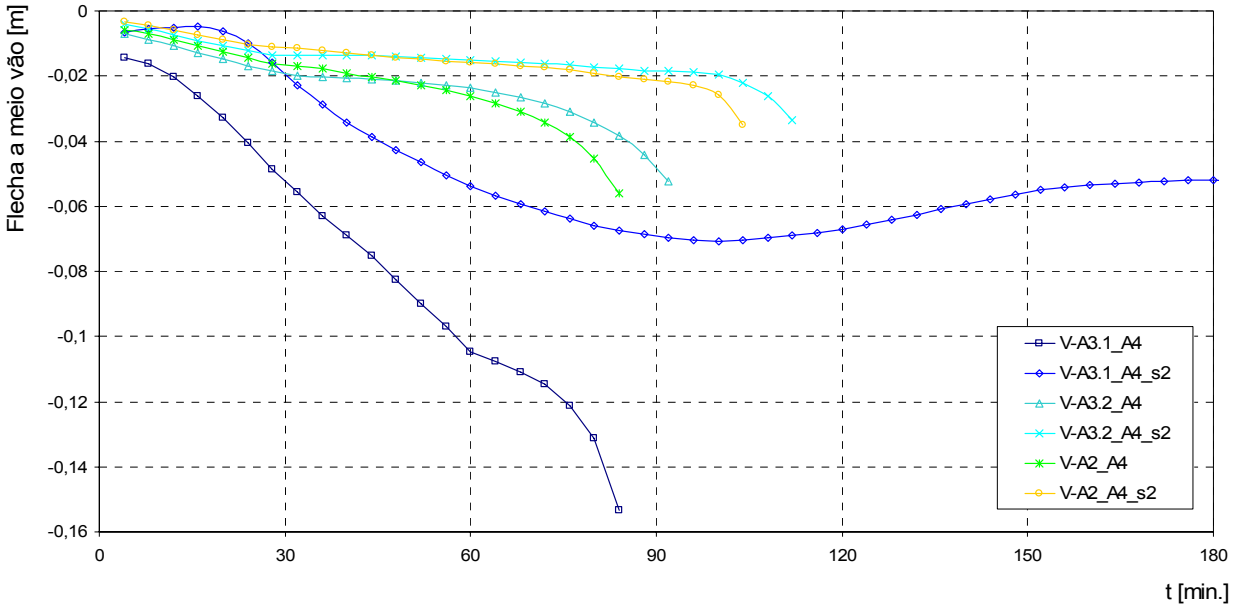


Fig. 6.41 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e dois carregamentos.

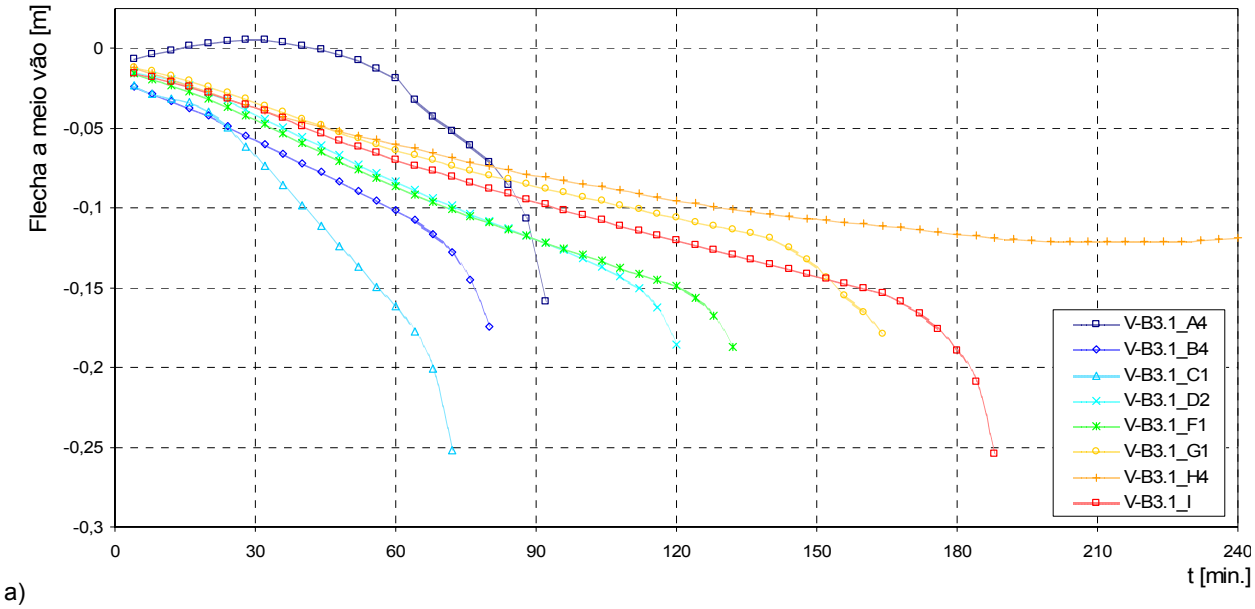
Apresenta-se na Figura 6.42, as flechas a meio vão das vigas parcialmente restringidas longitudinalmente, (k_t=1% e 100%), a uma altura de ¼ da altura de todas as secções consideradas para o carregamento base. Em contrapartida, apresenta-se na Figura 6.43 as correspondentes flechas a meio vão das vigas parcialmente restringidas longitudinalmente, (k_t=1% e 100%), mas agora concretizadas a ½ altura de todas as secções.

Verificam-se diferentes tipos de comportamento pelo que se analisam cada um destes conjuntos de cálculos autonomamente.

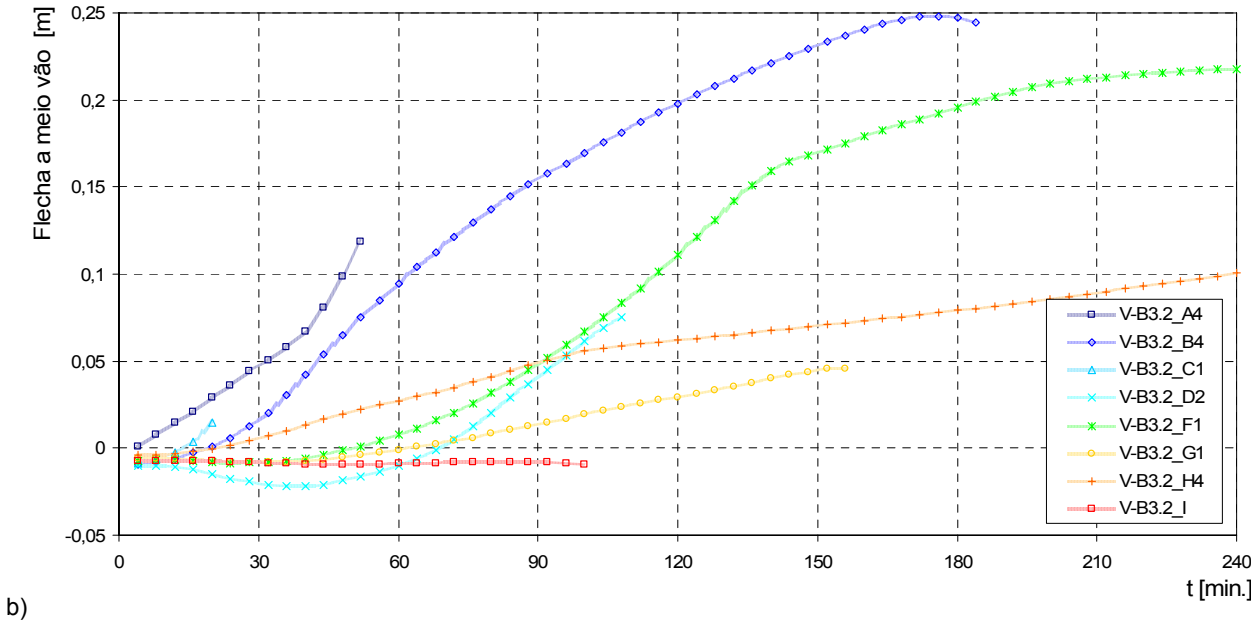
Viga parcialmente restringida a ¼ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Os deslocamentos a meio vão da viga têm, para uma restrição de 1%, sinal negativo exceptuando-se a secção A_4 num período entre os 12 e 42min em que o valor é positivo.

Quando a restrição ao deslocamento longitudinal passa para 100%, aqueles deslocamentos tendem em geral, pelo contrário, a apresentar sinal positivo ao longo do cálculo. Exceptua-se neste caso a secção *I* por ser uma secção muito resistente, à qual corresponde um carregamento igualmente elevado. O efeito térmico não consegue sobrepor-se ao efeito gravítico, não se invertendo o sinal da deformação da viga.

Viga parcialmente restringida a ½ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Para k_t=1% a tendência da flecha é sempre de valor negativo. Semelhante às das vigas simplesmente apoiadas (Figura 6.34). Contudo, os valores máximos dessa flecha na rotura são neste caso, quase sempre, inferiores àqueles que se obtém quando não existe qualquer restrição. As excepções ocorrem para as secções C_1 e A_4 (Figura 6.43).



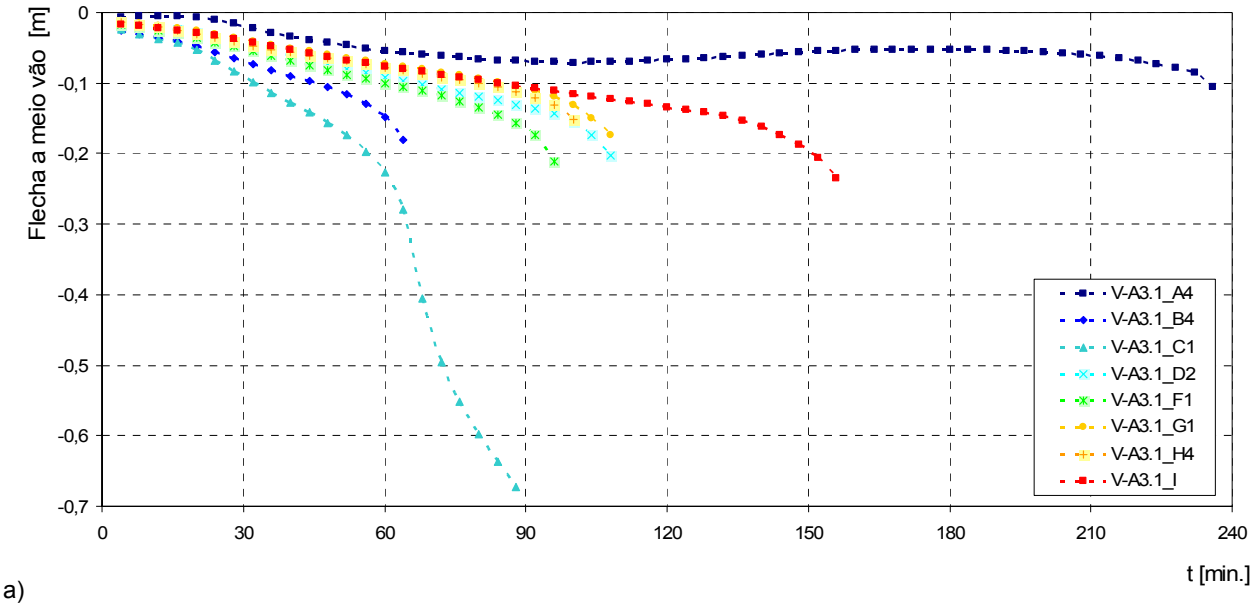
a)



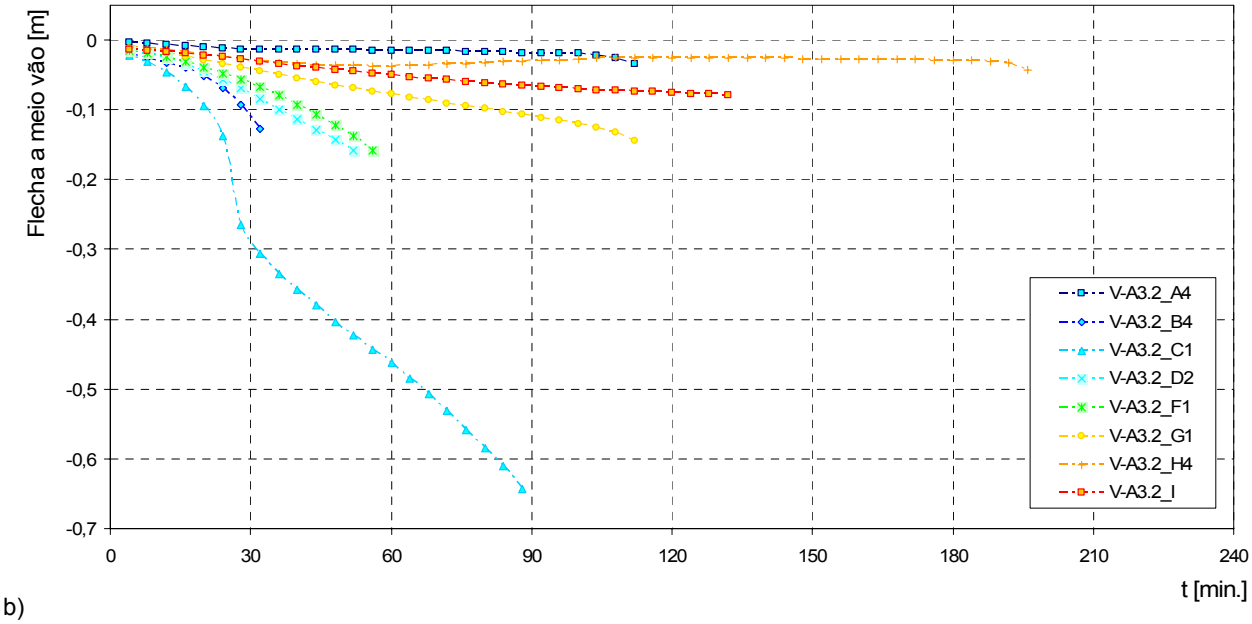
b)

Fig. 6.42 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

Refira-se que quando a restrição aumenta de 1% para 100% para y_0=½h, (cálculos *V-A*$_{3.1_}$ e *V-A*$_{3.2_}$) ao contrário da situação anterior em que a linha de restrição ao deslocamento horizontal se situava a ¼ da altura da secção relativamente à sua face inferior, (cálculos *V-B*$_{3.1_}$ e *V-B*$_{3.2_}$), não há variação significativa do comportamento das vigas (Figura 6.43). Constata-se até que, por haver muito maior mobilização de esforços de compressão, a resistência ao fogo diminui para a generalidade dos cálculos quando k_t passa do valor de 1% para 100%, (Figura 6.47). Exceptua-se a secção H_4 cujo valor da força axial de restrição de compressão mais que septuplica para uma rigidez de 100%, (de 400kN para 3000kN - Figura 6.47). Este facto faz com que o momento flector (Figura 6.51) pouco mais cresça e se mantenha quase constante até se atingir a rotura, não aos 100 mas sim aos 196min.



a)



b)

Fig. 6.43 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

6.3.4.2.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se nas Figuras 6.44 e 6.45 a mobilização da força axial nos apoios ao longo do tempo para vigas sujeitas a restrição total e parcial (k_t=1% e 100%) à dilatação para ¼ e ½ da altura da secção A_4 em relação à sua face inferior. Valores negativos indicam compressões.

Como se pode observar na Figura 6.44, para valores de 1% de restrição (Cálculos *V-*$B_{3.1}$*_*A_{4_s2} e *V-*$B_{3.1}$*_*A_4), a mobilização de esforços de compressão é praticamente nula.

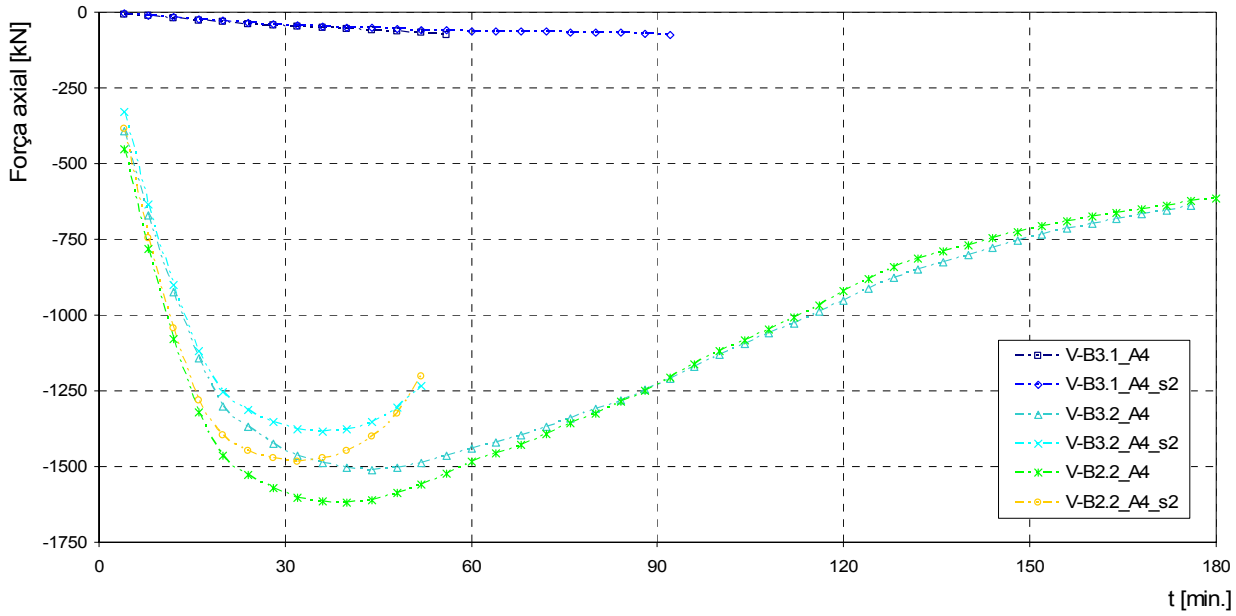


Fig. 6.44 – Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e para dois carregamentos.

Em contrapartida, para rigidez de 100% ou total (k_t=∞), os valores são muito próximos entre si (observe-se o gráfico para períodos superiores a 60min). Não havendo igualmente grande diferença se os valores das acções duplicarem. Na Figura 6.45 observa-se semelhante comportamento, agora para uma linha de restrição localizada a meia altura da secção. As reacções praticamente duplicam face aos cálculos correspondentes a uma linha de restrição a ¼h. A semelhança dos valores da força axial de restrição é agora mais acentuada para os dois carregamentos, podendo-se dizer que o valor daquela força gerada é independente do nível de carregamento.

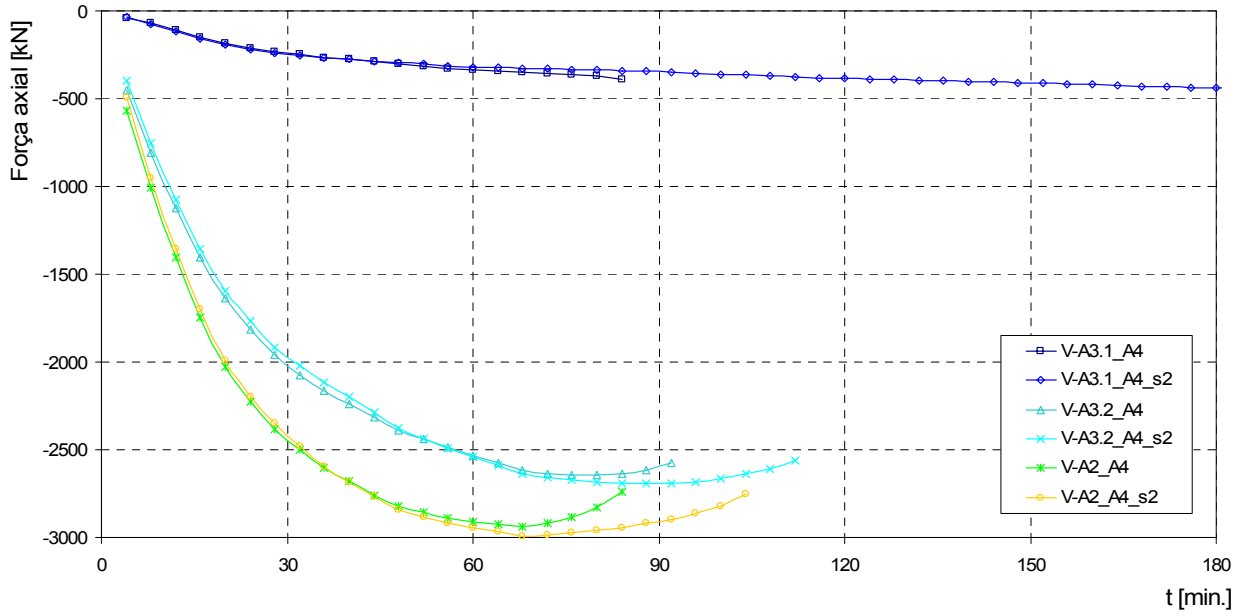


Fig. 6.45 – Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e para dois carregamentos.

Viga parcialmente restringida a ¼ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Apresenta-se na Figura 6.46 a mobilização da força axial de restrição no apoio para o carregamento base, para todas as vigas parcialmente restringidas longitudinalmente a ¼ h e para todas as secções.

Verificam-se diferentes tipos de comportamento, consoante o nível de restrição, pelo que se caracteriza cada um deles *per si* autonomamente. Por outro lado, apresenta-se na Figura 6.47 a mobilização da força axial de restrição no apoio para o carregamento base, para todas as vigas parcialmente restringidas longitudinalmente a ½*h*.

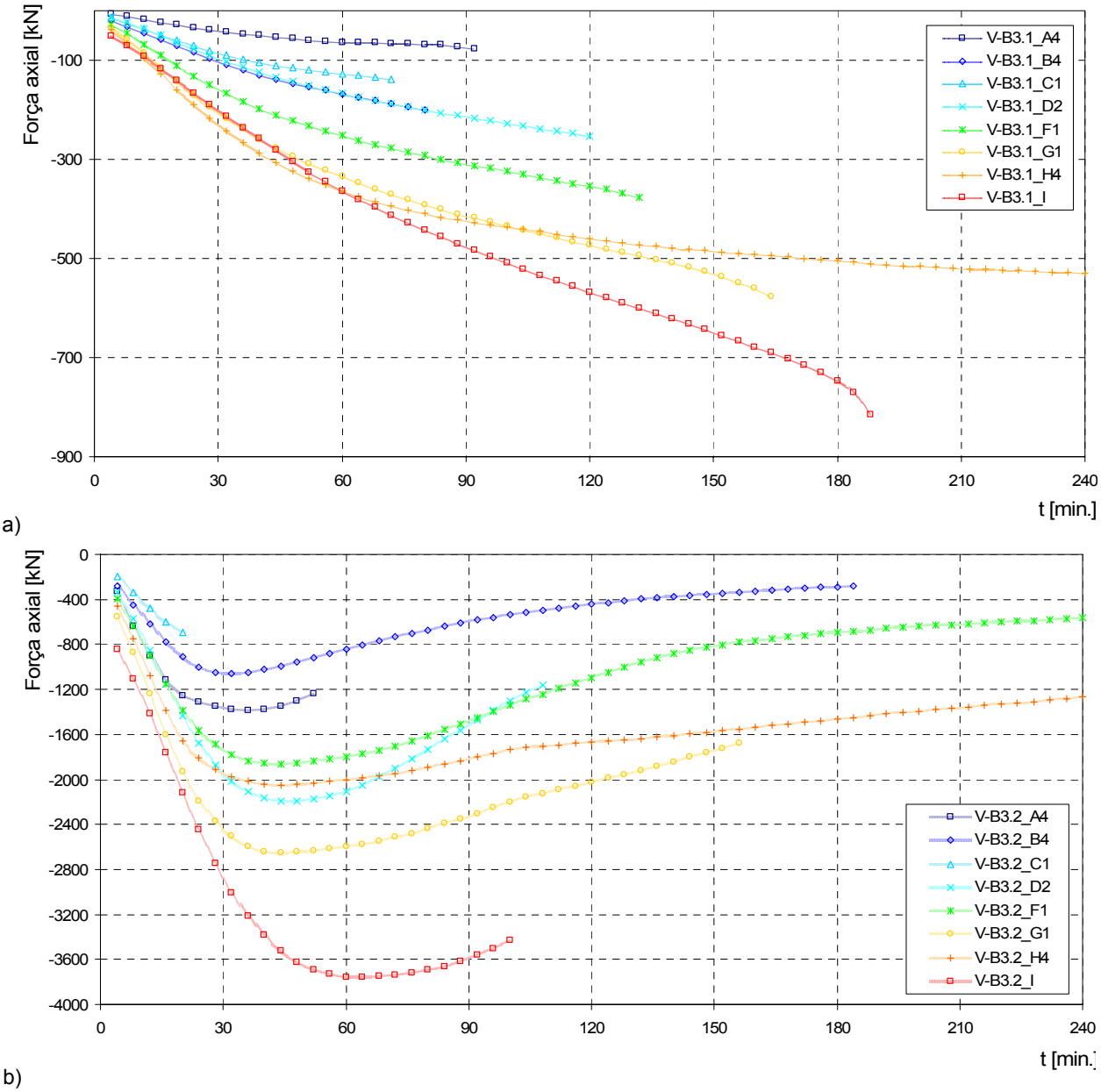
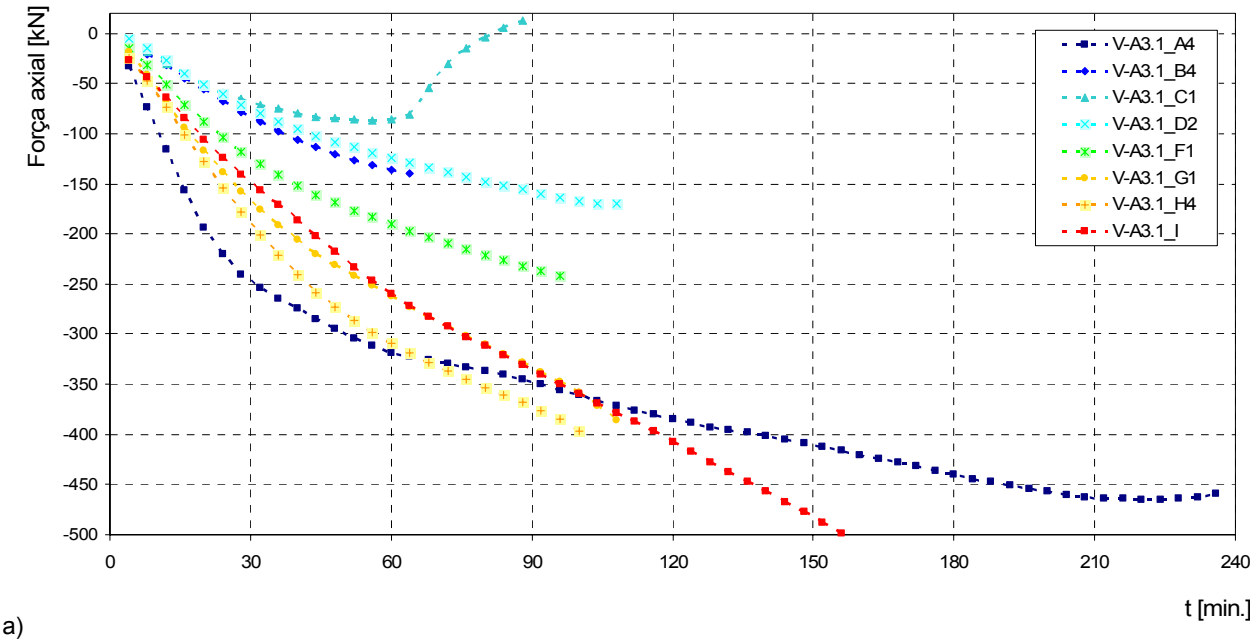


Fig. 6.46 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼*h*: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

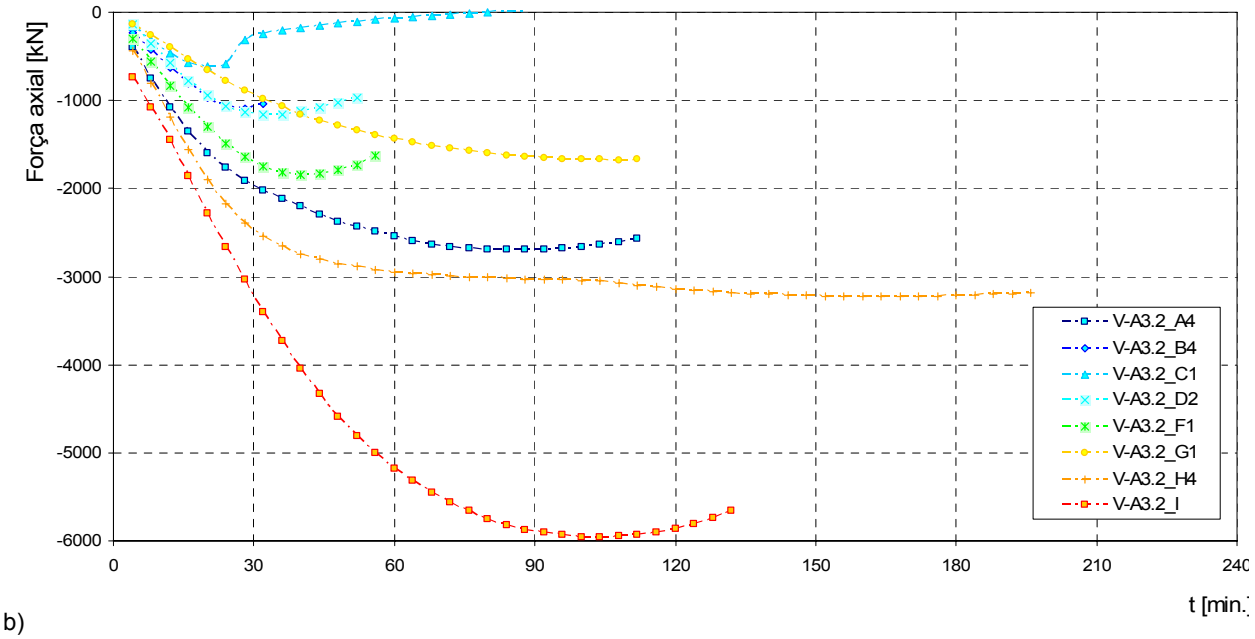
Como se pode observar pela Figura 6.46, confirma-se, em geral, a quintuplicação da força de compressão gerada quando a rigidez da mola é incrementada de 1 para 100%. Para os casos em que se considera k_t=100% verifica-se uma aproximação do comportamento da viga àquele

que corresponde à viga totalmente restringida. Enquanto que para k_t=1% tem-se um acréscimo da força axial de restrição mobilizada com o tempo, quando k_t=100% o comportamento é bastante distinto, o valor daquela força cresce até se atingir um pico entre os 30 e os 60min seguindo-se um decréscimo até que ocorre a rotura.

Viga parcialmente restringida a ½ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Para os casos em que k_t=1%, a tendência da força de compressão gerada apresenta um comportamento muito semelhante àquele que ocorre quando a linha de restrição se situa a ¼ da altura da secção, mas com valores geralmente algo inferiores aos observados para aquela situação (Figura 6.47). A excepção é aqui a viga com secção A_4, pois a força quintuplica e a viga resiste praticamente os 240min.



a)



b)

Fig. 6.47 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

Para esta secção, a força axial de restrição de compressão gerada tende a manter-se a partir dos 45min fazendo com que a viga não colapse. Outra situação distinta é a que ocorre para a secção C_1 em que neste caso há uma redução brusca aos 64min no valor da força axial de restrição gerada, provocada pelo acréscimo também brusco da flecha da viga (Figura 6.43a).

Para os casos em que a rigidez da mola é de 100% praticamente todos os cálculos apresentam rotura mais cedo que os cálculos em que aquela rigidez é considerada de 1%, e até mesmo quando comparando com os cálculos em que a restrição se faz a *¼h* (Figura 6.46). Exceptua-se o cálculo que corresponde à secção em "T" (cálculo $V\text{-}A_{3.2}_1$), em que o momento flector duplica desde o início do cálculo mobilizando crescentemente forças de compressão devendo-se tal facto a corresponder a uma secção fortemente armada. Aumentando a rigidez da mola de 1% para 100%, a aproximação da rotura da viga ocorre, em geral, cada vez mais cedo. Este facto é corroborado pelo acréscimo das forças de compressão a que as vigas ficam sujeitas na fase inicial de incêndio. À semelhança do cálculo em que se considerou K_t*=1%,* para o caso da secção C_1, (cálculo $V\text{-}A_{3.2}_C_1$) o facto de haver um súbito acréscimo de flecha aos 24min (Figura 6.43b) faz igualmente também reduzir subitamente a força de compressão a que a viga fica sujeita.

6.3.4.2.3 - Momento flector a meio vão

O aspecto mais marcante, no que aos momentos flectores diz respeito é o facto de ser importante ter suficiente restrição (alta rigidez) para que a inversão da deformação da viga permita também a inversão dos momentos flectores e dessa forma potenciar o eventual acréscimo de resistência ao fogo evitando o colapso prematuro da viga.

A Figura 6.48 apresenta a mobilização do momento flector a meio vão ao longo do tempo para vigas sujeitas a restrição parcial e completa à dilatação para uma posição da linha de restrição a ¼ da altura da secção em relação à face inferior e apenas para a secção A_4. Consideram-se igualmente duas acções gravíticas.

Como se pode observar pela Figura 6.48, a restrição de 1% faz com que o momento flector permaneça praticamente constante ao longo do tempo. A rigidez de 100% ou ∞ leva a que a na viga se troque o sinal do momento flector ao longo do tempo para os dois tipos de carga considerados. Contudo para elevados valores da acção gravítica a inversão do sinal ocorre, seguindo-se a tendência da sua anulação. Assim, o valor do momento flector a meio vão praticamente se anula garantindo dessa forma um acréscimo substancial na resistência da viga.

Apresenta-se na Figura 6.49 resultados equivalentes aos apresentados na Figura 6.48 mas agora para uma posição da linha de restrição a ½ da altura da secção em relação à face inferior da secção A_4. Neste caso os momentos flectores são sempre crescentes com o tempo, havendo um acréscimo brusco imediatamente antes da ocorrência da rotura da viga.

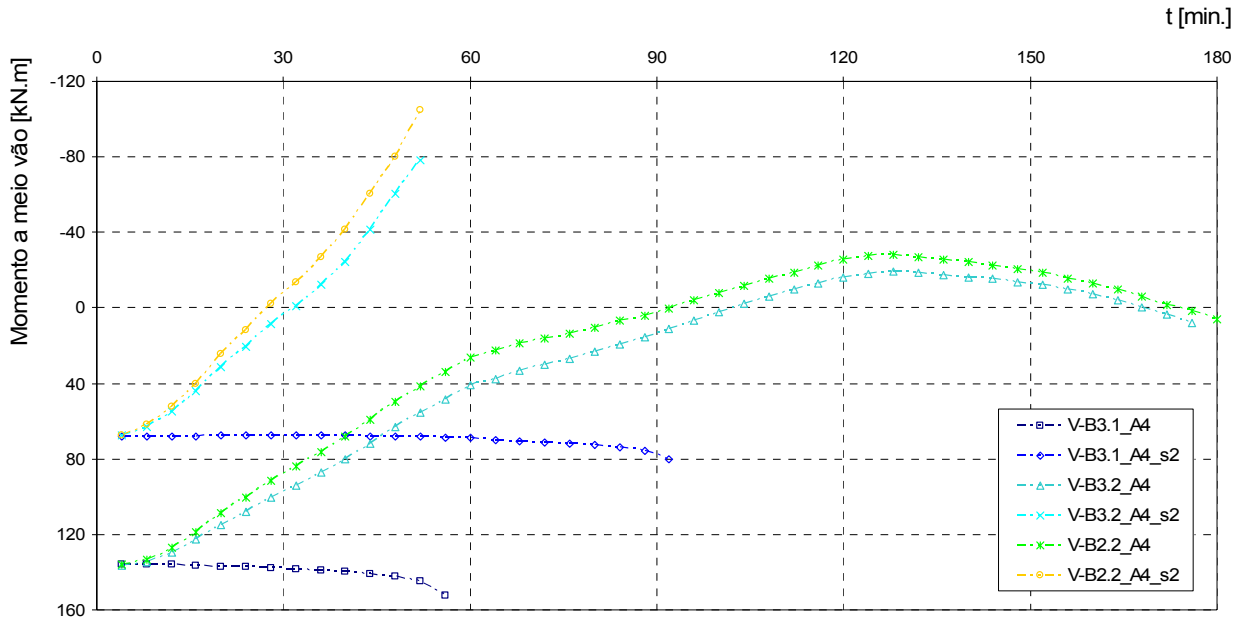


Fig. 6.48 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e para dois carregamentos.

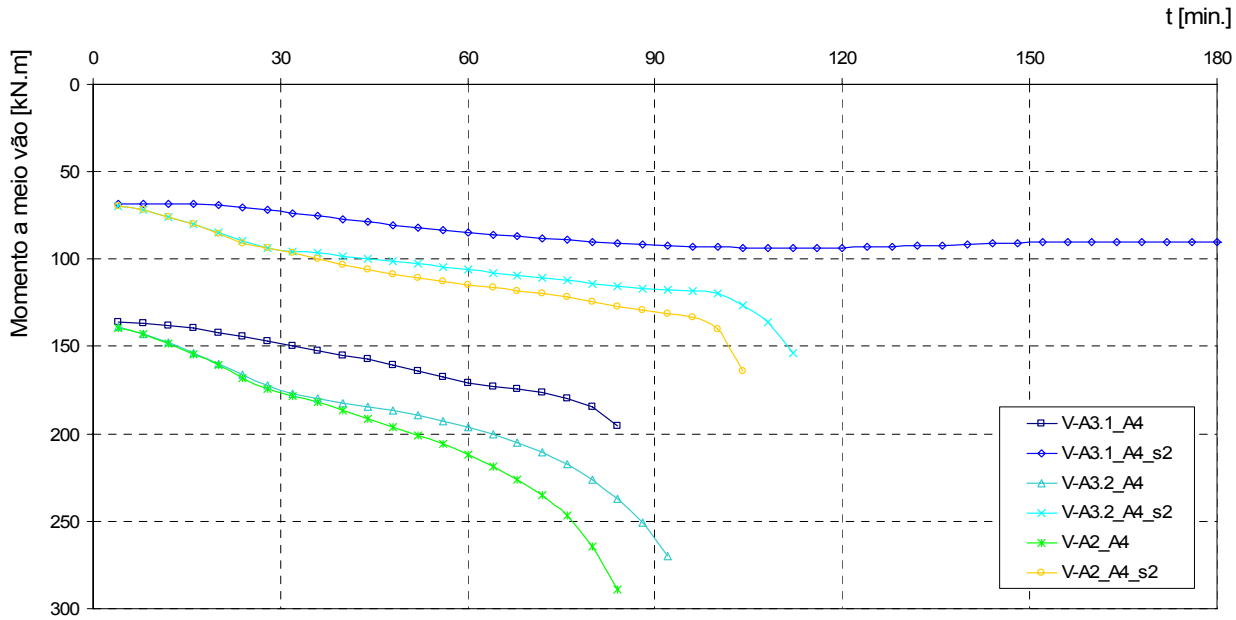


Fig. 6.49 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e para dois carregamentos.

Viga parcialmente restringida a ¼ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Como se pode observar na Figura 6.50, para os casos com k_t=1%, a variação dos momentos flectores a meio vão é ténue havendo sempre um ligeiro acréscimo ao longo do tempo.

Em contrapartida, quando a rigidez axial sobe para 100% assiste-se a uma tendência generalizada para todas as secções da inversão do sinal do momento flector a meio vão, ocorrendo, no caso da secção A_4 (cálculo $V\text{-}A_{3.2}_A_4$), a rotura por flexão com sinal oposto ao do

instante inicial. Apenas no caso da secção *I* é que não houve essa redução do valor do momento flector, muito embora a força de compressão mobilizada ser significativamente grande (Figura 6.47b).

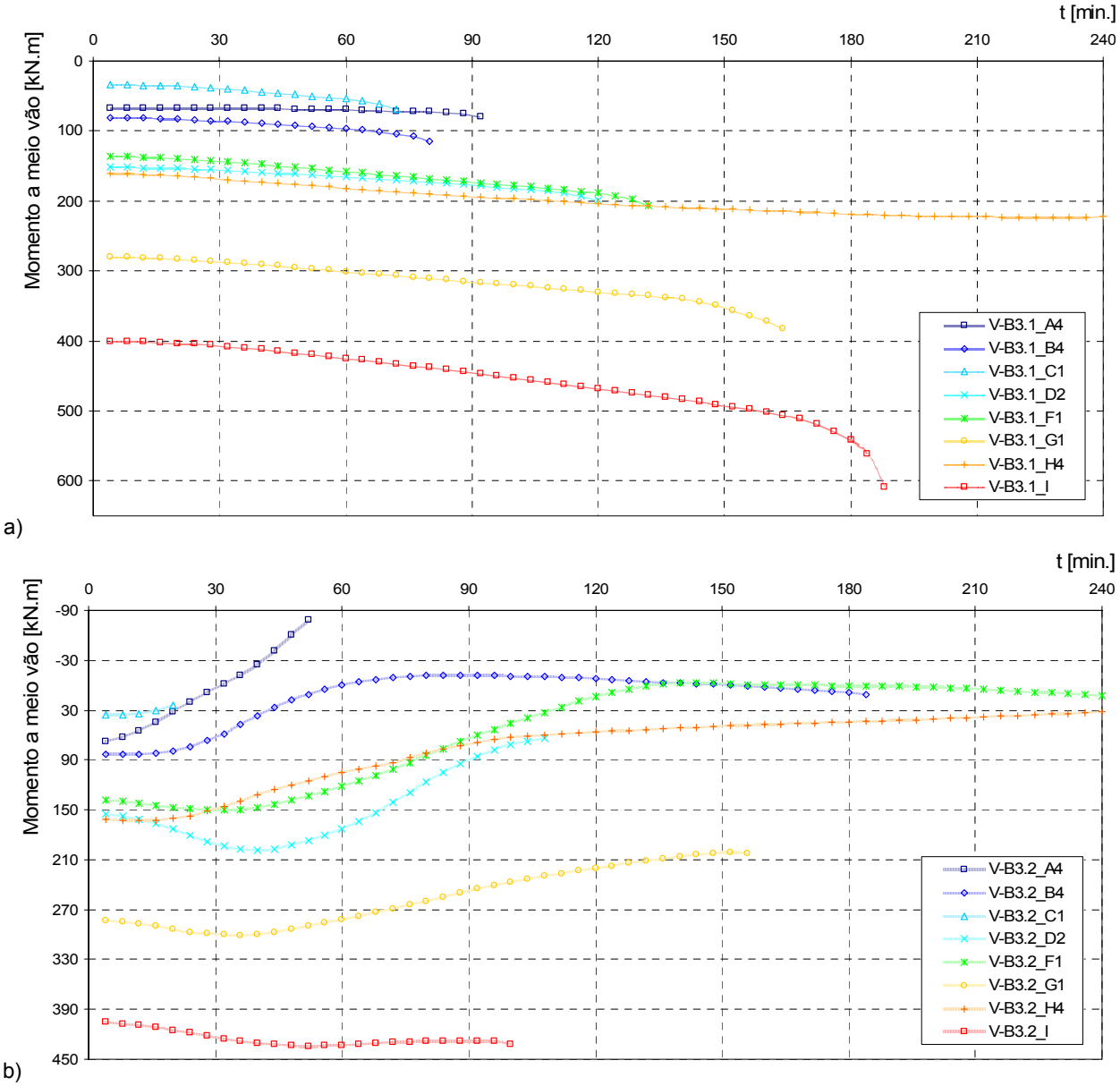


Fig. 6.50 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼*h*: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

Viga parcialmente restringida a ½ da altura da secção – K_t=1% e 100%: Como se pode observar na Figura 6.51, para os casos em que k_t=1%, a variação dos momentos flectores a meio vão é igualmente ténue havendo sempre um acréscimo ao longo do tempo exceptuando-se a secção C_1. Para a secção C_1 ocorre uma diminuição do momento flector a meio vão, seja para o cálculo com k_t=1% ou 100%.

Em contrapartida, quando a rigidez é de 100%, os momentos flectores agravam-se até que ocorre a rotura. Portanto conclui-se com facilidade que a linha de restrição a meia secção não é tão favorável no acréscimo de resistência ao fogo como a ¼ da altura da secção das vigas.

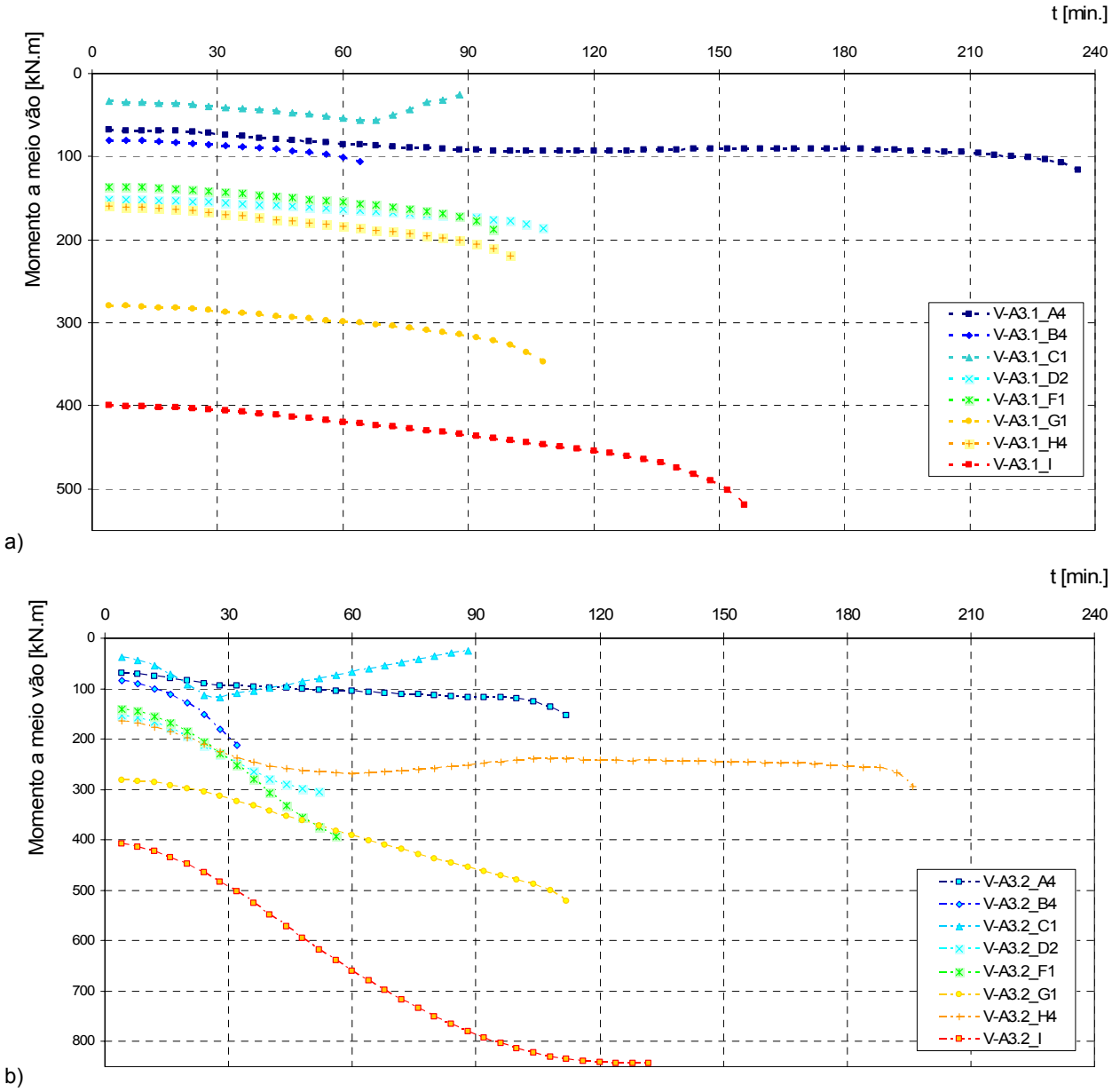


Fig. 6.51 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100%.

6.3.4.3 - Restrição total da rotação

Nesta secção apresenta-se o comportamento de uma viga de um único vão com restrição à rotação num dos extremos e encastramento no outro (cálculos *V-A5_*). Nestes cálculos, por se mobilizarem momentos flectores negativos elevados nos apoios, naturalmente que apenas se obtêm resultados para as secções, capazes de os suportar, isto é aquelas em que se considera armadura superior. Contudo, se o nível de restrição aos deslocamentos horizontais for elevado, poderão avaliar-se algumas outras secções. Assim, para k_t=1%, apresentam-se resultados apenas das secções B_4 e H_4. Quando k_t=100% já se apresentam também resultados das secções A_4 e C_1. Em contrapartida analisam-se todas as secções quando a viga

se considera totalmente encastrada (cálculos *V-A4_*). No estudo agora efectuado e abrangendo todos os cálculos considera-se a linha de restrição no centro geométrico das secções.

Para a secção A_4 e considerando k_t=100% ou ∞ faz-se ainda uma análise do comportamento das vigas para os dois carregamentos já anteriormente considerados, o de base e o seu dobro.

6.3.4.3.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 6.52 a flecha a meio vão das vigas de secção A_4 com restrição total à rotação (encastrada) e com restrição parcial à dilatação horizontal equivalente a 100% da viga original.

Como se observa naquela figura 6.52, o comportamento e resistência das vigas analisadas é muito semelhante, perdendo em cerca de 7min de resistência ao fogo aquelas que se encontram totalmente encastradas. Este aspecto é importante e curioso, porque o facto de se gerarem maiores forças de compressão (Figura 6.54), origina também uma perda da resistência à flexão mais cedo (a partir dos 60min) como se pode observar na Figura 6.52.

Para as situações de carregamento estudadas a flecha máxima ocorre para instantes de tempo que diferem entre si de 30min. Refira-se que, da observação da Figura 6.52, se verifica um distinto comportamento das vigas nos 30min iniciais. As deformações das vigas com liberdade condicionada à deformação longitudinal são maiores.

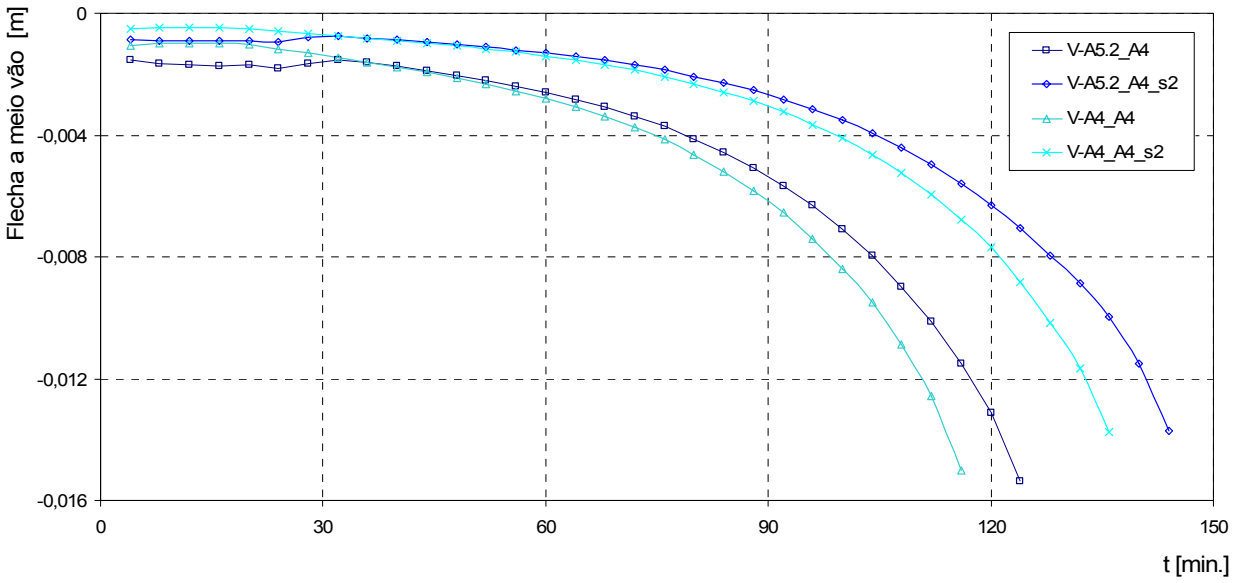


Fig. 6.52 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos.

Vigas com restrição total à dilatação a ½ da altura da secção, k_t=∞ (encastrada): A flecha a meio vão para a generalidade das vigas é, como seria de esperar, muito pequena (Figura 6.53). A taxa de incremento de flecha aumenta significativamente para os instantes

imediatamente anteriores à rotura. Apenas a viga com a secção *I* (cálculo *V-A4_I*) apresenta uma flecha a meio vão elevada: cerca de 0,34m, (Figura 6.53).

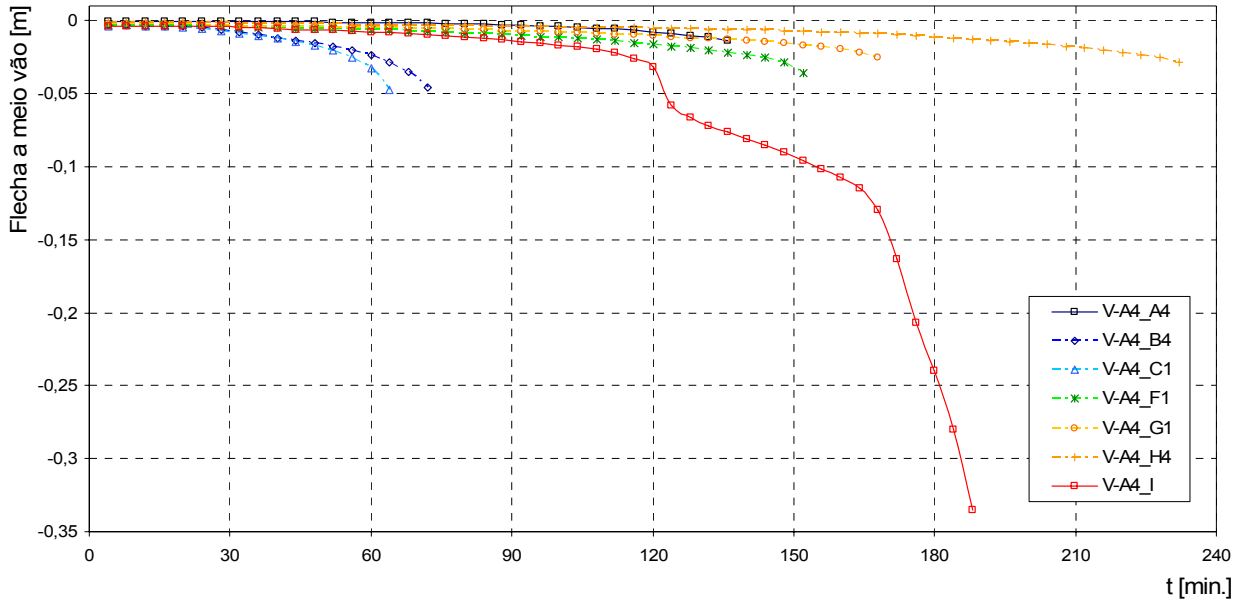


Fig. 6.53 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas encastrada para uma linha de restrição a y_0=½*h*.

Vigas com restrição parcial à dilatação a ½ da altura da secção, k_t=100%: A máxima flecha a meio vão é pequena quando comparada com a obtida para as mesmas vigas simplesmente apoiadas (Figura 6.34). Não se apresentam os cálculos para muitas das secções em virtude de se gerarem valores importantes de momento flector negativo levando-as prematuramente à rotura (pela ausência de armadura negativa). Os resultados apresentados, para as restantes secções, são possíveis devido ao efeito estabilizador das forças de compressão.

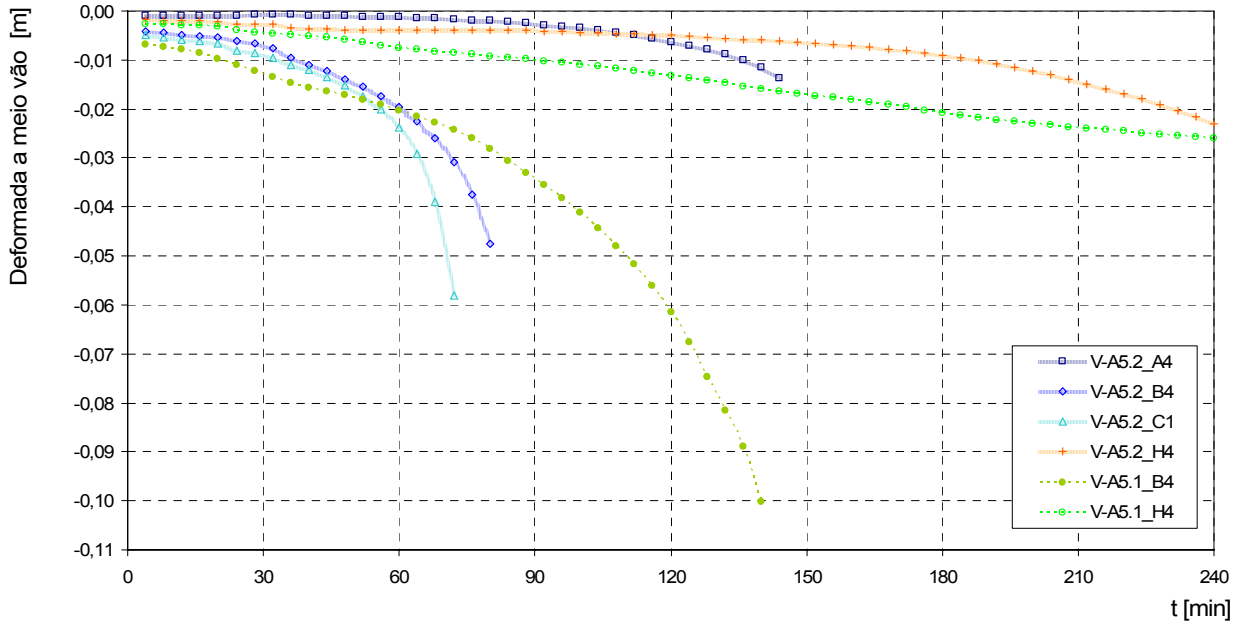


Fig. 6.54 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½*h*.

Pela observação da Figura 6.54 verifica-se que para a secção B_4, a consideração de uma restrição à dilatação de k_t=100% (cálculo $V\text{-}A_{5.2}_B_4$) em vez de k_t=1% (cálculo $V\text{-}A_{5.1}_B_4$) não acrescenta resistência ao fogo, mas permite a obtenção de deformações francamente inferiores (cerca de metade) até aos 210min. Pelo contrário, para a secção H_4, a consideração de k_t=1% (cálculo $V\text{-}A_{5.1}_H_4$) em detrimento de k_t=100% (cálculo $V\text{-}A_{5.2}_H_4$) acrescenta resistência ao fogo mesmo que nos primeiros 60min se obtenham deformações superiores.

6.3.4.3.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se nas Figuras 6.55, 6.56 e 6.57 a evolução das forças axiais de restrição nas vigas. Verifica-se que todas as vigas estão sujeitas a compressão durante o incêndio.

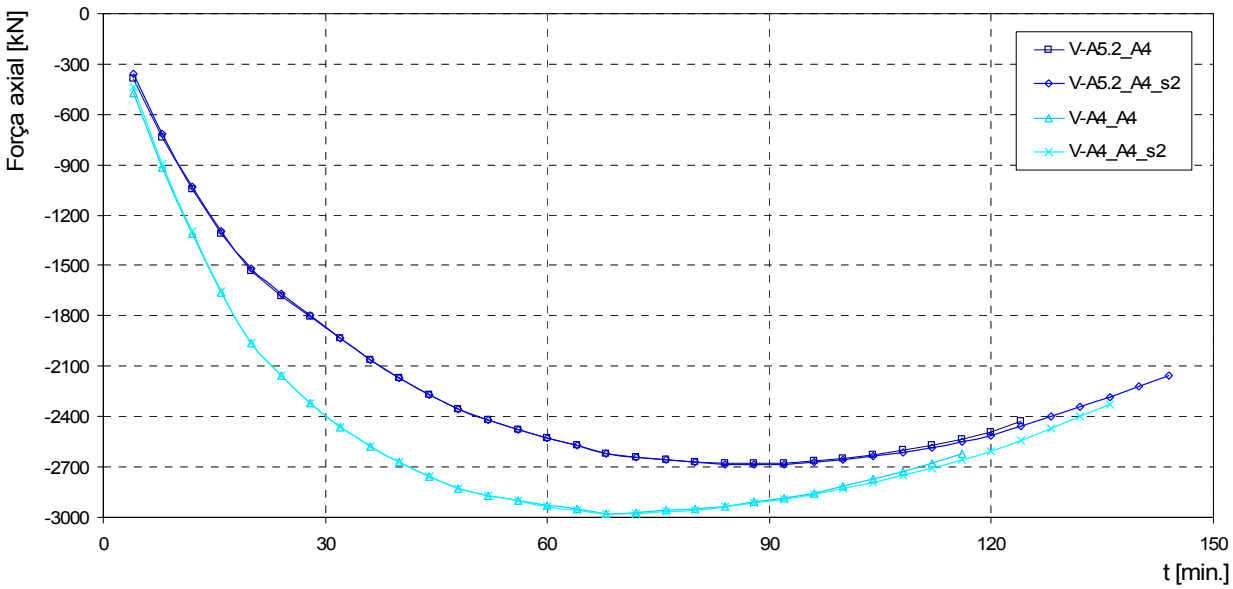


Fig. 6.55 – Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos.

Observa-se ainda que, para as vigas com secção A_4 (Figura 6.55), quer para a viga encastrada, quer para a situação de restrição ao deslocamento longitudinal com k_t=100%, independentemente da acção aplicada a mobilização da força axial de restrição de compressão é idêntica. Tal facto mostra a preponderância da importância do aquecimento da viga face ao carregamento quando o nível das condições de restrição à dilatação nos apoios é muito elevado.

Vigas com restrição total à dilatação a ½ da altura da secção, k_t=∞ (encastrada): Na Figura 6.56 observa-se a evolução da força axial de restrição mobilizável para as várias vigas encastradas.

A máxima força axial de restrição de compressão para a generalidade das secções mobiliza-se perto dos 60min, mantendo-se sensivelmente constante até ao fim. Exceptua-se a viga com

secção *I*, (cálculo *V-A4_I*), em que se assiste a uma queda abrupta do valor dessa força de restrição mobilizada aos 120min. Tal deve-se, como se pode comprovar pela Figura 6.53, ao aumento brusco da flecha a meio vão da viga. Não ocorre a rotura de imediato porque esta secção tem dois níveis de armadura. Apesar de na camada inferior de armaduras se ter atingido um valor da temperatura para todos os varões para a qual a reserva de resistência é incipiente, existe ainda uma segunda camada de armaduras a temperatura inferior que potencia o não colapso da viga. Assim, verifica-se uma rotura global não frágil para o conjunto de armaduras desta secção, evidenciando o aspecto positivo da colocação de duas camadas de armaduras nos elementos estruturais viga no que se refere à resistência ao fogo.

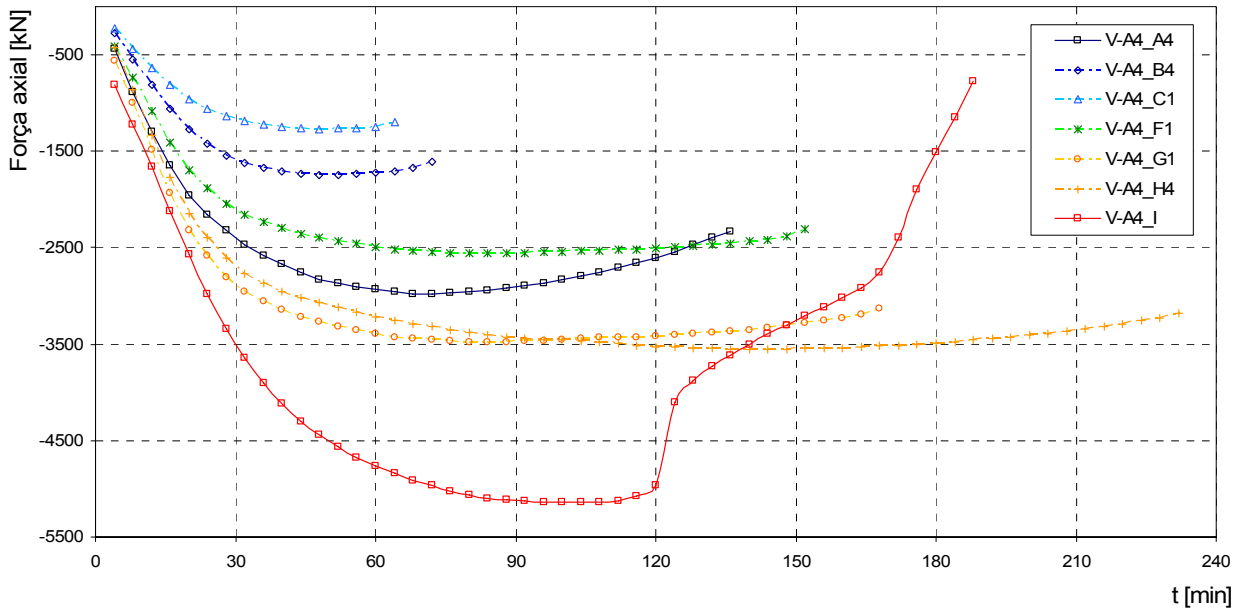


Fig. 6.56 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas encastrada para uma linha de restrição a y_0=½h.

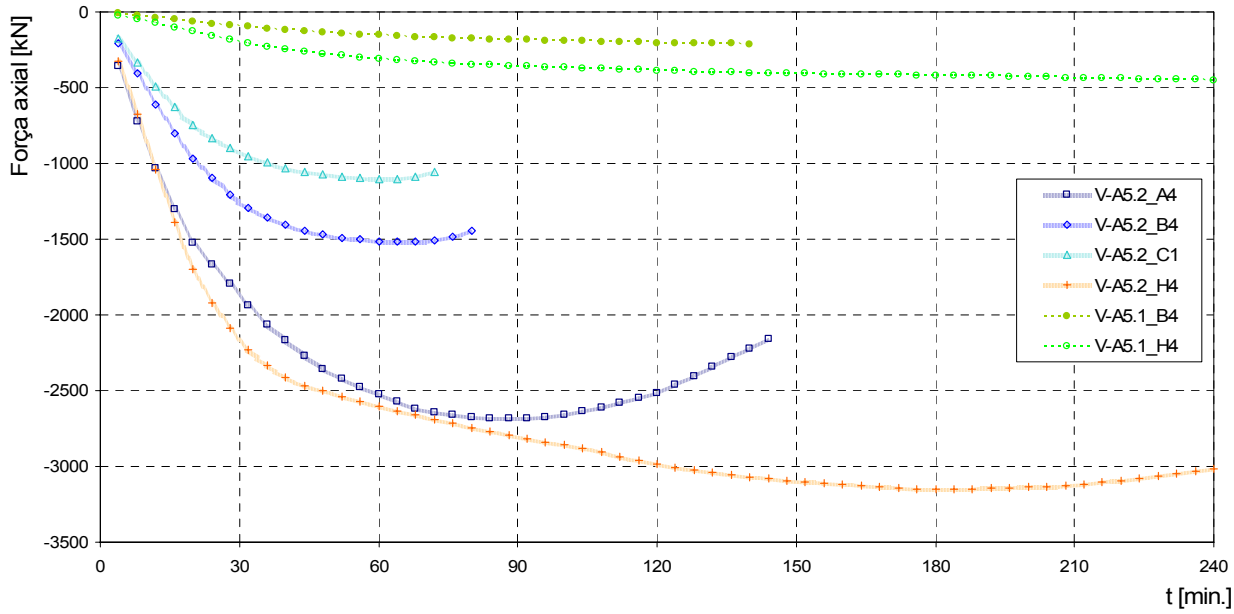


Fig. 6.57 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial à dilatação (k_t=1%, 100%) longitudinal nos apoios para y_0=½h.

Vigas com restrição parcial à dilatação, a ½ da altura da secção k_t=100%: O comportamento da força axial de restrição é tipicamente equivalente àquele que se observa quando se considera o encastramento total das vigas (Figura 6.56). Salvaguardam-se os dois cálculos efectuados com k_t=1% (cálculos *V-*$A_{5.1}$*_*B_4 e *V-*$A_{5.1}$*_*H_4) em que a força axial de restrição mobilizável é muito pequena. Para os restantes cálculos, a força axial de restrição de compressão mobilizável apresenta uma taxa de crescimento mais acentuada até sensivelmente aos 30min correspondendo, como se observa na Figura 6.60a), ao máximo momento flector mobilizado a meio vão das vigas. As vigas apresentam um ligeiro decréscimo daquela força no fim do incêndio devido ao alívio de tensões provocado pelo acréscimo súbito dos deslocamentos.

6.3.4.3.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios

Apresenta-se nas Figuras 6.58, 6.59 e 6.60 a variação dos momentos flectores a meio vão e no apoio para as situações de vigas encastradas e com restrição aos deslocamentos longitudinais considerando genericamente k_t=100% (e em apenas dois cálculos, k_t=1%), durante os 240min de duração do incêndio.

Como se pode observar na Figura 6.58 o comportamento do momento flector a meio vão e no apoio é idêntico para todas as situações (para a secção A_4), independentemente do tipo de apoios considerados e do nível de carregamento. Para as vigas encastradas a mobilização do momento flector máximo a meio vão e no apoio faz-se ligeiramente mais cedo, cerca de 4min. Em ambas as situações de restrição, maior carregamento implica menor momento flector negativo alcançado a meio vão (Figura 6.58a) mas maior momento flector, também negativo alcançado nos apoios (Figura 6.58b). Refira-se que o momento flector a meio vão, começa por ser positivo, inverte sinal atingindo um pico por volta dos 25min e depois tem um comportamento linear de decréscimo do valor tornando-se novamente negativo até que ocorre a rotura entre os 110 e os 140min.

Vigas com restrição total à dilatação a ½ da altura da secção, k_t=∞ (encastrada): Observa-se na Figura 6.59a) que durante a fase inicial do incêndio, os momentos flectores a meio vão trocam de sinal para em seguida atingir-se um pico e voltarem a decrescer suavemente até um valor negativo.

Contudo a viga com a secção *I*, (cálculo *V-*A_4*_I*), apresenta uma trajectória curiosa que só se justifica por igualmente existir um acréscimo brusco da flecha a meio vão com a consequente forte diminuição da força axial de restrição instalada.

No que se refere ao momento flector no apoio (Figura 6.59b), o seu comportamento é semelhante àquele que se observa a meio vão, embora para valores de momento flector negativos muito superiores.

Vigas com restrição parcial à dilatação, a ½ da altura da secção k_t=100%: Nestas vigas, os momentos flectores negativos a meio vão e no apoio aumentam rapidamente até que se atinge um pico seguindo-se a redução como anteriormente referido para os outros casos (Figura 6.60).

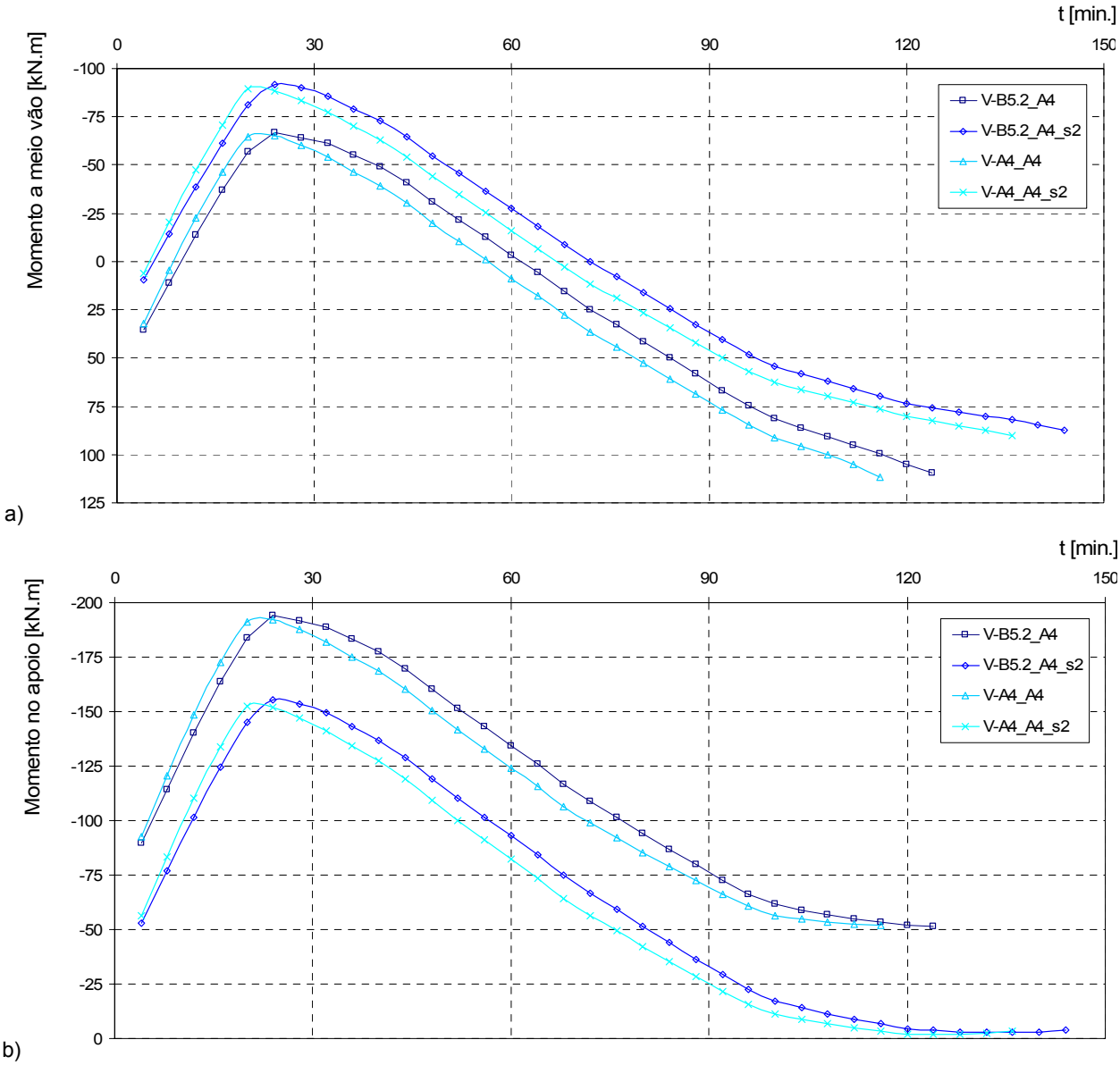


Fig. 6.58 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para uma linha de restrição a y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos.

O pico ocorre como resultado da proximidade da tensão limite mobilizável do aço. No caso da secção H_4, (cálculo V-$A_{5.2}$_H_4) por se estar perante uma secção fortemente armada (com armadura inferior e superior), essa redução implica para além da inversão de sinal, uma resistência ao fogo que ultrapassa os 240min do cálculo. A proximidade da cedência em compressão do aço das armaduras começa pelos apoios e sobretudo nas armaduras inferiores, limitando o crescimento dos momentos flectores naquelas secções. Os momentos flectores negativos ficam então limitados em toda a viga por haver suficiente armadura na secção (superior) ainda capaz de resistir a acréscimos de esforços de compressão devido à

dilatação longitudinal restringida e assim, evitar a rotura por compressão do betão. A redistribuição de esforços só é possível por se estar perante uma secção fortemente armada.

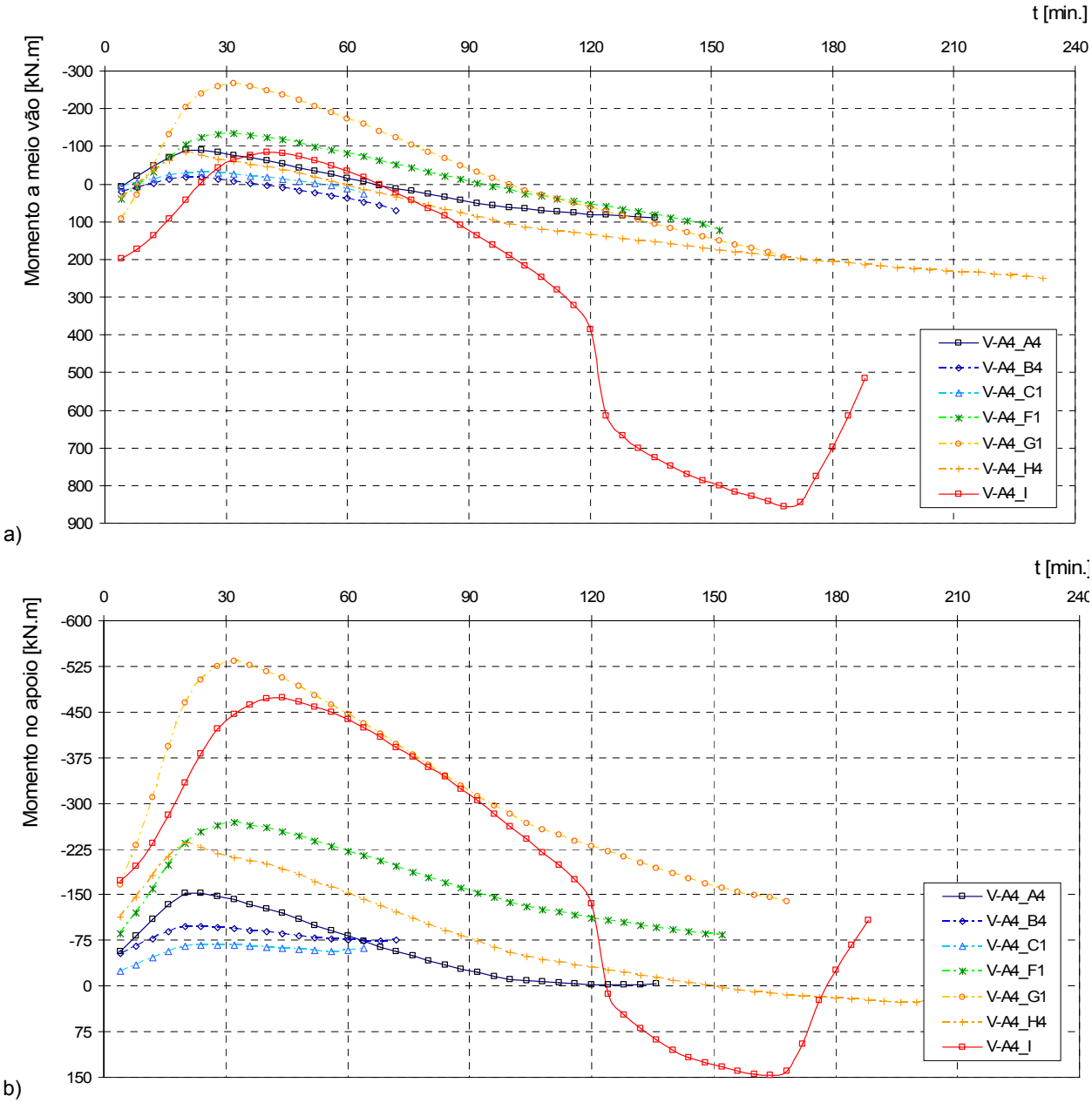


Fig. 6.59 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas encastradas para uma linha de restrição a ½*h*: a) a meia secção; b) nos apoios.

6.3.4.4 - Restrição parcial da rotação

Nesta secção refere-se o comportamento de uma viga de um único vão com restrição parcial à rotação em ambos os extremos. A viga está apoiada nos extremos com impedimento de qualquer deslocamento, exceptuando-se a rotação cuja restrição parcial é conseguida através de uma mola com k_r=1% ou 100%. (cálculos *V-A*$_{6.1_}$ e *V-A*$_{6.2}$, respectivamente).

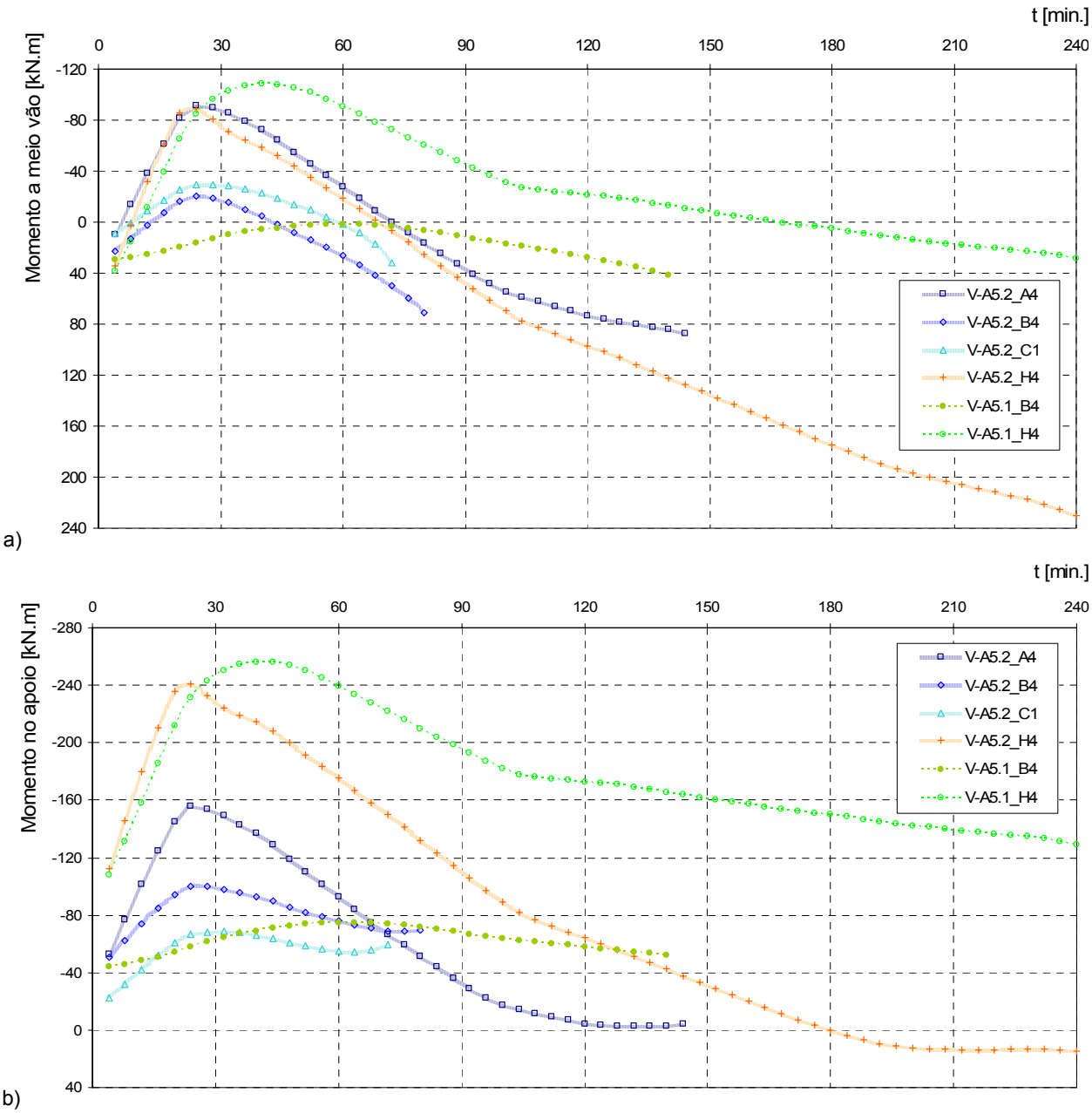
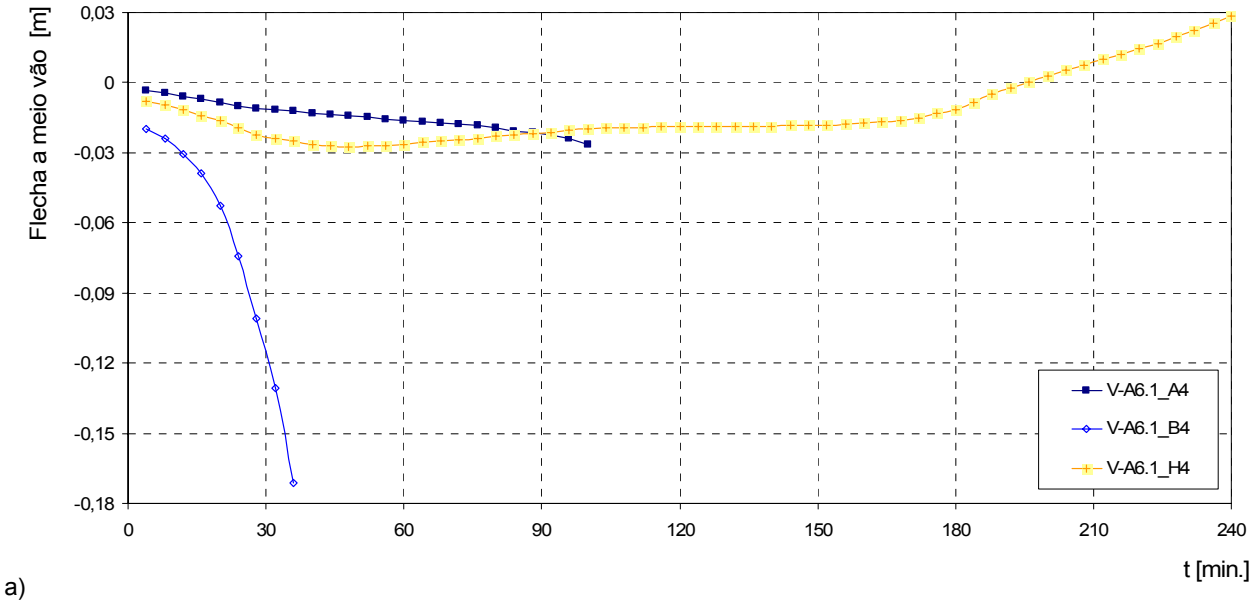


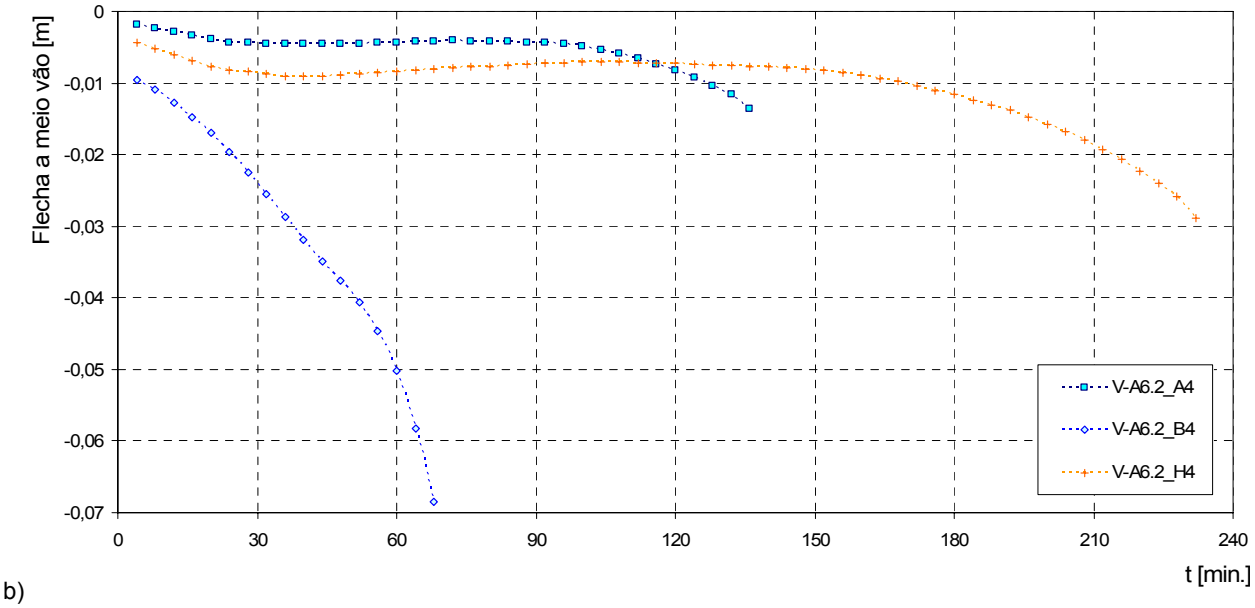
Fig. 6.60 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=1% e 100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h.

6.3.4.4.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se nas Figuras 6.61a) e b) a flecha a meio vão das vigas com restrição parcial à rotação (k_t=1% ou 100%, respectivamente). Refira-se aqui a importância da armadura negativa para garantir o cálculo sem que ocorra a rotura prematura pela incapacidade da secção resistir a momentos flectores negativos. Assim, seria sempre de considerar a armadura mínima de distribuição negativa para que se obtivessem resultados.



a)



b)

Fig. 6.61 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h.

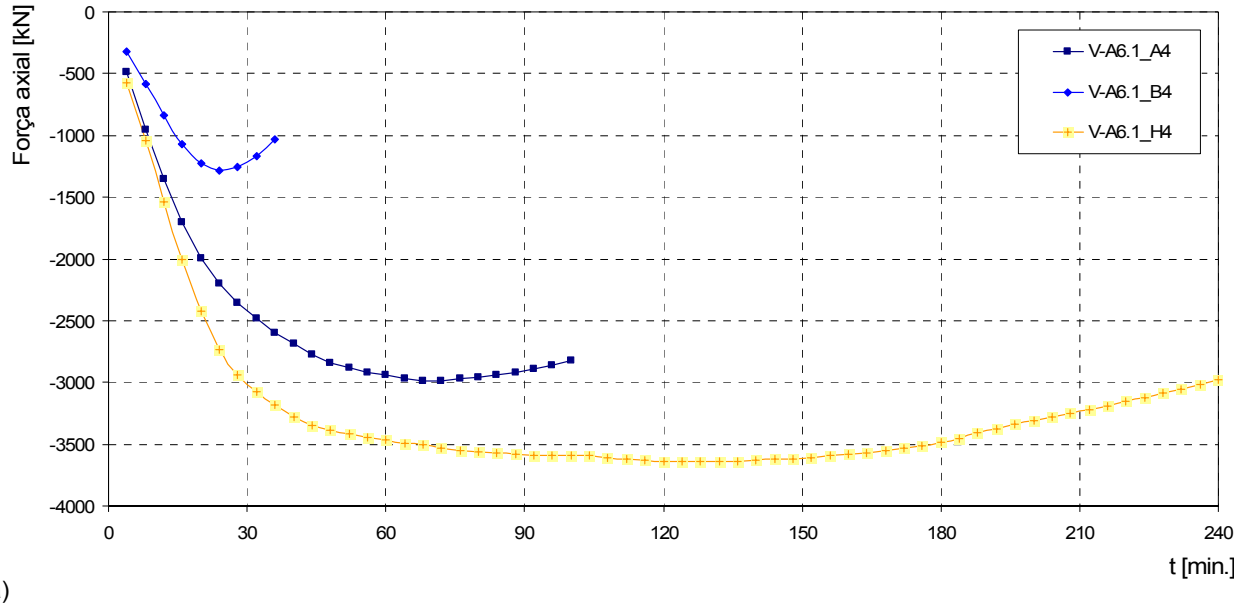
Vigas com restrição parcial à rotação, k_r=1%: A evolução das deformações ao longo do tempo observada na Figura 6.61a), para as secções A_4, B_4 e H_4 tem um comportamento semelhante àquela que se observa para as mesmas vigas não considerando qualquer restrição à rotação (Figura 6.35c - cálculos *V-A2_*). Verifica-se apenas um ligeiro acréscimo de resistência ao fogo (cerca de 4 e 8min para as secções B_4 e A_4, respectivamente). Para a secção mantém-se a resistência até aos 240min.

Vigas com restrição parcial à rotação, k_r=100%: A evolução das deformações ao longo do tempo observada na Figura 6.61b), para as secções A_4, B_4 e H_4 tem um comportamento distinto do anterior, aproximando-se contudo, daquele que se observa para as mesmas vigas encastradas (Figura 6.53 - cálculos *V-A4_*). A resistência ao fogo é semelhante entre aqueles

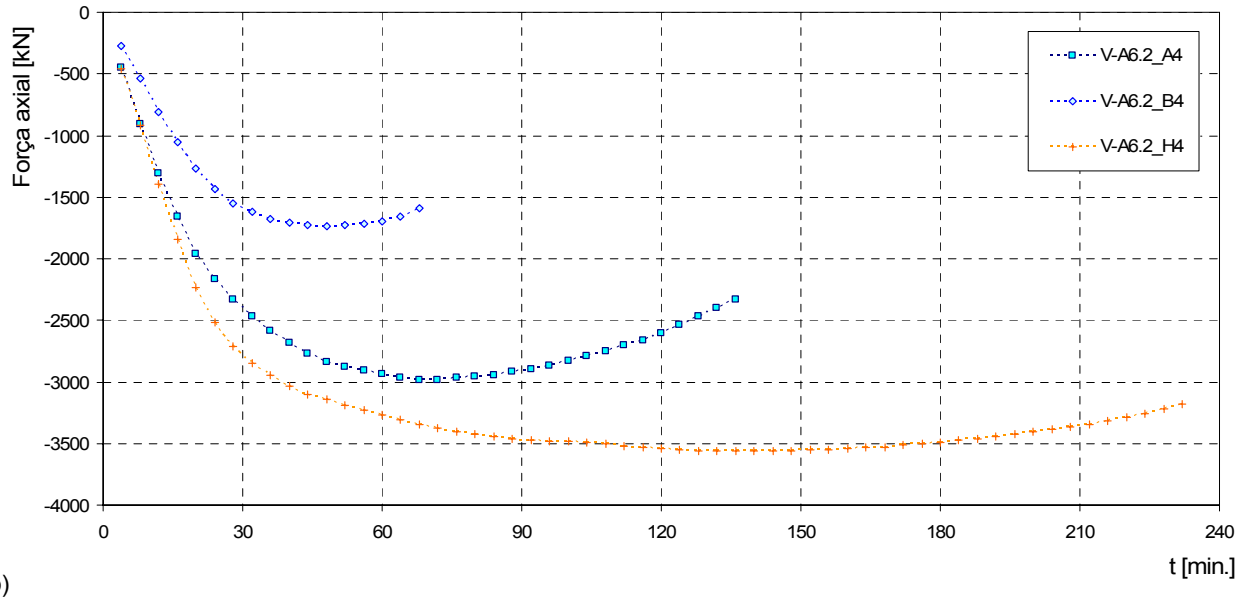
cálculos exceptuando-se o correspondente à secção B_4 em que a restrição k_t=100% faz apenas reduzir em 4min a resistência ao fogo.

6.3.4.4.2 - Força axial de restrição no apoio

As Figuras 6.62a) e b) apresentam a evolução das forças axiais nas vigas. Todas as vigas estão sujeitas a compressão durante o incêndio.



a)



b)

Fig. 6.62 – Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h.

Vigas com restrição parcial à rotação, k_r=1% e k_r=100%: A evolução das forças axiais de restrição ao longo do tempo observada na Figura 6.62a), para as secções A_4, B_4 e H_4 tem um comportamento semelhante àquela que se observa para as mesmas vigas não considerando qualquer restrição à rotação (Figura 6.37c - cálculos *V-A2_*). Verifica-se contudo que a força axial de restrição mobilizável é semelhante independentemente da rigidez à rotação

considerada para cada um dos cálculos. Apenas para a secção A_4, por não ter armadura superior, verifica-se apenas um acréscimo de resistência ao fogo (cerca de 36 para 68min quando k_t passa de 1% para 100%). Este valor é semelhante àquele que se obtém para esta mesma secção quando se considera a viga encastrada (Figura 6.56 - cálculo *V-A4_A4*).

6.3.4.4.3 - Momento flector a meio vão e nos apoios

Apresenta-se na Figura 6.63 a variação dos momentos flectores a meio vão durante os 240min de duração do incêndio.

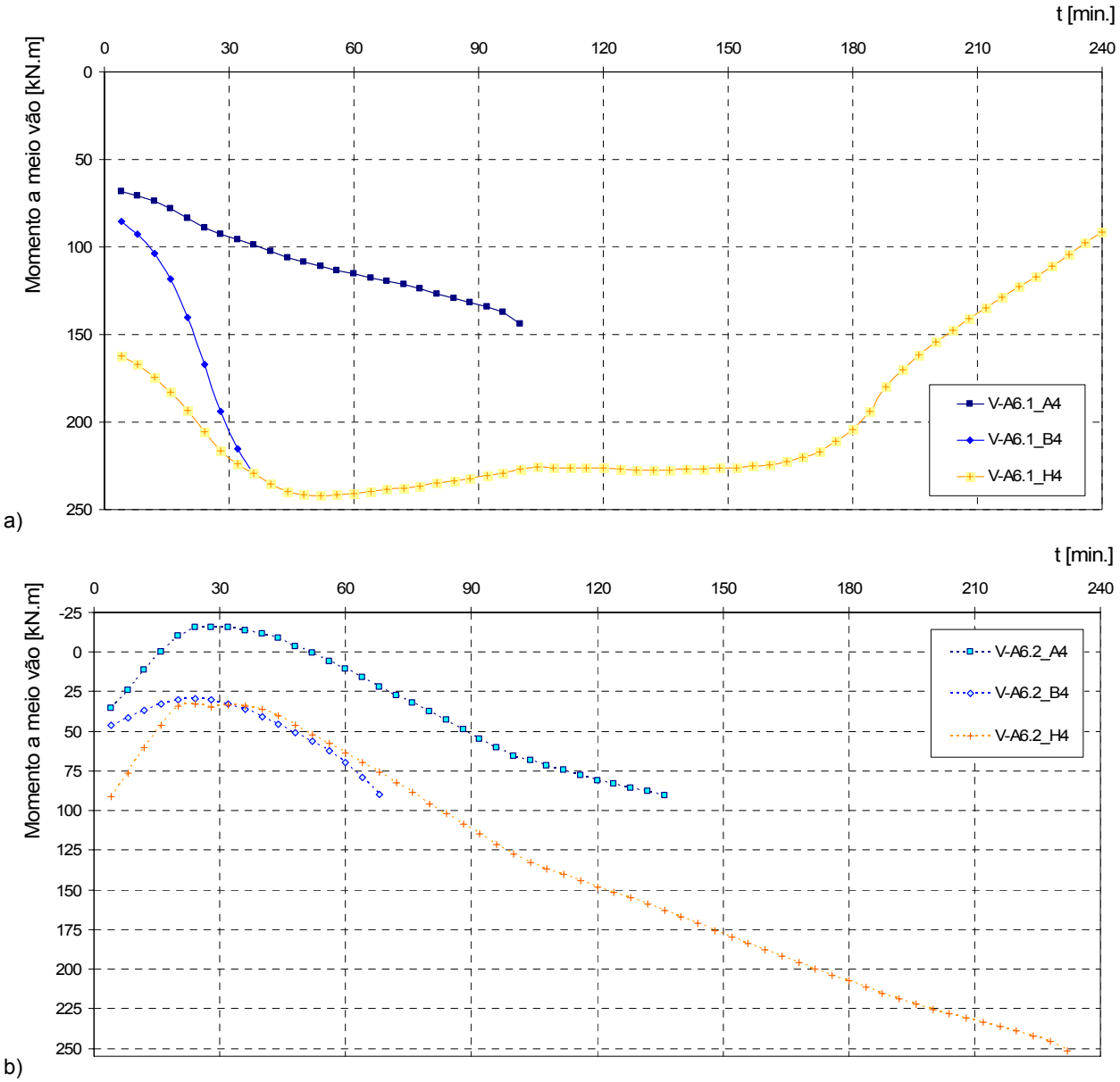


Fig. 6.63 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h.

Vigas com restrição parcial à rotação, k_r=1%: A evolução dos momentos flectores a meio vão ao longo do tempo observada na Figura 6.63a), para as secções A_4, B_4 e H_4 tem um comportamento semelhante àquela que se observa para as mesmas vigas não considerando

qualquer restrição à rotação (Figura 6.39c - cálculos *V-A$_{2}$_*). Verifica-se apenas uma ligeira redução dos valores dos momentos flectores para qualquer instante da análise.

Vigas com restrição parcial à rotação, k$_r$=100%: O comportamento distingue-se completamente dos anteriores verificando-se a inversão de sinal dos momentos flectores a meio vão do elemento.

A evolução do momento flector a meio vão ao longo do tempo observada na Figura 6.63b), para as secções *A$_4$*, *B$_4$* e *H$_4$* tem um comportamento distinto do anterior, aproximando-se contudo, daquele que se observa para as mesmas vigas encastradas (Figura 6.59a - cálculos *V-A$_4$_*). Verifica-se apenas que, neste caso (k_t=100%), os momentos flectores apresentam valores positivos, como se tivesse havido uma pequena translação das curvas (compreensível dado o menor valor dos momentos flectores também gerados nos apoios porque ali existe alguma flexibilidade à flexão dada pelas molas consideradas). Exceptua-se o cálculo *V-A$_{6.2}$_A$_4$* em que, entre os 15 e os 50min, o momento flector a meio vão chega a ser positivo.

6.3.4.5 - Mecanismos de rotura

Esta secção descreve a variação das tensões ao nível das armaduras ao longo do tempo, quer para a secção *A$_4$*, quer para a secção *B$_4$*, correspondendo aos cálculos que se consideraram referência em termos de comportamento ao fogo. Inclui-se ainda uma análise das tensões para as secções *C$_1$*, e *I*, por estas apresentarem um comportamento ao fogo particular. Para uma mais cuidada observação, separaram-se as avaliações das tensões nas armaduras em quatro conjuntos de cálculos:

i) O primeiro, através dos cálculos *V-A$_2$_A$_{4_s2}$*, *V-B$_{2.2}$_A$_{4_s2}$* e *V-B$_{2.2}$_A$_4$*, pretende explicar as diferenças na ocorrência da rotura para a viga de secção *A$_4$*: a) com restrição total à dilatação dos deslocamentos longitudinais mas diferentes carregamentos e, b) para o mesmo carregamento, distintas posições da linha de restrição;

ii) O segundo, através dos cálculos *V-B$_{2.2}$_B$_4$*, *V-B$_{3.2}$_B$_4$*, *V-A$_2$_B$_4$* e *V-A$_{3.2}$_B$_4$* pretende explicar as diferenças na ocorrência da rotura para a viga de secção *B$_4$*, considerando restrição parcial (k_t=100%) ou total à dilatação dos deslocamentos longitudinais para diferentes posições da linha de restrição (y_0=¼*h* ou ½*h*);

iii) O terceiro, através dos cálculos *V-A$_2$_C$_1$* e *V-A$_4$_I* pretende explicar dois casos particulares de comportamento das secções *C$_1$* e *I*, para uma restrição total à dilatação dos deslocamentos longitudinais para y_0=½*h*;

iv) O quarto, através dos cálculos *V-A$_4$_B$_4$*, *V-A$_{5.2}$_B$_4$* e *V-A$_{6.2}$_B$_4$* pretende explicar as diferenças na ocorrência da rotura para a viga de secção *B$_4$*, considerando restrição parcial ou total à rotação nos apoios para y_0=½*h*.

i) Vigas com restrição total à dilatação longitudinal, $k_t=\infty$ para y_0=½*h* e ¼*h*: Apresenta-se na Figura 6.64 a evolução ao longo do tempo da tensão nas duas armaduras da secção A_4 das vigas com restrição total à dilatação dos deslocamentos longitudinais. Representa-se ainda a evolução das tensões limite de proporcionalidade, $f_{sp,\theta}$ e de cedência do aço, $f_{sy,\theta}$, função da temperatura das armaduras quando a viga se encontra sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 em três das suas faces. Na Figura 6.64a) apresentam-se aquelas tensões quando a restrição à dilatação longitudinal se concretiza no centro geométrico da secção (cálculo *V-A2_A4_s2*). Na Figura 6.64b), apresentam-se os resultados para y_0=¼*h* e para um carregamento que é o dobro do considerado de base "_s2" (cálculos *V-B2.2_A4_s2* e *V-B2.2_A4*).

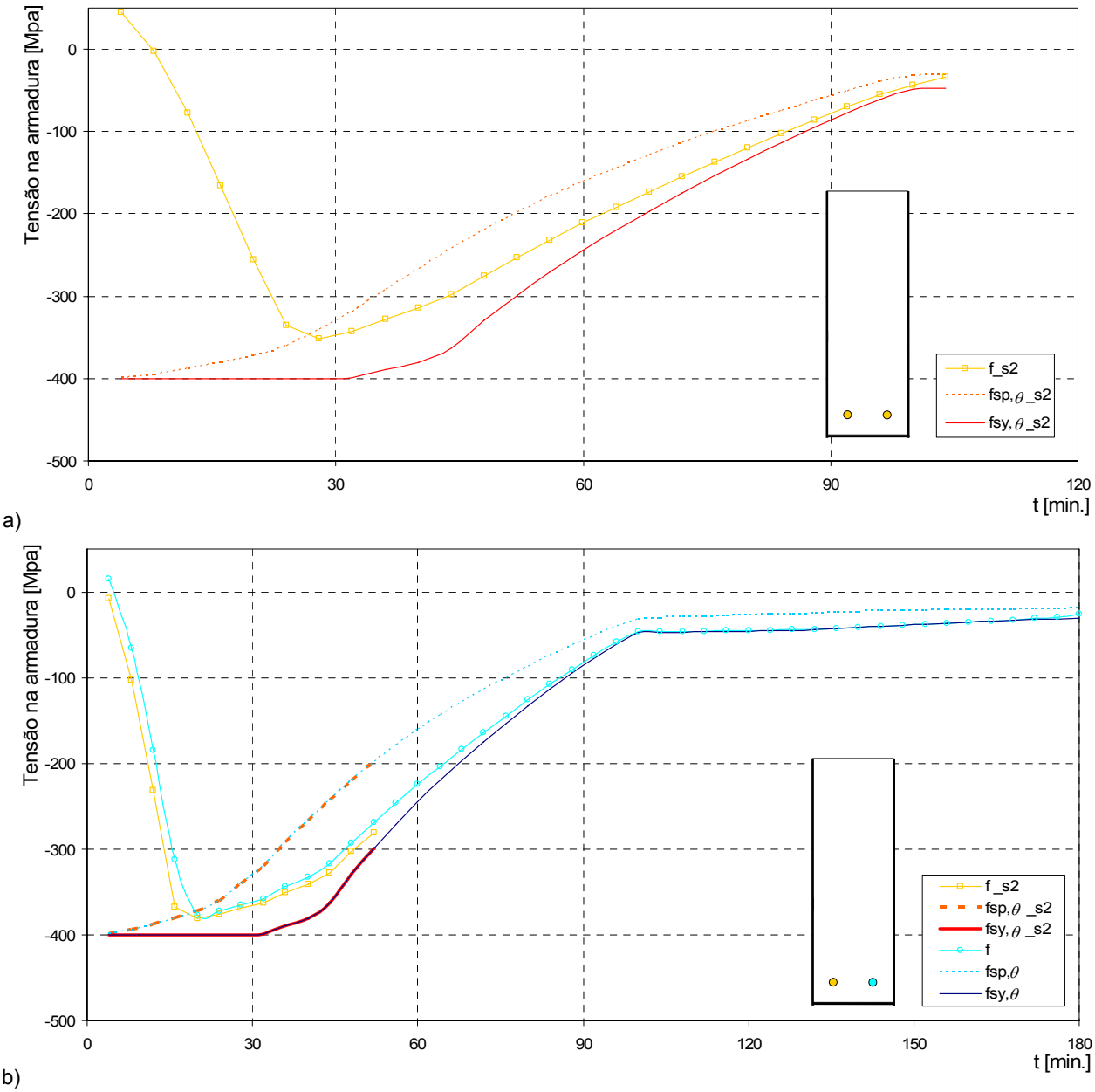


Fig. 6.64 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga (secção A_4) com rotação livre e restrição total à dilatação longitudinal nos apoios: a) para y_0=½*h* (cálculo *V-A2_A4_s2*); b) para y_0=¼*h* (cálculos *V-B2.2_A4_s2* e *V-B2.2_A4*).

Da observação das Figuras, tiram-se as seguintes conclusões:

i) Em todas os cálculos, as armaduras experimentam tensões de compressão, exceptuando-se os primeiros minutos. A rotura ocorre por compressão do betão;

ii) A mobilização de tensões é muito mais rápida quando a linha de restrição se encontra a ¼ h, reflexo da maior proximidade daquela linha com o "centro teórico" de dilatação da secção;

iii) No cálculo *V-A*$_{2}$*_A*$_{4_s2}$, (Figura 6.64a) a rotura ocorre aos 104min para deformações negativas (Figura 6.33) quando a tensão de cedência do aço das armaduras é de aproximadamente 50MPa;

iv) Quando a linha de restrição está a y_0=¼*h*, (Figura 6.64b), as vigas têm tendência para terem as deformações positivas (Figura 6.33). Assim, as compressões geram-se na zona inferior da secção onde se encontram as armaduras. Por consequência, a rotura dá-se devido à impossibilidade de equilíbrio na secção (os momentos flectores são negativos, Figura 6.38). Na Figura 6.64b) observa-se para o cálculo *V-B*$_{2.2}$*_A*$_{4_s2}$ que a rotura ocorre muito cedo (aos 52min);

v) No entanto, para o cálculo *V-B*$_{2.2}$*_A*$_{4}$, observa-se uma resistência ao fogo muito superior devido ao efeito de compensação de um maior carregamento face ao esforço de compressão gerado pela restrição à dilatação. A partir dos 90min a armadura encontra-se praticamente com a tensão de cedência do aço. A rotura não ocorre porque a partir desse mesmo instante, a viga encontra-se sujeita a momentos flectores negativos (Figura 6.38), garantidos pelo esforço de compressão.

ii) Vigas com restrição parcial e total à dilatação longitudinal, k_t=100% e ∞ para y_0=½*h* e ¼*h*: Apresenta-se na Figura 6.65 a evolução ao longo do tempo da tensão nas seis armaduras da secção *B*$_{4}$ (2 exteriores e 2 interiores da camada inferior e 2 superiores) das vigas com restrição total e parcial (k_t=100%) à dilatação dos deslocamentos longitudinais. Representa-se também a evolução das tensões limite de proporcionalidade, $f_{sp,\theta}$ e de cedência do aço, $f_{sy,\theta}$. Na Figura 6.65a) apresentam-se aquelas tensões quando a restrição à dilatação longitudinal se concretiza para y_0=¼*h*, (cálculos *V-B*$_{2.2}$*_B*$_{4}$ e *V-B*$_{3.2}$*_B*$_{4}$). Na Figura 6.65b), apresentam-se os resultados para y_0=½*h*, (cálculos *V-A*$_{2}$*_B*$_{4}$ e *V-A*$_{3.2}$*_B*$_{4}$).

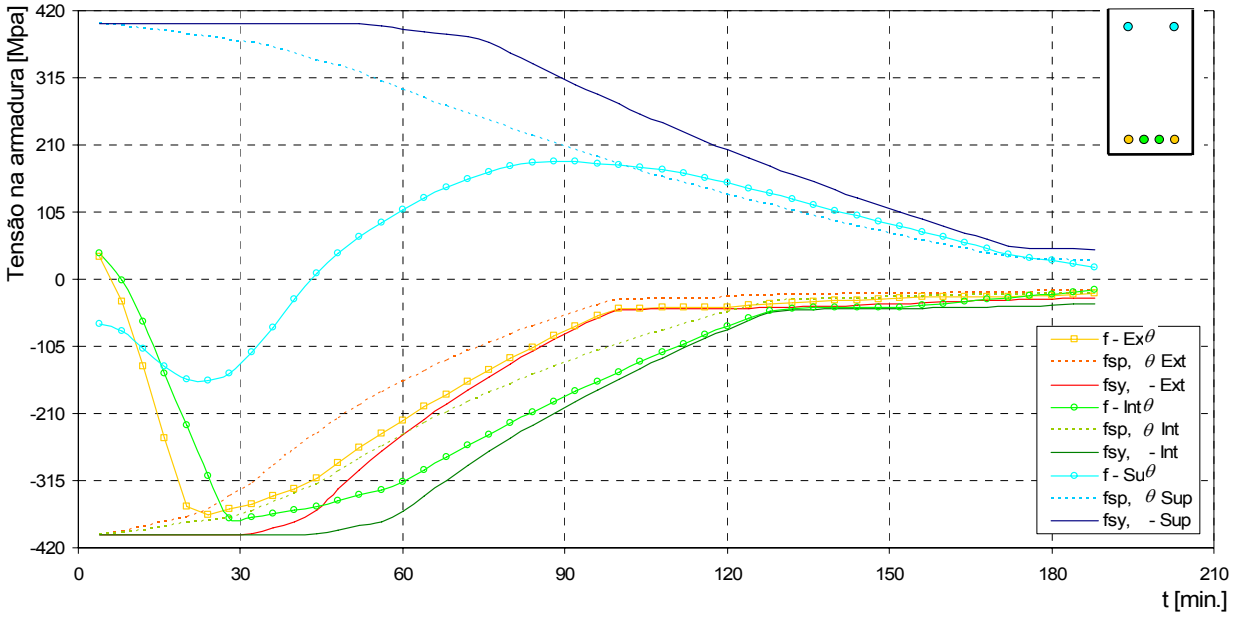
Da observação das Figuras 6.65, tiram-se as seguintes conclusões:

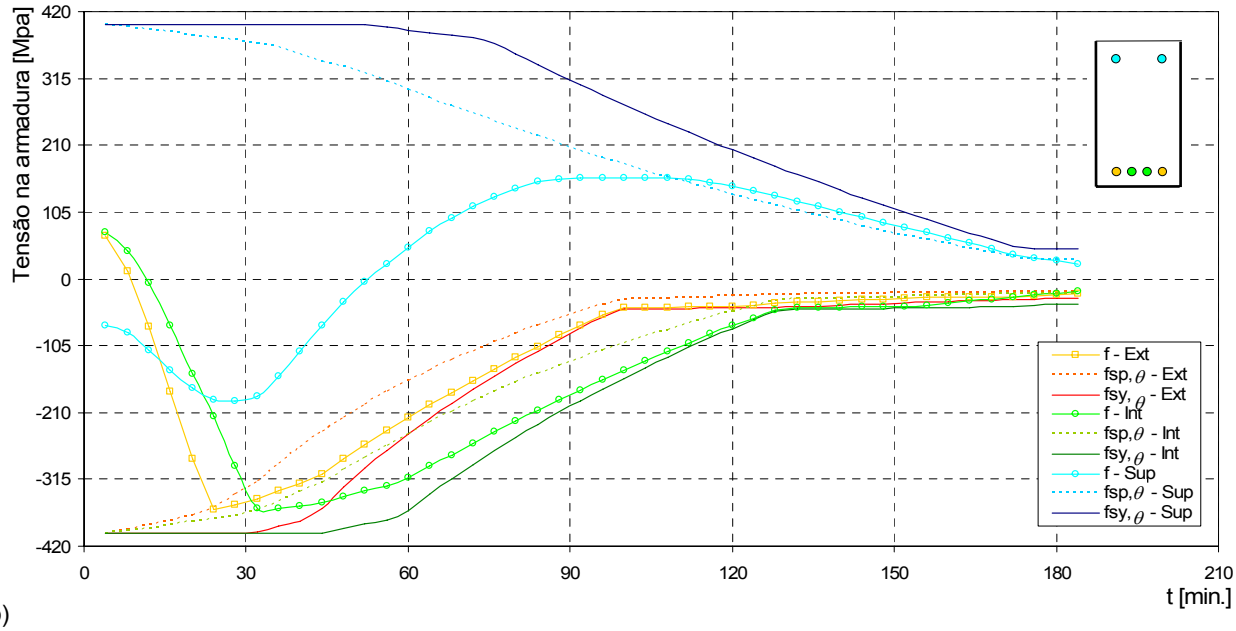
i) Ambos os cálculos, por corresponderem a uma posição da linha de restrição y_0=¼*h*, têm uma razoável resistência ao fogo, 188 e 184min, respectivamente para uma restrição à dilatação longitudinal total ou k_t=100% (cálculos *V-B*$_{2.2}$*_B*$_{4}$ e *V-B*$_{3.2}$*_B*$_{4}$). Verifica-se que, pela semelhança do comportamento entre aqueles cálculos, que k_t=100% já representa um valor elevado para a restrição aos deslocamentos longitudinais.

ii) Verifica-se para ambos os cálculos que é atingida a tensão de cedência do aço das armaduras exteriores e interiores, sensível e respectivamente aos 90 e 120min. Facto só possível por serem esforços de compressão. A armadura superior encontra-se sujeita à tracção desde os 43 e 52min para os dois cálculos *V-B*$_{2.2}$*_B*$_{4}$

e *V-B3.2_B4*. Como se pode observar pelas deformações positivas a meio vão (Figuras 6.35b e 6.42b), aquelas tracções são mobilizadas quando as vigas ficam sujeitas a momentos flectores negativos (Figuras 6.39b e 6.50b) invertendo o sinal do seu esforço;

a)





b)

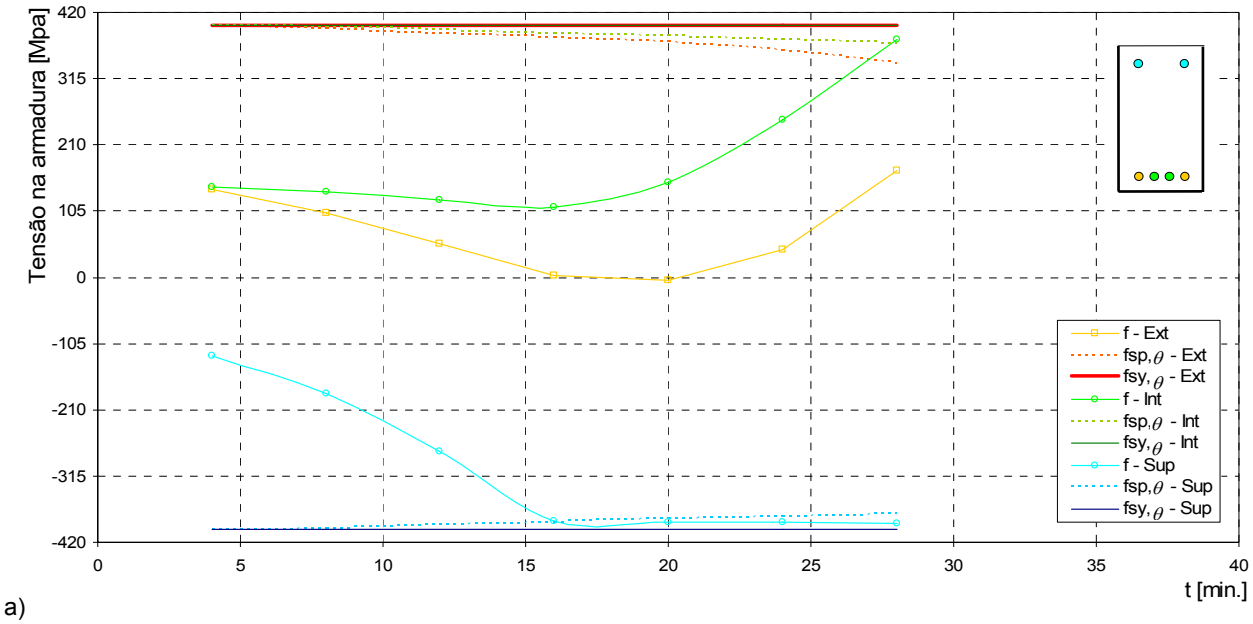
Fig. 6.65 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão para vigas (secção B_4) com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h : a) Restrição total (cálculo *V-B2.2_B4*); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo *V-B3.2_B4*).

Da observação das Figuras 6.66, tiram-se as seguintes conclusões:

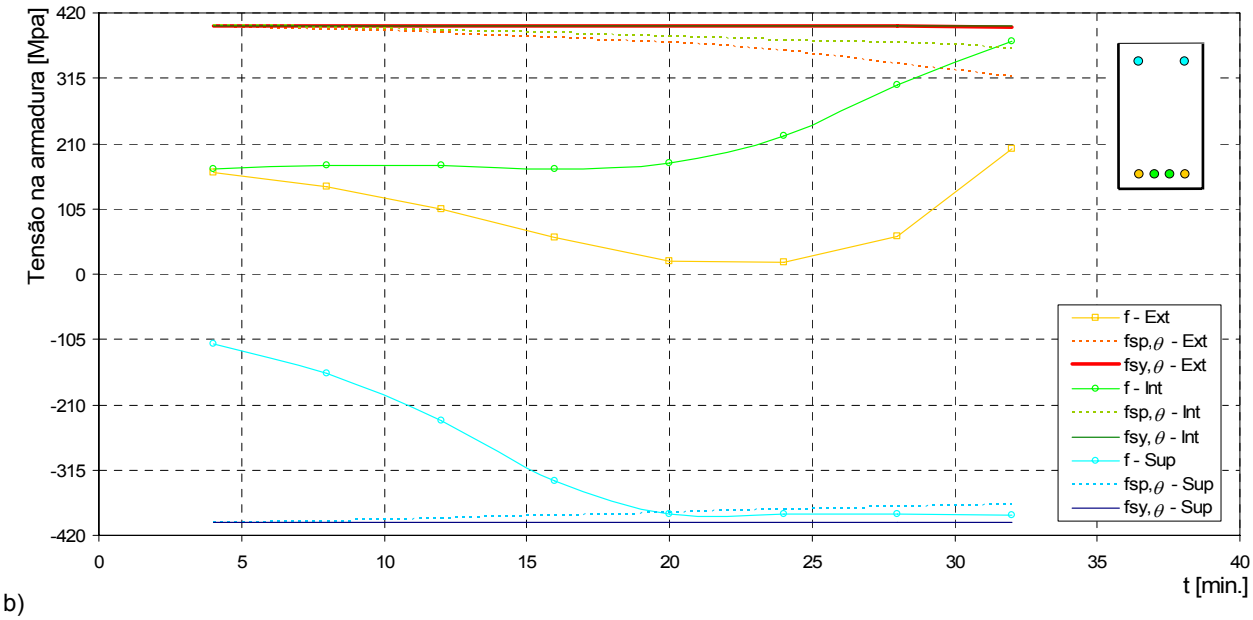
i) Comparando-se com os resultados apresentados na Figura 6.65, verifica-se que a posição da linha de restrição influencia significativamente a resistência ao fogo das vigas. Em ambos os cálculos, por corresponderem a uma posição da linha de restrição de y_0=½h, obtêm-se tensões de tracção nas armaduras inferiores e de

compressão nas armaduras superiores. Portanto um comportamento totalmente distinto daquele que se observou quando a linha de restrição foi considerada a y_0=¼h;

ii) A rotura ocorre muito cedo devido à compressão no betão na zona superior da secção. Como se observa em ambas as Figuras 6.66a) e b), as armaduras inferiores ainda têm reserva de resistência.



a)



b)

Fig. 6.66 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão para vigas (secção B_4) com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) Restrição total (cálculo V-A_2_B_4); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo V-$A_{3.2}$_B_4).

iii) É curioso observar em ambos os cálculos que a tensão mobilizada é superior nas armaduras interiores quando sujeitas à tracção (Figuras 6.66) e o inverso quando sujeitas à compressão (Figuras 6.65). Esta última situação é compreensível pois o betão envolvente das armaduras interiores está a temperatura inferior e portanto

capaz de resistir a maiores valores de compressão, "aliviando" dessa forma a tensão de compressão transmitida àquelas armaduras. Quando as armaduras estão à tracção, significa que o betão envolvente correspondente está fendilhado (considerou-se nos cálculos, f_{ct}=0MPa). Complementarmente, as armaduras exteriores estão sujeitas a uma temperatura superior à qual corresponde, para uma mesma extensão um valor mobilizável de tensão inferior.

Vigas com restrição total à dilatação longitudinal, $k_t=\infty$ para y_0=½*h*: Apresenta-se na Figura 6.67 a evolução ao longo do tempo da tensão nas três armaduras e respectivamente de $f_{sp,\theta}$ e $f_{sy,\theta}$, da viga com secção C_1 considerando a restrição total à dilatação dos deslocamentos longitudinais no seu centro geométrico (cálculo *V-A*$_2$_*C*$_1$). Na Figura 6.68 apresenta-se os resultados equivalentes para uma viga duplamente encastrada para a secção *I* e y_0=½*h* (cálculo *V-A*$_4$_*I*).

Da observação da Figura 6.67 conclui-se que apesar das três armaduras se encontrarem em cedência aos 30min, a rotura só se atinge aos 88min por compressão do betão.

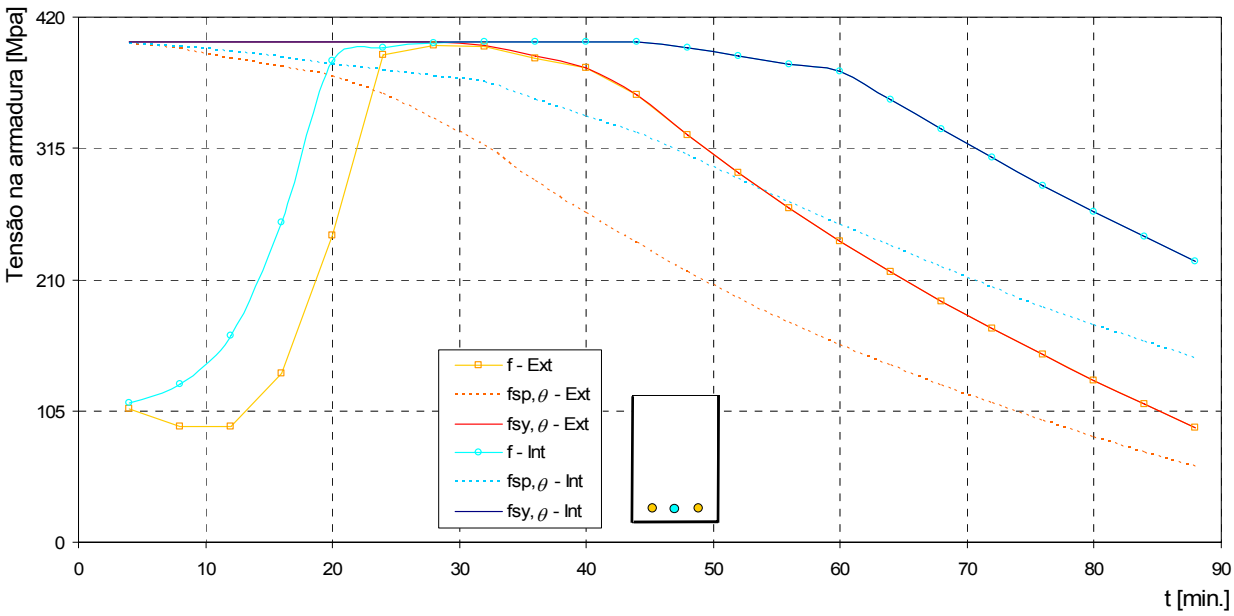
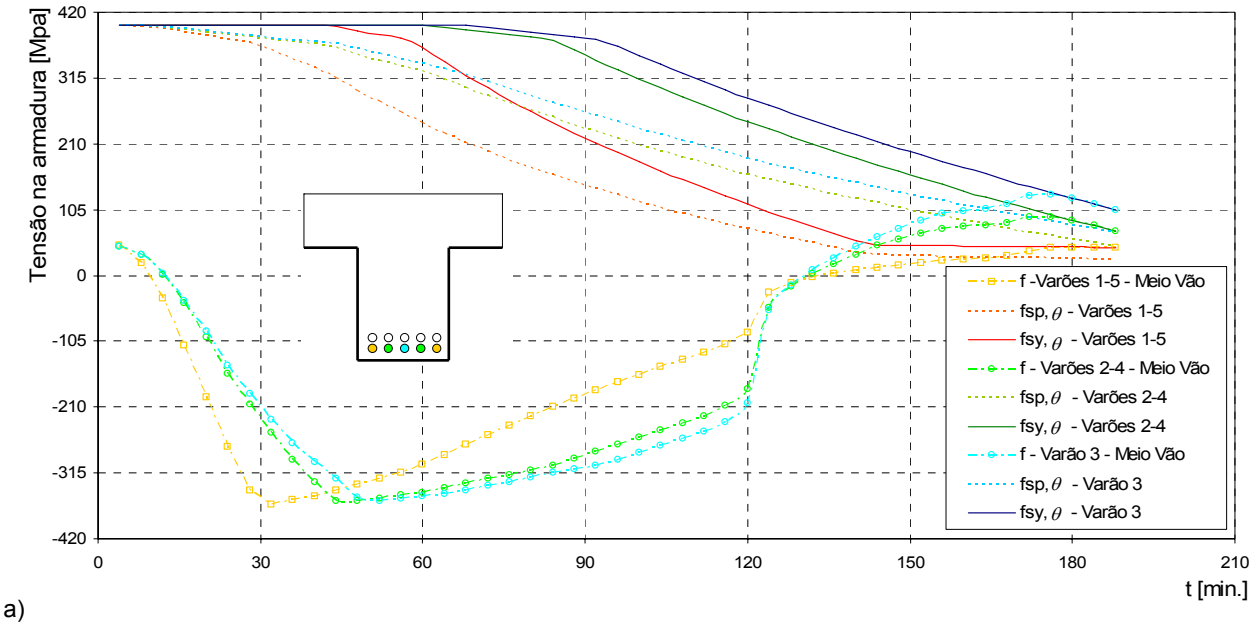


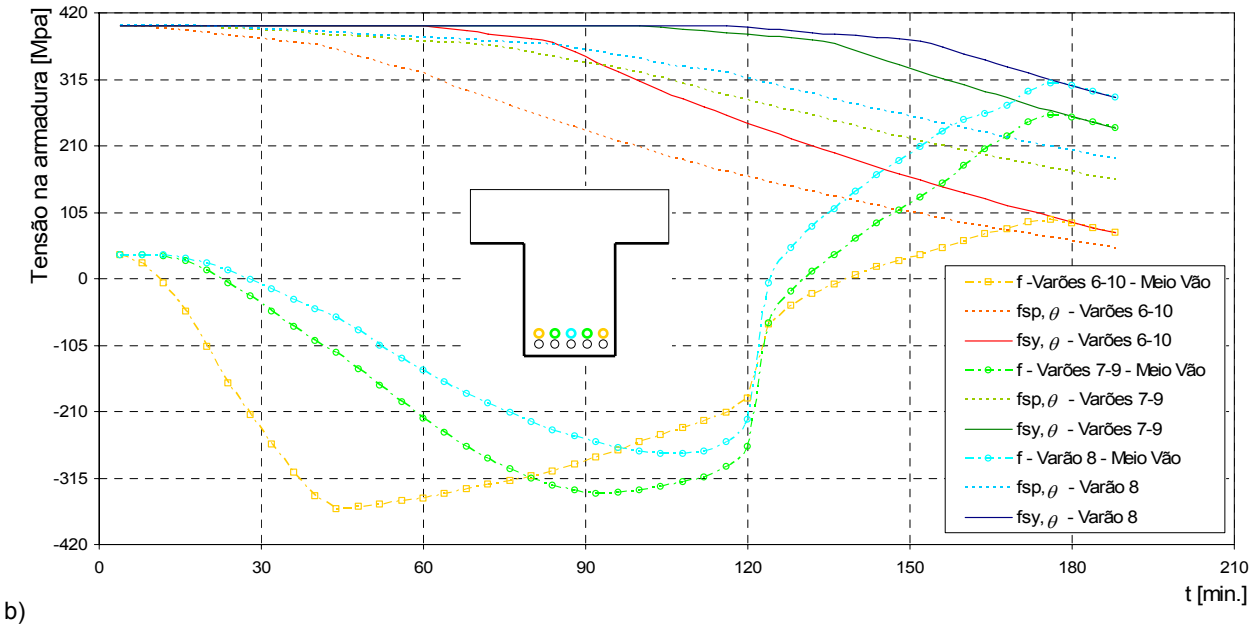
Fig. 6.67 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga (secção C_1) com rotação livre e restrição total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½*h* (cálculo *V-A*$_2$_*C*$_1$).

Como se pode observar na Figura 6.35 a flecha a meio vão correspondente ao cálculo *V-A*$_2$_*C*$_1$ é muito elevada, associando-se a uma força de compressão gerada pela restrição à dilatação residual a partir dos 30min (Figura 6.37). O equilíbrio do momento flector é garantido pelo acréscimo de braço mobilizado entre as forças de tracção mobilizadas nas armaduras (cada vez menores ao longo do tempo) e as forças de compressão nas fibras de betão. Tal prolongamento de resistência é possível devido à secção estar fracamente armada.

Nas Figuras 6.68 e 6.69 observa-se a evolução das tensões mobilizadas nas armaduras da viga com secção *I* duplamente encastrada respectivamente, na secção a meio vão e nos apoios. As curvas têm as cores correspondentes às cores dos varões ali assinalados.



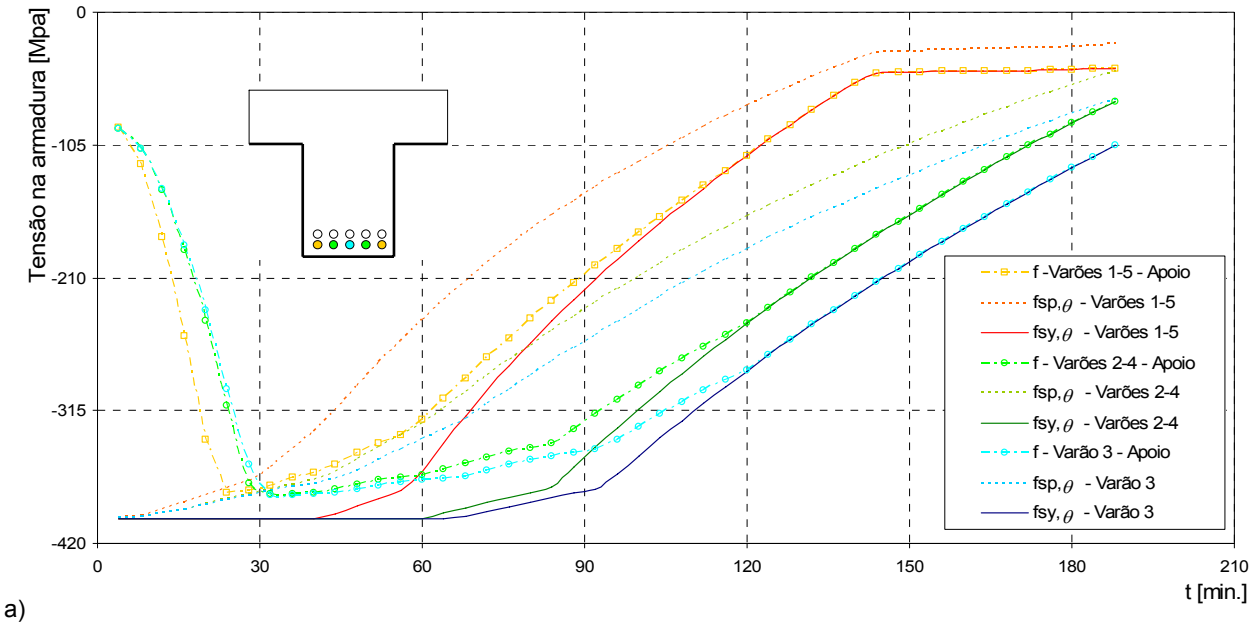
a)



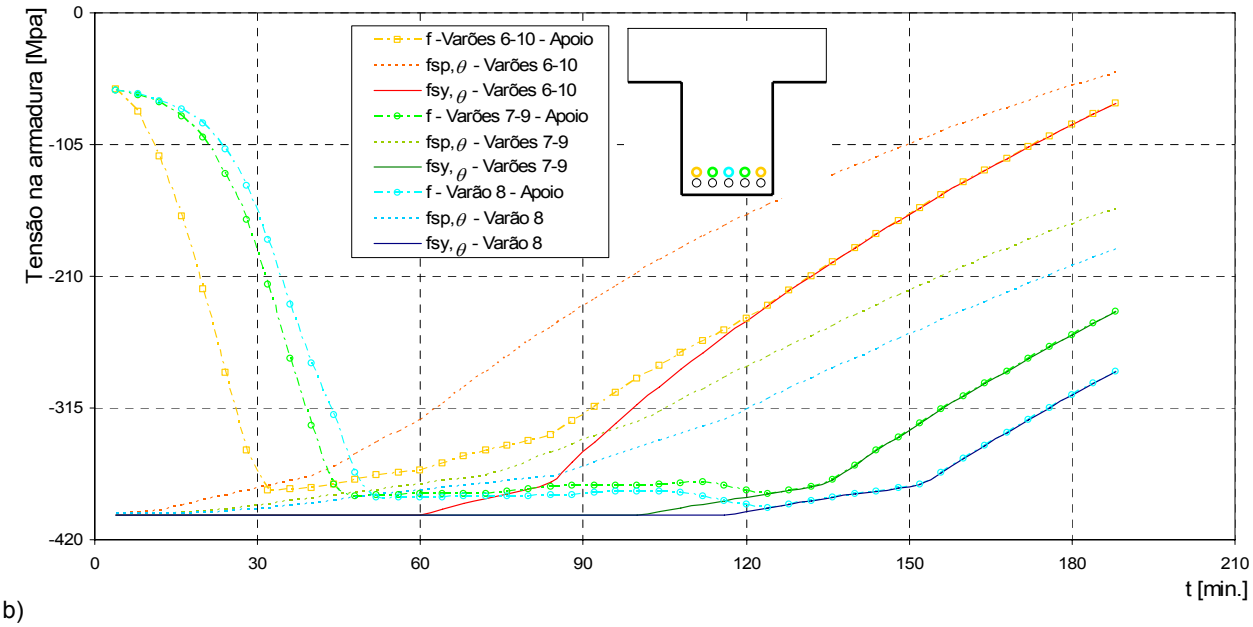
b)

Fig. 6.68 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga encastrada (secção *I*) e para y_0=½*h* (cálculo *V-A*$_4$_*I*): a) Armaduras inferiores, b) Armaduras superiores.

As tensões de compressão na armadura inferior nos apoios e a meio vão aumentam muito rapidamente durante a fase inicial do incêndio, atingindo-se os limites proporcionais à compressão e tracção entre os 30 e os 60min. Este facto faz com que se atinja um valor de pico de momento flector negativo quer a meio vão quer nos apoios (Figura 6.59a e b). A flecha a meio vão (Figura 6.53) da viga aumenta a partir dos 120min devido a uma rótula plástica que se forma nos apoios (Figuras 6.69), acompanhada de uma redução brusca na força de restrição mobilizada (Figura 6.56). Quando as tensões de tracção na armadura na secção a meio vão atingem o limite de cedência, forma-se uma terceira rótula resultando um mecanismo de colapso na viga. O colapso ocorre pouco depois.



a)



b)

Fig. 6.69 – Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma viga encastrada (secção *I*) e para y_0=½*h* (cálculo *V-A*$_4$_*I*): a) Armaduras inferiores, b) Armaduras superiores.

Da observação das Figuras 6.68 e 6.69 tiram-se as seguintes conclusões:

i) Apesar de durante praticamente todo o cálculo as armaduras estarem sujeitas a esforços de compressão na secção a meio vão, a partir sensivelmente dos 120min passam a estar à tracção até que ocorre a rotura;

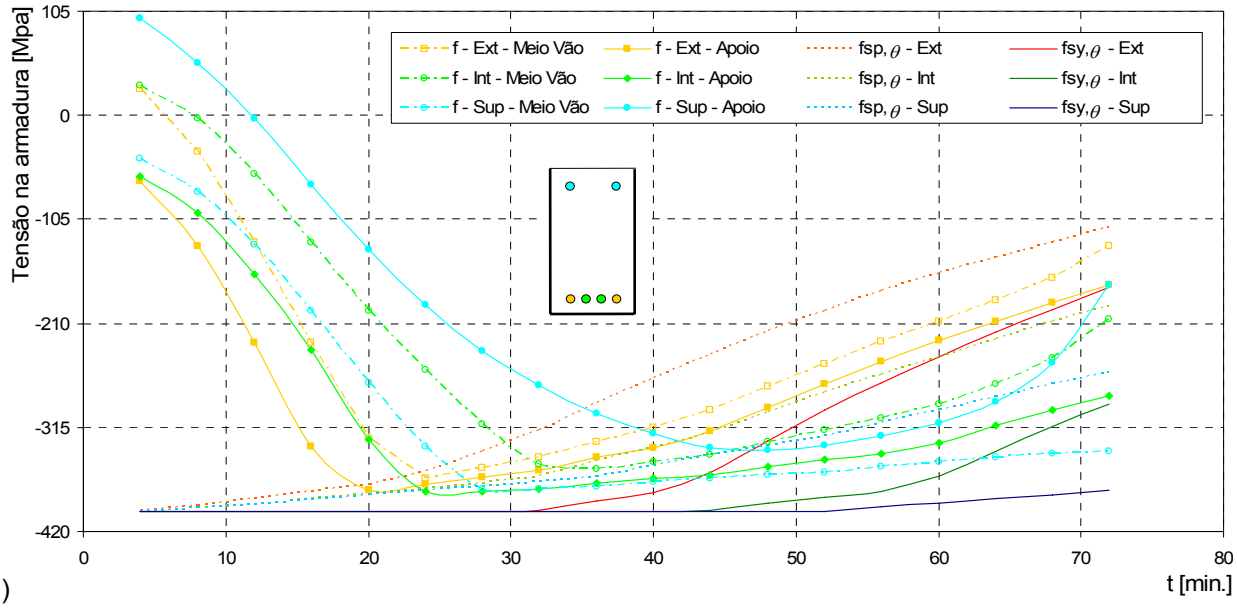
ii) A rotura ocorre aos 188min, embora a partir dos 180min todas as armaduras já se encontrarem em cedência. Tal significa que o colapso da viga ocorre por rotura no betão tendo-se formado uma rótula a meio vão, posteriormente às rótulas formadas nos apoios (Figura 6.69);

iii) A afirmação anterior justifica-se com a observação da Figura 6.69 na qual se conclui que nos apoios, as rótulas formam-se aos 124min, quando a totalidade das

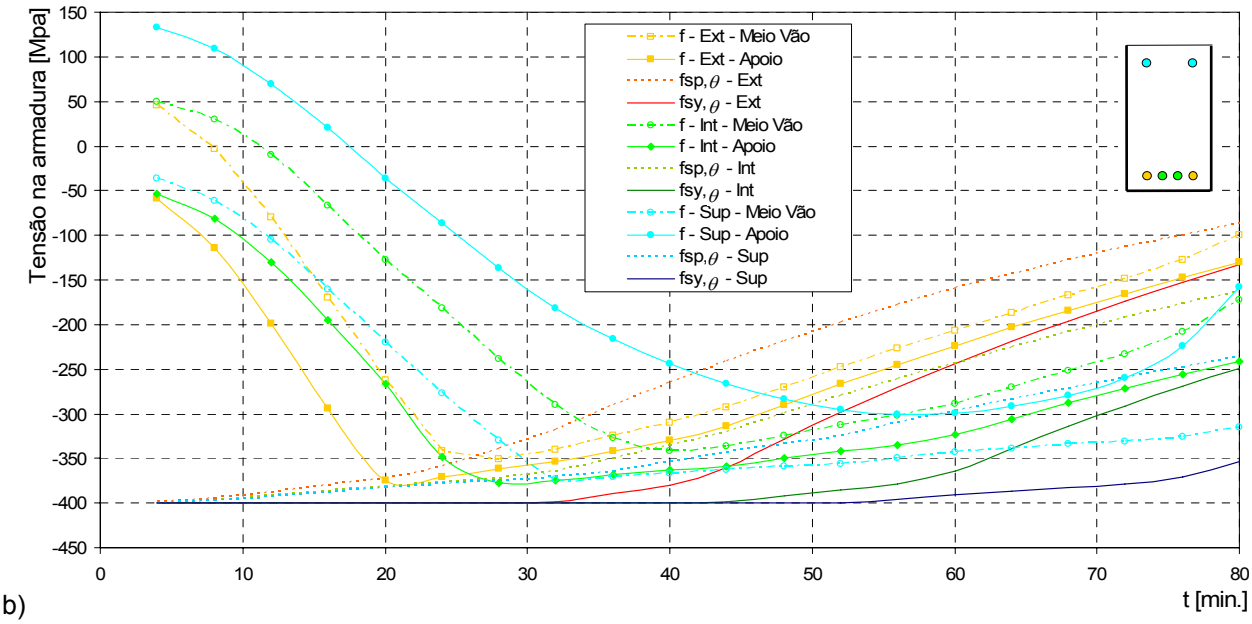
dez armaduras já se encontram em cedência. O mecanismo de rotura formado por duas rótulas nos apoios e uma rótula a meio vão está então definido;

iv) Justifica-se então o elevado acréscimo da flecha a meio vão observada na Figura 6.53 devido à formação de rótulas nos apoios. O novo acréscimo da flecha também ali observado aos 165min deve-se à aproximação e formação da rótula a meio vão (Figura 6.68);

iv) Vigas com restrição parcial e total à rotação (k_t=100% e ∞) e restrição à dilatação longitudinal parcial e total (k_t=100% e ∞) para y_0=½h: Apresenta-se nas Figuras 6.70 e 6.71, a evolução ao longo do tempo da tensão nas seis armaduras da secção B_4 (2 exteriores e 2 interiores da camada inferior e 2 superiores) e as tensões $f_{sp,\theta}$ e $f_{sy,\theta}$. Consideram-se as vigas com restrição total e parcial à rotação e simultaneamente à restrição total e parcial à dilatação dos deslocamentos longitudinais, sempre para y_0=½h.



a)



b)

Fig. 6.70 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão e nos apoios para uma viga (secção B_4) com restrição à rotação e restrição parcial e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) Restrição total (cálculo *V-A4_B4*); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo *V-A5.2_B4*).

Na Figura 6.70a) apresentam-se aquelas tensões para a viga duplamente encastrada, (cálculo *V-A*$_2$_*B*$_4$). Na Figura 6.70b), apresentam-se os resultados considerando a restrição parcial à dilatação dos deslocamentos longitudinais de k_t=100%, (cálculo *V-A*$_{5.2}$_*B*$_4$). Na Figura 6.71, apresentam-se os resultados considerando a restrição parcial à rotação nos apoios de k_r=100%, (cálculo *V-A*$_{6.2}$_*B*$_4$).

Da observação das Figuras, tiram-se as seguintes conclusões:

v) No início de todos os cálculos é evidente a existência de momentos flectores positivos a meio vão e negativos nos apoios através das tensões mobilizadas nas armaduras inferiores e superiores (Figuras 670 e 6.71). Todos aqueles momentos flectores tendem com o tempo para valores negativos (Figuras 6.59, 6.60 e 6.63b). Contudo, a meio vão o momento flector volta a ser positivo quando se aproxima o colapso da viga;

vi) O colapso da viga duplamente encastrada (Figura 6.70a) surge quando as armaduras inferiores na secção dos apoios entram em cedência por compressão. Verifica-se aqui a formação da rótula na medida em que as armaduras superiores decrescem significativamente as suas tensões por haver uma rotação na secção. A rotura ocorre por compressão no betão da zona inferior da secção;

vii) O fenómeno é semelhante para a viga com restrição à dilatação com uma mola com k_t=100%. Apenas difere o instante em que ocorre a rotura, 8min depois;

viii) O fenómeno é semelhante para a viga com restrição à rotação com uma mola com k_r=100%. Apenas difere a menor resistência ao fogo, 68min por se mobilizar uma força de compressão superior na viga (Figura 6.62b);

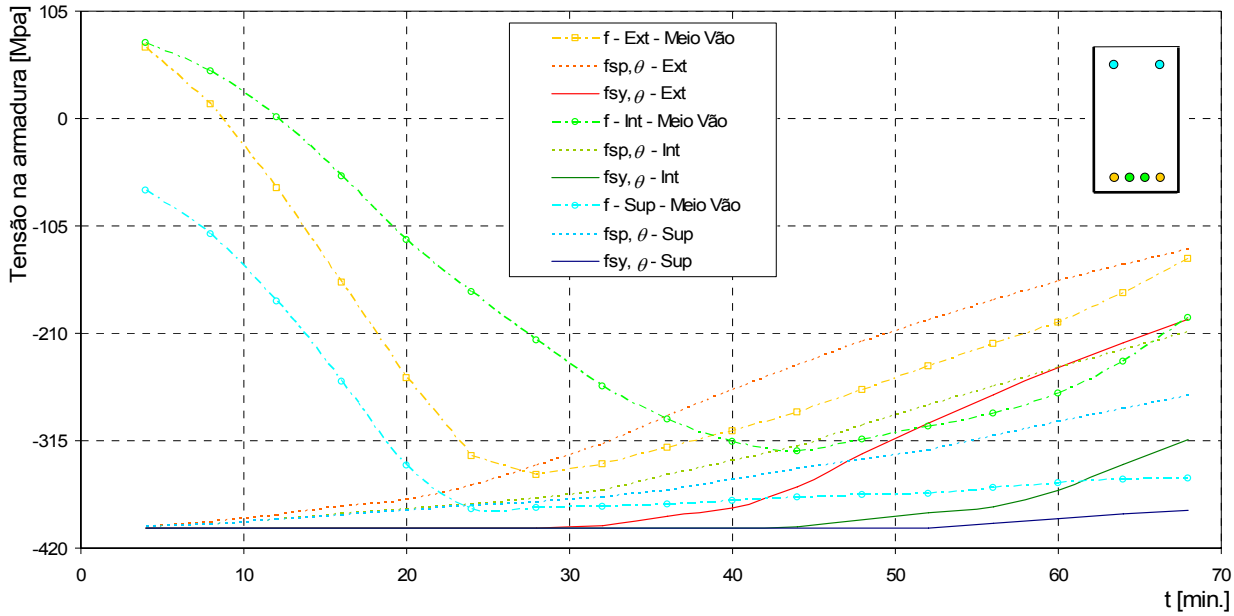


Fig. 6.71 – Tensões nas armaduras na secção a meio vão da viga (secção *B*$_4$) com restrição parcial à rotação, (k_r=100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios, y_0=½*h*, (*V-A*$_{6.2}$_*B*$_4$).

6.4 - Análise ao nível do elemento - Vigas contínuas

6.4.1 - Introdução

As vigas que se encontram nas estruturas em geral apresentam quase sempre continuidade. Depois da análise de vigas de um único vão sujeitas a incêndio com restrição à dilatação axial e à rotação pareceu fazer sentido ir um pouco mais além considerando dois ou três vãos.

Naturalmente que o propósito é o de avaliar, sobretudo qualitativamente, a variação do comportamento ao fogo destas vigas contínuas. Para que de uma forma simples se vá extrapolando comportamentos até estruturas mais complexas, eventualmente constituídas em pórtico. Consideraram-se vigas contínuas de 2 e 3 tramos, nas quais se restringiu parcialmente a deformação axial, com molas com rigidez equivalente a 100% de um tramo da mesma viga (Quadro 6.7). Para efeitos de referência consideraram-se vigas sem qualquer restrição axial (k_t=0%). Todos os tramos estão sujeitos a incêndio.

Tal como já se referiu e analisou, a continuidade de vigas de betão armado tem, em regra, um papel favorável na respectiva resistência ao incêndio devido à possível redistribuição de momentos flectores e forças para partes da estrutura menos expostas ao incêndio ou com a sua capacidade resistente ainda não totalmente esgotada.

No apoio central de vigas contínuas assiste-se a uma restrição da rotação quando esta fica submetida a um gradiente térmico, conferindo um rápido acréscimo dos momentos flectores negativos à medida que o incêndio progride.

Como o incremento da temperatura nas armaduras superiores é muito menor do que aquele a que estão submetidas as armaduras inferiores, o momento flector último positivo M_u^+ é muito mais influenciado que o correspondente negativo, M_u^-.

Tal como a Figura 5.10 ilustra (correspondente a lajes mas facilmente transposta para esta análise), a redução de M_{fogo} pode ser de tal modo que se atinjam valores inferiores a M_u^+, sem que, contudo, o elemento entre em colapso devido à referida distribuição de esforços. Normalmente, a redistribuição de momentos flectores continua até se formar um mecanismo de rotura, o qual corresponde à ocorrência de uma rótula plástica sobre o apoio e rótulas plásticas a meio vão. Estas rótulas traduzem o esgotamento da capacidade de carga da secção como se referiu em pontos anteriores. É necessário garantir três condições básicas para que seja possível a formação do mecanismo de rotura:

i) Não pode ocorrer rotura por compressão do betão na secção sobre o apoio;

ii) Não pode ocorrer rotura por falta de capacidade de rotação sobre o apoio;

iii) As armaduras superiores devem ter comprimento suficiente para cobrir toda a zona de momentos flectores negativos da viga (que se altera com o decorrer do incêndio).

Pode-se então concluir que uma viga contínua em betão armado poderia ser calculada relativamente à resistência ao fogo, recorrendo à teoria dos estados limites últimos, se as tensões e momentos flectores de origem térmica fossem anulados no instante do colapso, ou em alternativa, se as rotações das secções rectas, provocadas pelos gradientes térmicos, forem inferiores à capacidade de rotação da estrutura exposta ao fogo.

Refira-se que a posição das secções sujeitas a momento flector negativo altera-se no decorrer do incêndio. É portanto necessário tomar medidas construtivas, de forma a que o colapso não seja determinado por secções fora do posicionamento indicado para as rótulas plásticas. Regras de projecto, relativamente à colocação de armaduras superiores, devem ser consideradas, nomeadamente:

i) Uma razoável percentagem da armadura superior necessária sobre os apoios deverá ter continuidade na totalidade dos vãos;

ii) A armadura total superior sobre os apoios deverá ser acrescida 0,15 *L* de comprimento, relativamente ao projecto para condições de temperatura ambiente, em que *L* é o maior vão adjacente do apoio considerado;

iii) Não é necessário incrementar a quantidade de armadura superior (determinada para uma continuidade avaliada à temperatura ambiente).

6.4.2 - Análise dos resultados

6.4.2.1 - Viga com dois vãos

Atendendo aos cálculos anteriores definiu-se a análise com dois tramos a situações, se por um lado mais verosímeis, porventura também a resultados que evidenciam a superior resistência ao fogo das vigas promovida pela sua continuidade.

6.4.2.1.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 6.72 as flechas das vigas a meio vão do primeiro tramo, (iguais às do segundo tramo) e considerando k_t=100%. As vigas designadas *V-C*$_{1.2_}$ correspondem à consideração da restrição a 100% dos deslocamentos horizontais.

Como se pode observar na Figura 6.72, as flechas começam por ser negativas com a carga original, apresentando tendência a se tornarem positivas em caso de incêndio. Há aqui a excepção da viga com secção *I*, (cálculo V-C$_{1.2}$_I) cujas flechas são uniformemente crescentes. Tal facto deve-se, tal como sucedeu à mesma viga só com um tramo (cálculo *V-B*$_{3.2_}$*I* – Figura 6.42b), a ser uma viga fortemente armada e consequentemente muito resistente e por conseguinte muito carregada. Assim, o efeito promovido pela força mobilizada devido à restrição à dilatação não é suficiente para inverter aquela flecha.

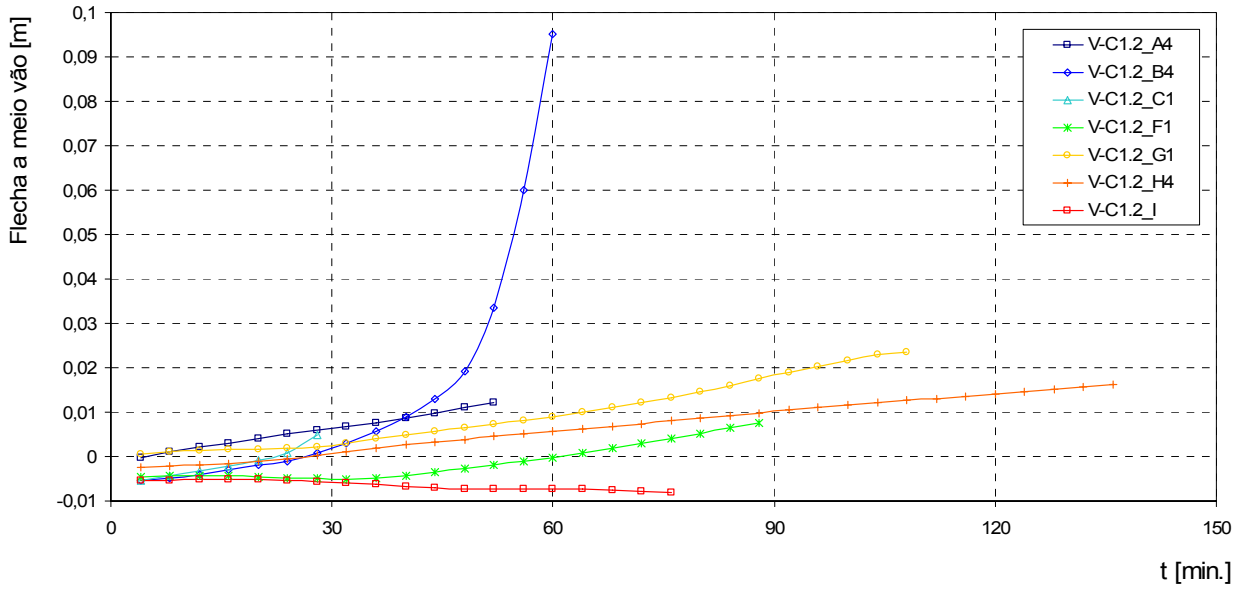


Fig. 6.72– Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma viga de dois vãos com rotação livre e a restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

Refira-se que os deslocamentos máximos não são a meio vão mas por um questão de uniformidade relativamente a todos os restantes cálculos mantém-se aqui a observação para o mesmo ponto de referência ("nó 11" do elemento finito, Figura 6.73a). O Caso *V-C*$_{1.2_}$*B*$_4$ apresentado na Figura 6.73 é curioso na medida em que há uma discrepância no comportamento dos deslocamentos do primeiro para o segundo vão a partir dos 40min. Tal forma espúria de deformada quando comparada com as restantes, aliás amplamente confirmada na Figura 6.72, justifica-se por ocorrer uma instabilidade local.

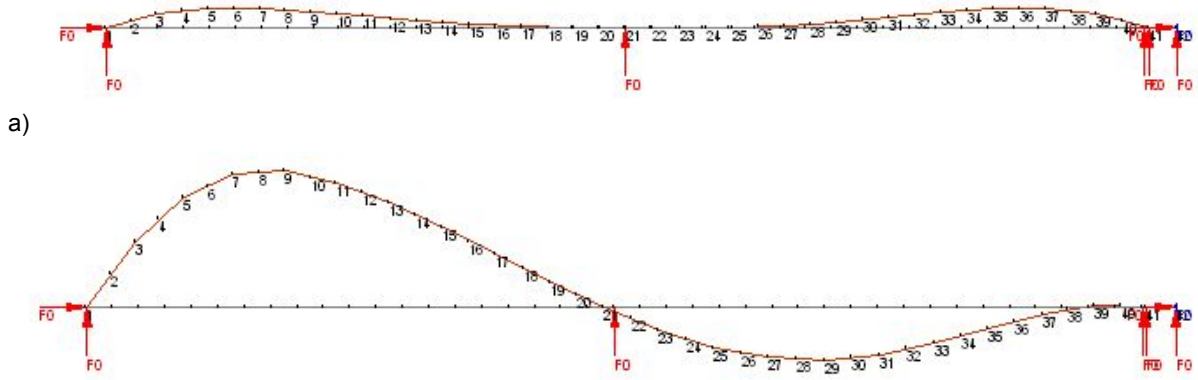


Fig. 6.73 – Deformadas globais da viga *V-C*$_{1_B4}$ aos: a) 40min e b) 60min.

6.4.2.1.2 - Força axial de restrição no apoio

Apresenta-se na Figura 6.74 a mobilização das forças de restrição axiais nas vigas para a única rigidez da mola considerada (k_t=100%). Aquela força é tanto maior quanto maior for a

área da secção considerada. Verifica-se que a continuidade da viga, por introduzir uma certa rigidez à flexão nos apoios face aos cálculos com um só tramo (em que não há qualquer rigidez à rotação - cálculos *V-B*$_{3.2_}$) promove um acréscimo médio de 25% nos valores das forças axiais mobilizadas nas vigas. Para tal compare-se a Figura 6.74 com a Figura 6.46b correspondente às vigas com um só tramo.

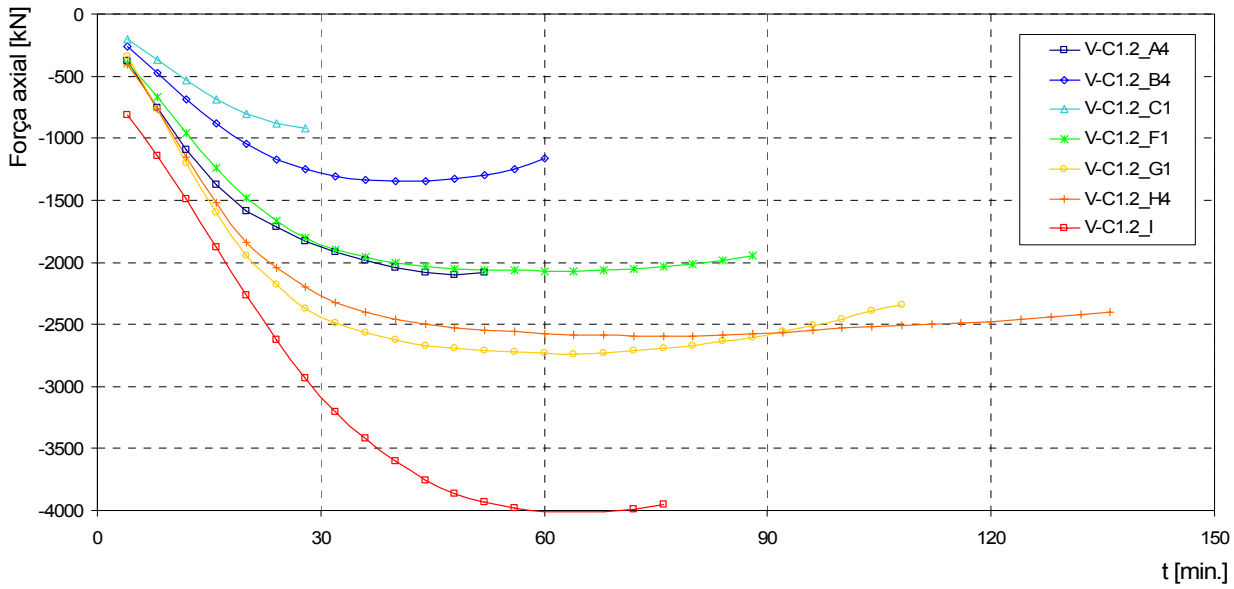


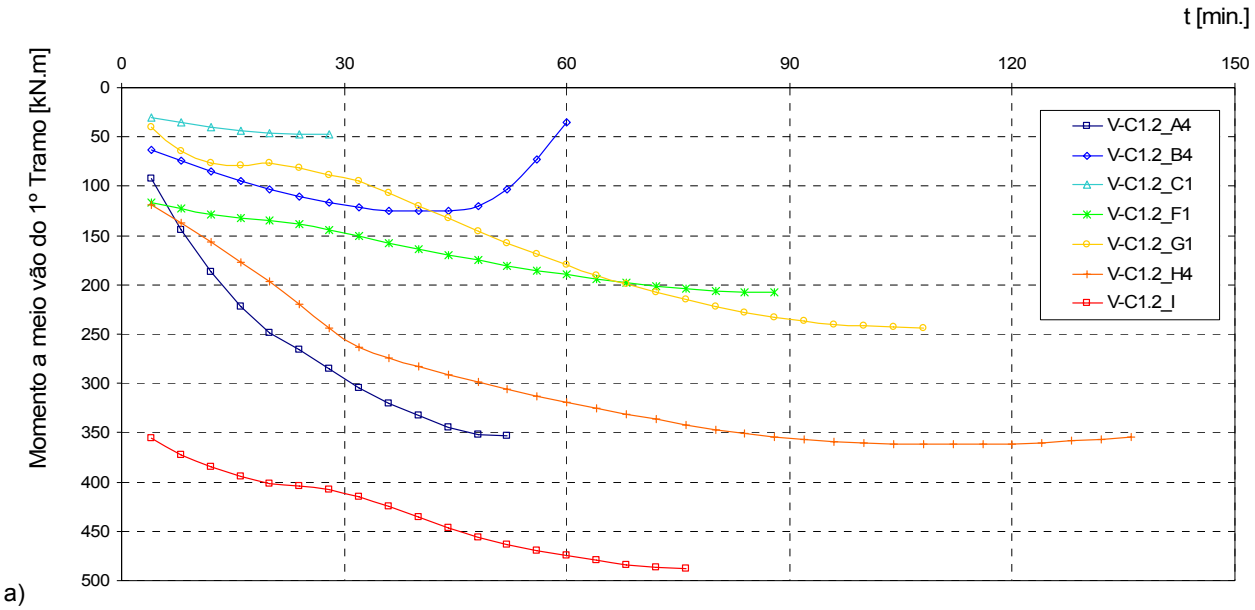
Fig. 6.74 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas de dois tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

Contudo, a análise daquelas figuras evidencia igualmente que as vigas contínuas apresentam menor resistência ao fogo que as apresentadas pelas vigas de um só tramo. Tal constatação será mais facilmente justificada quando se avaliar o desenvolvimento dos momentos flectores no parágrafo seguinte.

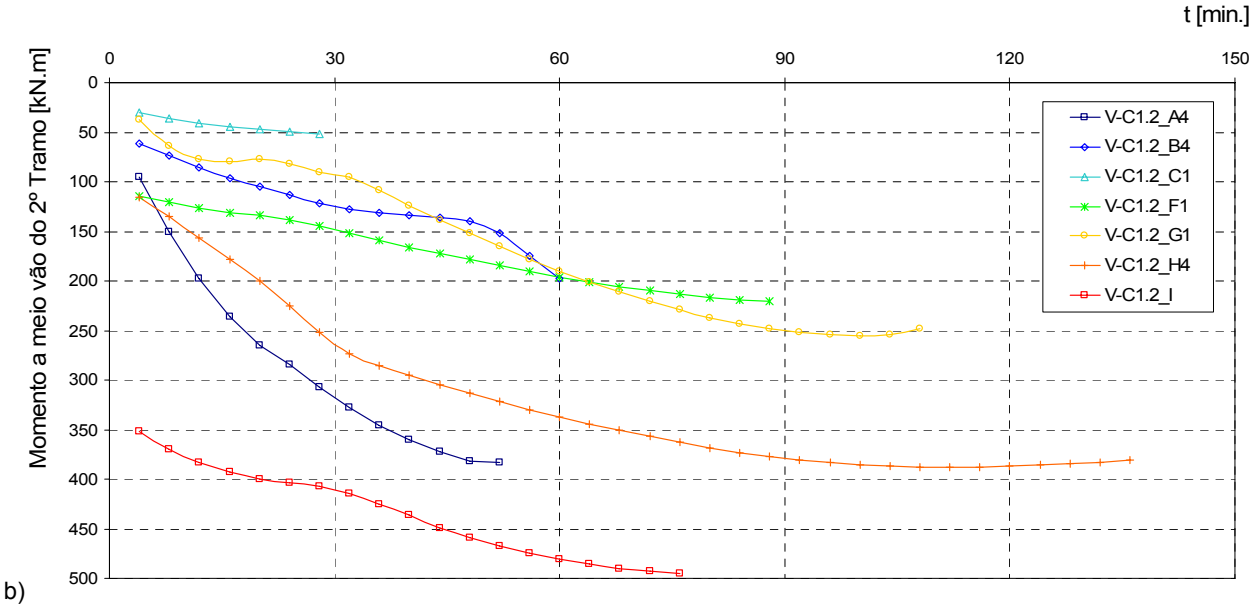
6.4.2.1.3 - Momento flector a meio vão e no apoio

Apresentam-se na Figura 6.75 os momentos flectores mobilizados a meio vão no 1º e 2º tramos e sobre o apoio intermédio durante o incêndio. Observa-se que o momento flector a meio vão é crescente com o tempo e exceptuando-se o caso correspondente à secção B_4 que por apresentar um comportamento espúrio exige uma explicação particular (Figuras 6.75a e b).

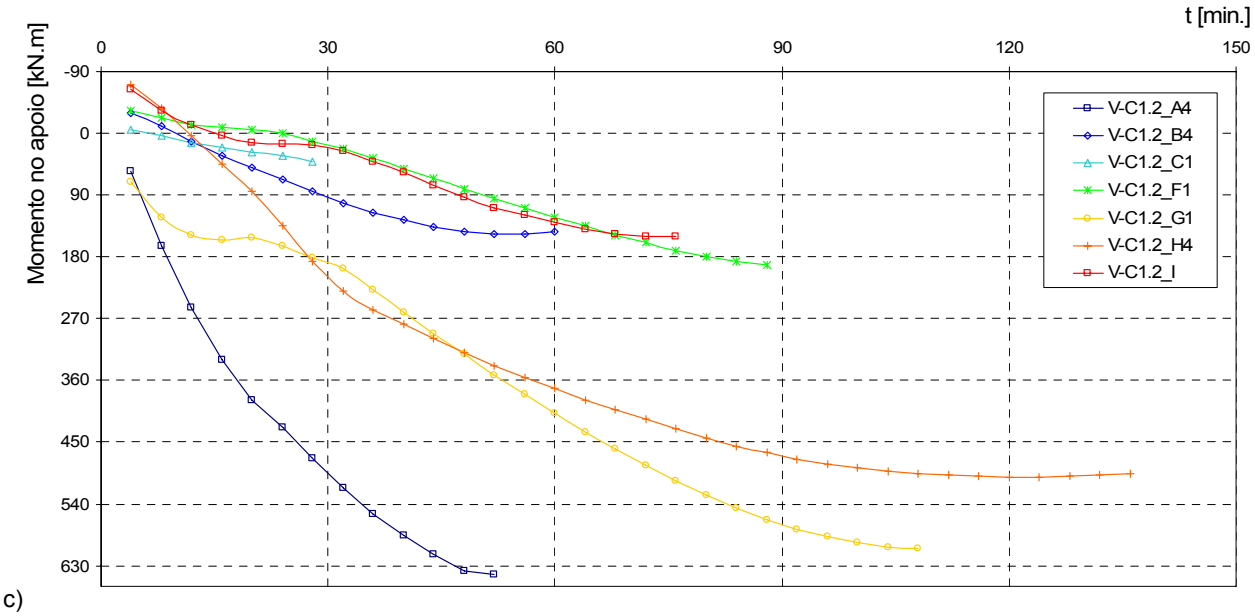
Os momentos flectores no apoio intermédio são inicialmente negativos (exceptuando-se para as secções A_4 e G_1). Devido à sua enorme inércia (altura das vigas respectivamente de 1,0 e 0,8m) o momento flector sobre o apoio nunca chega a ser negativo. A partir do início do cálculo os momentos flectores decrescem quase com a mesma taxa até que se tornam positivos atinjindo-se o colapso da viga.



a)



b)



c)

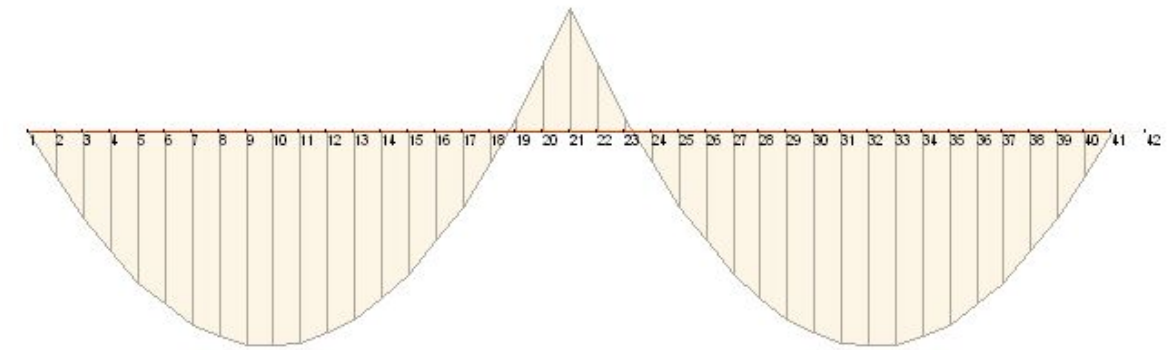
Fig. 6.75 – Momento flector ao longo do tempo de todas as vigas de dois tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h a meio vão do 1º tramo (a), do 2º tramo (b) e no apoio (c).

Comparando as Figuras 6.75 correspondentes aos momentos flectores mobilizados nas vigas contínuas (cálculos *V-C*$_{1.2_}$) com os momentos flectores mobilizados para as vigas duplamente apoiadas para a mesmo nível de restrição à dilatação axial e para a mesma posição da linha de restrição e apresentados na Figura 6.50b) (cálculos V-*B*$_{3.2_}$) conclui-se o seguinte:

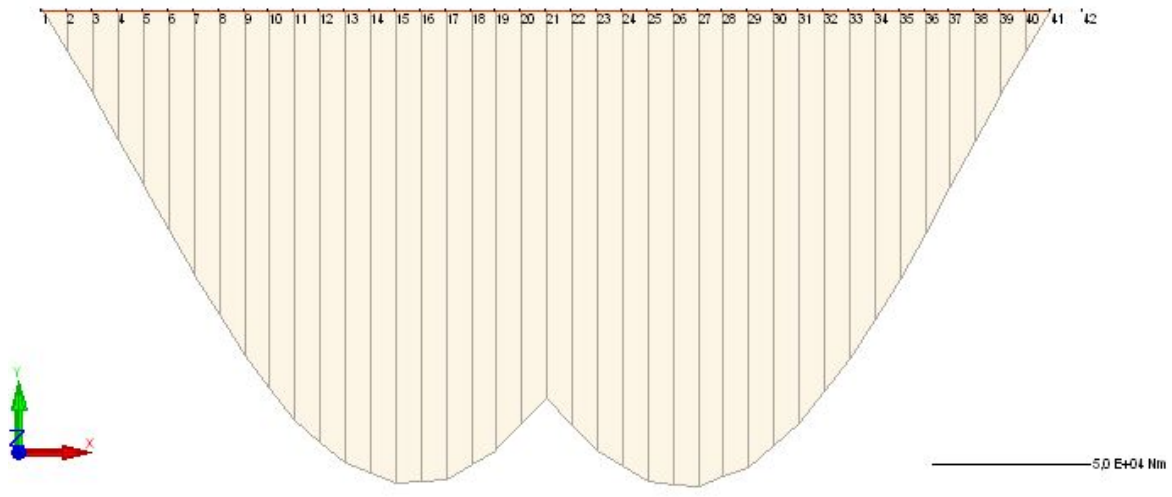
i) Os momentos flectores a meio vão têm valores inferiores, mesmo no início do cálculo, para as vigas contínuas. Tal deve-se a dois aspectos, a existir um momento flector no apoio, delocando o diagrama parabólico para cima (Figura 6.76a) e ao facto do maior valor do momento flector só aproximadamente corresponder ao mesmo ponto da viga considerado nas leituras de todos os cálculos;

ii) Mas mais importante é a evolução dos momentos flectores observada, quer a meio vão, quer nos apoios intermédios. É francamente distinta daquela que é observada na Figura 6.50b). Aqui, os momentos flectores são sempre crescentes com o tempo, ao contrário do que se observa para a viga de um só tramo;

iii) Mais complexa é a avaliação dos momentos flectores para as vigas contínuas, na medida que a posição do maior momento flector altera-se ao longo do tempo como se observa nas Figuras 6.76a) e b). Assim aquele acréscimo é ainda mais significativo, se nas figuras 6.75a) e b) se assinalasse, não os momentos flectores a meio vão mas sim os maiores momentos flectores nos vãos.



a) 4min.



b) 40min.

Fig. 6.76 – Diagrama de momentos flectores para a viga de secção *B*$_4$.

Aqueles factos levam à compreensão porque a rotura das vigas contínuas é em geral atingida num menor período de tempo quando comparando estritamente com as vigas de um só tramo, quando sujeitas a restrição à dilatação longitudinal. A diferença estrutural comanda fortemente o comportamento destas quando sujeitas ao incêndio.

Resta então confrontar os resultados, no que se refere à resistência ao fogo, quando não se considera a restrição à dilatação para as vigas contínuas. Assim, apresenta-se na Figura 6.77 as flechas a meio vão da viga contínua ao longo do tempo (cálculos *V-C*$_{1.1_}$), assim como as flechas a meio vão de vigas simplesmente apoiadas (cálculos *V-A*$_{1_}$) com as mesmas secções. Apenas se apresentam os resultados para as secções B_4 e H_4 porque são as únicas que têm armadura superior e portanto que, uma situação sem restrição, resistem ao momento flector negativo no apoio para o instante inicial do incêndio.

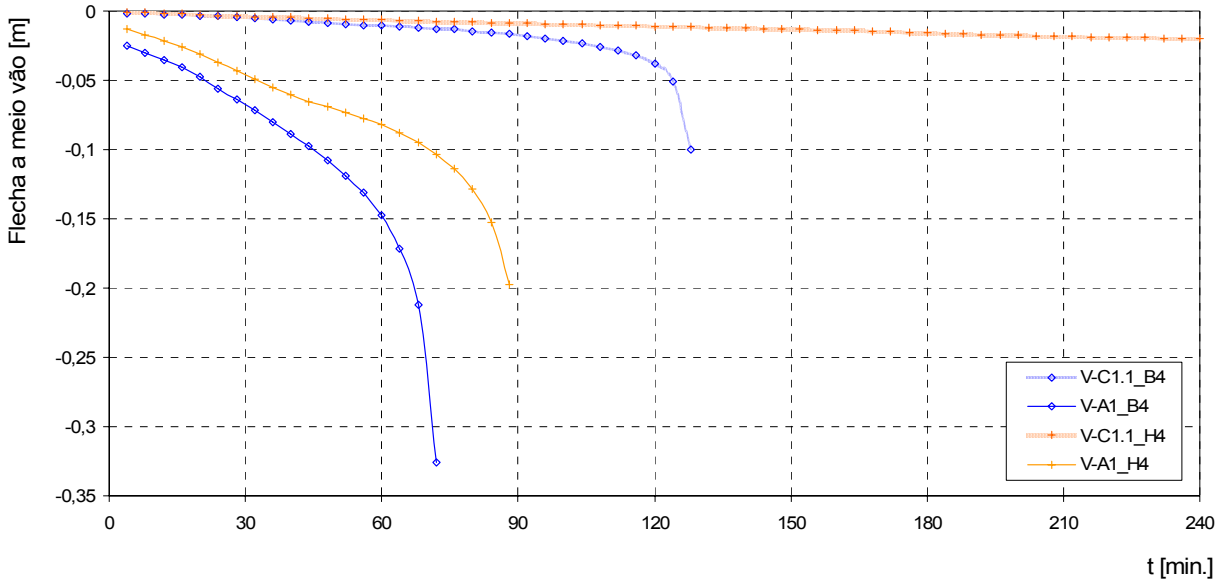
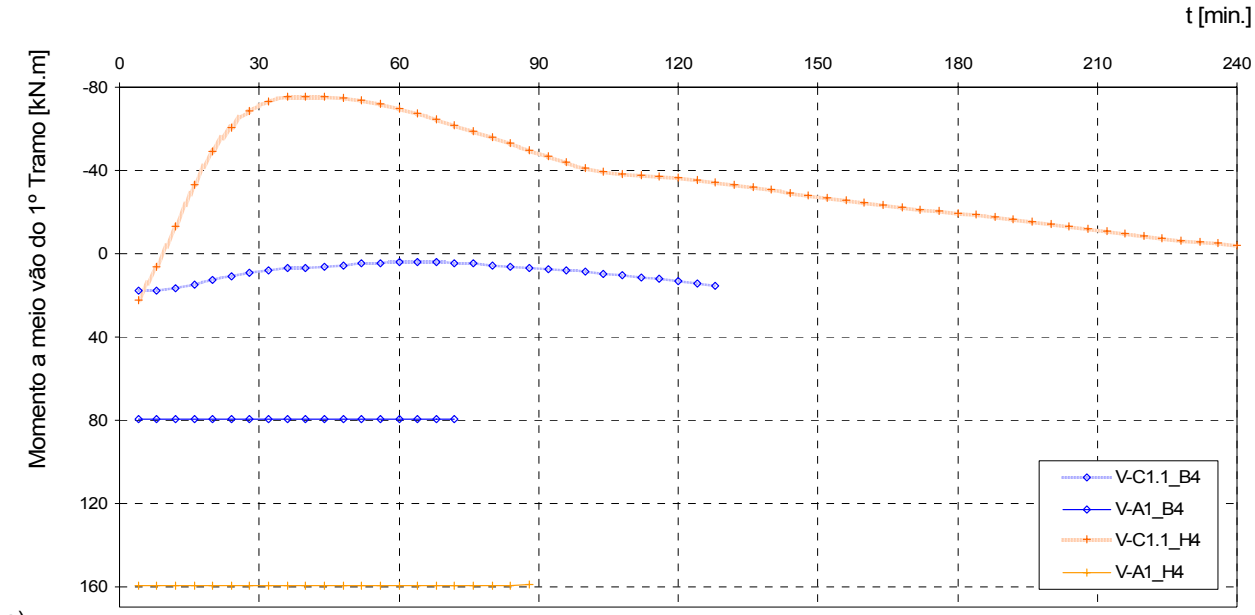


Fig. 6.77– Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas de um e dois tramos com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834.

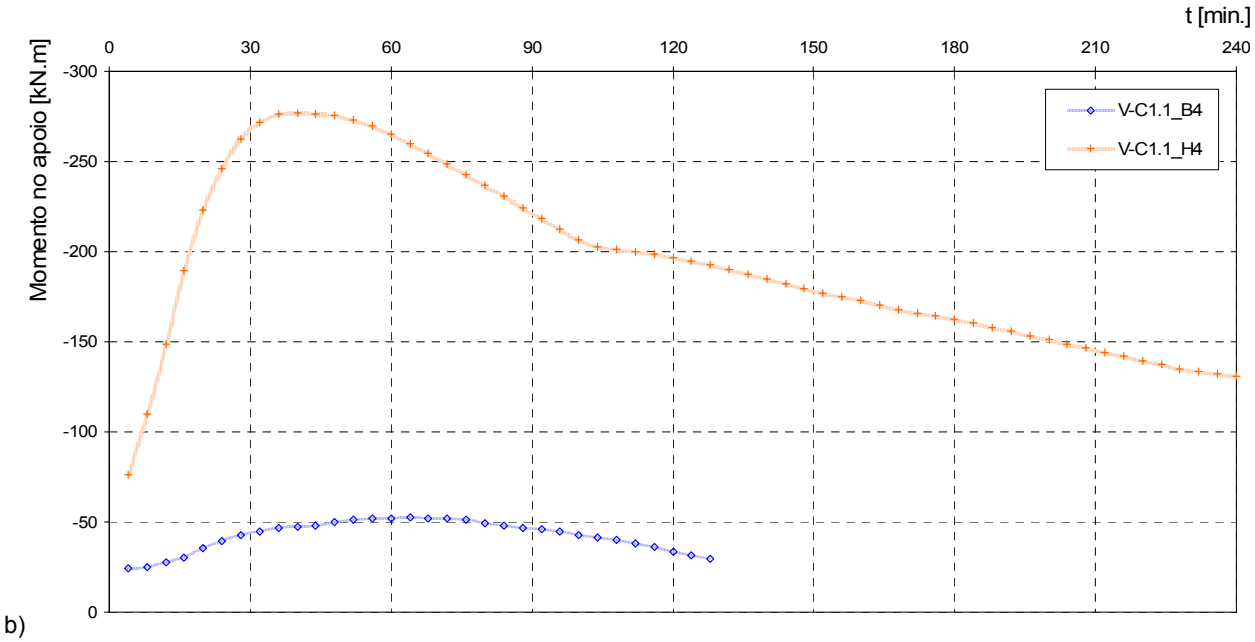
Verifica-se que a continuidade da viga induz fortemente a resistência ao fogo (de 70 para 128min para a secção B_4 e de 88min para mais de 240min para a secção H_4). Contudo, observando conjuntamente as Figuras 6.74 a 6.76 e 6.77, a restrição à dilatação nas vigas contínuas reduziu a resistência ao fogo (de 128 para 60min para a secção B_4 e de mais de 240min para 136min para a secção H_4).

Os momentos flectores a meio vão das vigas contínuas de dois tramos sem qualquer restrição aos deslocamentos longitudinais (cálculos *V-C*$_{1.1_}$) e das vigas simplesmente apoiadas são apresentadas na Figura 6.78a). Na Figura 6.78b) apresenta-se a evolução dos momentos flectores no apoio intermédio para as vigas contínuas. Como se pode observar, o comportamento e resistência ao fogo depende fortemente da mobilização do momento flector no apoio da viga contínua. Não havendo qualquer restrição à dilatação longitudinal na viga contínua, os momentos flectores ao longo do elemento tendem a ser negativos devido à mobilização de um forte momento flector negativo no apoio (Figura 6.78b), incluindo a meio vão. Assim a rotura será controlada pela armadura superior, ao contrário dos cálculos *V-A*$_1$ em

que a rotura é controlada pela armadura inferior. Nas vigas simplesmente apoiadas mobilizam-se momentos flectores positivos que em determinado instante, as armaduras deixam de poder resistir devido ao efeito temperatura.



a)



b)

Fig. 6.78 – Momento flector ao longo do tempo de vigas de um e dois tramos com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios a meio vão do 1º tramo (a) e no apoio para a viga de dois tramos (b).

6.4.2.2 - Viga com três tramos

Decidiu-se repetir os cálculos anteriores definindo-se agora a análise de vigas com três tramos para averiguar o desenvolvimento do comportamento ao fogo de elementos contínuos quando se acresce o número de tramos quer estejam ou não sujeitos a uma restrição à dilatação longitudinal (cálculos $V\text{-}C_{2.1_}$ nos quais k_t=100% e $V\text{-}C_{2.2_}$).

6.4.2.2.1 - Flecha a meio vão

Apresenta-se na Figura 6.79 a deformada típica de uma viga de três tramos. Na Figura 6.80 apresenta-se a evolução das deformações a meio vão das vigas contínuas. Representam-se as deformações a meio vão do primeiro tramo (Figura 6.80a – que como se observa na Figura 6.79 são idênticas às do terceiro tramo) e do segundo tramo (Figura 6.80b). Nesta Figura apresentam-se apenas os cálculos *V-C*$_{2.2_}$ que correspondem à consideração de uma restrição a 100% dos deslocamentos horizontais.

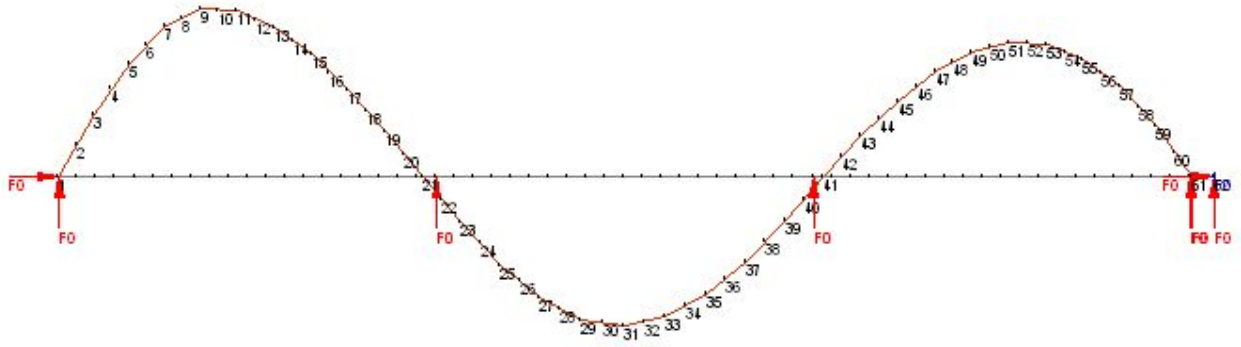


Fig. 6.79 – Deformação da viga de três tramos com secção B_4 aos 60min.

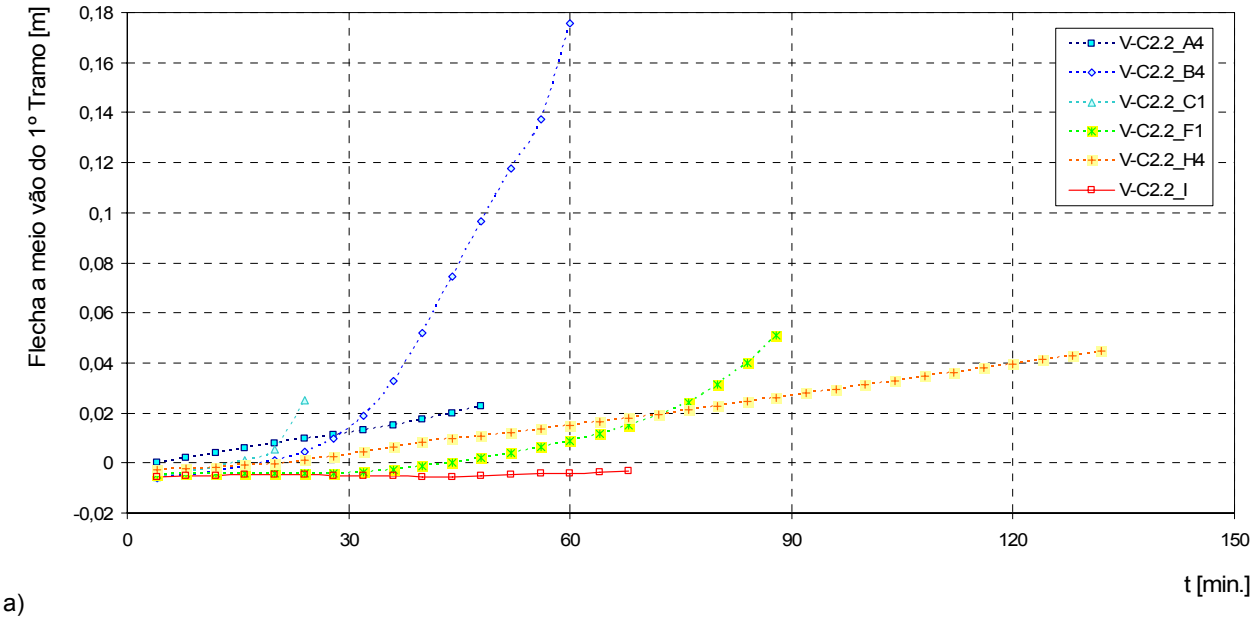
Como se pode observar na Figura 6.79, as deformações nos vãos extremos são tendencialmente positivas, enquanto que a meio vão do tramo intermédio, as deformações são sempre negativas.

Mais uma vez refira-se que as flechas máximas em cada tramo não são a meio vão como os representados nas Figuras 6.80 para o "nós 11 e 31" (Figura 6.79). Contudo, aqui a diferença entre a deformação a meio dos tramos e a máxima deformação em cada tramo, é menor do que a que se registou para a análise das vigas com dois tramos (Figura 6.73a).

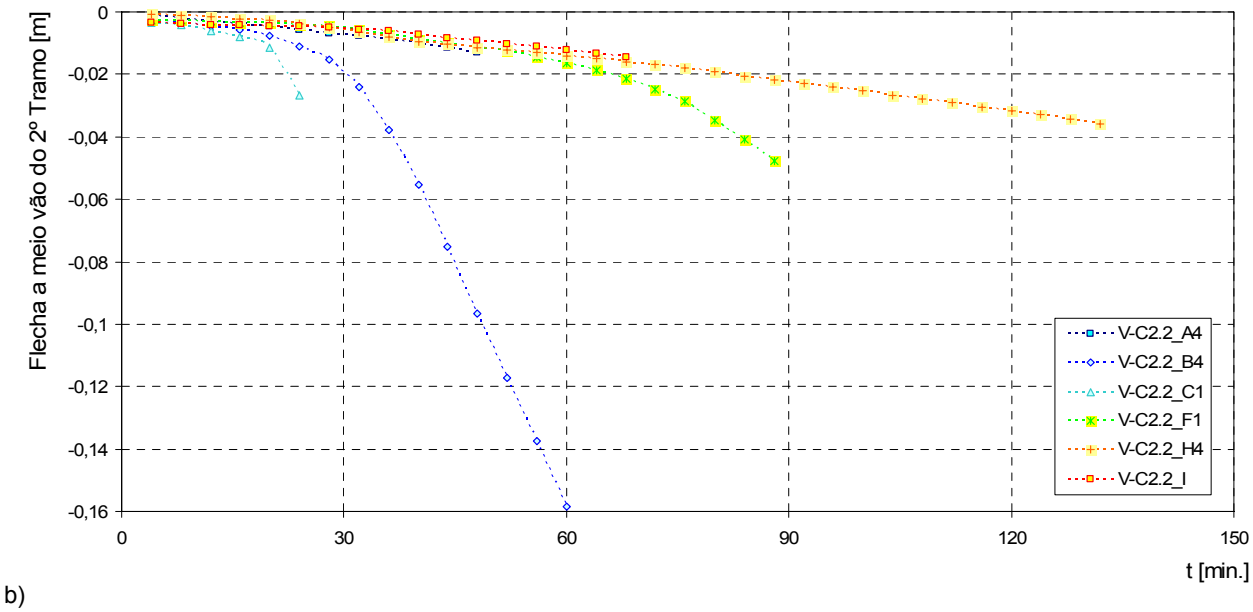
Como se pode observar na Figura 6.80, as deformações a meio vão dos tramos externos são inicialmente negativas com tendência a serem sempre positivas, embora os seus valores sejam reduzidos. Aqui, ao contrário da viga contínua de dois vãos (cálculos *V-C*$_{1.2_}$) até a viga com secção *I* apresenta os deslocamentos com a mesma tendência, não chegando contudo a serem positivos.

Os resultados evidenciam uma ligeira redução (normalmente nula ou de 4min) da resistência ao fogo das vigas quando consideradas com três em vez de dois tramos.

A excepção aqui corresponde à secção G_1 (cálculo *V-C*$_{3.2_}$$G_1$) cujo resultado não é apresentado devido à incapacidade da viga resistir à mobilização dos momentos flectores negativos sobre os apoios intermédios logo no início da análise ao incêndio padrão ISO 834, por aquela secção não ter qualquer armadura superior e por ser uma secção mobilizadora de grandes momentos flectores resistentes.



a)



b)

Fig. 6.80 – Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) Do 1º tramo e b) Do 2º tramo.

6.4.2.2.2 - Força axial de restrição no apoio

A força axial de restrição mobilizável nas vigas contínuas de três tramos com restrição à dilatação é idêntica à que se gera nas vigas com dois tramos. Pela observação conjunta das forças axiais mobilizadas nas vigas contínuas de dois tramos na Figura 6.74 (cálculo *V-C*$_{1.2_}$) e de três tramos na Figura 6.81 (cálculo *V-C*$_{2.2_}$), verifica-se que não só os valores máximos alcançados são semelhantes como a sua evolução ao longo do tempo.

A semelhança qualitativa do comportamento ao fogo de vigas contínuas de dois ou três tramos deve-se sobretudo às semelhanças do desenvolvimento e valores desta força axial de

restrição, pese embora para evoluções distintas dos diagramas de momentos flectores e deformadas.

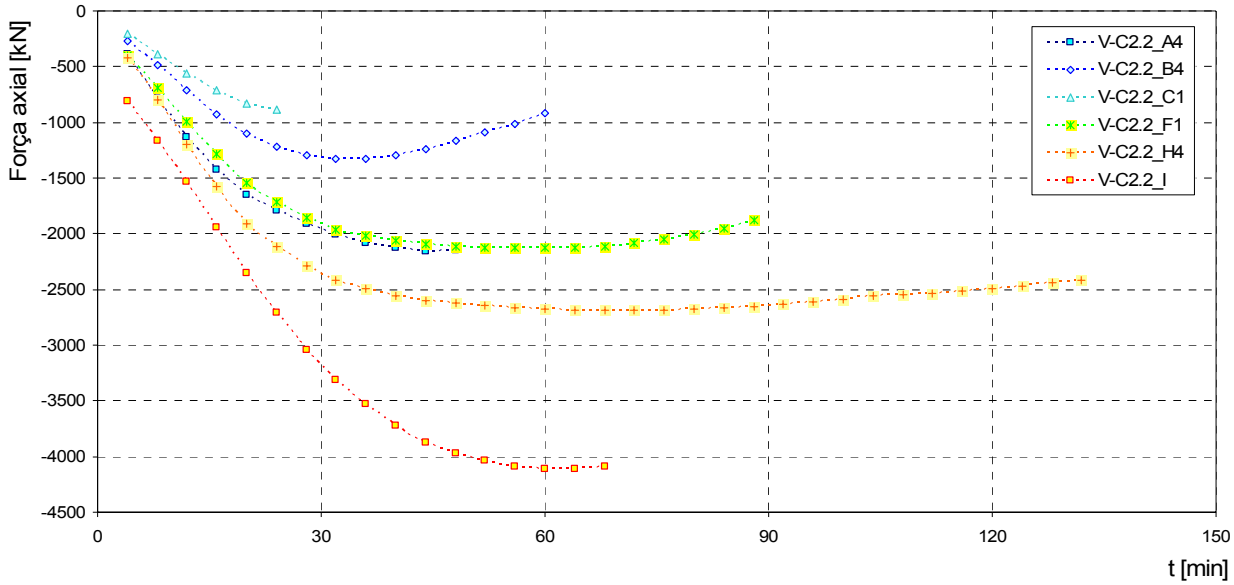


Fig. 6.81 – Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

6.4.2.2.3 - Momento flector a meio vão e no apoio

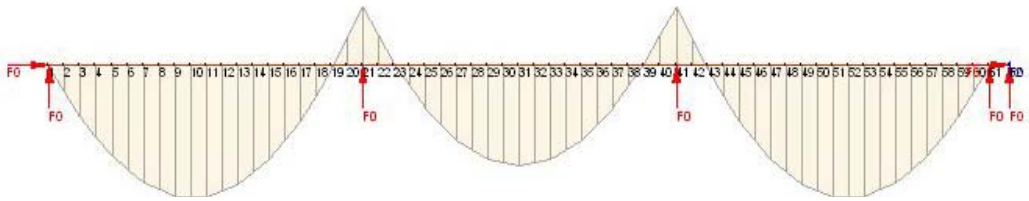
Por se tratar de uma análise complexa, apresenta-se inicialmente a Figura 6.82.

A evolução do diagrama de momentos flectores ao longo do tempo para instantes precisos (4, 28, 40 e 60min) e para um caso em particular que é o que corresponde à viga com a secção B_4 (cálculo $V\text{-}C_{2.2}_B_4$).

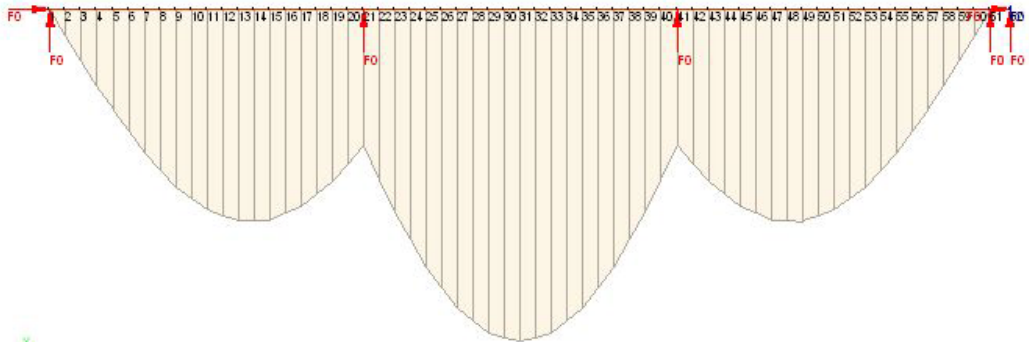
Como se pode observar na Figura 6.82 a evolução do diagrama de momentos flectores é tal que, pouco depois do início da análise, os momentos flectores nos apoios já são positivos, à semelhança do que sucedia na viga com dois tramos.

Os momentos flectores nos vãos extremos são inicialmente positivos, crescendo em valor absoluto até sensivelmente aos 28min. Entretanto o valor do momento flector a meio vão do tramo intermédio é tendencialmente crescente sendo sempre positivo (Figura 6.83b) potenciando a inversão do sinal dos momentos flectores dos vãos extremos. E é o que sucede próximo da rotura com se evidencia na Figura 6.83a) para o cálculo $V\text{-}C_{2.2}_B_4$. Os momentos flectores nos tramos externos tornam-se negativos. Contudo, para as restantes secções a inversão da tendência do crescimento dos valores dos momentos flectores nos vãos extremos não é suficiente para a inversão do sinal. Em qualquer dos casos, a rotura ocorre quando o momento flector a meio vão do tramo intermédio é superior ao valor do momento flector resistente para a temperatura do instante considerado.

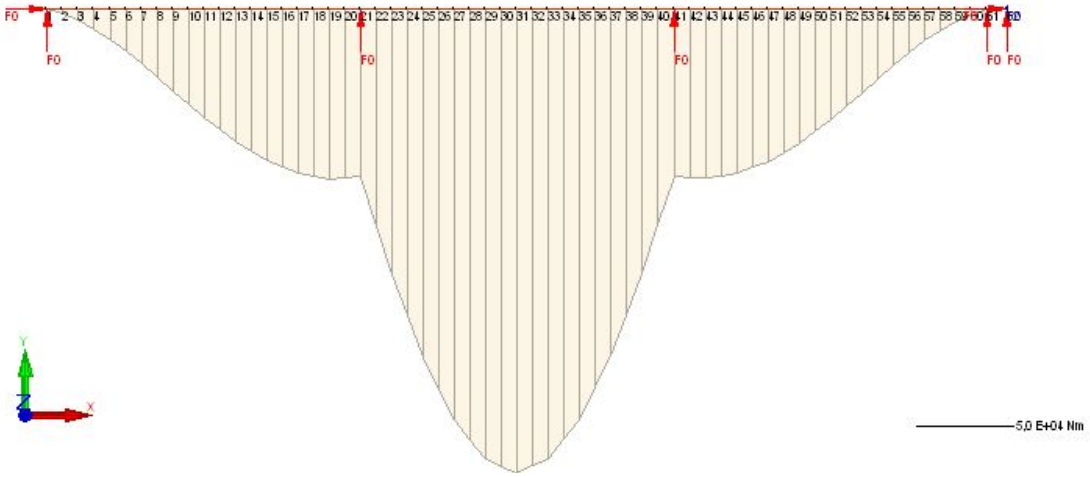
a) 4min.



b) 28min.



c) 40min.



d) 60min.

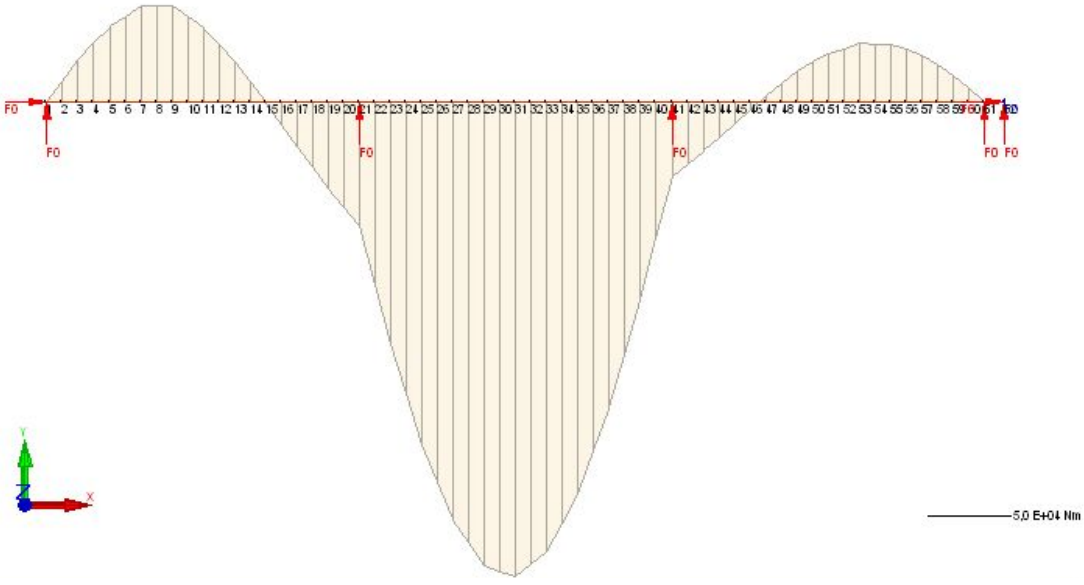


Fig. 6.82 – Diagrama de momentos flectores da viga contínua de três vãos com secção B_4 e com restrição k_t=100% nos instantes: a) 4; b) 28; c) 40 e d) 60min.

A evolução dos momentos flectores nos apoios intermédios é apresentada na Figura 6.84. Tendencialmente, os momentos flectores são negativos no início dos cálculos, tornando-se

positivos pouco tempo depois, até se atingir um valor máximo perto da rotura. A excepção corresponde ao cálculo *V-C2.2_A4*, em que o valor do momento flector nos apoios é, durante todo o cálculo, positivo. Apenas no cálculo *V-C2.2_B4* se verifica uma ligeira redução do valor do momento flector nos apoios a partir dos 40min até que se atinja a rotura.

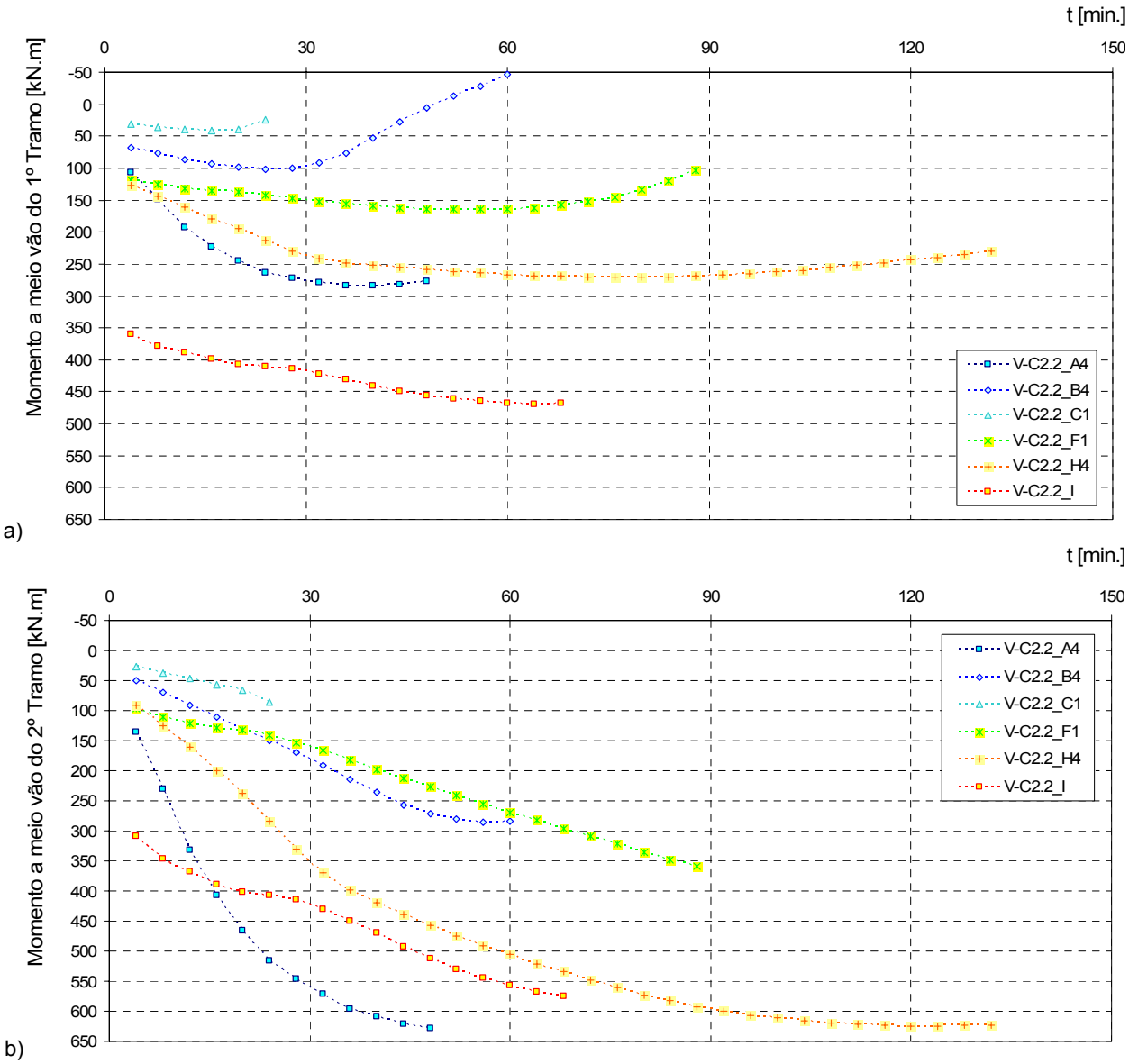


Fig. 6.83 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h no: a)1º tramo e, b) 2º tramo.

Comparando-se os resultados dos momentos flectores a meio vão e no apoio intermédio para as vigas com dois tramos (cálculos *V-C1.2_* - Figuras 6.75) e o momento flector a meio vão do tramo intermédio e nos apoios intermédios das vigas com três tramos (cálculos *V-C2.2* - Figuras 6.83 e 6.84), pode-se tirar as seguintes conclusões:

i) Os momentos flectores máximos mobilizados nos apoios são ligeiramente inferiores para as vigas de 3 tramos em relação às vigas com 2 tramos;

ii) Os momentos flectores positivos máximos mobilizados a meio vão são cerca de 40% superiores para as vigas de 3 tramos em relação às vigas com 2 tramos;

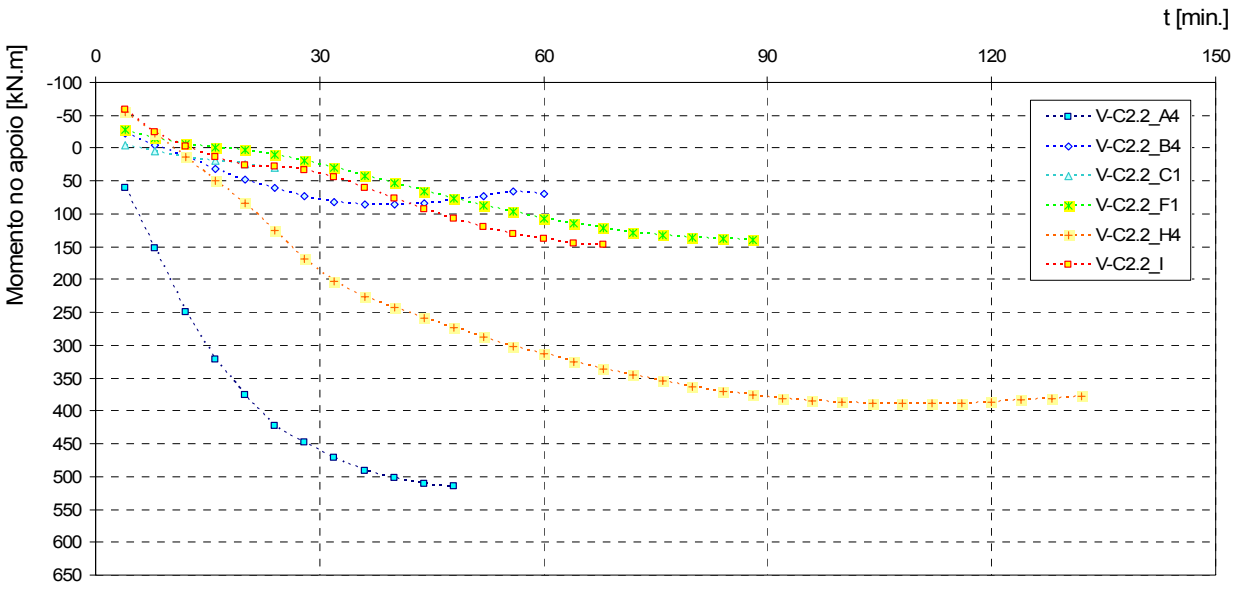


Fig. 6.84 – Momento flectores sobre os apoios intermédios ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

Complementarmente apresentam-se, para as secções capazes de resistir a momentos flectores negativos (B_4 e H_4) a evolução das flechas a meio vão dos tramos externo e interno das vigas contínuas de 3 tramos sem qualquer restrição à dilatação comparando-se com os cálculos equivalentes com k_t=100% (Figura 6.85). Permite-se assim, observar as diferenças obtidas na resistência ao fogo destas vigas quando sujeitas ou não a restrições à sua dilatação.

Na Figura 6.85 não só se avalia a evolução das flechas a meio vão das vigas de dois tramos como também de três tramos. A sua análise quantitativa é mais facilmente avaliada depois de observar na Figura 6.86 as deformadas respectivas.

A primeira observação a retirar da Figura 6.86 é a de que as deformadas, sejam para as vigas de dois ou de três tramos, são totalmente distintas consoante exista ou não restrição à dilatação longitudinal.

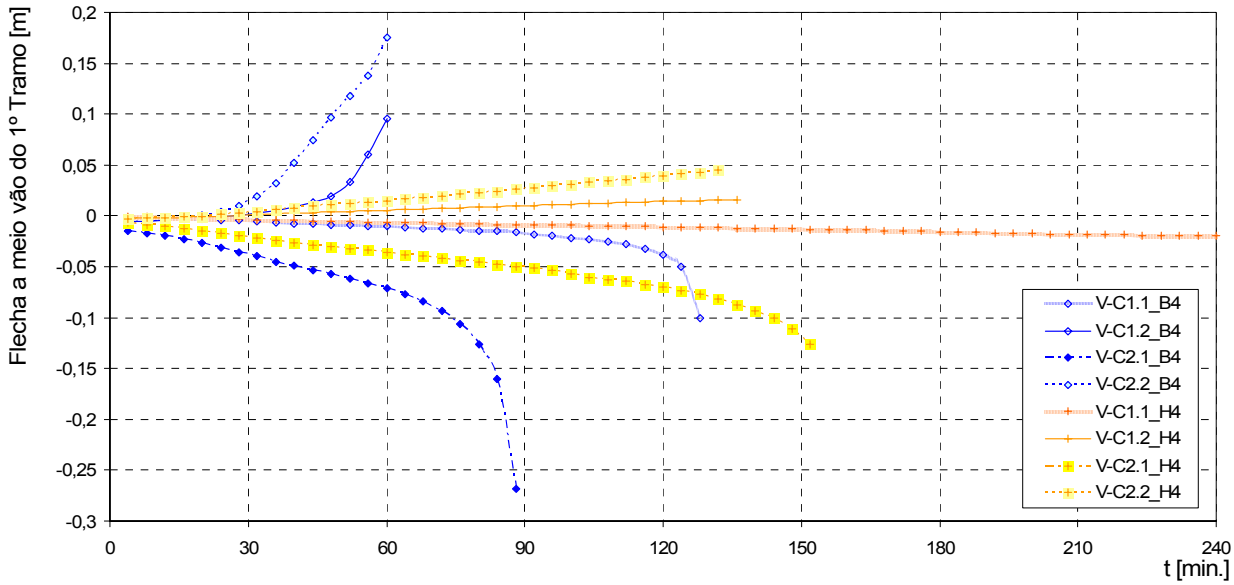
Outra distinção é aquela que se observa nas deformadas entre os cálculos $V\text{-}C_{2.1}_B_4$ e $V\text{-}C_{2.1}_H_4$, ou seja, o tramo intermédio tem flechas de sinal contrário.

Assim, da observação das Figuras 6.85a) e 6.85b) e 6.86 retiram-se as seguintes conclusões:

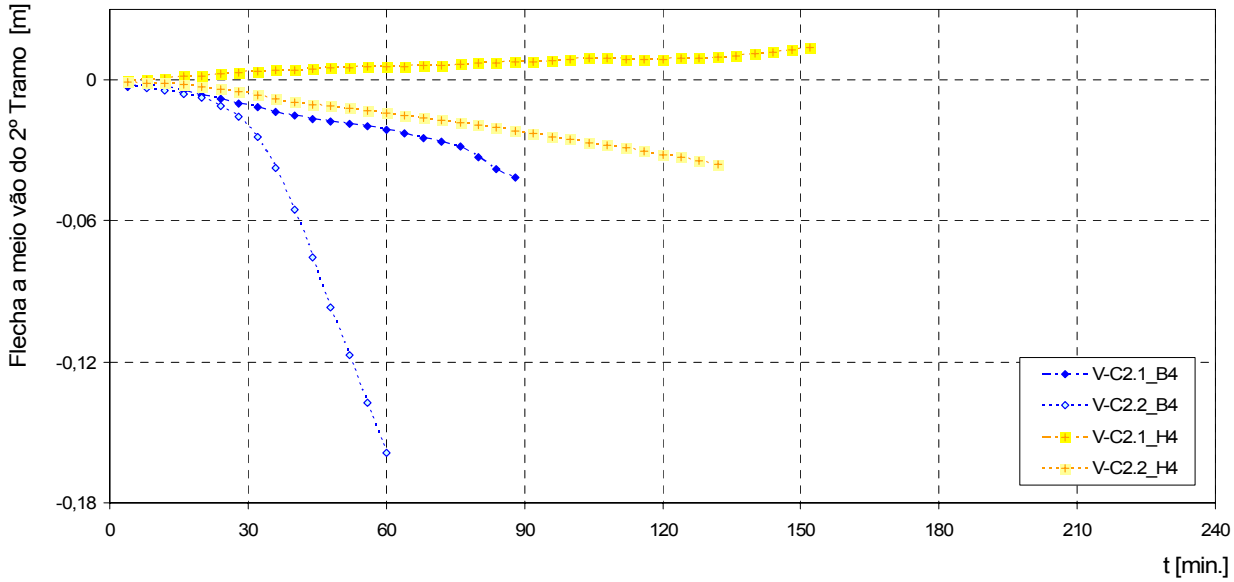
i) A flecha a meio vão das vigas com dois tramos são negativas quando não sujeitas a qualquer restrição à dilatação e positivas com restrição quando se considera aquela restrição;

ii) Há uma distinção na flecha para as vigas de dois tramos quando se considera restrição à dilatação entre as duas secções como já anteriormente se referiu;

iii) As deformações a meio vão dos tramos extremos das vigas com três tramos são negativas quando não sujeitas a restrição à dilatação e positivas quando se considera aquela restrição;



a) Viga com 2 e 3 tramos.



b) Viga com 3 tramos.

Fig. 6.85 – Flecha a meio vão ao longo do tempo das vigas de dois (cálculos *V-C*$_{1.2_}$) e de três tramos (cálculos *V-C*$_{2.2_}$) com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) ou nula à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼*h*: a) do 1º tramo e b) do 2º tramo.

iv) As deformações a meio vão do tramo interno das vigas com três tramos são negativas quando se considera a restrição à dilatação. Por outro lado, quando não se considera aquela restrição, os valores da deformação são negativas para a secção B_4 e positivas para a secção H_4;

v) A resistência ao fogo diminui (de 128min para 88min para a secção B_4) quando não se considera qualquer resistência à dilatação e se incrementa a viga contínua de 2 para 3 tramos (Figura 6.84a - cálculos *V-C*$_{1.1_}B_4$ para *V-C*$_{2.1_}B_4$). O mesmo se passa para a secção H_4 (mais de 240min para 152min - Figura 6.84a - cálculos *V-C*$_{1.1_}H_4$ para *V-C*$_{2.1_}H_4$);

vi) Contudo, a resistência ao fogo mantém-se quando aumenta o número de tramos de 2 para 3, se se considerar a restrição à dilatação longitudinal para ambas as secções (Figura 6.85a);

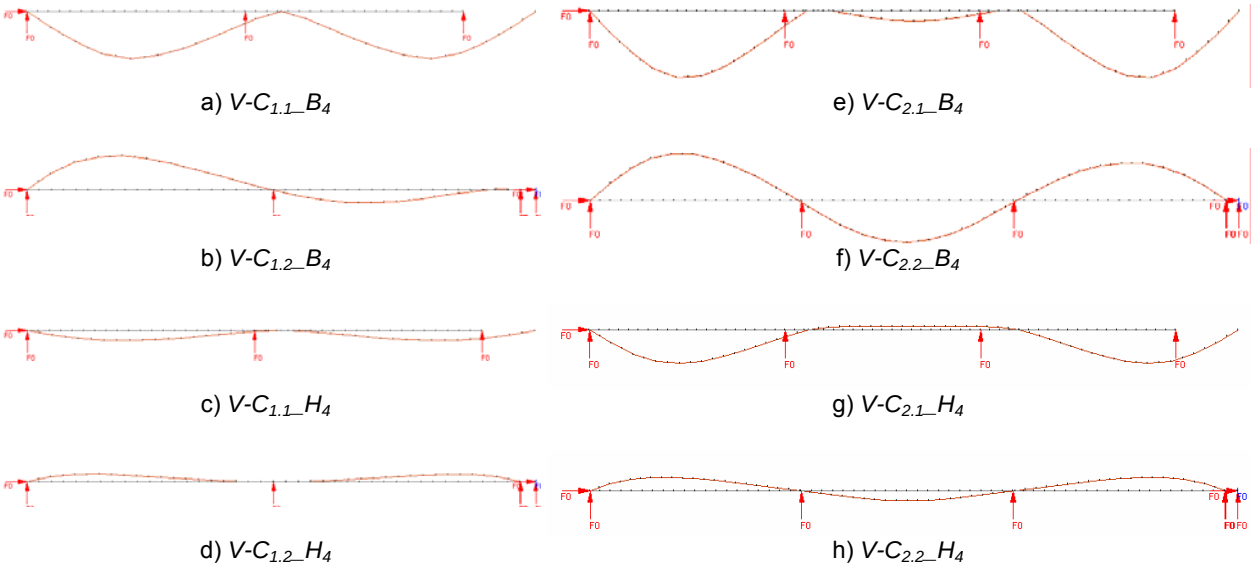


Fig. 6.86 – Deformadas ao longo do tempo das vigas de dois (cálculos $V\text{-}C_{1.1_}$ e $V\text{-}C_{1.2_}$) e de três (cálculos $V\text{-}C_{2.1_}$ e $V\text{-}C_{2.2_}$) tramos para as secções B_4 e H_4, com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

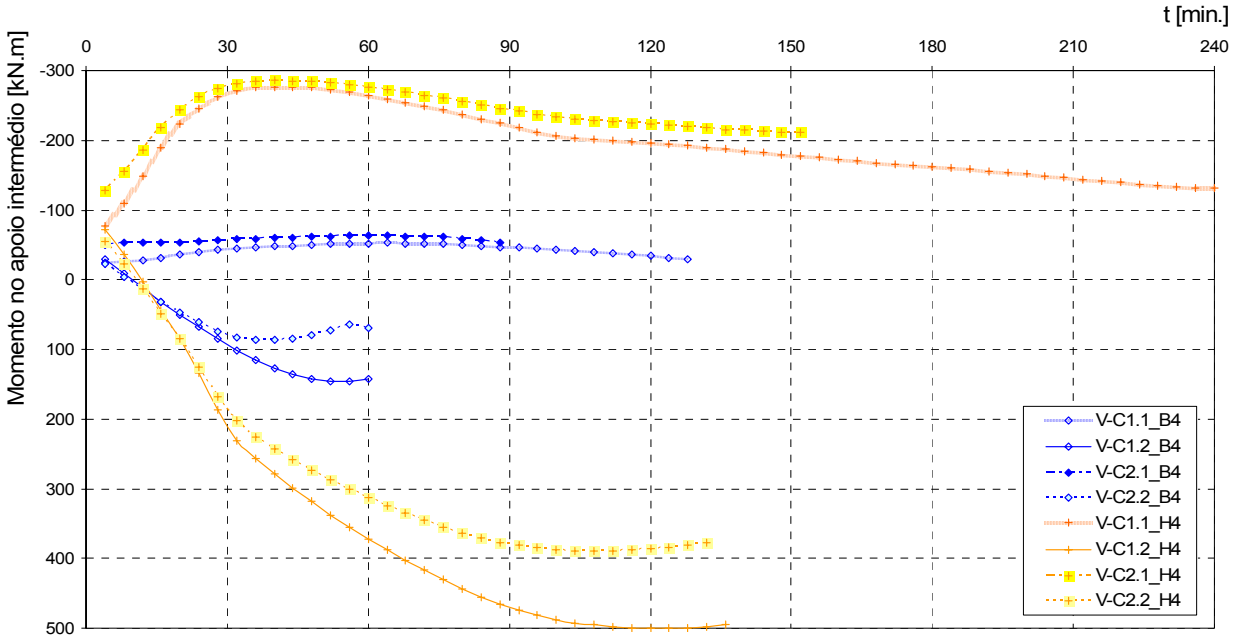
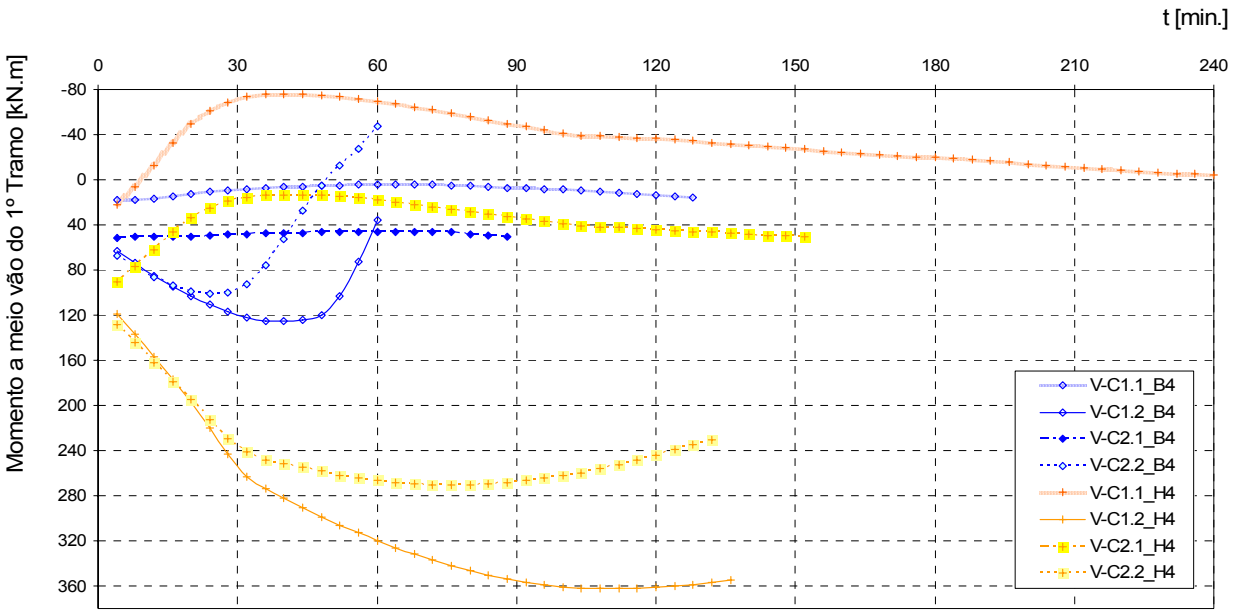


Fig. 6.87 – Momento flector no apoio intermédio ao longo do tempo de vigas (secções B_4 e H_4) de dois e três tramos com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h.

vii) Em qualquer circunstância de dois ou três tramos e para qualquer secção há uma redução da resistência ao fogo quando se restringe as vigas à dilatação longitudinal. Por exemplo de 128 para 60min, para as vigas de dois tramos de secção B_4 (Figura 6.85a - cálculos $V\text{-}C_{1.1_}B_4$ para $V\text{-}C_{1.2_}B_4$), ou de 152 para

132min para as vigas de três tramos de secção H_4 (Figura 6.85b - cálculos $V\text{-}C_{2.1}_H_4$ para $V\text{-}C_{2.2}_H_4$).

a)



b)

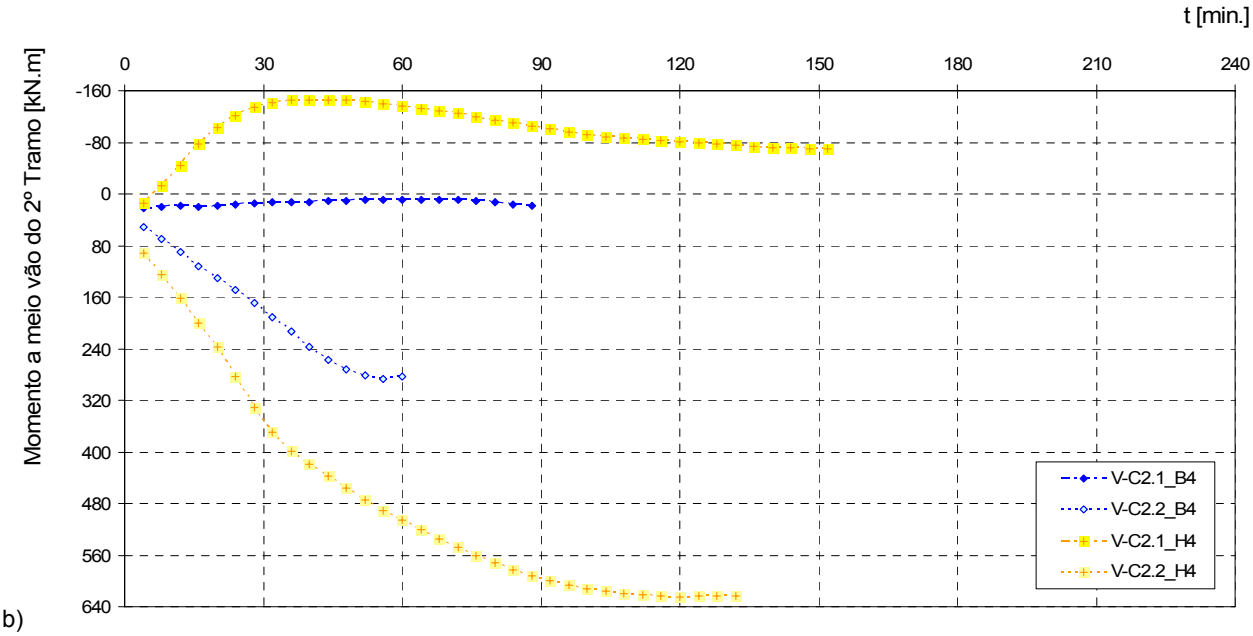


Fig. 6.88 – Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas (secções B_4 e H_4) de dois e três tramos com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) do 1º tramo e b) do 2º tramo.

As Figuras 6.87 e 6.88 permitem observar a evolução dos momentos flectores no meio dos vãos e nos apoios intermédios para as vigas contínuas analisadas.

Da observação conjunta daquelas figuras se retiram algumas conclusões complementares:

viii) Os momentos flectores nos apoios são negativos ao longo do tempo quando, independentemente do número de tramos e da secção em análise, não se considera restrição à dilatação longitudinal da viga;

ix) Os momentos flectores nos apoios intermédios são negativos até no máximo aos 15min, permanecendo positivos ao longo dos cálculos, quando se considera a restrição à dilatação longitudinal;

x) Os valores absolutos dos momentos flectores a meio vão são maiores para as vigas restringidas à dilatação longitudinal. O mesmo acontece aos valores absolutos dos momentos flectores nos apoios intermédios, isto é, são maiores quando se considera aquela restrição à dilatação. Valores absolutos esses que em geral são positivos ao longo do cálculo. Exceptua-se o cálculo V-C2.2_B4 em que há inversão do sinal do momento flector a meio vão nos tramos externos.

6.4.2.3 - Mecanismos de rotura

Esta secção descreve a variação das tensões nas armaduras ao longo do tempo para a secção B_4, para as vigas contínuas de dois e três tramos, considerando sempre y_0=¼h. As avaliações das tensões nas armaduras fazem-se inicialmente para dois conjuntos de cálculos, para a viga de dois tramos e para a viga de três tramos:

i) O primeiro, através dos cálculos $V\text{-}C_{1.1}_B_4$ e $V\text{-}C_{1.2}_B_4$, pretende explicar as diferenças na ocorrência da rotura para a viga contínua de dois tramos e secção B_4: considerando, ou não, uma restrição parcial de k_t=100% à dilatação dos deslocamentos longitudinais;

ii) O segundo, através dos cálculos $V\text{-}C_{2.1}_B_4$ e $V\text{-}C_{2.2}_B_4$, pretende explicar as diferenças na ocorrência da rotura para a viga contínua de três tramos e secção B_4: considerando, ou não, uma restrição parcial de k_t=100% à dilatação dos deslocamentos longitudinais.

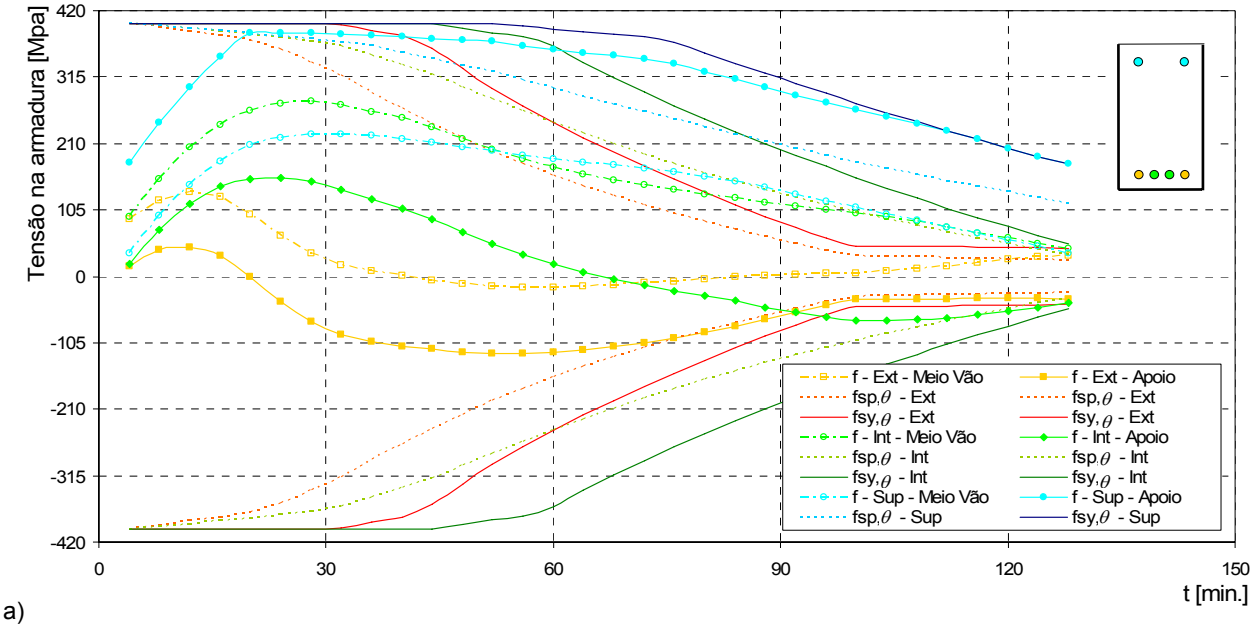
Vigas de dois tramos com restrição nula e parcial à dilatação longitudinal, (k_t=0% e 100%) para y_0=¼h: Apresenta-se na Figura 6.89 a evolução ao longo do tempo da tensão nas seis armaduras da secção B_4 (2 exteriores e 2 interiores da camada inferior e 2 superiores) e das tensões, $f_{sp,\theta}$ e $f_{sy,\theta}$ das vigas contínuas de dois tramos sem e com restrição parcial à dilatação longitudinal, sempre para y_0=¼h. Na Figura 6.89a) apresentam-se aquelas tensões para a viga sem qualquer restrição, nas secções a meio vão e nos apoios, (cálculo $V\text{-}C_{1.1}_B_4$). Na Figura 6.89b), apresentam-se os resultados equivalentes considerando a restrição parcial à dilatação dos deslocamentos longitudinais de k_t=100%, (cálculo $V\text{-}C_{1.2}_B_4$).

Da observação das Figuras 6.89a) e 6.89b), tiram-se as seguintes conclusões:

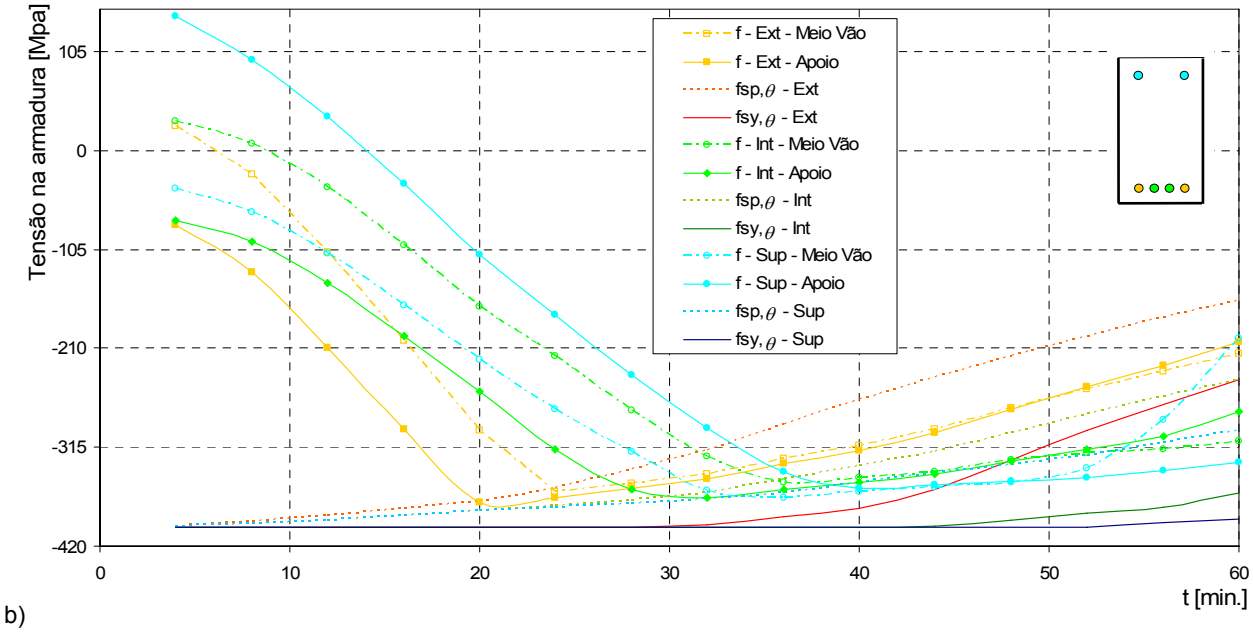
i) A resistência ao fogo é incrementada quando a viga não está sujeita à restrição à dilatação dos deslocamentos longitudinais

ii) Pela observação da Figura 6.89a) conclui-se claramente que há formação de mecanismo de rotura através da formação de rótulas a meio vão de cada um dos tramos e no apoio intermédio. As armaduras inferiores e superiores no apoio

intermédio estão em cedência no fim do cálculo. Refira-se que no apoio intermédio é onde ocorre a primeira rótula aos 105min. A partir desse instante, e até à ocorrência da rotura da viga aos 128min, as armaduras inferiores ficam sujeitas a tensões de compressão que se aproximam das tensões de cedência do aço quer para as armaduras exteriores quer inferiores;



a)



b)

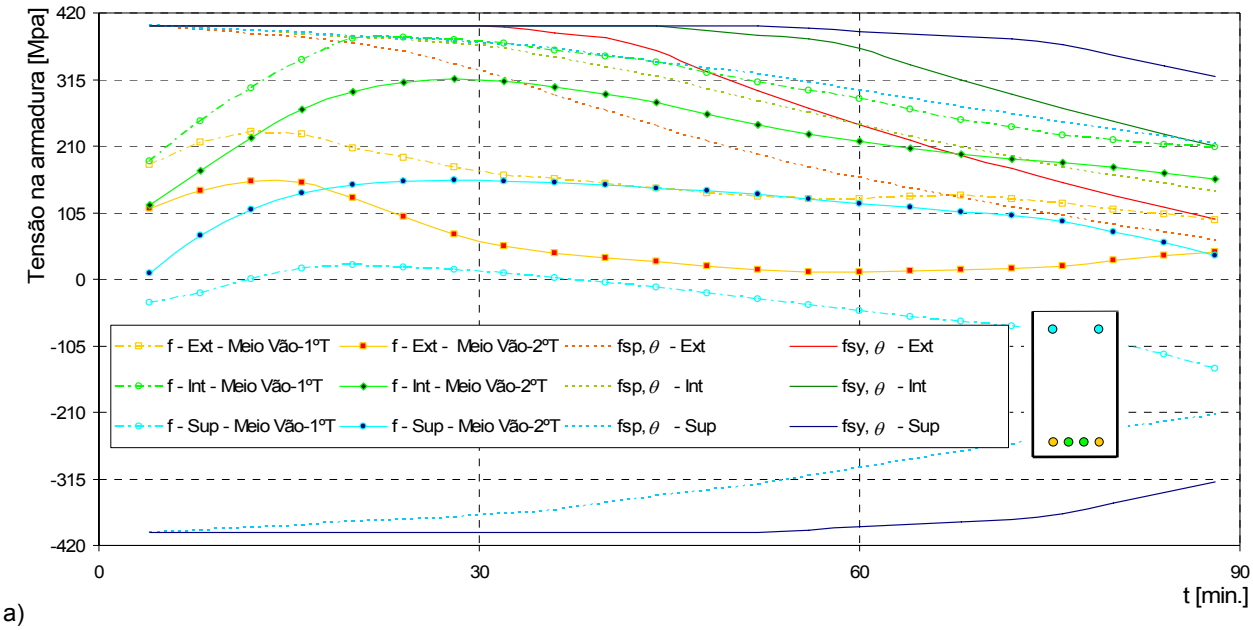
Fig. 6.89 – Tensões nas armaduras nas secções a meio vão e apoio para vigas contínuas de dois tramos (secção B_4) com rotação livre e restrição nula ou parcial à dilatação longitudinal para y_0=¼h: a) Restrição nula (cálculo V-$C_{1.1}_B_4$) e b) Restrição parcial k_t=100% (cálculo V-$C_{1.2}_B_4$).

iii) Contudo, a meio vão, só as armaduras inferiores entram em cedência em tracção, no fim do cálculo;

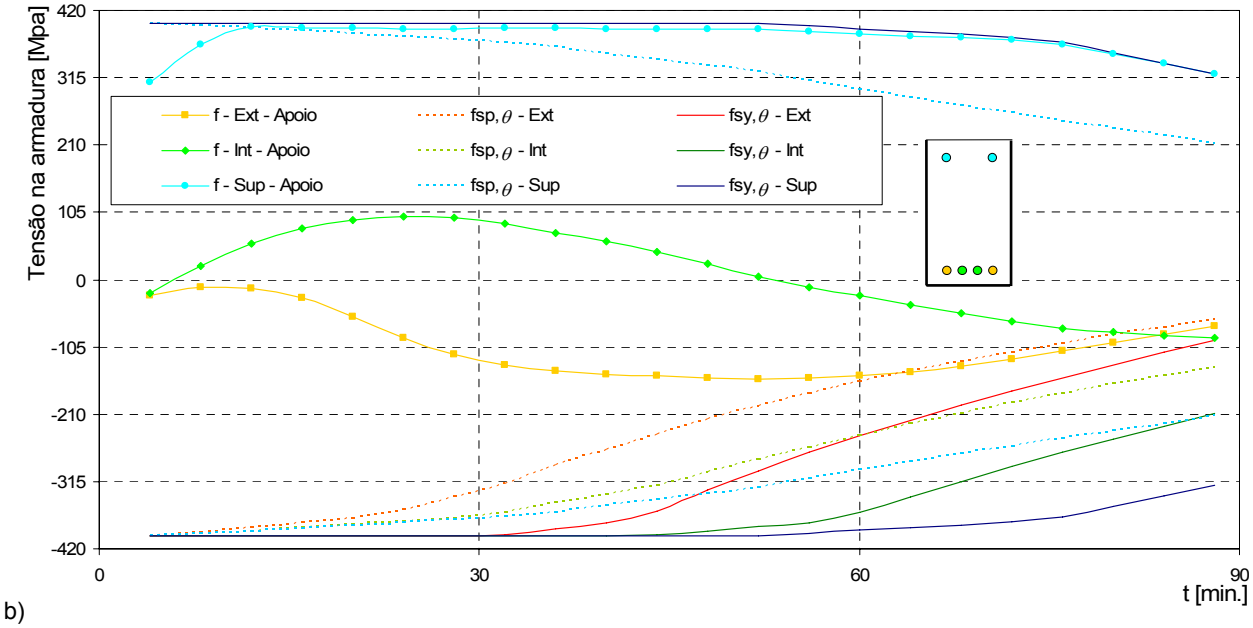
iv) Observa-se na Figura 6.89b) uma menor resistência ao fogo para esta viga de dois tramos quando está sujeita a uma restrição à dilatação longitudinal dos

deslocamentos com k_t=100%, posicionada a ¼h. Todas as armaduras ficam sujeitas a partir dos primeiros 15min a compressões. Verifica-se que o cálculo termina sem que qualquer armadura entre em cedência, quer na secção a meio vão ou apoio intermédio. Assim, a rotura ocorre por esmagamento do betão.

Vigas de três tramos com restrição nula e parcial à dilatação longitudinal, (k_t=0% e 100%) para y_0=¼h: Apresenta-se nas Figuras 6.90 e 6.91 a evolução ao longo do tempo da tensão nas seis armaduras da secção B_4 (2 exteriores e 2 interiores da camada inferior e 2 superiores) e das tensões $f_{sp,\theta}$ e $f_{sy,\theta}$ das vigas contínuas de três tramos sem e com restrição parcial à dilatação longitudinal, sempre para y_0=¼h. Nas Figura 6.90a) e 6.90b) apresentam-se aquelas tensões para a viga contínua sem qualquer restrição, nas secções a meio vão dos dois tramos e nos apoios intermédios, respectivamente (cálculo V-$C_{2.1}$_B_4).



a)



b)

Fig. 6.90 – Tensões nas armaduras para uma viga contínua de três tramos (secção B_4) com rotação livre e sem restrição à dilatação longitudinal nos apoios, (cálculo V-$C_{2.1}$_B_4): a) Nas secções a meio vão do 1º e 2º tramos e b) Nos apoios intermédios.

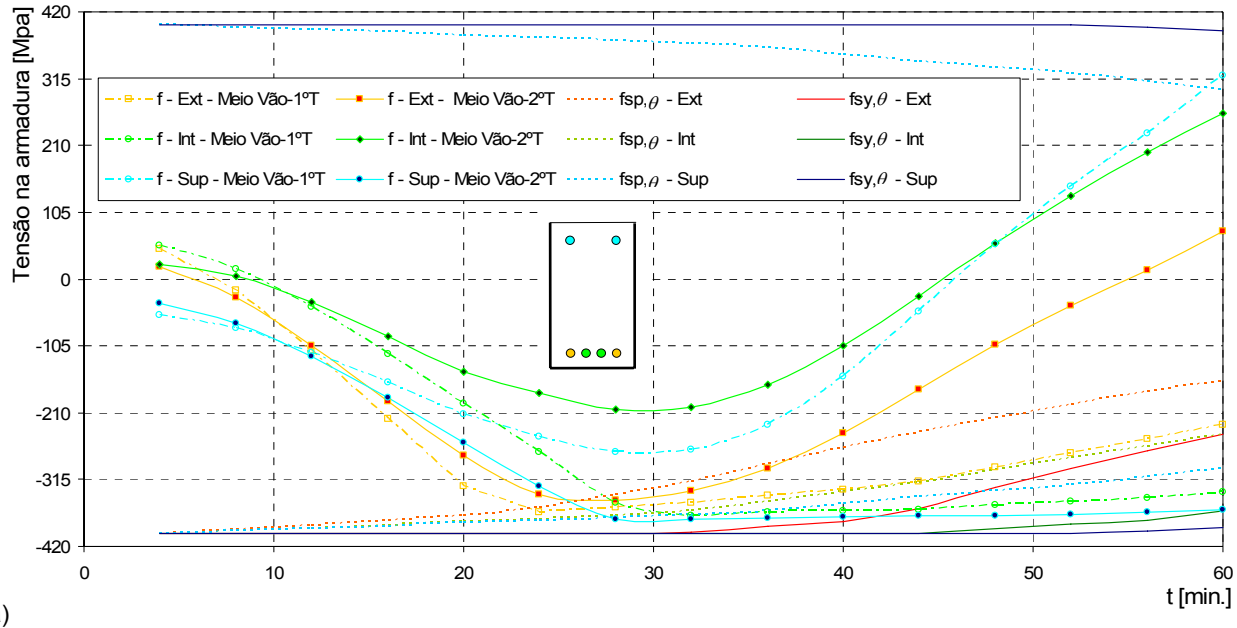
Nas Figuras 6.91a) e 6.91b), apresentam-se os resultados equivalentes considerando a restrição parcial à dilatação dos deslocamentos longitudinais de k_t=100%, (cálculo *V-C2.2_B4*).

Da observação das Figuras 6.90a) e 6.90b), tiram-se as seguintes conclusões:

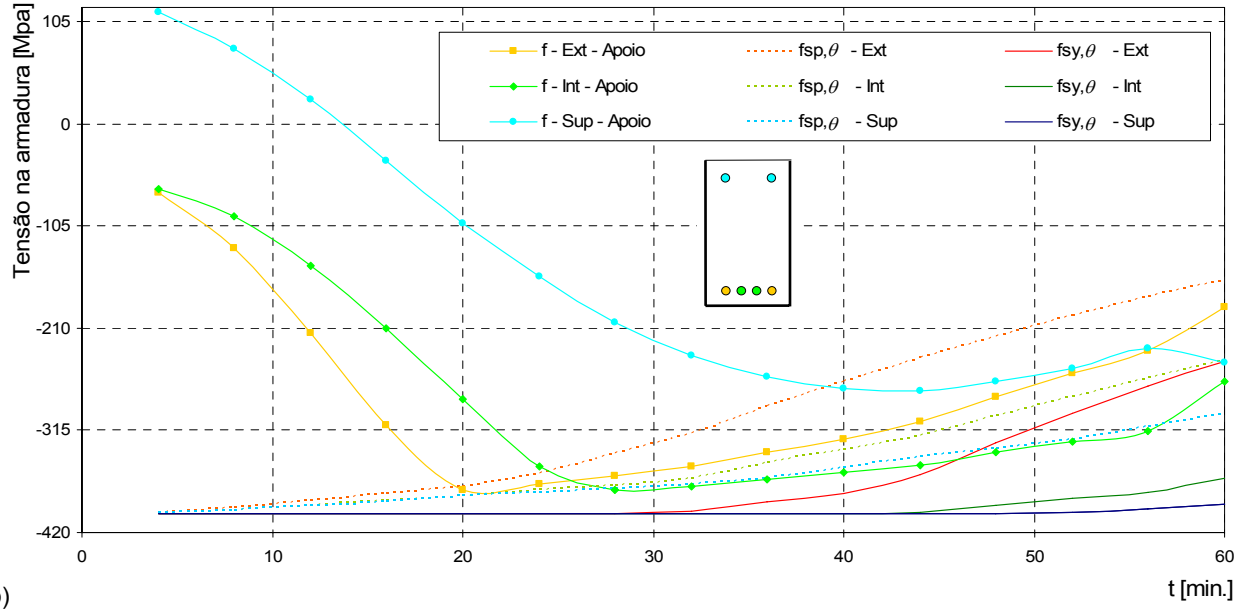
i) Na Figura 6.90a) pode-se ver a evolução das tensões nas armaduras nas secções correspondentes a meio dos vãos extremos e intermédio. Verifica-se que há formação duma rótula a meio vão dos tramos extremos através das armaduras em cedência à tracção;

ii) No apoio observa-se a cedência das armaduras superiores (Figura 6.90b);

iii) A proximidade da tensão das armaduras inferiores exteriores do valor de cedência na altura da rotura evidencia também o elevado nível de compressão das fibras de betão na sua vizinhança, no apoio.



a)



b)

Fig. 6.91 – Tensões nas armaduras para uma viga contínua de três tramos (secção B_4) com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios, para y_0=¼h, (cálculo *V-C2.2_B4*) nas secções: a) A meio vão do 1º e 2º tramos e b) Nos apoios intermédios.

Da observação conjunta das Figuras 6.90 e 6.91 tira-se a conclusão de que a resistência ao fogo reduz-se de 90 para 60min quando se restringe à dilatação os deslocamentos longitudinais da viga contínua de três tramos.

Verifica-se igualmente quase a inversão do sinal das tensões experimentadas pelas armaduras ao longo do cálculo. Assim, o comportamento ao fogo altera-se completamente quando se restringe a dilatação dos deslocamentos longitudinais.

Da observação conjunta das Figuras 6.91a) e 6.91b), tiram-se as seguintes conclusões:

i) Há formação de rótulas no fim do cálculo para a viga de três tramos sem restrição à dilatação nas secções a meio vão dos tramos extremos mas para compressões inferiormente. A evolução e proximidade da tensão de tracção máxima nas armaduras superiores evidenciam aquele aspecto.

ii) A meio vão do tramo intermédio verifica-se a proximidade do limite de capacidade da secção mas para tracções inferiormente;

iii) Sobre os apoios verifica-se que, através da Figura 6.91b), toda a secção está em compressão, sem contudo, qualquer das armaduras estar em cedência no fim do cálculo.

6.5 - Conclusões

As conclusões são aqui apresentadas pela mesma ordem que os cálculos foram apresentados nas secções anteriores, através das análises ao nível da secção e ao nível do elemento, tendo subjacentes abordagens metodológica de diferente natureza.

SECÇÕES. (Redução da secção):

● Os métodos da Isotérmica dos 500ºC e Zona não dão resultados conservativos para secções sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834.

● O método SimFIRb desenvolvido pelo autor, fazendo uma análise mecânica mais pormenorizada (ao nível de fibras e não de zonas) da secção e tendo subjacente uma análise térmica mais sofisticada (SAFIR), dá resultados, para um conjunto vasto de tipos de secção correspondentes a menor resistência quando comparados com os métodos simplificados preconizados na EN 1992-1-2, [2].

● O método de Zona permite no cálculo de redução da secção, ao contrário do método da Isotérmica dos 500ºC, considerar a curva de redução de resistência do betão, pois baseia-se na distribuição de resistência e rigidez da secção exposta ao incêndio.

● O método da Isotérmica dos 500ºC foi originalmente desenvolvido para betões siliciosos correntes mas pode-se modificar para aplicar a outros tipos de betão.

ELEMENTOS CONSTRUTIVOS

Geral

● A modulação numérica de vigas de betão armado com restrições ao nível dos seus apoios é difícil devido à pouca informação que se tem do sistema fronteira das vigas na construção actual, especialmente aquela que diz respeito à altura na secção para a qual se geram forças de restrição à dilatação. Outro aspecto é o facto da altura desta linha de restrição mudar o seu posicionamento durante o incêndio, não considerado nos cálculos. Outra dificuldade é a encontrada na modelação numérica causada pela interrupção dos cálculos devido aos elevados níveis de tensão de compressão atingidos.

Vigas com restrição total longitudinal (rotação nos apoios permitida)

● O comportamento das vigas sujeitas a restrição longitudinal é muito sensível à localização da linha de restrição e do grau de restrição horizontal promovida.

● Para as vigas analisadas neste estudo, a restrição axial é benéfica para a viga desde que a linha de restrição se encontre a uma cota inferior a um quarto inferior da altura da viga. As deformações destas vigas são pequenas e invertidas para cima.

● Se a força de restrição à dilatação se mobiliza acima de um quarto de altura da viga, as deformações são grandes, (*L/20*), e as forças de compressão que se geram durante o incêndio por ocorrerem tardiamente não têm grande efeito na implementação da resistência ao fogo da viga.

● Para esta última situação, é frequentemente verificar-se no fim do cálculo que estas forças axiais passam a ser de tracção sendo em consequência necessário que sejam resistidas pelos apoios. Caso contrário, a viga pode entrar em ruína mais cedo do que sendo simplesmente apoiada.

Vigas com restrição parcial longitudinal (rotação nos apoios permitida)

● A força de restrição axial gerada durante o incêndio é fortemente dependente da rigidez axial do sistema de apoio. Uma rigidez alta produz forças de restrição elevadas.

● Para as vigas analisadas, com a linha de restrição a uma cota inferior a ¼ da altura da secção a partir da face inferior, sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834, é necessário pelo menos mobilizar uma rigidez axial nos apoios de 50% face ao elemento, para incrementar a resistência à flexão da viga em situação de incêndio.

● Se a rigidez axial for inferir a 50% do valor referência, a viga deforma-se como se simplesmente apoiada se tratasse, gerando-se inclusive tensões axiais de tracção na viga.

Vigas encastradas

● Apresentam-se frequentemente pequenas deformações mas verifica-se uma redução da resistência ao fogo face a vigas apenas com restrição à dilatação longitudinal.

Vigas com restrição total à rotação e restrição parcial ao deslocamento axial

● Vigas com restrição total à rotação têm melhor resistência ao fogo que as simplesmente apoiadas e têm menores deformações que as equivalentes com apoios com liberdade à rotação.

● Para vigas com rigidez axial superior a 25%, as flechas são menores do que as sem qualquer rigidez axial, e as flechas atingem um valor de *L/60*.

● Se as vigas têm uma rigidez axial superior a 25%, as vigas atingem a rotura formando inicialmente duas rótulas plásticas nos apoios e seguidamente uma rótula a meio vão. O tempo para o qual atingem a rotura diminui com o aumento da rigidez axial dos apoios.

● Para rigidez inferior a 5%, formam-se mais cedo as rótulas nos apoios resultando enormes deformações devido à curvatura de origem térmica. Contudo, estas vigas não colapsam porque não chega a formar-se a terceira rótula a meio vão.

Vigas contínuas de 2 e 3 vãos com restrição parcial longitudinal

● Assiste-se a uma redução da resistência ao fogo quando as vigas se encontram sujeitas à dilatação restringida aos deslocamentos longitudinais quando comparados os resultados com as vigas de um só tramo.

6.6 - Recomendações para a prática de projecto

Enumeram-se algumas conclusões retiradas do estudo do comportamento ao fogo de vigas de betão armado para a prática de projecto:

● Para vigas com possibilidade de rotação nos apoios, alguma armadura inferior deverá ser ancorada nos apoios para evitar roturas catastróficas devido a deformações excessivas. Armaduras dúcteis deverão ser utilizadas para que estas absorvam grandes rotações nos apoios. A sua quantidade deverá ser calculada baseada na redução da resistência devido aos efeitos da temperatura.

● Para vigas contínuas, as armaduras superiores nos apoios não devem ser excessivamente reduzidas para permitir a redistribuição dos momentos flectores e permitir em consequência uma maior resistência ao fogo das vigas.

● A redução da armadura superior nos apoios deve ser determinada a partir dos momentos flectores negativos calculados na análise numérica com SAFIR.

● O projectista deverá ainda considerar o efeito das forças de restrição longitudinal promovidas pelos elementos vizinhos aquecidos da estrutura vizinha.

Regras de projecto, relativamente à colocação de armaduras superiores, devem ser consideradas, nomeadamente:

● Uma razoável percentagem da armadura superior necessária sobre os apoios deverá ter continuidade na totalidade dos vãos;

● A armadura total superior sobre os apoios deverá ser acrescida 0,15*L* de comprimento em que *L* é o maior vão adjacente do apoio considerado, relativamente ao projecto para condições de temperatura ambiente;

6.5 - Referências bibliográficas

[1] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Fe*u", *Organisation Internationale de Normalisation*. Norme Internationale. Genève, 1975.

[2] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[3] Franssen, J.-M., (2000), "*A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*", Univ. of Liège, Belgium.

[4] Rigberth, J., (2000), "*Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns - An evaluation of Eurocode and Swedish Building Code Against Advanced Computer Model*s", Department of Fire Safety Engineering, Report 5063, Lund, Sweden.

[5] Ferreira, J. P. S., (1989), "*Capacidade Resistente de Secções de Betão Armado Sujeitas a Incêndios*", Tese de Mestrado, Instituto Superior técnico.

[6] Hertz, K., (1999), "*Analyses of Concrete Structures Exposed to Fire*", Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.

[7] Tómasson, B., (1998), "*High Performance Concrete – Design Guide Lines*", Lunds Tekniska Högskola, Lunds Universitet, ISSN 1102-8243, Lund, Sweden.

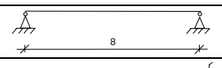
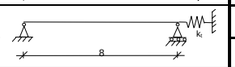
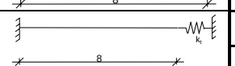
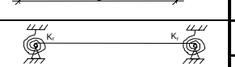
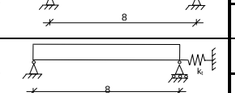
Quadro 6.6 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas de um vão.

VIGAS	CASO	ESQUEMA	RIGIDEZ MOLA	20x100cm² 2ϕ16		20x50cm² 6ϕ16	20x40cm² 3ϕ16	20x60cm² 6ϕ25	30x60cm² 5ϕ20	30x80cm² 5ϕ25	35x70cm² 6ϕ25	10ϕ25cm²
				A_4	$A_{4\text{-}s2}$	B_4	C_1	D_2	F_1	G_1	H_4	I_1
A	$V\text{-}A_1$	8		$V\text{-}A_1_A_4$	$V\text{-}A_1_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_1_B_4$	$V\text{-}A_1_C_1$	$V\text{-}A_1_D_2$	$V\text{-}A_1_F_1$	$V\text{-}A_1_G_1$	$V\text{-}A_1_H_4$	$V\text{-}A_1_I_1$
	$V\text{-}A_2$	8		$V\text{-}A_2_A_4$	$V\text{-}A_{2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_2_B_4$	$V\text{-}A_2_C_1$	$V\text{-}A_2_D_2$	$V\text{-}A_2_F_1$	$V\text{-}A_2_G_1$	$V\text{-}A_2_H_4$	$V\text{-}A_2_I_1$
	$V\text{-}A_{3.1}$	k_t 8	K_t=1%	$V\text{-}A_{3.1}_A_4$	$V\text{-}A_{3.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{3.1}_B_4$	$V\text{-}A_{3.1}_C_1$	$V\text{-}A_{3.1}_D_2$	$V\text{-}A_{3.1}_F_1$	$V\text{-}A_{3.1}_G_1$	$V\text{-}A_{3.1}_H_4$	$V\text{-}A_{3.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{3.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{3.2}_A_4$	$V\text{-}A_{3.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{3.2}_B_4$	$V\text{-}A_{3.2}_C_1$	$V\text{-}A_{3.2}_D_2$	$V\text{-}A_{3.2}_F_1$	$V\text{-}A_{3.2}_G_1$	$V\text{-}A_{3.2}_H_4$	$V\text{-}A_{3.2}_I_1$
	$V\text{-}A_4$	8		$V\text{-}A_4_A_4$	$V\text{-}A_{4_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_4_B_4$	$V\text{-}A_4_C_1$	$V\text{-}A_4_D_2$	$V\text{-}A_4_F_1$	$V\text{-}A_4_G_1$	$V\text{-}A_4_H_4$	$V\text{-}A_4_I_1$
	$V\text{-}A_{5.1}$	k_t 8	K_t=1%	$V\text{-}A_{6.1}_A_4$	$V\text{-}A_{6.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.1}_B_4$	$V\text{-}A_{6.1}_C_1$	$V\text{-}A_{6.1}_D_2$	$V\text{-}A_{6.1}_F_1$	$V\text{-}A_{6.1}_G_1$	$V\text{-}A_{6.1}_H_4$	$V\text{-}A_{6.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{5.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{6.2}_A_4$	$V\text{-}A_{6.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.2}_B_4$	$V\text{-}A_{6.2}_C_1$	$V\text{-}A_{6.2}_D_2$	$V\text{-}A_{6.2}_F_1$	$V\text{-}A_{6.2}_G_1$	$V\text{-}A_{6.2}_H_4$	$V\text{-}A_{6.2}_I_1$
	$V\text{-}A_{6.1}$	K_t K_t 8	K_t=1%	$V\text{-}A_{6.1}_A_4$	$V\text{-}A_{6.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.1}_B_4$	$V\text{-}A_{6.1}_C_1$	$V\text{-}A_{6.1}_D_2$	$V\text{-}A_{6.1}_F_1$	$V\text{-}A_{6.1}_G_1$	$V\text{-}A_{6.1}_H_4$	$V\text{-}A_{6.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{6.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{6.2}_A_4$	$V\text{-}A_{6.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.2}_B_4$	$V\text{-}A_{6.2}_C_1$	$V\text{-}A_{6.2}_D_2$	$V\text{-}A_{6.2}_F_1$	$V\text{-}A_{6.2}_G_1$	$V\text{-}A_{6.2}_H_4$	$V\text{-}A_{6.2}_I_1$
B	$V\text{-}B_{2.1}$	e 8	0	$V\text{-}B_{2.1}_A_4$	$V\text{-}B_{2.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{2.1}_B_4$	$V\text{-}B_{2.1}_C_1$	$V\text{-}B_{2.1}_D_2$	$V\text{-}B_{2.1}_F_1$	$V\text{-}B_{2.1}_G_1$	$V\text{-}B_{2.1}_H_4$	$V\text{-}B_{2.1}_I_1$
	$V\text{-}B_{2.2}$		y_0=¼	$V\text{-}B_{2.2}_A_4$	$V\text{-}B_{2.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{2.2}_B_4$	$V\text{-}B_{2.2}_C_1$	$V\text{-}B_{2.2}_D_2$	$V\text{-}B_{2.2}_F_1$	$V\text{-}B_{2.2}_G_1$	$V\text{-}B_{2.2}_H_4$	$V\text{-}B_{2.2}_I_1$
	$V\text{-}B_{3.1}$	k_t 8	K_t=1%	$V\text{-}B_{3.1}_A_4$	$V\text{-}B_{3.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{3.1}_B_4$	$V\text{-}B_{3.1}_C_1$	$V\text{-}B_{3.1}_D_2$	$V\text{-}B_{3.1}_F_1$	$V\text{-}B_{3.1}_G_1$	$V\text{-}B_{3.1}_H_4$	$V\text{-}B_{3.1}_I_1$
	$V\text{-}B_{3.2}$	y_0=¼h	K_t=100%	$V\text{-}B_{3.2}_A_4$	$V\text{-}B_{3.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{3.2}_B_4$	$V\text{-}B_{3.2}_C_1$	$V\text{-}B_{3.2}_D_2$	$V\text{-}B_{3.2}_F_1$	$V\text{-}B_{3.2}_G_1$	$V\text{-}B_{3.2}_H_4$	$V\text{-}B_{3.2}_I_1$
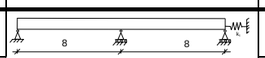
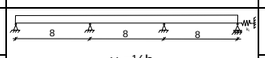
Quadro 6.7 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas contínuas.

VIGAS	CASO	ESQUEMA	RIGIDEZ MOLA	20x100cm² 2ϕ16		20x50cm² 6ϕ16	20x40cm² 3ϕ16	20x60cm² 6ϕ25	30x60cm² 5ϕ20	30x80cm² 5ϕ25	35x70cm² 6ϕ25	10ϕ25cm²
				A_4	$A_{4\text{-}s2}$	B_4	C_1	D_2	F_1	G_1	H_4	I_1
C	$V\text{-}C_{1.1}$	8 8 k_t y_0=¼h	K_t=0%	$V\text{-}C_{1.1}_A_4$	$V\text{-}C_{1.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{1.1}_B_4$	$V\text{-}C_{1.1}_C_1$	$V\text{-}C_{1.1}_D_2$	$V\text{-}C_{1.1}_F_1$	$V\text{-}C_{1.1}_G_1$	$V\text{-}C_{1.1}_H_4$	$V\text{-}C_{1.1}_I$
	$V\text{-}C_{1.2}$		K_t=100%	$V\text{-}C_{1.2}_A_4$	$V\text{-}C_{1.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{1.2}_B_4$	$V\text{-}C_{1.2}_C_1$	$V\text{-}C_{1.2}_D_2$	$V\text{-}C_{1.2}_F_1$	$V\text{-}C_{1.2}_G_1$	$V\text{-}C_{1.2}_H_4$	$V\text{-}C_{1.2}_I$
	$V\text{-}C_{2.1}$	8 8 8 y_0=¼h	K_t=0%	$V\text{-}C_{2.1}_A_4$	$V\text{-}C_{2.1_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{2.1}_B_4$	$V\text{-}C_{2.1}_C_1$	$V\text{-}C_{2.1}_D_2$	$V\text{-}C_{2.1}_F_1$	$V\text{-}C_{2.1}_G_1$	$V\text{-}C_{2.1}_H_4$	$V\text{-}C_{2.1}_I$
	$V\text{-}C_{2.2}$		K_t=100%	$V\text{-}C_{2.2}_A_4$	$V\text{-}C_{2.2_}A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{2.2}_B_4$	$V\text{-}C_{2.2}_C_1$	$V\text{-}C_{2.2}_D_2$	$V\text{-}C_{2.2}_F_1$	$V\text{-}C_{2.2}_G_1$	$V\text{-}C_{2.2}_H_4$	$VC_{2.2}_I$

Quadro 6.6 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas de um vão.

VIGAS	CASO	ESQUEMA	RIGIDEZ MOLA	20x100cm² 2ϕ16		20x50cm² 6ϕ16	20x40cm² 3ϕ16	20x60cm² 6ϕ25	30x60cm² 5ϕ20	30x80cm² 5ϕ25	35x70cm² 6ϕ25	10ϕ25cm²
				A_4	$A_{4\text{-}s2}$	B_4	C_1	D_2	F_1	G_1	H_4	I_1
A	$V\text{-}A_1$			$V\text{-}A_1_A_4$	$V\text{-}A_1_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_1_B_4$	$V\text{-}A_1_C_1$	$V\text{-}A_1_D_2$	$V\text{-}A_1_F_1$	$V\text{-}A_1_G_1$	$V\text{-}A_1_H_4$	$V\text{-}A_1_I_1$
	$V\text{-}A_2$			$V\text{-}A_2_A_4$	$V\text{-}A_2_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_2_B_4$	$V\text{-}A_2_C_1$	$V\text{-}A_2_D_2$	$V\text{-}A_2_F_1$	$V\text{-}A_2_G_1$	$V\text{-}A_2_H_4$	$V\text{-}A_2_I_1$
	$V\text{-}A_{3.1}$		K_t=1%	$V\text{-}A_{3.1}_A_4$	$V\text{-}A_{3.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{3.1}_B_4$	$V\text{-}A_{3.1}_C_1$	$V\text{-}A_{3.1}_D_2$	$V\text{-}A_{3.1}_F_1$	$V\text{-}A_{3.1}_G_1$	$V\text{-}A_{3.1}_H_4$	$V\text{-}A_{3.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{3.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{3.2}_A_4$	$V\text{-}A_{3.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{3.2}_B_4$	$V\text{-}A_{3.2}_C_1$	$V\text{-}A_{3.2}_D_2$	$V\text{-}A_{3.2}_F_1$	$V\text{-}A_{3.2}_G_1$	$V\text{-}A_{3.2}_H_4$	$V\text{-}A_{3.2}_I_1$
	$V\text{-}A_4$			$V\text{-}A_4_A_4$	$V\text{-}A_4_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_4_B_4$	$V\text{-}A_4_C_1$	$V\text{-}A_4_D_2$	$V\text{-}A_4_F_1$	$V\text{-}A_4_G_1$	$V\text{-}A_4_H_4$	$V\text{-}A_4_I_1$
	$V\text{-}A_{5.1}$		K_t=1%	$V\text{-}A_{6.1}_A_4$	$V\text{-}A_{6.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.1}_B_4$	$V\text{-}A_{6.1}_C_1$	$V\text{-}A_{6.1}_D_2$	$V\text{-}A_{6.1}_F_1$	$V\text{-}A_{6.1}_G_1$	$V\text{-}A_{6.1}_H_4$	$V\text{-}A_{6.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{5.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{6.2}_A_4$	$V\text{-}A_{6.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.2}_B_4$	$V\text{-}A_{6.2}_C_1$	$V\text{-}A_{6.2}_D_2$	$V\text{-}A_{6.2}_F_1$	$V\text{-}A_{6.2}_G_1$	$V\text{-}A_{6.2}_H_4$	$V\text{-}A_{6.2}_I_1$
	$V\text{-}A_{6.1}$		K_t=1%	$V\text{-}A_{6.1}_A_4$	$V\text{-}A_{6.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.1}_B_4$	$V\text{-}A_{6.1}_C_1$	$V\text{-}A_{6.1}_D_2$	$V\text{-}A_{6.1}_F_1$	$V\text{-}A_{6.1}_G_1$	$V\text{-}A_{6.1}_H_4$	$V\text{-}A_{6.1}_I_1$
	$V\text{-}A_{6.2}$		K_t=100%	$V\text{-}A_{6.2}_A_4$	$V\text{-}A_{6.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}A_{6.2}_B_4$	$V\text{-}A_{6.2}_C_1$	$V\text{-}A_{6.2}_D_2$	$V\text{-}A_{6.2}_F_1$	$V\text{-}A_{6.2}_G_1$	$V\text{-}A_{6.2}_H_4$	$V\text{-}A_{6.2}_I_1$
B	$V\text{-}B_{2.1}$		0	$V\text{-}B_{2.1}_A_4$	$V\text{-}B_{2.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{2.1}_B_4$	$V\text{-}B_{2.1}_C_1$	$V\text{-}B_{2.1}_D_2$	$V\text{-}B_{2.1}_F_1$	$V\text{-}B_{2.1}_G_1$	$V\text{-}B_{2.1}_H_4$	$V\text{-}B_{2.1}_I_1$
	$V\text{-}B_{2.2}$		y_0=¼	$V\text{-}B_{2.2}_A_4$	$V\text{-}B_{2.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{2.2}_B_4$	$V\text{-}B_{2.2}_C_1$	$V\text{-}B_{2.2}_D_2$	$V\text{-}B_{2.2}_F_1$	$V\text{-}B_{2.2}_G_1$	$V\text{-}B_{2.2}_H_4$	$V\text{-}B_{2.2}_I_1$
	$V\text{-}B_{3.1}$		K_t=1%	$V\text{-}B_{3.1}_A_4$	$V\text{-}B_{3.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{3.1}_B_4$	$V\text{-}B_{3.1}_C_1$	$V\text{-}B_{3.1}_D_2$	$V\text{-}B_{3.1}_F_1$	$V\text{-}B_{3.1}_G_1$	$V\text{-}B_{3.1}_H_4$	$V\text{-}B_{3.1}_I_1$
	$V\text{-}B_{3.2}$	y_0=¼h	K_t=100%	$V\text{-}B_{3.2}_A_4$	$V\text{-}B_{3.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}B_{3.2}_B_4$	$V\text{-}B_{3.2}_C_1$	$V\text{-}B_{3.2}_D_2$	$V\text{-}B_{3.2}_F_1$	$V\text{-}B_{3.2}_G_1$	$V\text{-}B_{3.2}_H_4$	$V\text{-}B_{3.2}_I_1$

Quadro 6.7 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas contínuas.

VIGAS	CASO	ESQUEMA	RIGIDEZ MOLA	20x100cm² 2ϕ16		20x50cm² 6ϕ16	20x40cm² 3ϕ16	20x60cm² 6ϕ25	30x60cm² 5ϕ20	30x80cm² 5ϕ25	35x70cm² 6ϕ25	10ϕ25cm²
				A_4	$A_{4\text{-}s2}$	B_4	C_1	D_2	F_1	G_1	H_4	I_1
C	$V\text{-}C_{1.1}$		K_t=0%	$V\text{-}C_{1.1}_A_4$	$V\text{-}C_{1.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{1.1}_B_4$	$V\text{-}C_{1.1}_C_1$	$V\text{-}C_{1.1}_D_2$	$V\text{-}C_{1.1}_F_1$	$V\text{-}C_{1.1}_G_1$	$V\text{-}C_{1.1}_H_4$	$V\text{-}C_{1.1}_I$
	$V\text{-}C_{1.2}$	y_0=¼h	K_t=100%	$V\text{-}C_{1.2}_A_4$	$V\text{-}C_{1.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{1.2}_B_4$	$V\text{-}C_{1.2}_C_1$	$V\text{-}C_{1.2}_D_2$	$V\text{-}C_{1.2}_F_1$	$V\text{-}C_{1.2}_G_1$	$V\text{-}C_{1.2}_H_4$	$V\text{-}C_{1.2}_I$
	$V\text{-}C_{2.1}$		K_t=0%	$V\text{-}C_{2.1}_A_4$	$V\text{-}C_{2.1}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{2.1}_B_4$	$V\text{-}C_{2.1}_C_1$	$V\text{-}C_{2.1}_D_2$	$V\text{-}C_{2.1}_F_1$	$V\text{-}C_{2.1}_G_1$	$V\text{-}C_{2.1}_H_4$	$V\text{-}C_{2.1}_I$
	$V\text{-}C_{2.2}$	y_0=¼h	K_t=100%	$V\text{-}C_{2.2}_A_4$	$V\text{-}C_{2.2}_A_{4\text{-}s2}$	$V\text{-}C_{2.2}_B_4$	$V\text{-}C_{2.2}_C_1$	$V\text{-}C_{2.2}_D_2$	$V\text{-}C_{2.2}_F_1$	$V\text{-}C_{2.2}_G_1$	$V\text{-}C_{2.2}_H_4$	$VC_{2.2}_I$

Capítulo 7

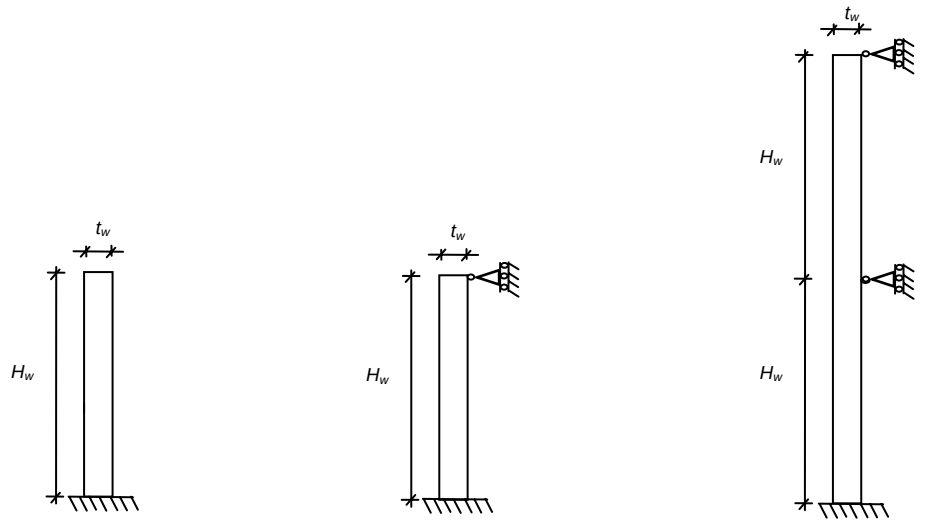
COMPORTAMENTO AO FOGO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

Capítulo 7

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

7.1 - Introdução

Neste capítulo analisar-se-á o comportamento estrutural de paredes de betão armado à acção do incêndio, com particular atenção para paredes com determinadas condições fronteira. Foram consideradas paredes encastradas na base com o topo livre ou fixo ao deslocamento horizontal (Figura 7.1a e b, respectivamente). A avaliação estrutural termina com a análise de uma estrutura mais complexa (Figura 7.1c), nomeadamente uma parede semelhante às anteriores mas que vence dois pisos. Esta parede tem dois apoios, um no extremo e outro intermédio, correspondentes aos pisos.



a) Parede encastrada na base e livre no topo

b) Parede encastrada na base e fixa no topo ao deslocamento horizontal

c) Parede encastrada na base que vence dois pisos

Fig. 7.1 – Modelos estruturais das paredes analisadas.

Quando uma das faces da parede é aquecida, gerar-se-á um gradiente térmico ao longo da espessura. Este gradiente térmico causará uma expansão térmica não uniforme através da secção da parede, causando a curvatura da mesma.

Quando se inicia um incêndio no interior de um edifício, as paredes encontram-se sujeitas a vários tipos de acções, para além das tensões induzidas pelo calor. As paredes podem também estar sujeitas às acções do vento, ao carregamento actuante na estrutura e às acções resultantes do colapso da estrutura adjacente. Numa fase inicial do incêndio, a estrutura superior que se apoia na parede e que foi aquecida pelo fogo, pode exercer forças de compressão e/ou tracção no topo das paredes. Na fase inicial do incêndio há dilatação restringida da laje. Na fase avançada do incêndio pode formar-se um mecanismo de rotura na laje gerando consequentemente esforços de tracção na laje. Tanto numa situação como na outra, mobilizar-se-ão momentos flectores e esforços transversos na parede. O conteúdo e a tipologia do próprio edifício pode também impor forças nas paredes, sendo o exemplo mais característico, o colapso das sub-estruturas.

Este capítulo está subdividido em três grandes partes. Na primeira parte faz-se uma breve análise do comportamento de paredes de betão quando sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834, [1] através dos resultados experimentais e numéricos publicados por vários autores. Começa-se por tecer algumas considerações iniciais relativas às extensões que se desenvolvem num processo de aquecimento numa das faces duma parede. Através dos métodos avançados de cálculo poder-se-á, pela análise das tensões desenvolvidas ao longo da secção, comprovar que aquelas considerações das extensões condicionam fortemente o comportamento das paredes. Na sequência dum estudo de Cooke, [2], no qual faz uma análise simplificada da curvatura térmica de elementos planos isostáticos quando sujeitos apenas à acção do incêndio, o autor desenvolveu o modelo para alargar as condições de aplicabilidade e assim permitir uma avaliação sumária de deformações de paredes encastradas na base e livres no topo.

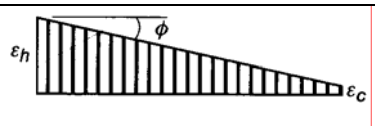
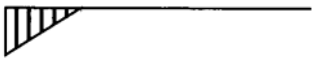
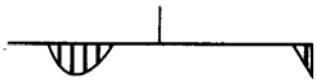
Na segunda parte do capítulo faz-se uma análise do comportamento das paredes com métodos simplificados de cálculo. Utiliza-se aqui o modelo desenvolvido pelo autor: SimFIRb também utilizado para vigas. Na terceira parte do capítulo faz-se análises numéricas de paredes de betão armado com o modelo SAFIR, [3] usando uma metodologia paramétrica de forma a enquadrar a importância de diversos factores como a esbelteza da parede (e consequentemente a espessura e altura da parede), percentagem de armadura e a sua distribuição, assim como a consideração de cargas axiais no topo.

7.2 - Análise do comportamento de paredes de betão ao incêndio ISO 834

7.2.1 - Introdução

Nos pontos 7.4 e 7.5 faz-se a análise do comportamento das paredes de betão sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa das faces, respectivamente com os métodos simplificados e avançado de cálculo. Neste ponto prévio, avalia-se qualitativamente o comportamento das paredes de betão quando sujeitas a um aquecimento numa das faces abordando, através de estudos de outros autores, os vários factores que de alguma forma contribuem para tal

comportamento. Como se observará, é no entendimento do desenvolvimento das diversas extensões desenvolvidas na secção da parede quando se sujeita a uma solicitação térmica, que resulta a compreensão do fenómeno do seu comportamento estrutural.

	Diagramas	Observações
Temperatura		Gradiente de temperatura através da secção de uma parede de betão armado com armadura central
Extensão total		Respeita-se a hipótese fundamental que as secções planas se mantêm planas. Assim o perfil de extensões ao longo da secção do elemento estrutural mantém-se linear ao longo da exposição ao fogo.
Extensão térmica		Calculada a partir do perfil de temperatura, conhecendo o coeficiente de expansão térmica do material em função da temperatura.
Extensão transiente		Calculada da mesma forma que a extensão térmica. Considerada apenas no primeiro aquecimento.
Extensão em relação à tensão		É obtida pelo processo de eliminação das componentes obtidas anteriormente. Na face aquecida e numa região interior a parede fica sujeita a tracções. Existem compressões na região imediata às tracções na face aquecida e na face não aquecida (1)
Tensão		As extensões relacionadas com a tensão podem ser avaliadas com as relações tensão-extensão para os materiais para calcular as tensões associadas à extensão em cada segmento. (2)
Forças		Forças estaticamente equivalentes às tensões de compressão no betão e tracção na armadura
Acções		São as acções resultantes do incêndio e que deverão equilibrar as forças internas nesta secção

Notas: (1) A extensão por fluência não é considerada explicitamente por ser difícil especificar com precisão e devido à sua relativa fraca componente em aquecimento;
(2) Admite-se que o betão não tem resistência à tracção, contabilizando apenas compressões. A linha vertical no centro da parede representa a tensão de tracção da única armadura no centro da parede.

Fig. 7.2 – Componentes de extensão e tensão, acções resultantes de uma parede de betão armada no seu eixo médio e sujeita ao fogo numa das suas faces, Munukutla, [4].

Munukutla, [4] e O' Meagher e Bennetts, [5] estabeleceram, através dos seus cálculos numéricos, as distribuições das diversas componentes da extensão, referidas no Capítulo 2, assim como as tensões, forças resultantes e acções induzidas pelo aquecimento de uma das faces duma parede de betão (Figura 7.2). Refira-se a particular atenção que aqueles autores deram às propriedades mecânicas do betão a elevadas temperaturas e a importância que tal facto implicou na obtenção dos resultados e comportamentos estruturais (Anexo 2). Complementarmente, refira-se que tais propriedades mecânicas dependem francamente dos métodos experimentais utilizados e referidos por Schneider, [6].

O procedimento de cálculo adoptado por aqueles autores corresponde à determinação do perfil de extensões para o qual, as forças internas estão em equilíbrio com o efeito das acções

aplicadas em cada secção do elemento. Este procedimento é repetido para cada secção do elemento completo até que se atinja a compatibilidade de deformação e equilíbrio.

Serão avaliadas aquelas extensões nas análises de paredes nos pontos seguintes deste capítulo, quer com os modelos simplificados, quer com o modelo avançado de cálculo. Ou avaliar-se-ão de forma indirecta as extensões através das acções e tensões mobilizadas nas secções consideradas mais representativas das paredes. Proceder-se-á então ao estabelecimento de conclusões que de forma directa se relacionam com aquelas considerações.

7.2.2 - Análise de resultados experimentais

Poucas análises experimentais foram realizadas para medição das deformações térmicas de paredes em consola. Cooke e Morgan, [7] apresentam na Figura 7.3 os resultados obtidos no *Building Research Establishment* para paredes de alvenaria com altura de 3m, espessura de 225mm e 337mm e 1m de largura. Estes resultados permitiram aferir a qualidade duma análise numérica inicial obtida com o método avançado de cálculo, potenciando a calibração dos parâmetros do modelo.

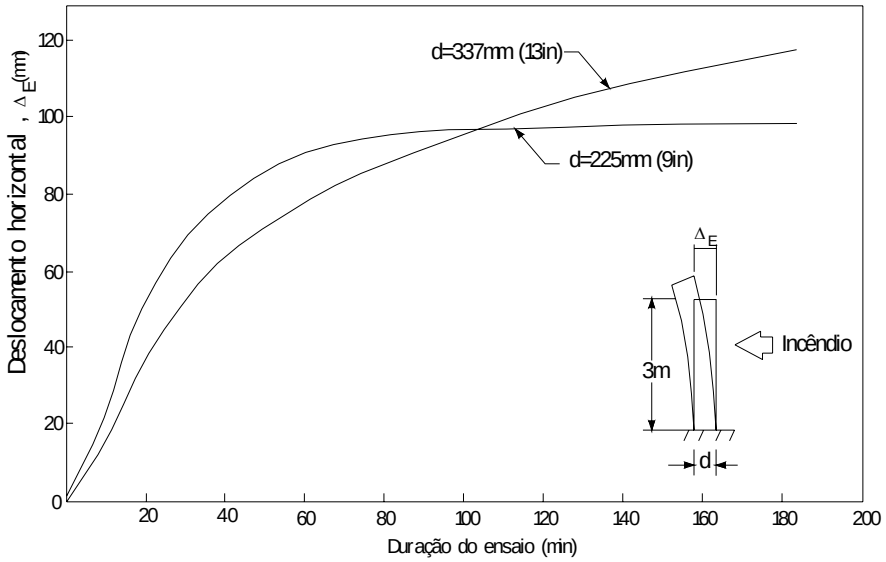


Fig. 7.3 - Deformação máxima em paredes de alvenaria sujeitas a incêndio (procedimento das Normas Britânicas) Cooke e Morgan, [7].

A partir destes ensaios laboratoriais e de outros realizados com lajes, nos quais se fez variar o seu peso próprio através da utilização de betões mais leves, os autores apresentaram as seguintes recomendações gerais para minimizar as grandes deformações observadas:

- Incrementar a espessura dos elementos expostos a temperaturas;
- Transformar elementos em consola em elementos simplesmente apoiados.

- Utilizar materiais de construção com coeficientes de dilatação térmica, o mais baixo possível. Paredes de betões leves apresentam deformação entre 1/3 e ½ dos valores correspondentes a paredes realizadas com betão normal;

Estes resultados e recomendações, conjuntamente com a análise dos resultados numéricos especificados no parágrafo seguinte permitiram equacionar a análise paramétrica necessária a um esclarecimento mais abrangente do comportamento de paredes quando sujeitas a incêndio numa das faces. E consequentemente, a definir os cálculos realizados nos pontos 7.4 e 7.5 através respectivamente, dos métodos simplificados e avançado de cálculo.

7.2.3 - Análise de resultados numéricos

Munukutla, [4] concluiu que as deformações no topo das paredes em consola são muito sensíveis relativamente à sua altura e à sua espessura, isto é, à esbelteza do elemento. Quando a esbelteza da parede cresce, a deformação máxima do topo da parede aumenta para qualquer período de tempo. O tempo necessário para atingir a rotura da parede diminui com o incremento da esbelteza. Resultados de Munukutla, [4] são apresentados nas Figuras 7.4 e 7.5. Na Figura 7.4 avalia-se o efeitos da variação de altura na deformação lateral do topo da parede e na Figura 7.5 avalia-se o efeito da espessura naquele mesmo parâmetro.

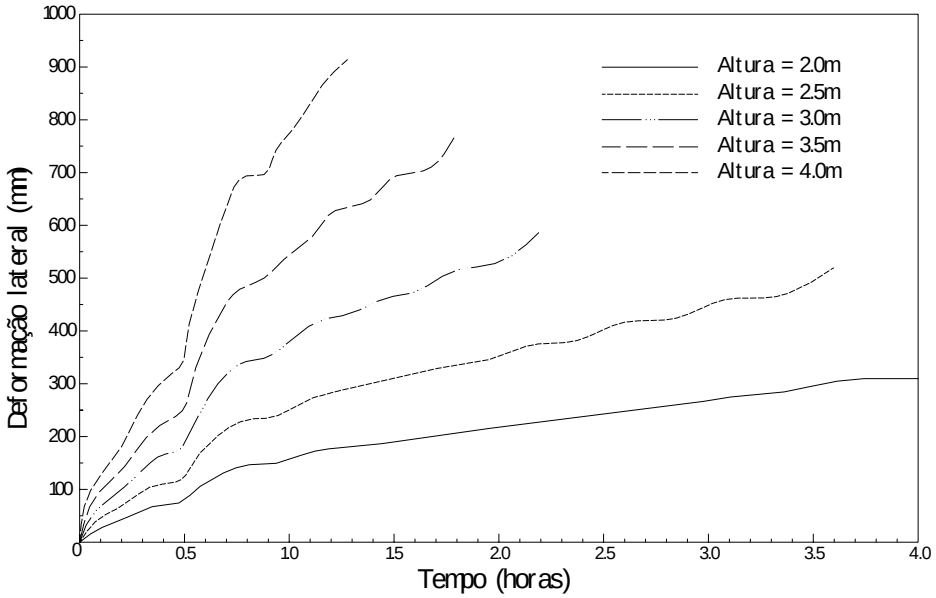


Fig. 7.4 - Efeito da altura na deformação horizontal de uma parede em consola de 0,125m de espessura, sujeita ao incêndio ISO 834 numa das suas faces, Munukutla, [4].

Na Figura 7.6 mostra-se o efeito de ser a totalidade ou apenas 2/3 da altura da parede a estar sujeita ao aquecimento, nos resultados das deformações que a parede experimenta, O'Meagher, [8]. Ao fim de uma hora, os deslocamentos da parede totalmente sujeita a incêndio são cerca de três vezes superiores àqueles que se obtém quando apenas os dois terços superiores da parede estão sujeitos a aquecimento. Apesar desta última situação corresponder

mais realisticamente ao perfil de temperaturas experimentado num compartimento, os cálculos serão sempre realizados contemplando o aquecimento na totalidade da altura por ser uma abordagem conservativa e permitir comparações mais consistentes na avaliação paramétrica que se faz no parágrafo 7.5.

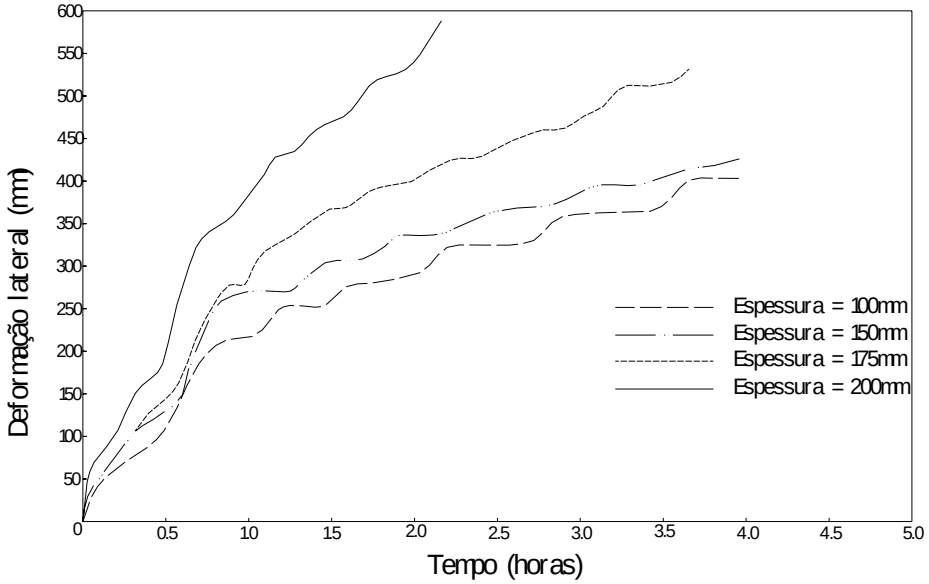


Fig. 7.5 - Efeito da espessura na deformação horizontal de uma parede em consola de 3m de altura, sujeita ao incêndio ISO 834 numa das suas faces, Munukutla, [4].

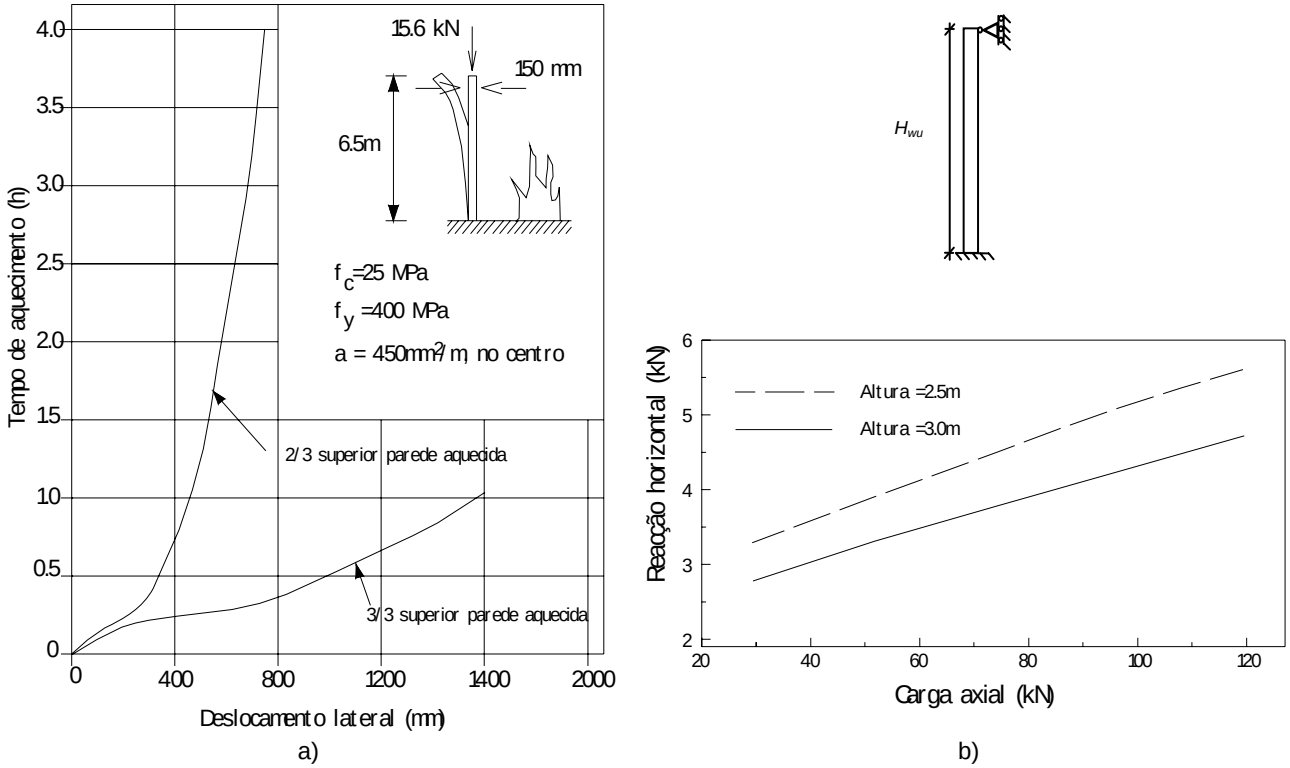


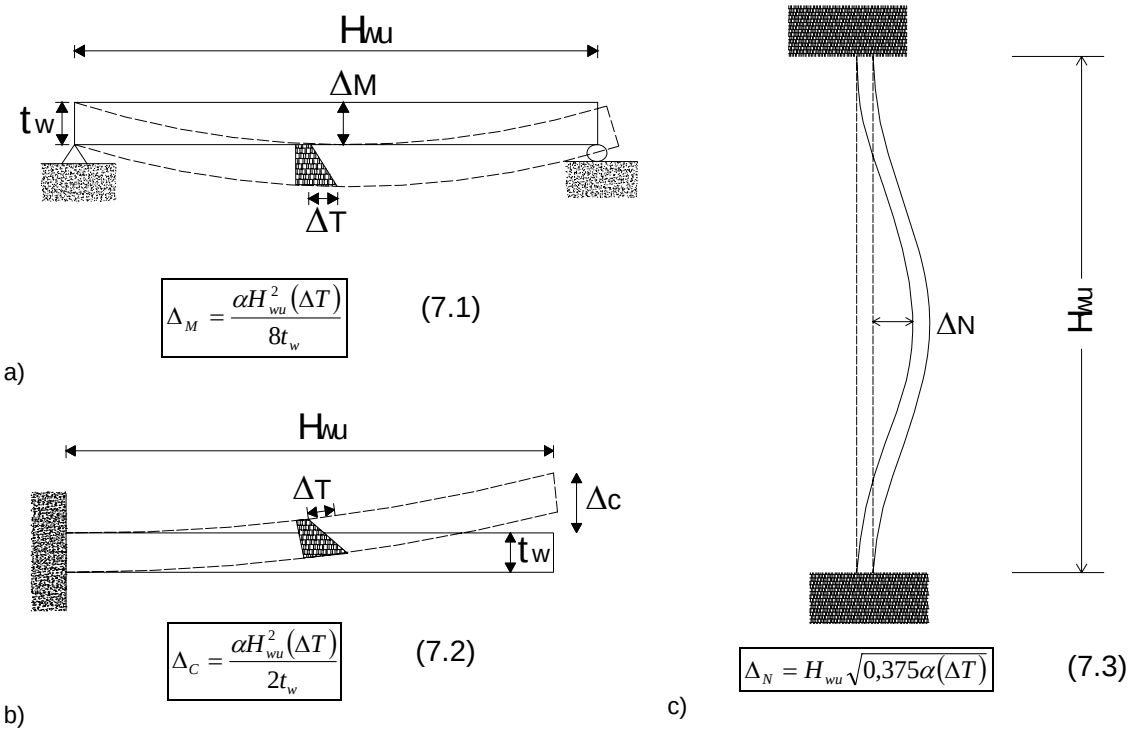
Fig. 7.6 – a) Efeito da parte aquecida duma parede em consola no deslocamento lateral máximo, O'Meagher, [5]; b) Reacção horizontal no apoio superior da parede em função da carga axial actuante para dois valores da altura (*h*=2,5m e 3,0m).

Munukutla, [4] também estudou o comportamento de paredes encastradas na sua base e fixas no topo. Estudou o efeito da altura da parede e da carga axial a que está submetida no topo,

no valor obtido da reacção horizontal no apoio do topo da parede. Quando a carga axial aplicada na parede aumenta, o valor da reacção horizontal no topo da parede também aumenta (Figura 7.6b). Simultaneamente, por estar sujeita a maiores compressões e numa situação corrente em flexão composta, o valor do momento flector resistente da parede é incrementado. Em consequência, a armadura irá entrar em cedência na secção da base para um momento flector superior, aumentando necessariamente a reacção horizontal. A reacção horizontal da parede diminui proporcionalmente com o aumento da altura da parede, (Figura 7.6b).

7.2.4 - Formulação numérica do cálculo de flechas de elementos sujeitos a gradientes térmicos

Dada a importância que a curvatura térmica tem no comportamento das paredes quando sujeitas ao fogo é essencial fazer-se inicialmente uma abordagem qualitativa do deslocamento horizontal máximo a que um elemento estrutural com uma determinada secção poderá estar sujeito. Pelo que, o pré-dimensionamento da secção de paredes sujeitas a incêndio deverá ser feito através da análise da estimativa da sua potencial deformação máxima.



$$\Delta_M = \frac{\alpha H_{wu}^2 (\Delta T)}{8 t_w} \qquad (7.1)$$

$$\Delta_C = \frac{\alpha H_{wu}^2 (\Delta T)}{2 t_w} \qquad (7.2)$$

$$\Delta_N = H_{wu}\sqrt{0{,}375\alpha(\Delta T)} \qquad (7.3)$$

ΔT = Diferença de temperatura entre as faces aquecida e não aquecida
α = Coeficiente linear de expansão térmica
t_w = Espessura da parede
H_{wu} = Comprimento livre do elemento

Fig. 7.7 – Deformações térmicas em arco: a) Elemento simplesmente apoiado; b) Elemento em consola c) Elemento duplamente encastrado, (Cooke e Morgan, [7]).

Cooke, [1] desenvolveu em 1987 uma teoria simples para análise plana da curvatura térmica de elementos de aço isostáticos quando sujeitos apenas à acção do incêndio. Quando um elemento estrutural isostático (como uma parede, ou laje) não carregado se encontra exposto a um incêndio de um dos seus lados, um diferencial térmico aparecerá ao longo da secção do elemento. Isto fará com que o elemento encurve como um arco circular. As expressões muito simples que Cooke, [8] desenvolveu para o cálculo das deformações térmicas em arco aplicam-se para hipóteses muito limitativas, como: paredes de uma determinada espessura, de aço, não contabilizam efeitos de segunda ordem etc.

Mostra-se na Figura 7.7, [7] as deformadas e respectivas equações correspondentes às deformações máximas validadas para elementos de aço e para três condições de apoio: deformações a meio vão de um elemento simplesmente apoiado, deformação na extremidade de uma consola e deformação lateral de um elemento encastrado em ambas as extremidades. Pela observação directa das expressões (7.1) e (7.2) verifica-se que a deformação lateral no topo livre de uma consola é quatro vezes superior à deformação a meio vão de uma parede simplesmente apoiada. O'Meagher *et al,* [9] referem que as consolas têm uma resistência ao fogo muito inferior à das paredes simplesmente apoiadas devido às grandes deformações que estas experimentam. Ambos os autores recomendam a exigência de paredes em consola mais espessas que as simplesmente apoiadas para a mesma resistência ao fogo.

Estas equações assumem que o coeficiente de expansão térmica α, não varia significativamente com a temperatura. Provou-se que a equação para elementos encastrados é valida para elementos metálicos com perfis de temperatura lineares ou não lineares, [7]. Contudo, aquelas equações não se aplicam para materiais com baixa condutibilidade térmica como o betão. Assim, a formulação teórica apresentada, não deveria em princípio, ser aplicada a betões. No entanto, Cooke, [2] sugere a possibilidade de usar aquelas equações também para o betão. Isto será possível desde que o coeficiente de dilatação térmica seja considerado independente da temperatura (o que não é inteiramente verdade, mas as diferenças entre o aço e o betão são pelo menos da mesma ordem de grandeza, ao contrário da condutibilidade térmica, Anexo 2) e a temperatura na face aquecida possa ser determinada.

Neste trabalho desenvolveram-se expressões complementares para paredes de betão em consola. Consequentemente naquelas expressões tem-se em conta a distribuição marcadamente não linear da temperatura ao longo da secção devido à baixa condutibilidade térmica do betão. Numa segunda fase expõem-se também expressões em que se considera o carregamento mecânico (peso próprio e acções verticais) e do consequente efeito de segunda ordem. Estes dois factores vêm aumentar significativamente a complexidade do cálculo mas permitem aproximar o pré-dimensionamento das secções de paredes em consola sujeitas ao aquecimento numa das faces a situações mais próximas das reais.

Assim, inicialmente foi proposta uma correcção à equação (7.1) sugerida por Cooke e Morgan, [7] para a determinação da deformada lateral de paredes de betão em consolas quando sujeita a incêndio numa das suas faces. O desenvolvimento desta equação foi baseado nos resultados obtidos através de análises estruturais conduzidas com modelos numéricos:

$$\Delta_C = \frac{\alpha H_{wu}^2 \left[\left(\psi (T_2)^2 + 20\right) - T_1\right]}{2t_w} \quad [\text{m}] \quad (7.4)$$

em que:

α - Coeficiente linear de expansão térmica, [ºC^{-1}]

t_w - Espessura da parede, [m]

H_{wu} - Altura da parede, [m]

T_2 - Temperatura da face exposta ao incêndio, [ºC]

T_1 - Temperatura da face não exposta ao incêndio, [ºC]

ψ - Factor de redução atendendo à % armadura, (este coeficiente tem em conta a redução da expansão térmica da parede devido à existência de armadura)

Contudo, esta equação é válida para os seguintes pressupostos:

(i) A deformação da parede é apenas devida à livre expansão térmica do betão. Não são consideradas as deformações devido ao efeito de segunda ordem;

(ii) A equação aplica-se apenas a paredes de 0,150m de espessura com armadura colocada no centro da secção;

(iii) A equação é apenas válida para a curva de incêndio ISO 834;

(iv) A equação é apenas aplicável para betões com inertes siliciosos, com α=18x10^{-6}/ºC.

O procedimento de cálculo para a determinação da deformada horizontal é apresentado através dos quatro passos indicados:

1. Determinação da duração do incêndio, *t* (min.) e determinação da temperatura T_f , da curva ISO 834 para esse instante, *t*;

$$T_f = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad [\text{ºC}] \quad (7.5)$$

2. Dado T_f, determinação de T_1, e de T_2 através das equações:

$$T_1 = 0{,}0012 (T_f)^2 - 0{,}2685 T_f + 20 \quad [\text{ºC}] \quad (7.6)$$

$$T_2 = 20 \qquad T_f < 800^{\circ} C \quad [\text{ºC}] \quad (7.7)$$

$$T_2 = 0{,}0020 (T_f)^2 - 3{,}33 T_f + 1411 \qquad T_f \geq 800^{\circ} C \quad [\text{ºC}] \quad (7.8)$$

3. Determinação do factor de redução de temperatura, para atender à percentagem de armadura

$$\psi = 5{,}7 x 10^{-4} (\rho)^{-0{,}1236} \qquad \rho \text{ - \% armadura} \in [0{,}2 \; ; \; 2]\% \quad (7.9)$$

4. Dados os valores de α , H_{wu} e t_w e calculados os restantes valores com as equações já expressas nos passos anteriores determina-se o valor de Δ_C com a expressão (7.4).

Decidiu-se desenvolver aquela expressão no intuito de abranger a situação de paredes com alturas e espessuras diferentes, embora de forma autónoma, mas a ter em conta o efeito de segunda ordem.

Duas expressões simplificadas são apresentadas: a primeira para uma situação de paredes de alturas diferentes mas espessuras constantes de 0,150m:

$$\Delta_C = \frac{\alpha H_{wu}^2 \left[\psi (T_2)^2 - T_1\right]}{2t_w} - \frac{0{,}005 H_{wu}^2}{400 + (8 - H_{wu}) H_{wu}^{\left(2 + \frac{10 - H_{wu}}{10}\right)}} (T_2 - T_1) \quad [\text{m}] \qquad (7.10)$$

A segunda, para paredes com 10m em que se varia a espessura da parede:

$$\Delta_C = \frac{\alpha H_{wu}^2 \left[\psi (T_2)^2 - T_1\right]}{2t_w} + \frac{0{,}005 H_{wu}^2}{400} (T_2 - T_1).\left[(0{,}35 - t_w).10\right]^5 \quad [\text{m}] \qquad (7.11)$$

Neste último caso, em que se consideram várias espessuras de paredes, há que considerar outras expressões (Quadro 7.1) para as temperaturas em cada face não solicitada termicamente, mantendo-se a expressão para T_1 :

Quadro 7.1 – Cálculo da temperatura nas faces de uma parede de betão com 10m de altura.

t_w (m)	T_1 [ºC]	T_2 [ºC]	
		$T_f < 800^\circ C$	$T_f \geq 800^\circ C$
0,125	$T_1 = 0{,}0012(T_f)^2 - 0{,}2685T_f + 20$	$T_2 = 20$	$T_2 = 0{,}0037(T_f)^2 - 6{,}04T_f + 2487$
0,150			$T_2 = 0{,}0020(T_f)^2 - 3{,}33T_f + 1411$
0,200			$T_2 = 0{,}000617(T_f)^2 - 1{,}048T_f + 462$
0,250			$T_2 = 20$

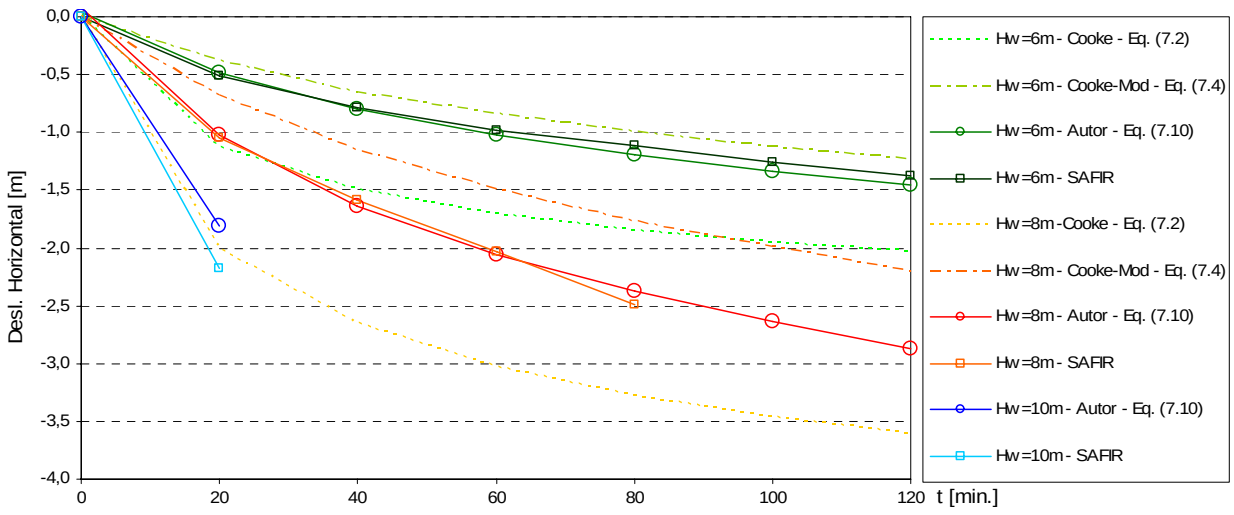


Fig. 7.8 - Evolução ao longo do tempo da deformada máxima de paredes em consola com 6, 8 e 10m sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa face.

As expressões têm as mesmas variáveis apresentadas na Figura 7.7. A Figura 7.8 apresenta os resultados da deformação horizontal no topo de paredes com 0,15m de espessura e alturas

variáveis de 6, 8 e 10m. A Figura 7.9 apresenta aqueles resultados para paredes com 10m de altura e espessuras variáveis de 0,15m, 0,20m e 0,25m. Todas as paredes estão sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa só face.

Apresenta-se na Figura 7.8 não só, os resultados daquela deformação máxima para as paredes obtidos com o método proposto (equação 7.10), como também se apresentam os resultados obtidos com as expressões de Cooke normal e modificada (equações 7.2 e 7.4, respectivamente). Completou-se a informação apresentada na figura com os resultados obtidos com o modelo SAFIR e obtidos nos parágrafos posteriores.

Igualmente para a Figura 7.9, correspondente aos resultados devidos à aplicação da equação 7.11 a paredes de 10m e espessura variável, apresentaram-se os resultados obtidos com SAFIR.

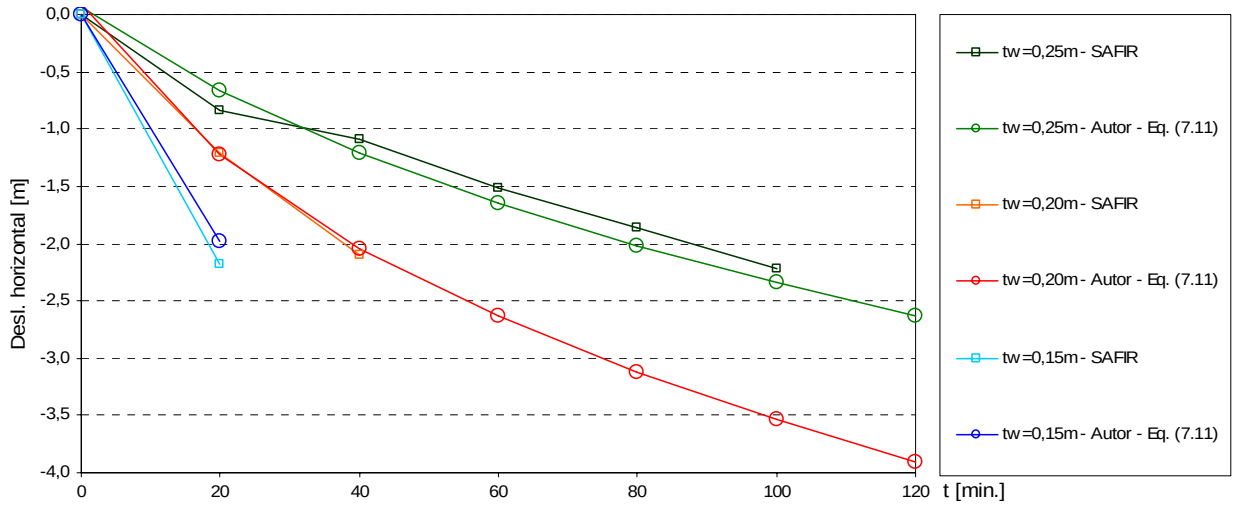


Fig. 7.9 - Evolução ao longo do tempo da flecha máxima de paredes em consola com 10m de altura e com espessuras t_w= 0,15m, 0,20m e 0,25m sujeitas ao incêndio ISO 834 numa face.

Mostra-se através das figuras que, para diferentes alturas e espessuras, as deformações de paredes de betão em consola devido à expansão térmica e obtidas pelas expressões desenvolvidas (7.10 e 7.11, respectivamente) são muito próximas dos resultados obtidos pelo modelo avançado de cálculo SAFIR. Contudo estas equações têm limites de aplicabilidade ainda muito estreitos, podendo-se utilizá-las apenas num conjunto restrito de situações. Não sendo o objectivo principal deste capítulo regista-se no entanto o facto de ser possível desenvolver com a mesma metodologia expressões para um mais alargado conjunto de situações.

7.3 - Características geométricas, mecânicas e análise térmica das paredes

Nesta secção descreve-se os dois tipos de secção considerados em todas as paredes analisadas ao longo do capítulo. Ou seja, as características geométricas, percentagem e

distribuição da armadura e características materiais nas duas secções. Igualmente se apresentam os resultados da análise térmica das duas secções. Estes resultados serão os dados térmicos considerados nos cálculos estruturais subsequentes, quer sejam realizados com os métodos simplificados, SimFIRb e SimFIRc ou avançado de cálculo, SAFIR.

7.3.1 - Características de base da parede.

As duas secções base das paredes analisadas são apresentadas na Figura 7.10.

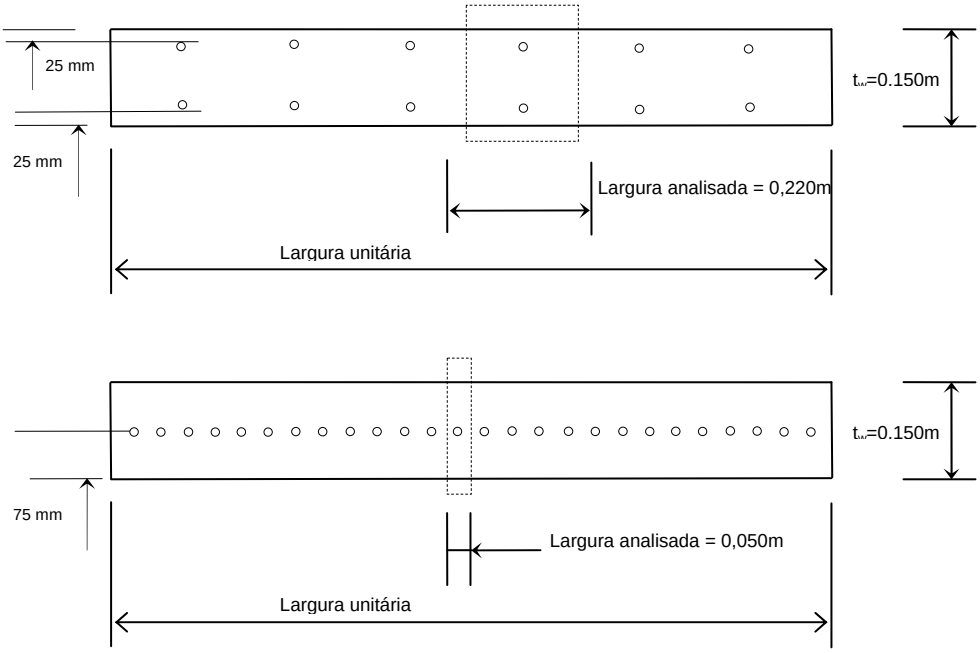


Fig. 7.10 – Tipologia da modelação das paredes de betão armado numa única direcção.

Trata-se de paredes armadas numa direcção e por conseguinte estuda-se uma largura unitária das quais, para efeitos de discretização numérica, se avalia uma parcela daquela largura unitária respectivamente de 0,220m e 0,050m, correspondentes ao espaçamento das armaduras.

Assim, as secções base consideradas para efeitos numéricos, análises térmica e mecânica são as apresentadas na Figura 7.11. Na Figura o contorno a cheio representa a face sujeita a incêndio. A secção tipo *I* tem 0,150m de espessura, uma armadura ϕ8 centrada na secção espaçada de 0,050m. A secção tipo *II* tem 0,150m de espessura, duas armaduras ϕ12 afastadas 0,220m com um recobrimento de betão de 0,025m. Naturalmente que nos estudos que se fazem, as espessuras por vezes tomam valores distintos mantendo-se contudo todas as restantes características das paredes. Foram portanto realizadas análises térmicas de cada uma daquelas secções.

As características geométricas e mecânicas das duas paredes consideradas de base, com as secções tipo *I* e tipo *II*, são as apresentadas no Quadro 7.2.



Secção tipo *I* Secção tipo *II*

Fig. 7.11 – Caracterização das secções Tipo *I* e *II* das paredes de betão armado.

Quadro 7.2 – Características geométricas e materiais das paredes analisadas.

Geometria da parede		
Altura da parede :	H_w	10.0m
Espessura da parede:	t_w	0,150m
Largura da parede:	L_w	0,050m e 0,220m
Condições de apoio:		Encastrada na base e livre ou fixa no topo ao desl. horizontal

Propriedades do betão		
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	30MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	$E_{c,0}$	18GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	0
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados silic. (EC2-1-2), [10]
Recobrimento de betão	C_c	25mm e 71mm
Coeficiente de Poisson	υ_c	0,15
Densidade	ρ_c	24,0kN/m^3

Propriedades do aço da armadura		
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	430MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)		210GPa
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Eurocódigo 2, Parte 1-2, [10]
Diâmetro da armadura	ϕ_s	8 e12mm
Espaçamento da armadura (superior e inferior)	s	0,050m e 0,220m
Comprimento da armadura	l_s	10m (sem interrupção)
Percentagem de armadura	A_s - ρ	1005mm^2/m - 0,67%
Coeficiente de Poisson,	υ_s	0,30
Densidade	ρ_s	78,5 kN/m^3

Acções		
Peso próprio e cargas permanentes	*G*	5,30 kPa
Sobrecarga	*Q*	4,0 kPa
Acção de incêndio	*1,0G+0,4Q*	6,9 kPa
Exposição ao incêndio		ISO 834 (120min) [1]

7.3.2 - Solicitação térmica

A análise térmica das secções consideradas foi sempre realizada com o modelo SAFIR (análise térmica), previamente à análise estrutural, quer quando se utilizam o método

simplificado SimFIRb, quer para a avaliação mecânica da estrutura com o método avançado de cálculo SAFIR (análise estrutural).

Nesta secção apresenta-se a evolução das temperaturas nas várias secções consideradas para as paredes de betão armado analisadas neste capítulo. Apresenta-se na Figura 7.12 a discretização da malha de elementos finitos considerada para as duas secções base consideradas (0,05x0,150m^2 e 0,220x0,150m^2), assim como o mapa de cores correspondentes a patamares de temperatura para o instante 120min, quando as paredes estão sujeitas ao incêndio ISO 834 em apenas uma das faces.

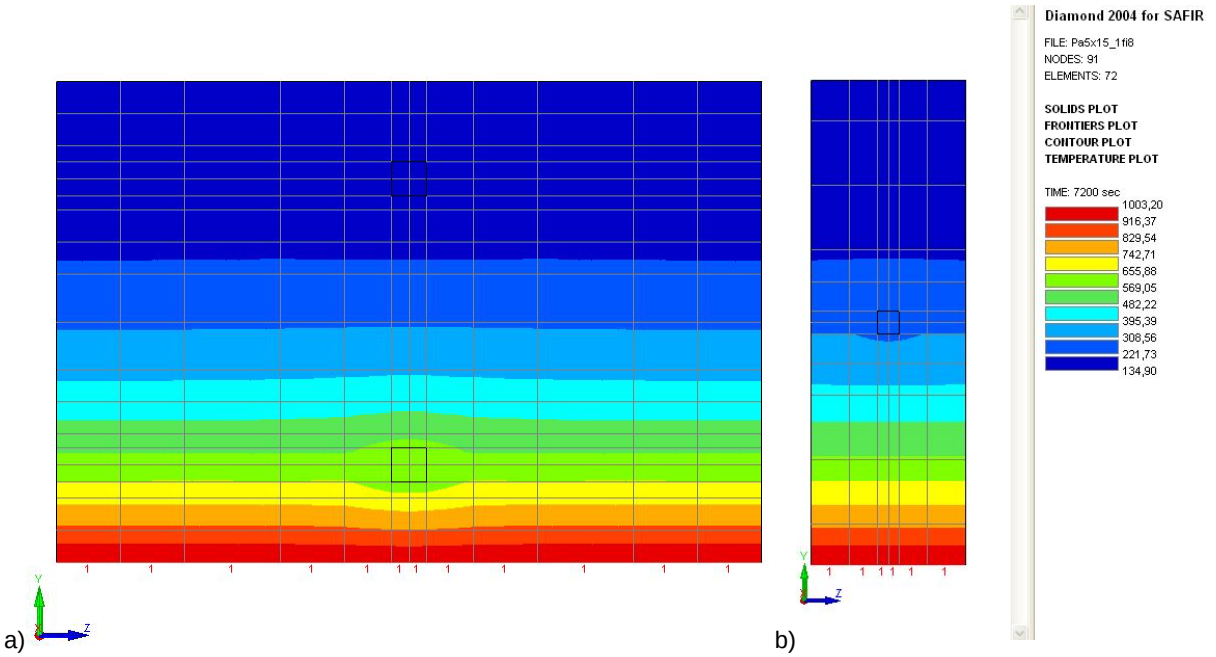


Fig. 7.12 - Discretização das secções das paredes e análise térmica aos 120min: a) 0,22x0,15m^2 e b) 0,05x0,15m^2.

Atendendo ao estudo paramétrico realizado no parágrafo 7.5 quando é feita a análise de paredes com o método avançado de cálculo SAFIR, foi necessário considerar secções complementares de espessura distinta. Assim fizeram-se as avaliações térmicas das seguintes secções complementares, para a secção tipo *I*: 0,05x0,125m^2, (0,05x0,15m^2 – configuração de base) 0,05x0,20m^2, 0,05x0,25m^2 e para a secção tipo *II*: (0,22x0,15m^2 – configuração de base) e 0,22x0,20 m^2.

Apresenta-se nas Figuras 7.13 e 7.14 para todas as secções consideradas, respectivamente as secções tipo *I* e *II,* a evolução da temperatura com o tempo. Tanto no que se refere à temperatura média da secção, como no que respeita à temperatura nas armaduras de cada secção, assim como a curva de incêndio ISO 834.

Observa-se na Figura 7.13 que, para a secção com uma única armadura central, a evolução da temperatura nas secções com pelo menos 0,200m de espessura é francamente mais favorável do que aquelas com menor valor. A variação da temperatura na armadura central

passa de 292ºC para 183ºC, quando a secção aumenta a sua espessura de 0,150m para 0,200m. Essa variação de 109ºC deixa de ser tão expressiva quando se passa de 0,200m para 0,250m: 65ºC, ou mesmo quando de passa de uma espessura de 0,125m para 0,150m (82ºC). O mesmo se verifica em termos de temperatura média do betão.

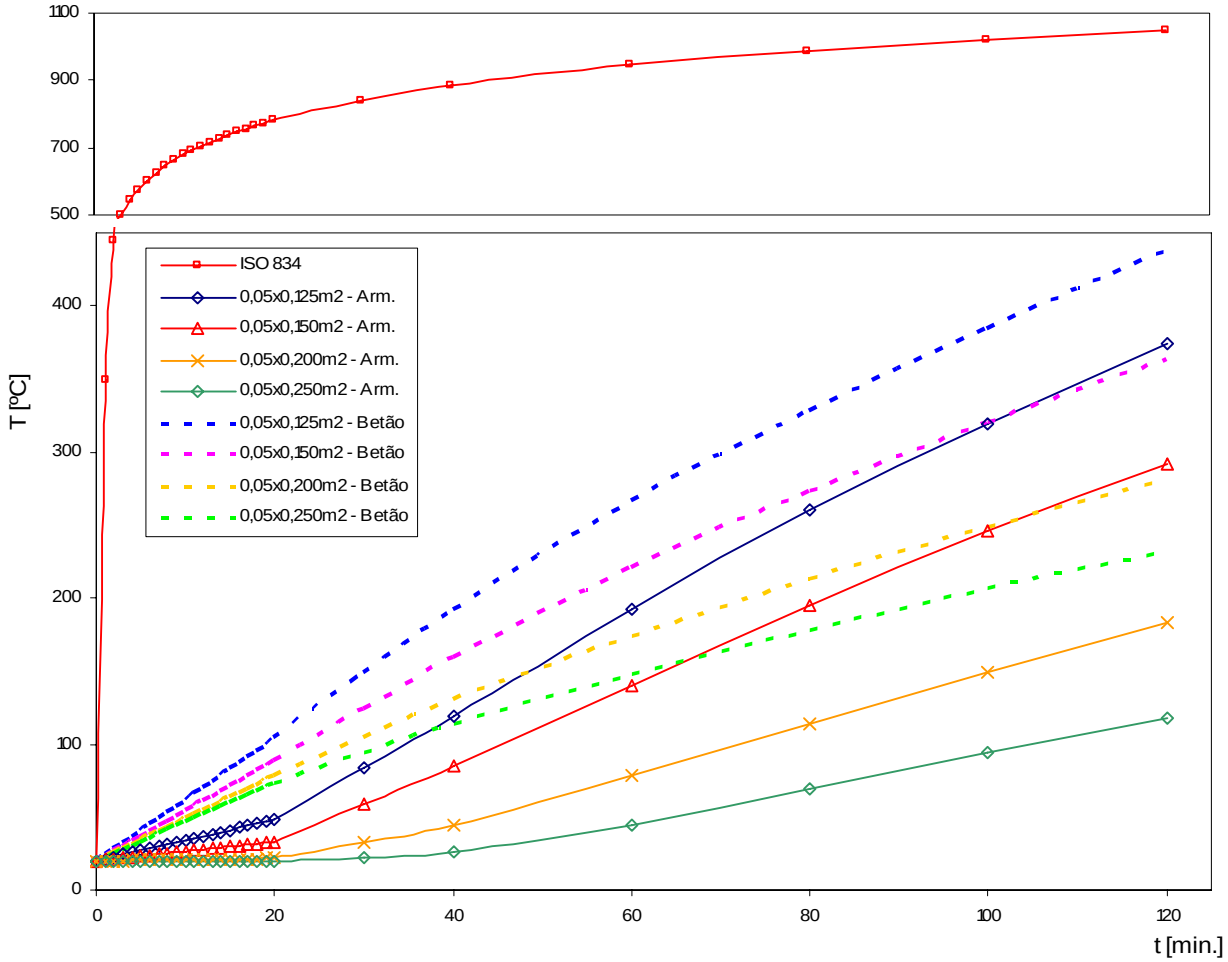


Fig. 7.13 – Evolução da temperatura do incêndio ISO 834, da temperatura média no betão 0,050x(0,125; 0,150; 0,200 e 0,250)m^2 e da temperatura no varão de aço ϕ8, com o tempo.

O mesmo já não se passa quando há duas armaduras igualmente afastadas das faces sendo uma delas sujeita ao incêndio ISO 834. A temperatura do varão com um recobrimento de betão de 25mm na face sujeita a incêndio é sensivelmente igual (Figura 7.14) quando a secção tem uma espessura de 0,150m ou 0,200m. Será então de esperar uma variação mais acentuada no comportamento de paredes armadas com uma só armadura em função das variações dos parâmetros em estudo.

Apresenta-se na Figura 7.15 várias curvas correspondentes a diferentes instantes no qual se avaliou a temperatura em pontos da secção referidos à face da parede sujeita a incêndio (0,5cm, 1,5cm 3,0cm, 4,5cm, 5,5cm, 6,8cm,8,3cm, 9,5cm, 10,5cm, 12,0cm e 14,0cm) e que traduzem os gradientes de temperatura a que a secção fica sujeita ao longo do tempo enquanto decorre o incêndio ISO 834. Os valores que a Figura 7.15 reproduz correspondem aos obtidos para a secção 0,220x0,150m^2.

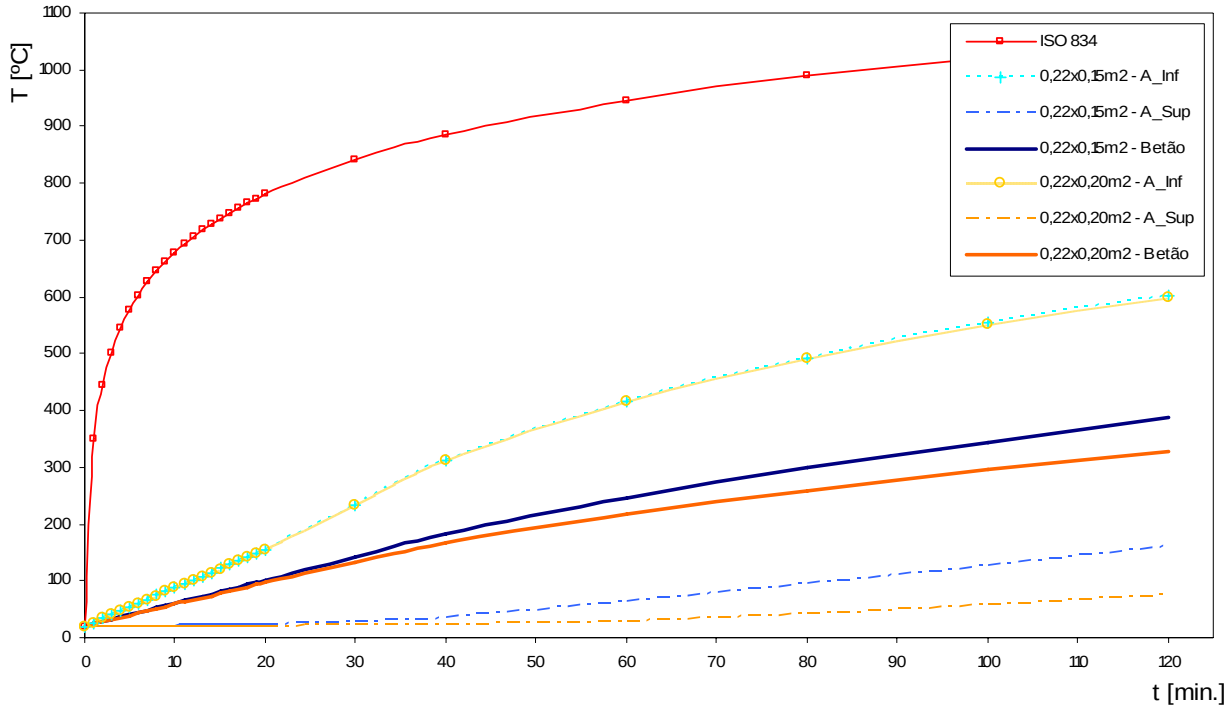


Fig. 7.14 – Evolução da temperatura do incêndio ISO 834, da temperatura média no betão 0,22x(0,150 e 0,200)m^2 e da temperatura nos varões de aço ϕ12, com o tempo.

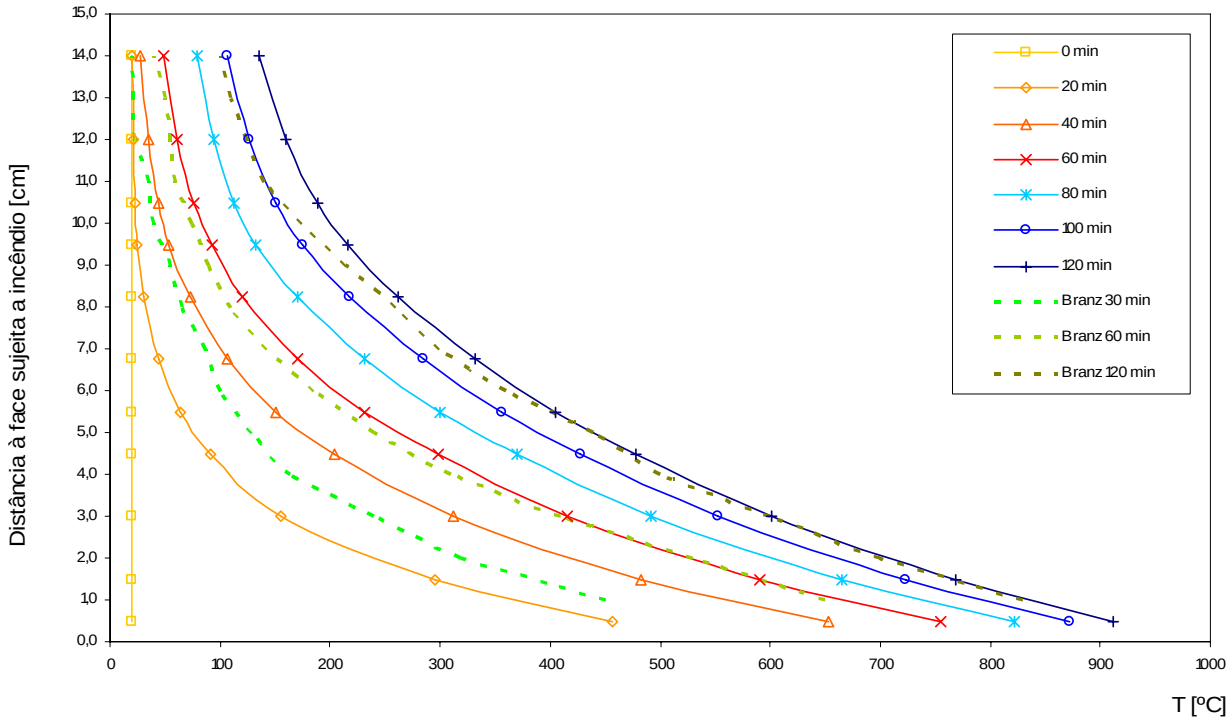


Fig. 7.15 – Perfis de temperaturas ao longo da parede de betão (modelo SAFIR e análise experimental no BRANZ, [14]).

A Figura 7.15 permite a comparação entre os resultados da análise térmica realizada com o modelo SAFIR, e os resultados obtidos pelas análises experimentais realizadas pela Building Research Association da Nova Zelândia, BRANZ, [14], Wade, [12] (betão com inertes siliciosos). As análises numéricas consideraram o modelo do betão com inertes siliciosos

preconizado pelo Eurocódigo 2, [10]. As análises térmicas, realizadas pelos modelos SAFIR e pelo Laboratório BRANZ mostram que os perfis de temperaturas ao longo da secção são muito próximos.

7.4 - Métodos simplificados de cálculo

7.4.1 - Introdução

Nesta secção faz-se a análise do comportamento mecânico expectável para paredes de betão em consola expostas a um regime de aquecimento correspondente ao incêndio ISO 834 numa das faces. Aquela análise faz-se com modelos simplificados de cálculo.

É realizada uma primeira avaliação ao nível da secção utilizando o modelo desenvolvido SimFIRb e apresentado no Capítulo 4 e já utilizado na avaliação da capacidade resistente de Lajes e vigas, respectivamente nos Capítulo 5 e 6. Com SimFIRb avalia-se o momento flector resistente último de todas as secções do tipo *I* e tipo *II* consideradas neste capítulo, (respectivamente, 50x125, 50x150, 50x200 e 50x250 com 1ϕ8 centrado e 220x200 com 2ϕ12 e 220x150 com 2ϕ8, 2ϕ10, 2ϕ12 e 2ϕ16 com recobrimentos de 25mm). Permite-se assim ter valores de momentos flectores resistentes máximos das secções, não considerando qualquer efeito de segunda ordem geométrica, servindo de valores limite para os resultados obtidos e avaliados no ponto 7.5, com o método avançado de cálculo, SAFIR.

A segunda avaliação é feita ao nível do elemento considerando já os efeitos de segunda ordem geométrica utilizando-se para o efeito o modelo SimFIRc também apresentado no Capítulo 4 e desenvolvido particularmente para pilares e generalizado no Capitulo 8. Com SimFIRc avalia-se a capacidade resistente das duas secções base através do método simplificado de cálculo desenvolvido neste trabalho e que considera não só a não linearidade material mas também a não linearidade geométrica.

Estes cálculos simplificados vão permitir fazer uma avaliação intermédia no que se refere à análise do comportamento estrutural expectável, entre as considerações e análises de comportamento avaliadas nos pontos anteriores e a análise através do método avançado de cálculo SAFIR realizada a partir do ponto 7.5, no qual se inclui uma avaliação paramétrica de paredes de betão sujeitas a incêndio numa das faces. Segue-se uma análise de estruturas compostas com distintas condições de suporte avaliadas nos pontos e secções seguintes.

7.4.2 - Análise dos resultados - SimFIRb

As duas secções tipo *I* e *II* são tipologicamente muito distintas. A primeira com uma armadura central e consequentemente com um recobrimento generoso, tem, nas duas horas de análise,

uma pequena diminuição da sua resistência, naturalmente tanto menor quanto maior a espessura da mesma (Figura 7.16).

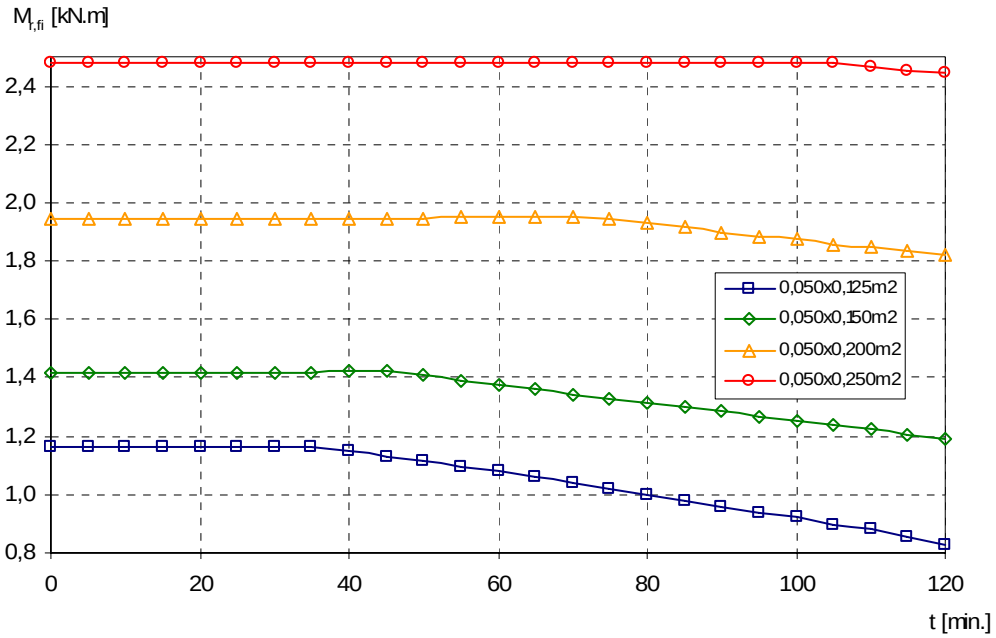
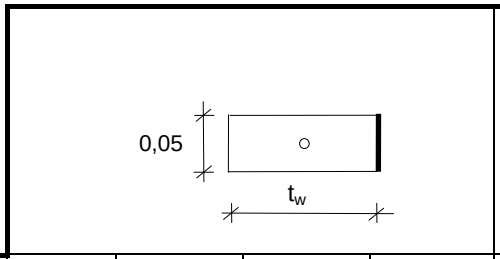
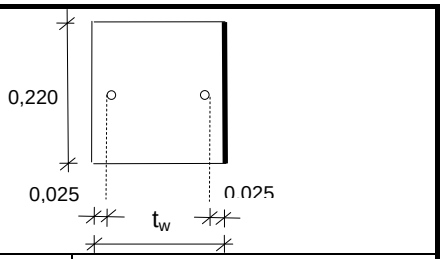


Fig. 7.16 – Momento flector resistente último ao longo do tempo das secções tipo *I* considerando espessuras distintas da parede (SimFIRb).

De facto na situação mais gravosa, correspondente a uma espessura de parede de 0,125m, a armadura tem uma temperatura de apenas 374ºC aos 120min. Nesse caso o momento flector resistente último diminui apenas cerca de 29% (Quadro 7.3). Na segunda secção tipo, por se ter um recobrimento das armaduras de 25mm, a temperatura da armadura na vizinhança da face aquecida é de 603ºC aos 120min e mais de 500ºC aos 90min. Consequentemente, a redução do momento flector resistente último em todas as situações é ligeiramente superior a 50%, (Figura 7.17 e Quadro 7.3).

Quadro 7.3 – Momentos flectores resistentes últimos das secções consideradas neste capítulo para os instantes 0, 30, 60, 90 e 120min, (modelo SimFIRb).





t_w	0,125	0,150	0,200	0,250	0,150	0,200	0,150		
Armaduras	1ϕ8				2ϕ12		2ϕ8	2ϕ10	2ϕ16
t [min.]	$M_{r,fi}$ [N.m]								
0	1164	1419	1948	2477	6463	8897	3018	4673	10323
30	1166	1419	1948	2477	5745	7846	2623	4144	9321
60	1081	1375	1949	2477	4840	6485	2150	3424	7915
90	960	1288	1900	2478	4000	5256	1679	2730	6669
120	830	1189	1820	2442	2964	3915	1197	1973	4964

Os valores de momentos flectores resistentes são apresentados no Quadro 7.3 para os instantes 0, 30, 60, 90 e 120min e representados nas Figuras 7.16 e 7.17 de 5 em 5min. Estes resultados serão pertinentes para as comparações que se realizarão nos pontos seguintes com os resultados obtidos com SimFIRc e SAFIR.

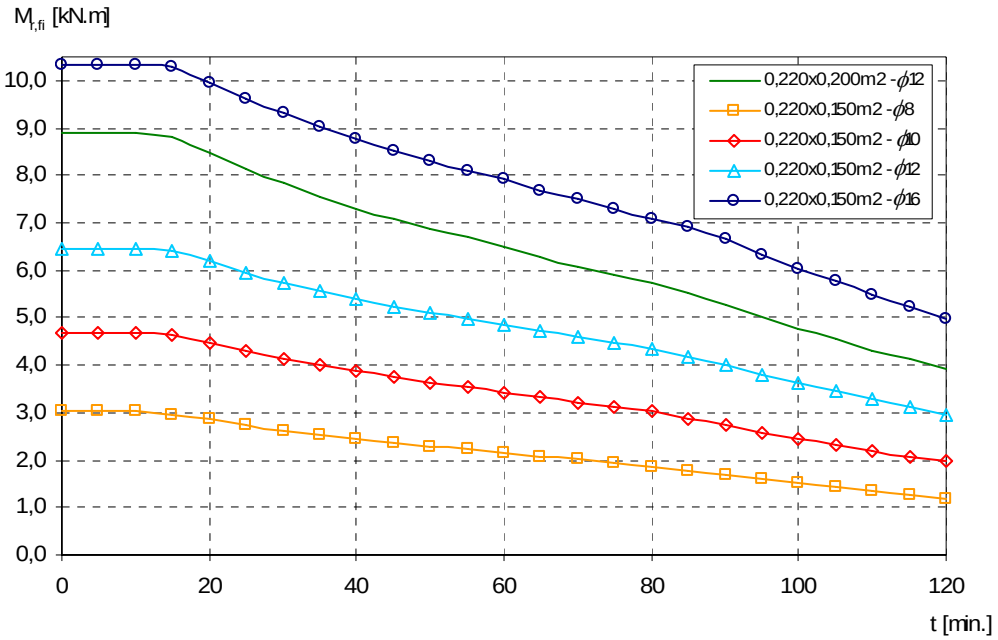
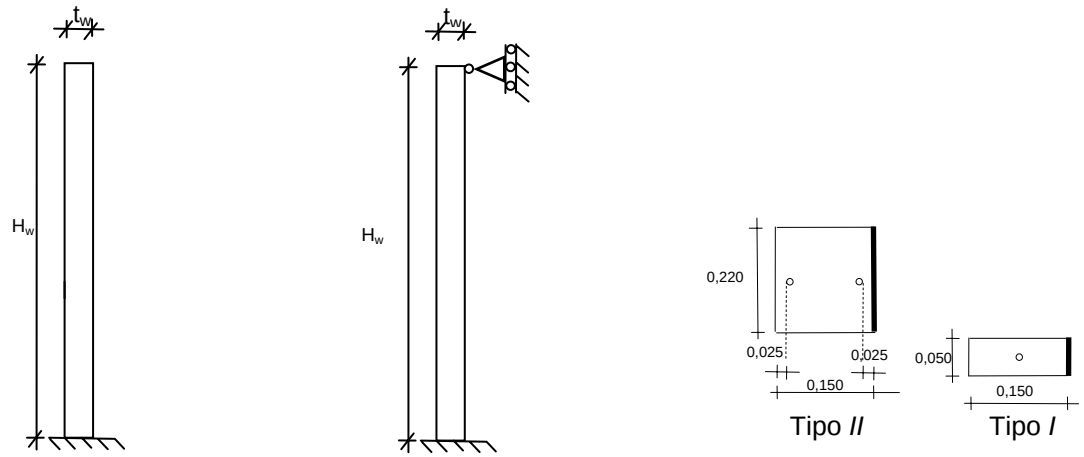


Fig. 7.17 – Momento flector resistente último ao longo do tempo das secções tipo *II* considerando espessuras distintas da parede e armaduras distintas (SimFIRb).

7.5 - Métodos avançados de cálculo

7.5.1 - Introdução

Nesta secção faz-se uma análise exaustiva do comportamento de paredes de betão armado sujeitas a incêndio. Para além de se consideram, tal como anteriormente se referiu, duas secções tipo, *I* e *II*, designadas de base, consideraram-se também duas situações de base no que se refere às condições de fronteira mecânicas para uma parede com uma única altura. Apresenta-se na Figura 7.18 esquematicamente essas condições para as secções de base (ambas com espessura de 0,150m). Como se verá também se avaliará o comportamento de paredes encastradas na base e apoiadas ao nível dos pisos. No estudo paramétrico, envolvendo aquelas secções e aquelas fixações exteriores fizeram-se variar os parâmetros, altura da parede, espessura da parede e armadura. As alturas são variáveis e variam consoante o tipo de estrutura mas genericamente consideraram-se alturas de 2, 3, 4, 6, 8 e 10m. As espessuras das paredes consideradas são 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m para a secção tipo *I* (0,050m de desenvolvimento – espaçamento das armaduras) e 0,150 e 0,200m para a secção tipo *II* (0,220m de desenvolvimento – espaçamento das armaduras).



a) Parede encastrada na base e livre no topo

b) Parede encastrada na base e fixa no topo ao deslocamento horizontal

Secções base analisadas (tipo *I* e tipo *II*)

Fig. 7.18 – Modelos de condições fronteira e secções de base considerados no modelo numérico SAFIR.

Fizeram-se, para aquelas condições de fronteira mecânica, e para as várias secções consideradas, 41 cálculos. O Quadro 7.4 apresenta esquematicamente essas condições. Com o objectivo de facilitar a comparação entre os cálculos efectuados ao longo do capítulo, apresenta-se o Quadro 7.4 num formato desdobrável no final do capítulo, permitindo o acompanhamento dos resultados.

O Quadro 7.4 apresenta a totalidade dos cálculos realizados tendo em vista a avaliação do comportamento tipo de paredes em consola e em consola com apoio no topo quando sujeitas ao incêndio ISO 834 numa das faces e ainda ao estudo paramétrico que se segue. Consideraram-se vários parâmetros das paredes, nomeadamente: a espessura, a altura, secções de betão e disposição de armadura, secções das armaduras, efeito do vento e o efeito de cargas axiais aplicadas no topo.

As designações dos cálculos seguem a mesma lógica já apresentada para os cálculos relativos às lajes, vigas e pilares no capítulo seguinte. Assim, por exemplo, *Pa-A$_1$* representa através das letras *Pa* o cálculo correspondente a paredes. A letra *A* corresponde a um tipo de estrutura, isto é paredes encastradas na base e livres no topo. A letra *B* é reservada para paredes encastradas na base e fixas no topo ao deslocamento horizontal. A letra *C* foi utilizada para paredes encastradas na base e e apoiadas ao nível dos pisos. O índice que se segue representa a variabilidade do parâmetro considerado, seja a altura da parede, o tipo de secção ou a sua espessura, fazendo apenas variar a designação de cálculos distintos.

Na terminologia pode ainda adicionar-se mais um índice, representativo de uma parede específica em que se fez variar a armadura de uma secção tipo, ou a consideração de uma carga no topo da parede. Assim, por exemplo *Pa-A$_{8_10}$* especifica o cálculo considerando a mesma parede *Pa-A$_8$* mas em que na secção tipo *II* se substituíram as armaduras ϕ12 por ϕ10. Ou, em que no cálculo *Pa-A$_{6_F}$* , "$_F$ " especifica que se considerou no cálculo *Pa-A$_6$* uma força

no topo da parede. Já nos cálculos *Pa-B*$_{7_F1}$, "$_{F1}$ ", o número *1* colocado à frente de "$_{F}$ " especifica a percentagem de 1% que a carga axial aplicada no topo da parede em relação ao valor de $(F+P)/(A_c.f_{cd}+A_s.f_{sy})$.

Assim, teve-se o cuidado de se fazer inicialmente uma selecção prévia dos cálculos a efectuar, para restringir o número de cálculos procurando evidenciar as especificidades do comportamento das paredes quando se variam determinados parâmetros como os referidos.

Existe ainda um índice apenas considerado na análise das estruturas *Pa-C*, nas quais a especificação "$_{10+10,30+30\ e\ 35+35}$" refere-se às percentagens do carregamento axial considerado em cada piso, em relação à sua capacidade de carga.

7.5.2 - Paredes encastradas na base e livres no topo

7.5.2.1 - Modelo estrutural

As modelações numéricas (discretização) para avaliação da distribuição térmica foram já apresentadas anteriormente para as duas secções consideradas de base. A discretização da parede em elementos finitos para análise de tensões e deformações corresponde a uma parede de base de 10m de altura e 0,150m de espessura com 0,67% de armadura para as duas secções em análise e para a condição de apoio é apresentada na Figura 7.19a). As forças ali representadas por "F_0" correspondem aos deslocamentos restringidos, sendo a letra a azul, relativa ao impedimento à rotação. Apresenta-se ali ainda o esquema típico da deformada (Figura 7.19b) e dos momentos flectores (Figura 7.19c). A análise estrutural da parede é realizada a duas dimensões por se tratar de uma parede armada numa única direcção e apoiada apenas nessa direcção. A parede é modelada como se de uma viga se tratasse através de 10 elementos finitos de viga 2D com três nós cada. A parede está sujeita a uma carga distribuída que representa o seu peso e numa das faces ao incêndio normalizado ISO 834.

Algumas hipóteses de base são consideradas nos cálculos:

1. A parede está completamente encastrada na base;
2. A parede é uniformemente aquecida em altura;
3. Não ocorre a esfoliação explosiva do betão;
4. Não há escorregamento entre as armaduras e o betão;
5. A rotura não ocorre nas fundações;
6. Existe uma excentricidade inicial máxima de 1cm a meia altura da parede tendo uma variação trignométrica em altura (valores zero na base e no topo).

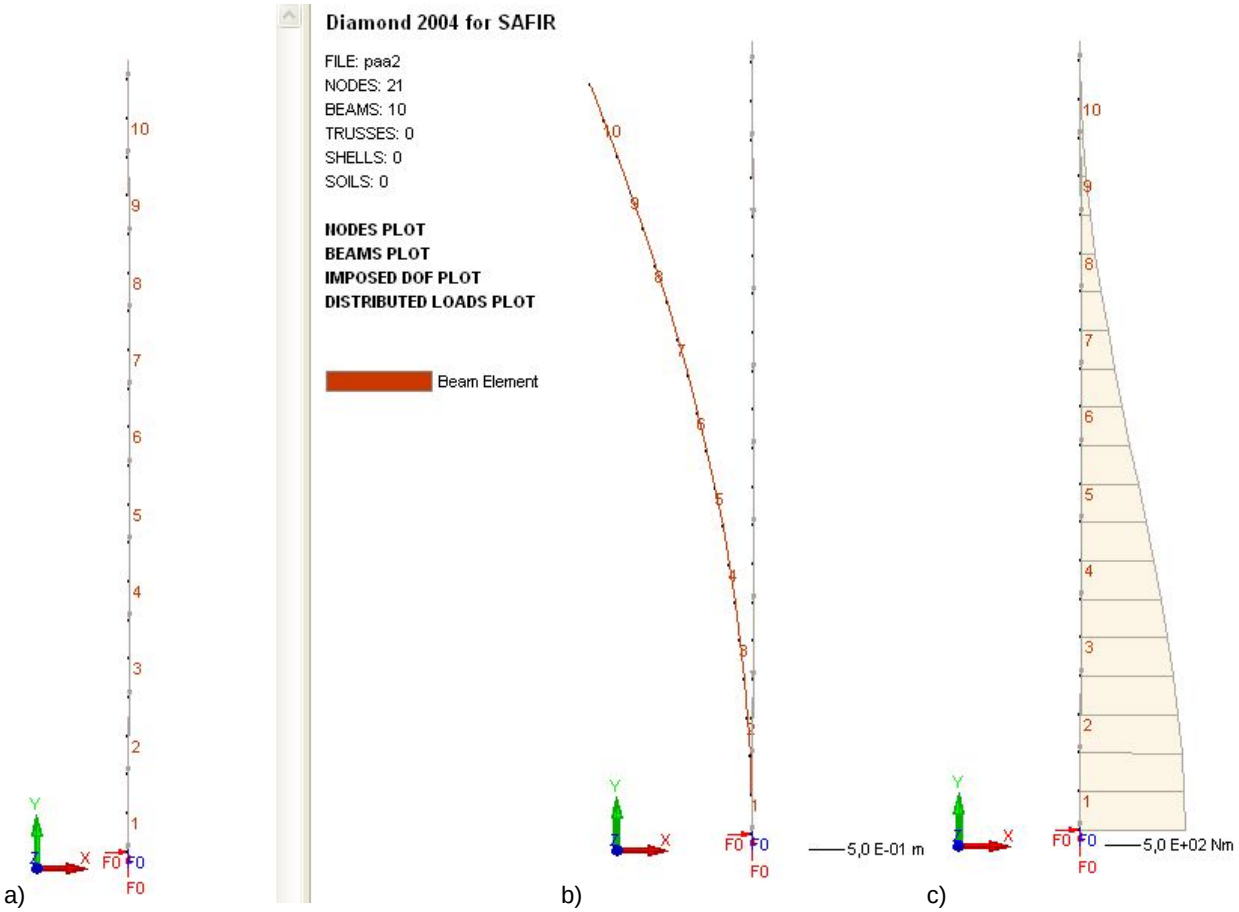


Figura 7.19 – Discretização da parede encastrada para análise estrutural e respectiva deformada e momento flector para 120min (0,050x0,150m^2 e 0,22x0,150m^2).

Apresenta-se na Figura 7.19b) a deformada e na Figura 7.19c), o diagrama de momentos flectores de uma parede típica de 10m de altura antes do seu colapso, quando exposta ao incêndio ISO 834. A deflexão lateral da parede deve-se a uma expansão térmica não uniforme. O diagrama do momento flector, correspondente ao efeito de segunda ordem, mostra que o maior valor ocorre na sua base. Este é o local mais provável onde se poderá formar uma rótula plástica, se o modo de rotura ocorrer devido à flexão.

7.5.2.2 - Análise da distribuição de tensões

Apresenta-se na Figura 7.20 a distribuição de tensões ao longo da espessura da parede de betão quando exposta numa das faces ao incêndio ISO 834 para a análise base considerada, isto é, uma parede com 10m e uma secção de 0,050x0,150m^2 com um único nível de armadura no centro da secção (1ϕ8). As tracções são ali consideradas positivas e as compressões negativas. Acrescentou-se a discretização da malha de elementos finitos considerada ao nível da secção. As tensões assinaladas correspondem pois aos pontos centrais de cada elemento finito referidos ao perfil *A-A'* assinalado na malha.

Verifica-se através da análise da Figura 7.20 que, na fase inicial do incêndio (primeiros 5min), geram-se tensões de compressão do lado aquecido (esquerdo) e do lado frio (direito) da parede. As tensões de compressão do lado quente devem-se à expansão térmica do betão. A expansão térmica provoca um momento flector que é resistido por tensões de compressão do lado frio e tensões de tracção da armadura proporcionando o equilíbrio interno da secção.

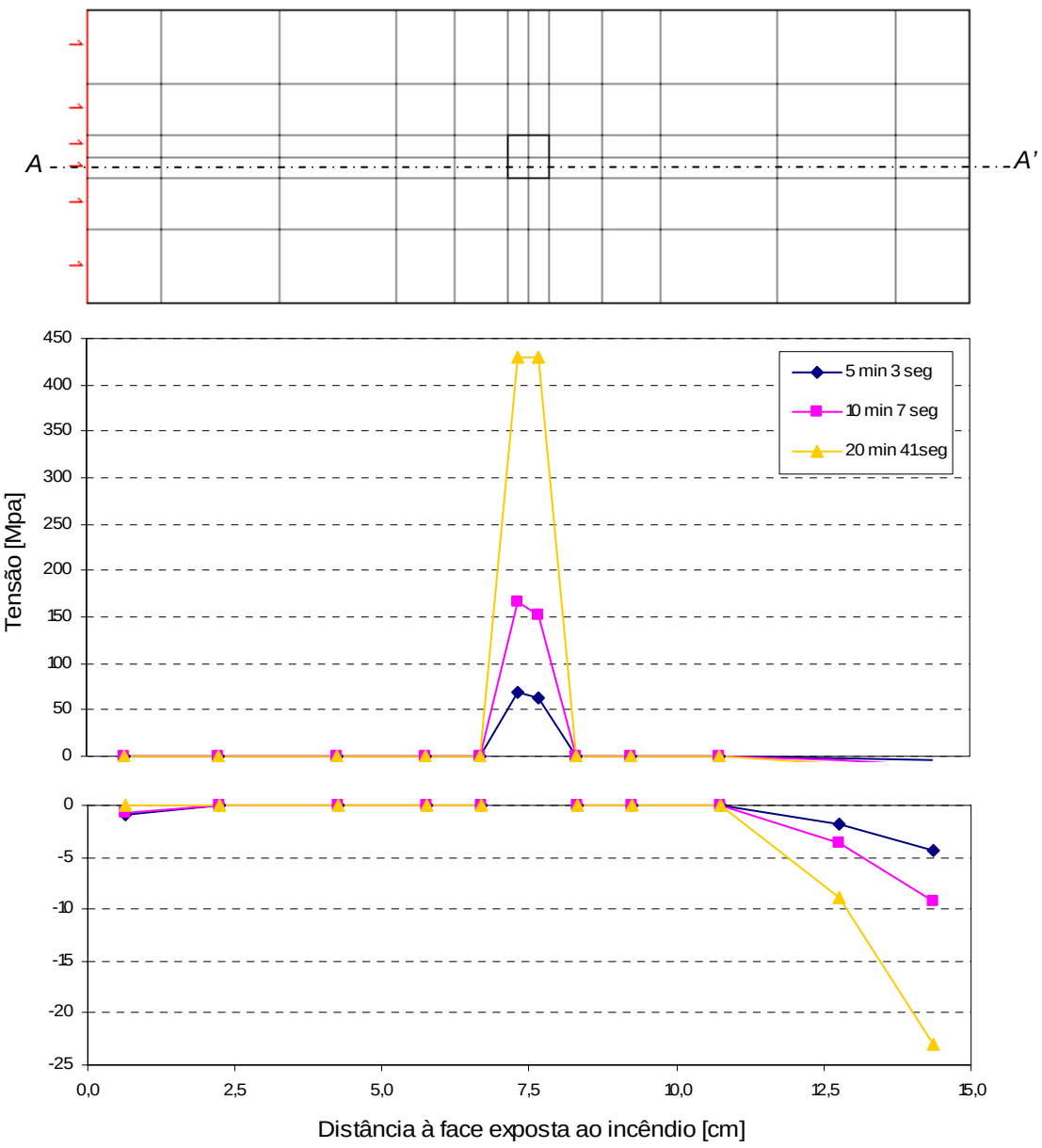


Fig. 7.20 – Distribuição das tensões na secção de betão armado na base da parede com 10m de altura e uma armadura ϕ8 central, para três instantes da análise.

Na análise, à medida que a parede é progressivamente aquecida, as tensões térmicas na face exposta ao incêndio diminuem, enquanto as tensões na face fria aumentam. Contudo, na vizinhança da face aquecida, a zona sujeita a tensões de compressão começa a aumentar. Este facto só é visível na Figura 7.21 para uma parede de 6m porque a discretização de elementos ao longo da secção, (Figura 7.20), não é suficientemente fina e porque o cálculo da

parede de 6m prolonga-se até aos 120min, permitindo assim avaliar melhor o efeito do aquecimento na secção.

A redução das tensões de compressão na face aquecida é devida à deformação plástica do betão e dos efeitos térmicos na tensão de compressão do betão. A redução das tensões de compressão causa uma diminuição do processo de deformação. Esta redistribuição das tensões deve-se à fendilhação do betão quando a parede se deforma devido ao momento flector induzido.

Na face fria da parede, o gradiente das tensões de compressão reactivas crescem atingindo um máximo aos 20min e 41seg, quando ocorre a rotura da parede (Figura 7.20). Para a parede de 6m verifica-se que aos 240min, a tensão de compressão mantém-se quando comparando com o instante 60min (Figura 7.21). No entanto há uma pequena redução das tensões de compressão na face aquecida com a consequente redução nas tensões resistentes na armadura (Figura 7.26).

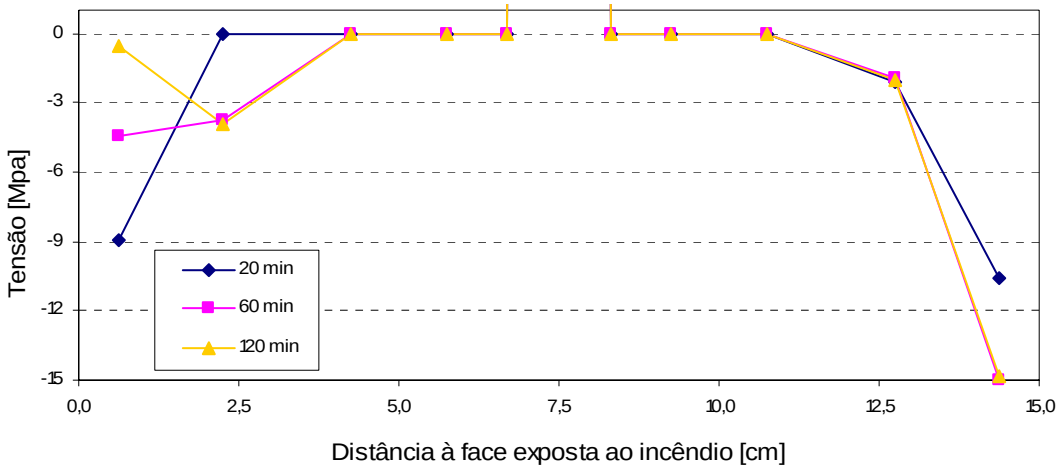


Fig. 7.21 – Análise parcial da distribuição das tensões na secção da base da parede com 6m de altura e uma armadura ϕ8 central, para três instantes da análise.

Como se pode observar na Figura 7.20, as tensões no aço aumentam progressivamente com o tempo. A tracção na armadura contribui conjuntamente com as forças de reacção do betão para resistir às tensões térmicas na face aquecida. As tensões de tracção na armadura são máximas aos 20min ocorrendo a tensão de cedência do aço, ainda não influenciada pela temperatura e portanto correspondente à temperatura ambiente.

Na análise da mesma parede mas com dois níveis de armaduras (Figura 7.22 e 7.23), verifica-se que para a fase inicial do incêndio (Figura 7.22), as tensões de compressão nas armaduras da parede são as máximas possíveis (15seg, para a armadura próxima da face sujeita ao incêndio e 63seg, para a armadura mais afastada daquela face). Durante o aquecimento, entre os 15 e os 32seg, as tensões de compressão na armadura situada próximo da face aquecida da parede diminuem progressivamente devido à deformação e expansão provocada pelo betão. Assiste-se, contudo ainda a um acréscimo médio de compressão em toda a secção,

sobretudo devido ao facto de se ter atribuído uma aplicação do peso próprio da parede gradual ao longo dos 20seg iniciais do cálculo. As extensões ao longo da espessura da parede aumentam progressivamente, à medida que se aumenta a curvatura da parede devido ao momento flector induzido. Com a propagação da fendilhação ao longo da secção, da esquerda para a direita, as tensões de compressão no betão tendem para zero como se observa na face aquecida na Figura 7.23.

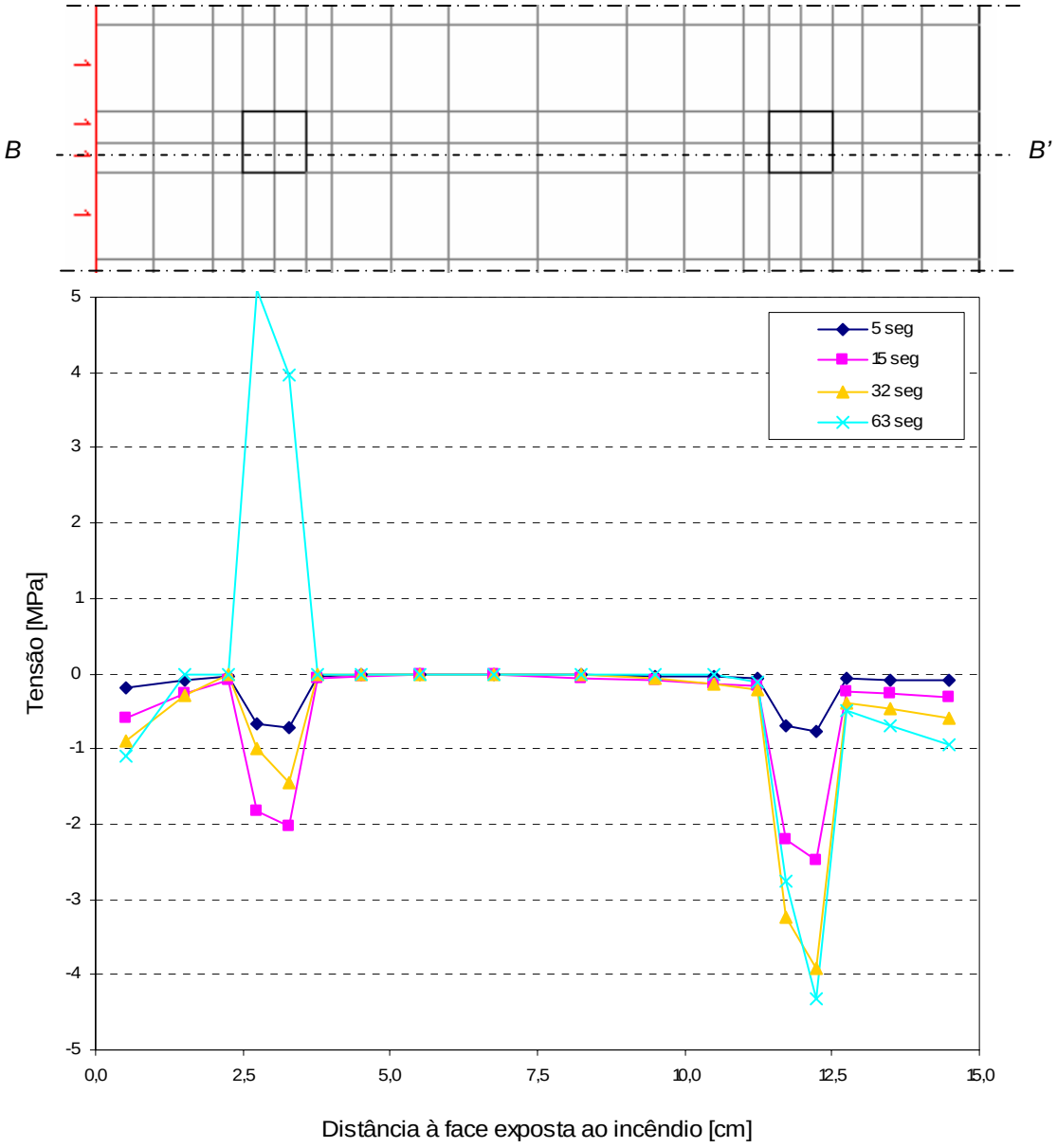


Fig. 7.22 – Distribuição das tensões na secção na base da parede com 10m de altura e dois níveis de armaduras para os instantes iniciais.

Aliás, para os 63seg já se verifica esse fenómeno no segundo valor a contar da face aquecida assinalado na Figura 7.22, assim como a inversão do sinal das tensões experimentadas pela armadura perto da face aquecida, passando-se a registar tracções. Este fenómeno é muito mais expressivo quando o cálculo continua até aos 120min sem se atingir o colapso da estrutura como se observa no cálculo da parede com 3m de altura (Figura 7.36).

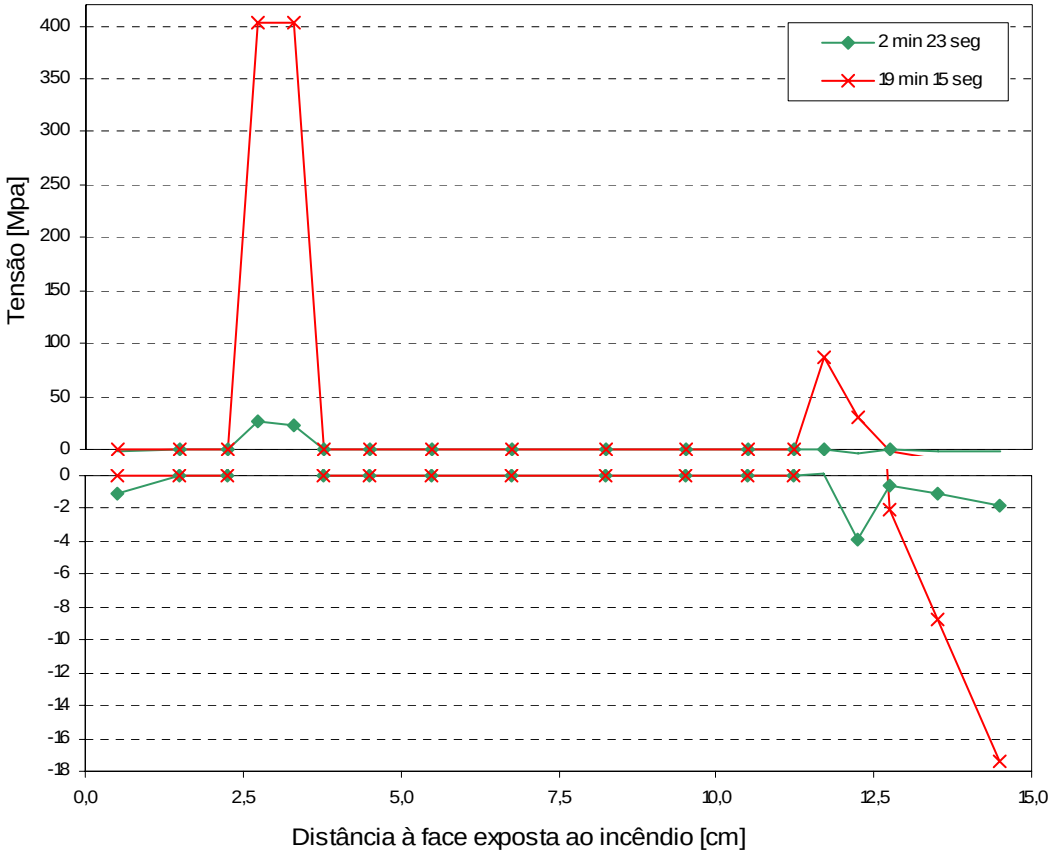


Fig. 7.23 – Distribuição das tensões na secção na base da parede com 10m de altura e dois níveis de armaduras para dois instantes, incluindo o prévio à rotura.

As tensões de compressão crescentes no lado frio da parede resistem aos momentos flectores impostos pela expansão térmica não uniforme ao longo da secção da parede. A partir dos 32seg assiste-se a uma tendência de inversão do sinal das tensões na armadura na face fria até que aos 19min e 15seg a parede colapsa devido à formação de uma rótula na sua base, para tensões de tracção na armadura do lado da face fria da parede.

7.5.2.3 - Estudo paramétrico

No Quadro 7.5 organiza-se um conjunto particular de cálculos, referenciados ao Quadro 7.4, com o propósito de permitir a comparação directa entre os resultados tendo em vista a avaliação do comportamento para determinados parâmetros das paredes em consola, quando sujeitas a um incêndio ISO 834 numa das faces.

Os parâmetros das paredes considerados no estudo são: a espessura, a altura, as secções distintas de betão e disposição de armadura, as secções das armaduras, o efeito das cargas axiais no topo para várias alturas e as secções de parede.

O estudo paramétrico avalia os efeitos da variação de alguns parâmetros no deslocamento horizontal no topo da parede e no momento flector máximo produzido na base da parede em consola.

Quadro 7.5 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada.

PARÂMETROS EM ESTUDO	Altura [t_w=0,150m]		Espessura [H_w=10m]		Armadura			Carga axial		
CÁLCULO	H_w [m]	Esbelteza	t_w [m]	Esbelteza	% Armad	ϕ [mm]	Espaçam. [m]	H_w [m]	Espaçam. [m]	t_w [m]
Pa-A$_9$	6	40								
Pa-A$_{10}$	8	53.3								
Pa-A$_2$	10	67.7								
Pa-A$_{12}$	12	80								
Pa-A$_1$			0,125	80						
Pa-A$_2$			0,150	67.7						
Pa-A$_3$			0,200	50						
Pa-A$_4$			0,250	40						
Pa-A$_{11_8}$					0,30	2ϕ8	0,220			
Pa-A$_{11_10}$					0,48	2ϕ10	0,220			
Pa-A$_{11}$					0,69	2ϕ12	0,220			
Pa-A$_{11_16}$					1,21	2ϕ16	0,220			
Pa-A$_2$					0,67	1ϕ8	0,050			
Pa-A$_5$, Pa-A$_{5_F}$								2	0,050	0,150
Pa-A$_6$, Pa-A$_{6_F}$								3	0,050	0,150
Pa-A$_7$, Pa-A$_{7_F}$								3	0,220	0,150
Pa-A$_8$, Pa-A$_{5_F}$								3	0,220	0,200

As propriedades materiais de base adoptadas na análise são as apresentadas em 7.3.1. Estas propriedades são as de uma parede tipo de um pavilhão industrial com paredes de 10m de altura e com uma percentagem de armadura de 0,67%, colocada a meio da secção de 0,150m de espessura. Considerar-se-á igualmente uma carga uniformemente distribuída na parede correspondente ao seu peso próprio em todas as análises.

7.5.2.3.1 - Altura da parede

Fez-se um estudo da influência da variação da altura da parede no comportamento global duma parede em consola sujeita numa das faces ao incêndio ISO 834. A intenção é a de modelar o comportamento ao fogo das paredes, para diferentes alturas: 6, 8, 10 e 12m, mantendo todos os outros parâmetros inalterados como a sua secção de betão e aço.

Deslocamento horizontal no topo da parede

Apresenta-se na Figura 7.24 o deslocamento horizontal no topo das paredes em consola com várias alturas, ao longo do tempo e sujeitas à referida solicitação térmica para além do seu peso próprio. O efeito do deslocamento horizontal para as paredes analisadas deve-se à expansão térmica não uniforme da parede (curvatura térmica) e ao efeito de segunda ordem que o peso próprio promove. À medida que a altura das paredes é incrementada, o tempo para

se atingir a rotura diminui. Para qualquer período de tempo de exposição ao fogo, os deslocamentos do topo das paredes aumenta com o aumento da altura da parede.

Da observação da Figura 7.24, verifica-se que apenas a parede de 6m resistiu aos 120min da simulação numérica. As restantes paredes atingiram a rotura aos 76min (H_w=8m) 20min (H_w=10m) e 8min (H_w=12m).

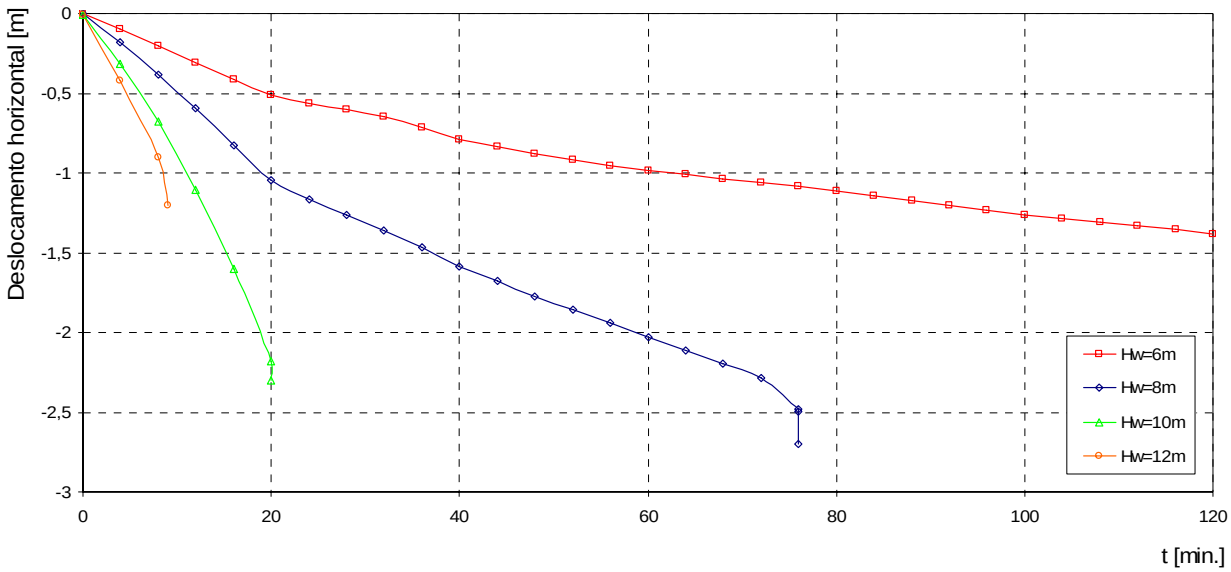


Fig. 7.24 – Deslocamento horizontal no topo da parede com a altura de: 6m, 8m, 10 e 12m.

As paredes de 6 e 8m de altura apresentam uma evolução dos deslocamentos com duas taxas de crescimento distintas. Uma primeira, mais acentuada até aos 20min e para ambas as paredes, depois apresentam um patamar em que o comportamento é algo erróneo e finalmente entram numa fase crescente do deslocamento horizontal mais suave até que atingem a rotura (o cálculo para a parede de 6m terminou aos 120min pelo que não se atingiu a rotura). As paredes de 10 e 12m de altura apresentam taxas de crescimento dos deslocamentos horizontais no topo, crescentes com o tempo reflectindo a importância que o efeito de segunda ordem tem no colapso destas estruturas.

O efeito de segunda ordem faz-se sentir pouco para a parede de 6m de altura mas esse efeito é crescentemente preponderante com o acréscimo da altura da parede. Os deslocamentos horizontais no topo da parede de 6m têm uma tendência assimptótica em relação a um deslocamento limite tendo-se atingido um valor de 1,38m ao fim dos 120min de incêndio.

A parede de 8m de altura atinge um deslocamento de 1,07m ao fim de 25min com uma taxa acentuada de crescimento (Figura 7.24). Para além desse período, a taxa de crescimento desse deslocamento diminui, até se atingir o colapso para um deslocamento máximo de 2,5m aos 76min.

A parede de 10m de altura analisada reflecte o efeito de segunda ordem na tendência crescente mais acentuada do deslocamento horizontal do topo, colapsando ao fim de 20min quando esse deslocamento atinge 2,20m (Figura 7.24).

A parede de 12m de altura colapsa muito rapidamente ao final de 8min, podendo-se apreciar o seu súbito acréscimo inicial do deslocamento horizontal terminando com 1,20m de deslocamento no colapso (Figura 7.18).

Lim, [13] mostrou que a consideração da ausência de resistência à tracção por parte do betão é mais significativa para fases iniciais do que para as fases finais do incêndio. Este facto deve-se à ocorrência da fendilhação para fases mais avançadas do incêndio reduzindo a potencial contribuição da tensão de tracção do betão. Uma parede sem qualquer resistência à tracção do betão considera-se totalmente fendilhada diminuindo a rigidez à flexão da secção. Por conseguinte, é natural obterem-se maiores deformações para momentos flectores aplicados equivalentes. A não consideração da resistência à tracção do betão, no comportamento das paredes sujeitas ao fogo, é mais notória quando a altura destas aumenta. Refira-se que não é razoável considerar o efeito da temperatura na variação da resistência à tracção do betão pois a fendilhação ocorre antes que esse efeito térmico tenha significado.

As análises numéricas foram realizadas considerando que a resistência à tracção do betão é nula. Neste caso, o momento flector resistente resulta apenas da tensão de tracção no aço e da compressão do betão. A consideração da resistência à tracção no betão reduz a deformação da parede. Esta diminuição da deformação é mais visível durante a fase inicial do incêndio, Lim, [13]. No entanto, numa fase mais avançada do incêndio para as paredes mais resistentes, o comportamento dos deslocamentos das paredes, com ou sem resistência à tracção do betão, torna-se semelhante. Essa semelhança aumenta para maiores períodos de exposição ao incêndio.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.25 a variação dos momentos flectores na base das paredes com secção 0,050x0,150m^2 e uma armadura central 1ϕ8, considerando diferentes alturas.

A tendência dos momentos flectores com o tempo, na base da parede, é similar à evolução dos deslocamentos horizontais no topo das paredes tal como se observa na Figura 7.24. Tal facto comprova à relação directa dos deslocamentos da parede com aqueles momentos flectores e portanto a importância do efeito de segunda ordem.

O momento flector nominal destas paredes à temperatura ambiente é de 28kN·m/m para a secção tipo *I* e 29kN·m/m para a secção tipo *II*, respectivamente (Figuras 7.16 e 7.17) por metro unitário de largura.

Verifica-se que, para uma parede de 6m de altura, o momento flector na base não se aproxima de modo algum do seu momento flector resistente. Isto significa que uma parede de 6m de altura com 0,67% de armadura apenas poderá entrar em colapso se for submetida a um incêndio com duração superior a 120min.

A parede de 8m de altura apresenta um comportamento de aproximação gradual até ao seu momento flector resistente, colapsando quando o aço entra em cedência.

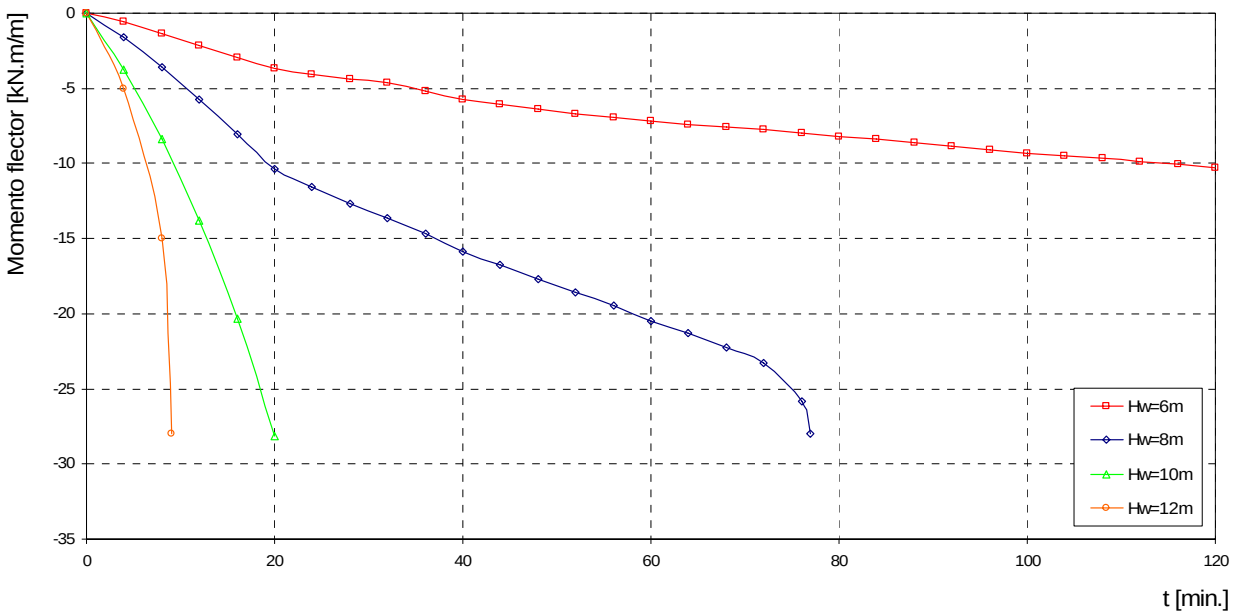


Fig. 7.25 – Variação dos momentos flectores na secção 0,050x0,150m^2 e 1ϕ8, da base das paredes de diferentes alturas.

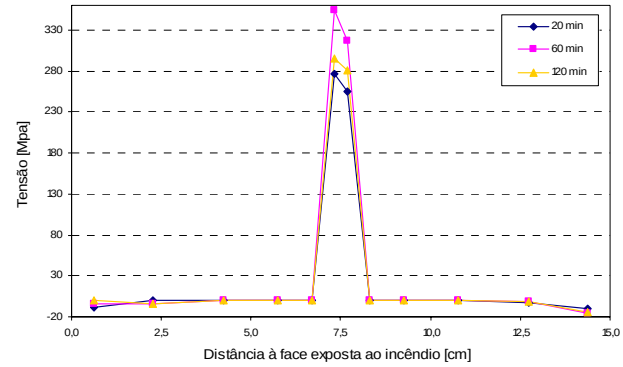
A parede de 10m de altura mostra uma tendência de aproximação do seu momento flector com aquele valor nominal até aos 20min quando colapsa devido à cedência da armadura. A parede de 12m de altura acentua ainda mais a sua aproximação ao momento flector resistente quando colapsa aproximadamente aos 8min. O seu momento flector nominal não é atingido, mas devido ao diferente modo de rotura (por encurvadura), acabando por colapsar.

Discussão – Comportamento das paredes de diferentes alturas

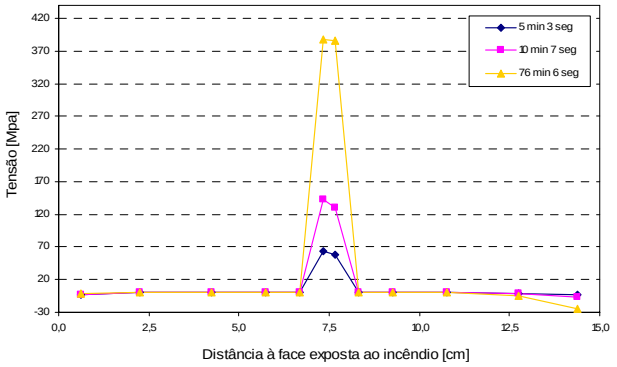
Apresenta-se na Figura 7.26 a distribuição de tensões na secção de encastramento das paredes com 6, 8, 10 e 12m de altura. Os níveis de tensão ali apresentados são, em conjunto com as figuras anteriores, fundamentais para o entendimento posterior referido do comportamento de paredes com várias alturas, sobretudo no que se refere ao modo de rotura.

Parede de 6m

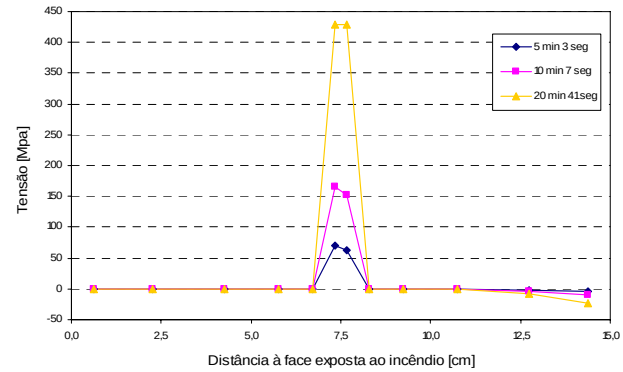
Durante a fase inicial, as deformações da parede são devidas à curvatura térmica. Durante as fases mais avançadas, o efeito de segunda ordem afecta ligeiramente os deslocamentos. Os deslocamentos para ambos os casos tendem assimptóticamente para um valor limite (Figura 7.24). A razão pela qual esta parede não colapsa deve-se à proporção entre a percentagem de armadura da parede e a sua menor altura, quando comparando com os restantes cálculos. Ou seja, o momento flector resistente da parede é muito maior do que o momento flector actuante potenciado pelo efeito de segunda ordem. Logo, a parede não colapsa. O abaixamento da tensão de tracção mobilizada na armadura evidenciada na Figura 7.26a) deve-se à redução daquela característica mecânica com a temperatura (Anexo2).



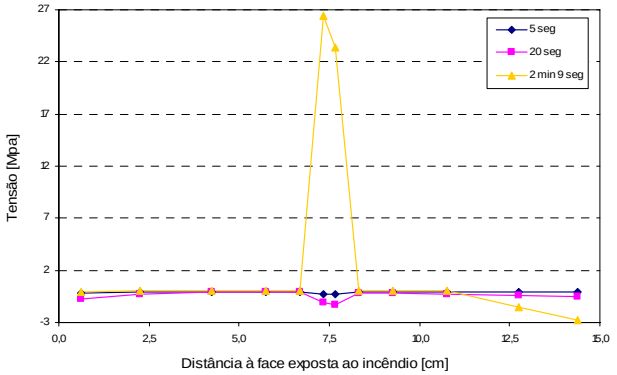
a) 6m



b) 8m



c) 10m



d) 12m

Fig. 7.26 – Distribuição de tensões na secção 0,050x0,150m^2 de encastramento e 1ϕ8 das paredes com diferentes alturas.

Parede de 8m

Ao contrário da parede de 6m, esta parede colapsa durante uma fase avançada do incêndio. O colapso da parede deve-se à formação de uma rótula plástica na base da parede quando a armadura entra em cedência (Figura 7.26b). A causa do colapso é devido ao momento flector provocado pelo efeito de segunda ordem. Para além disso, e como esta parede só colapsa sensivelmente ao fim de 76min, o momento flector resistente da parede vai diminuindo, embora progressivamente, à medida que a tensão de cedência do aço também diminui com o efeito térmico (Anexo 2).

Quando a rótula plástica se forma na base da parede, o modelo numérico detecta instabilidade na estrutura. Isto é causado pelo facto da matriz de rigidez se tornar negativa e o modelo ser incapaz de iterar o passo seguinte.

Parede de 10m

O colapso desta parede deve-se à formação de uma rótula plástica na base da parede quando a armadura entra em cedência (Figura 7.26c). Durante a fase inicial do aquecimento, o deslocamento horizontal é devido à curvatura térmica da parede. O efeito de segunda ordem é pequeno na fase inicial de aquecimento mas rapidamente faz aumentar os deslocamentos causando a cedência da armadura. Aos 20min e 41seg, como se pode observar pela Figura 7.26c), sendo um período de tempo extremamente curto depois de se ter iniciado o incêndio

normalizado ISO 834, aquela cedência ocorre para o valor inalterado da tensão de cedência do aço. Assim, o colapso da parede dá-se exclusivamente devido ao efeito de segunda ordem.

Parede de 12m

Por maioria de razão, também para esta parede, o modo de rotura é devido à encurvadura. Na fase de rotura, a rigidez à flexão na base da parede é reduzida (devido à fissuração do betão) até que a carga de encurvadura da parede é alcançada. A armadura não entra em cedência na fase de rotura.

Depois deste estudo inicial e das suas conclusões, naturalmente se observa a importância da consideração do efeito de segunda ordem.

7.5.2.3.2 - Espessura da parede

É aqui analisado o comportamento das paredes com 10m de altura e diferentes espessuras. As espessuras das paredes foram escolhidas de forma a que as esbeltezas fossem as mesmas que as resultantes do estudo anterior, correspondente à variação de altura das paredes (Quadro 7.5). Contudo, existe uma ligeira diferença entre as esbeltezas da parede de 8m de altura e 0,150m de espessura e da parede de 10m e 0,200m (50 para 53,3).

A maioria das paredes utilizadas na prática pode ter as espessuras apresentadas no Quadro 7.5 exceptuando-se a do cálculo *Pa-A_4*, a qual considera uma espessura de parede de 0,250m. Esta espessura foi precisamente escolhida para se obter a esbelteza de 40 potenciando uma possível comparação com os resultados obtidos na secção anterior. Na prática, um painel de parede com a espessura de 0,250m requer dois níveis de armadura. Para o propósito desta análise, apenas foi considerado um nível central de armadura em vez dos dois níveis.

Deslocamento horizontal no topo da parede

Apresenta-se na Figura 7.27, a traço cheio, a variação do deslocamento horizontal da parede com 10m de altura e diferentes espessuras. A Figura 7.27 permite comparar os resultados para paredes com diferentes esbelteza independentemente de serem alcançadas pela variação da espessura ou da altura da parede (obtidos na secção anterior). A principal conclusão é a de que os deslocamentos horizontais da parede são inversamente proporcionais à espessura da mesma.

Esbelteza, λ=40,0

Dois casos foram analisados para uma esbelteza de 40. A análise *Pa-A_9* correspondente a uma parede de 6m de altura com 0,150m de espessura e a análise *Pa-A_4* correspondente a uma parede de 10m de altura e 0,250m de espessura. O comportamento dos deslocamentos horizontais máximos alcançados no topo da parede é, para ambos os casos, similar. Contudo, o deslocamento para um determinado instante, para a parede mais alta e mais espessa, é maior quando comparado com a parede mais baixa e menos espessa. A variação dos

deslocamentos entre aqueles dois cálculos varia crescentemente desde os 38% aos 40min e os 85% no fim da simulação.

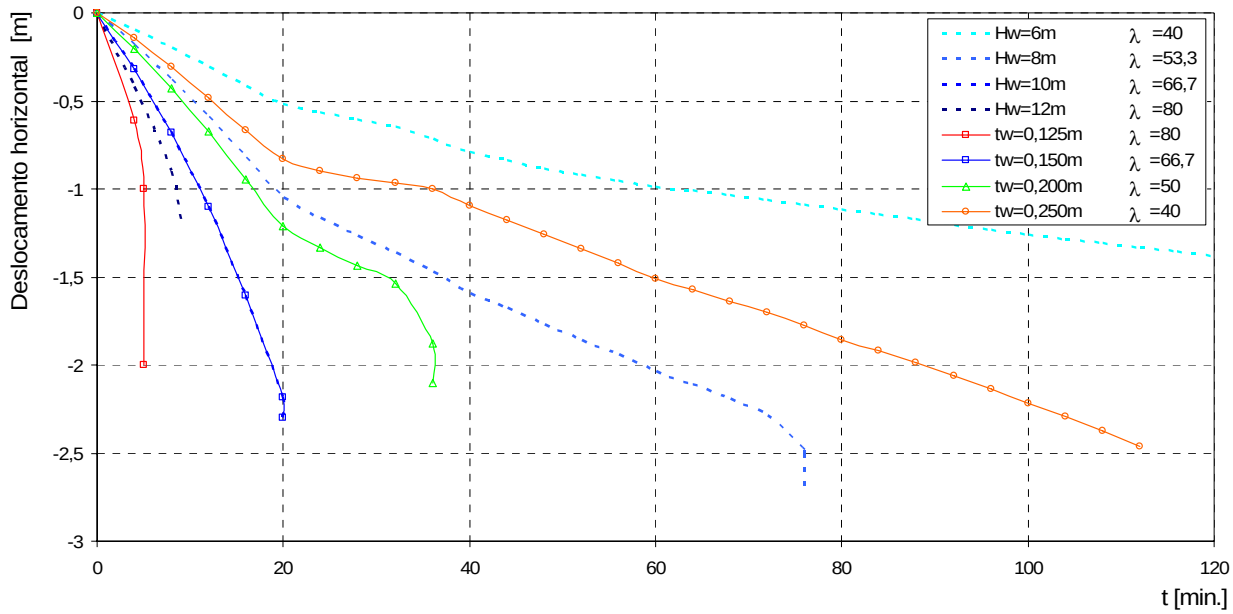


Fig. 7.27 – Variação do deslocamento horizontal no topo das paredes com diferentes esbeltezas, variando a altura ou espessura da parede.

Esbelteza, λ=53,3 e 50

A tendência dos deslocamentos, para as paredes com esta esbelteza, é semelhante à das paredes com esbelteza de 40,0. A parede de 10m de altura (cálculo *Pa-A*$_3$) deforma mais do que a parede de 8m, (cálculo *Pa-A*$_{10}$) em qualquer instante. As diferenças das deformadas variam dos 15%, aos 20min, até aos 32% para uma fase mais avançada do incêndio. Assim, a parede de 10m de altura colapsou aos 36min quando tal colapso só ocorreu aos 76min na parede de 8m.

Esbelteza, λ=66,7

Não se podem tirar conclusões já que as paredes são geometricamente iguais.

Esbelteza, λ=80,0

Para esta esbelteza dois casos foram analisados. O cálculo *Pa-A*$_{12}$ correspondente à parede de 12m de altura com 0,150m de espessura e o cálculo *Pa-A*$_1$ da parede de 10m de altura e 0,125m de espessura. Ambas as paredes mostram um comportamento semelhante dos deslocamentos horizontais máximos. A parede de 12m de altura tem deslocamentos francamente superiores quando comparada com a parede de 10m. A parede de 12m de altura resiste mais tempo (9min contra 5min) e suporta menores deslocamentos (1,2m contra 2m).

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.28 a variação do momento flector na base das paredes com diferentes espessuras para uma altura de 10m, com o tempo quando estão sujeitas ao

incêndio ISO 834 numa das faces. A tendência do comportamento do momento flector é semelhante à apresentada pelos deslocamentos horizontais no topo das paredes representados na Figura 7.27. A capacidade resistente cresce naturalmente com a espessura da parede. A parede com λ=40 colapsou ao fim de quase 120min devido à cedência da armadura. Os modos de rotura das paredes com λ=66,7 e λ=53,3 são devidos à cedência da armadura na base da parede. A parede com λ=80 colapsa por encurvadura, antes do momento flector nominal ser atingido.

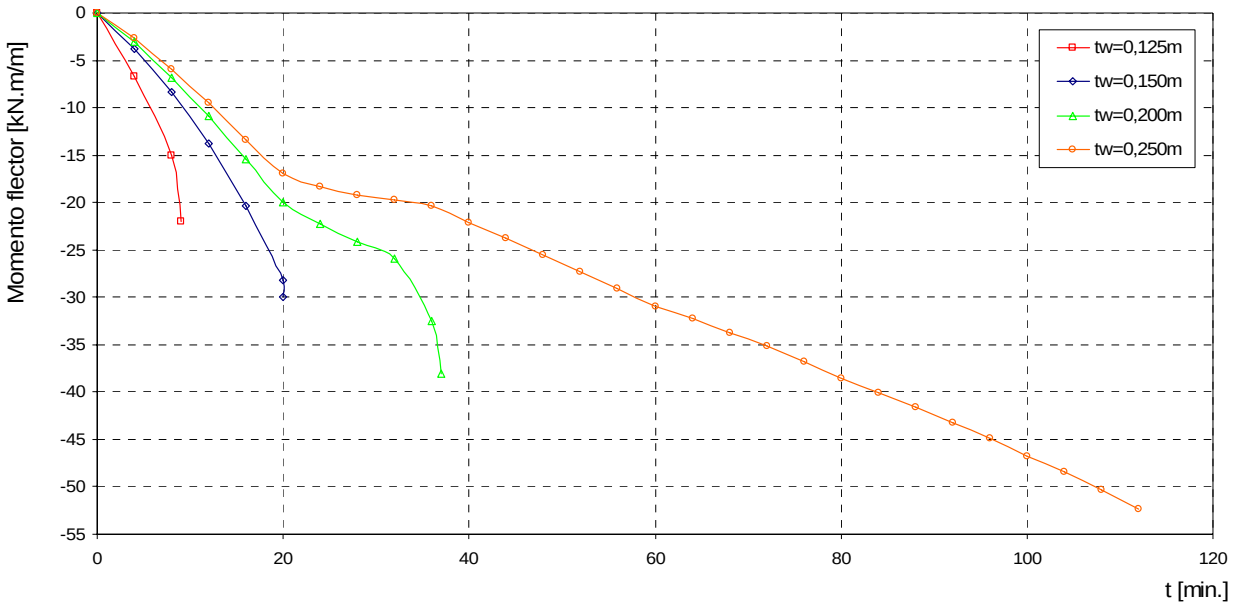


Fig. 7.28 – Variação dos momentos flectores na base das paredes com diferentes espessuras.

Atinge-se a rotura devido ao efeito de segunda ordem. O momento flector, devido aos efeitos da expansão térmica e de segunda ordem, não pode ser equilibrado pelas tensões de compressão e tracção mobilizáveis na parede, provocando o seu colapso.

Discussão – Comportamento das paredes de diferentes espessuras

Apresenta-se na Figura 7.29 a distribuição de tensões na secção de encastramento da parede com 10m de altura e secção de 0,125m.

Os níveis de tensão ali apresentados são, em conjunto com a análise da Figura 7.26, fundamentais para a definição do comportamento dessa parede em particular, sobretudo no que se refere ao modo de rotura. Refira-se que para os restantes casos de paredes com 10m de altura e espessuras crescentes, a tensão de cedência das armaduras foi sempre atingida (Figura 7.26c). Exceptua-se esta parede com espessura de 0,125m em que a rotura ocorre antes dos 4min para uma tensão máxima na armadura de pouco mais de 100MPa.

Dois tipos de comportamento foram observados na análise estrutural realizada (desde as paredes com altura distinta até aquelas com espessura variável):

i) Para valores de esbeltezas de λ=40 e λ=53,3, as paredes de maior espessura e maior altura apresentam maiores deslocamentos no topo da parede, para qualquer instante, apesar de apresentarem a mesma esbelteza que as paredes mais delgadas e menos altas. Este facto deve-se ao peso e altura extra das primeiras. Por sua vez, para as paredes de maior esbelteza, a rotura ocorre mais cedo devido ao efeito de segunda ordem. O modo de rotura destas paredes acontece devido à cedência do aço.

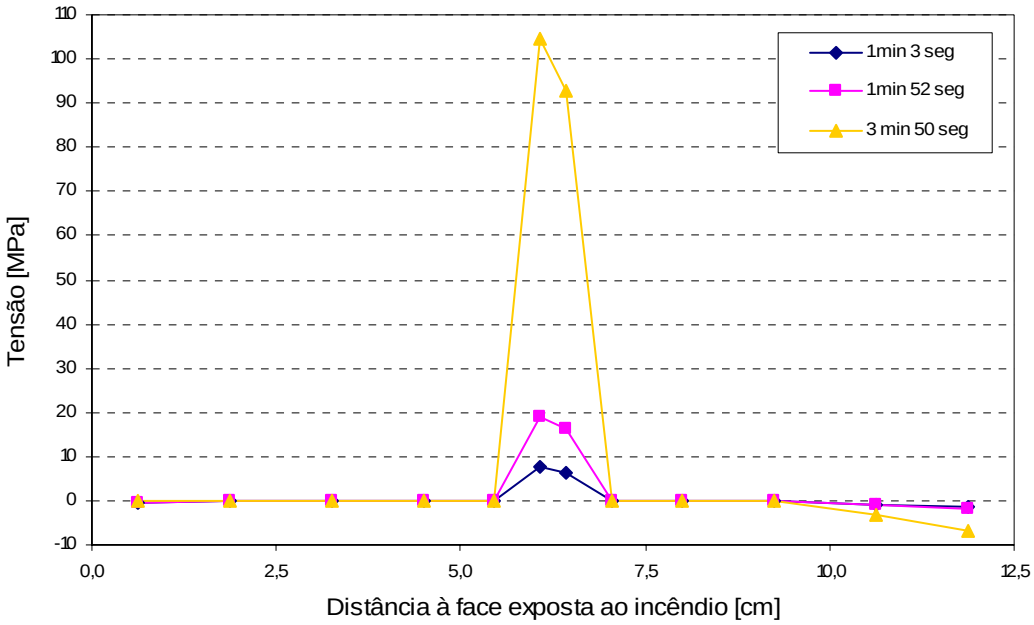


Fig. 7.29 – Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 10m de altura e 0,125m de espessura.

ii) O modo de rotura das paredes mais esbeltas (λ=80,0) é o da encurvadura. A maior espessura e altura da parede de 12m potencia uma maior resistência ao fogo para menores deslocamentos no topo. A parede mais espessa tem uma maior rigidez à flexão justificando a sua maior resistência à encurvadura.

A análise mostrou que, à medida que a espessura da parede aumenta, as deformações horizontais das paredes diminuem. Ou seja, as paredes devem ser construídas espessas para reduzir a deformação de origem térmica. Isto corresponde a reduzir o momento flector devido ao efeito de segunda ordem na base das paredes.

7.5.2.3.3 - Percentagem de armadura

Para investigar o efeito da variação da percentagem de armadura na deformação da parede, foram analisadas paredes com 6m de altura em que apenas se variou a percentagem de armadura, mantendo-se todos os outros parâmetros como especificado na secção 7.3.1. A

percentagem de armadura na secção da parede foi materializada através da escolha dos varões de aço comerciais mantendo o seu espaçamento em 0,22m, considerado para a secção tipo *II*. Obtiveram-se as relações de área aço/betão apresentadas no Quadro 7.5 e agora referenciadas na Figura 7.30. Pareceu fazer sentido a análise para uma secção com dupla armadura. Assim, a análise correspondeu a uma secção de 0,220x0,150m^2 com dois varões considerando-se os seguintes diâmetros: 8, 10, 12 e 16mm (cálculos respectivamente, *Pa-A$_{11_8}$, Pa-A$_{11_10}$ Pa-A$_{11}$ e Pa-A$_{11_16}$*). Complementarmente comparam-se os resultados com o cálculo em que a secção é 0,050x0,150m^2 e um único varão central de 8mm mas cuja percentagem de armadura é equivalente à outra secção com 2 varões de 12mm (0,67% - cálculo *Pa-A$_9$*).

Deslocamento horizontal no topo da parede

Apresenta-se na Figura 7.30 a variação, minuto a minuto, do deslocamento horizontal no topo das paredes com diferentes percentagens de armadura.

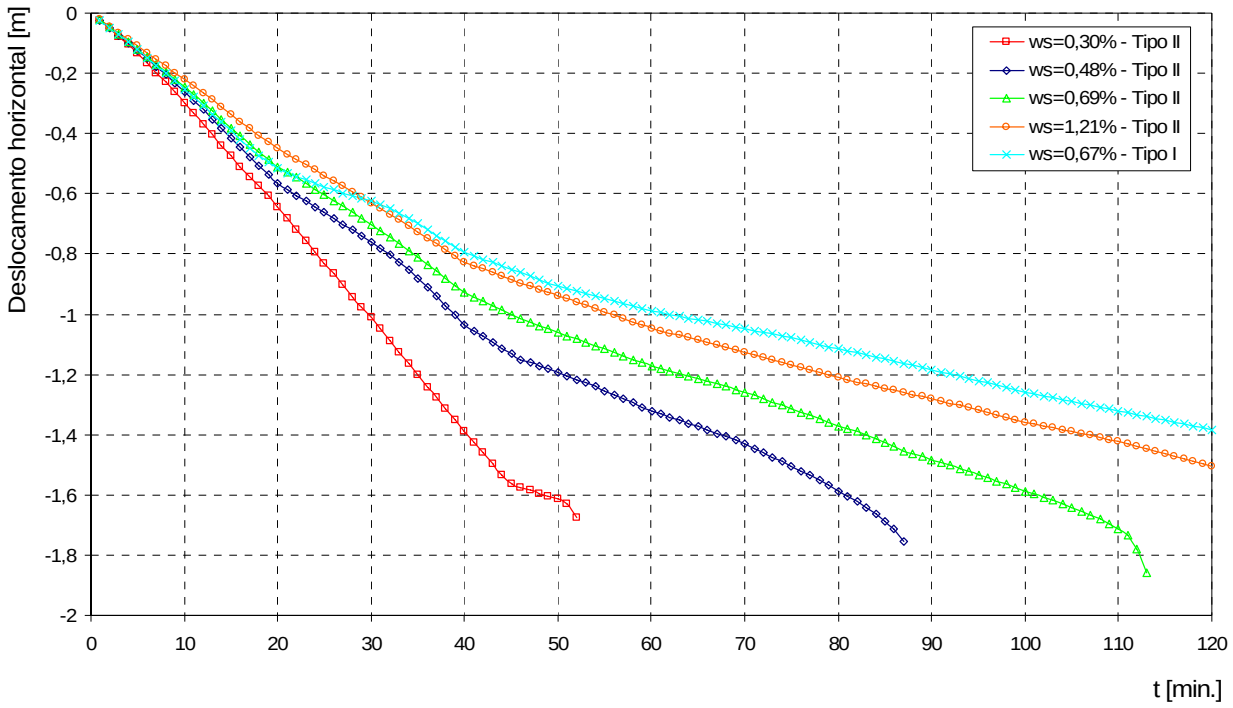


Fig. 7.30 – Variação do deslocamento horizontal no topo da parede com 6m de altura para diferentes percentagens de armadura para a secção tipo *I* e tipo *II*.

Através da Figura 7.30 e para o cálculo *Pa-A$_9$* (secção tipo *I*) verifica-se que a rotura da parede apenas só com um varão e para uma percentagem de armadura de 0,67% ocorre depois dos 120min após o início do incêndio. Tal não se verifica para o cálculo *Pa-A$_{11}$* para a secção tipo *II* com 2 varões de 12mm e mesma percentagem de armadura, e cuja rotura ocorre aos 113min. Apesar de ser uma parede que apresenta uma resistência à flexão superior, o menor recobrimento das armaduras na secção tipo *II* condicionou fortemente o comportamento. Tal facto é confirmado pela observação das Figuras 7.16 e 7.17, referenciando os valores dos momentos flectores resistentes ali assinalados ao instante inicial e aos 120min, e normalizando

os valores daqueles momentos flectores por metro linear de parede. Obtêm-se os valores de: 28kN·m/m e 24kN·m/m para a secção tipo *I* e 29kN·m/m e13kN·m/m para a secção tipo *II*, respectivamente para o instante 0 e 120min.

Observa-se na Figura 7.30 que, sobretudo para percentagens pequenas de armadura, a taxa de crescimento dos deslocamentos aumenta quando a parede se aproxima do seu ponto de rotura.

Os cálculos com as duas secções tipo para diferentes distribuições de armadura (para sensivelmente a mesma percentagem de armadura) conduzem a tempos de rotura distintos embora com valores de deslocamento horizontal no topo inferiores a partir dos 23min, quando a armadura é colocada no centro da secção. Na fase final do cálculo, para a secção tipo *II*, a temperatura da armadura estando perto da face da parede submetida ao incêndio faz com que a rotura se dê mais bruscamente, ocorrendo nessa altura um acréscimo da taxa do deslocamento. Reduzindo a percentagem de armadura para 0,30%, cerca de 57% menos de armadura face ao valor de 0,67%, o tempo ao fim do qual se atinge a rotura diminuiu de 113min para 52min. O deslocamento máximo diminui de 1,88m para 1,68m. A tendência dos deslocamentos para estas percentagens de armadura é semelhante, mostrando no entanto uma tendência de rápido crescimento dos deslocamentos na fase final do cálculo apenas no cálculo com mais armadura e evidenciando um patamar no cálculo com pouca armadura. Este patamar reflecte a importância da redução das características materiais para se atingir a rotura. Nos cálculos com mais armadura, o grande acréscimo da deformação imediatamente antes da rotura evidencia a importância do efeito de segunda ordem para se atingir a rotura.

Aumentando a percentagem de armadura de 0,69% para 1,21%, o comportamento da parede melhora significativamente. A taxa dos deslocamentos horizontais da parede diminui e o tempo ao fim do qual se atinge a rotura aumenta. Verifica-se que nos primeiros minutos, os deslocamentos no topo de todas as paredes são semelhantes denotando-se um efeito insignificante da variação da percentagem de armadura. Enquanto a parede com 0,30% de armadura colapsa para os 52min, a parede com 0,48% de armadura colapsa aos 87min, e a parede com 0,69% de armadura colapsa aos 113min, todas para deslocamentos no topo entre os 1,67m e os 1,87m correspondente ao instante da rotura.

Pela observação da Figura 7.30 todas as paredes, com excepção da que tem menor percentagem de armadura, apresentam uma evolução dos deslocamentos horizontais no topo da parede particular entre os 20 e 40min. Aliás, a alteração da evolução dos deslocamentos no topo das paredes ocorre quando se aumenta a percentagem de armadura de 0,30% para 0,48%. A tendência de abrandamento dos deslocamentos naquele período dos 20 aos 40min corresponde ao referido patamar antes da rotura no cálculo com menor armadura. Aquela redução deve-se aos efeitos contrários do gradiente térmico na secção que tende a encurvar a parede por dilatação diferida na secção e consequentemente mobilizar efeitos de segunda ordem e por outro lado a mobilização de maiores tensões na armadura crescente no início daquele período face a um menor efeito do gradiente térmico. No fim do período, perto dos 40min, assiste-se a um acréscimo da taxa daqueles deslocamentos devido à importância da

redução das características mecânicas do aço. A partir dos 40min, a taxa de crescimento dos deslocamentos diminui devido sobretudo ao efeito conjunto das armaduras em ambas as faces na mobilização do momento flector resistente. Tal é justificado mais pormenorizadamente quando se observa a Figura 7.31 correspondente à distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 6m de altura e 0,150m de espessura com 2ϕ12 para os instantes 5, 20, 40 e 60min. E mais particularmente quando se observa a evolução das tensões nas duas armaduras entre os 40 e os 60min.

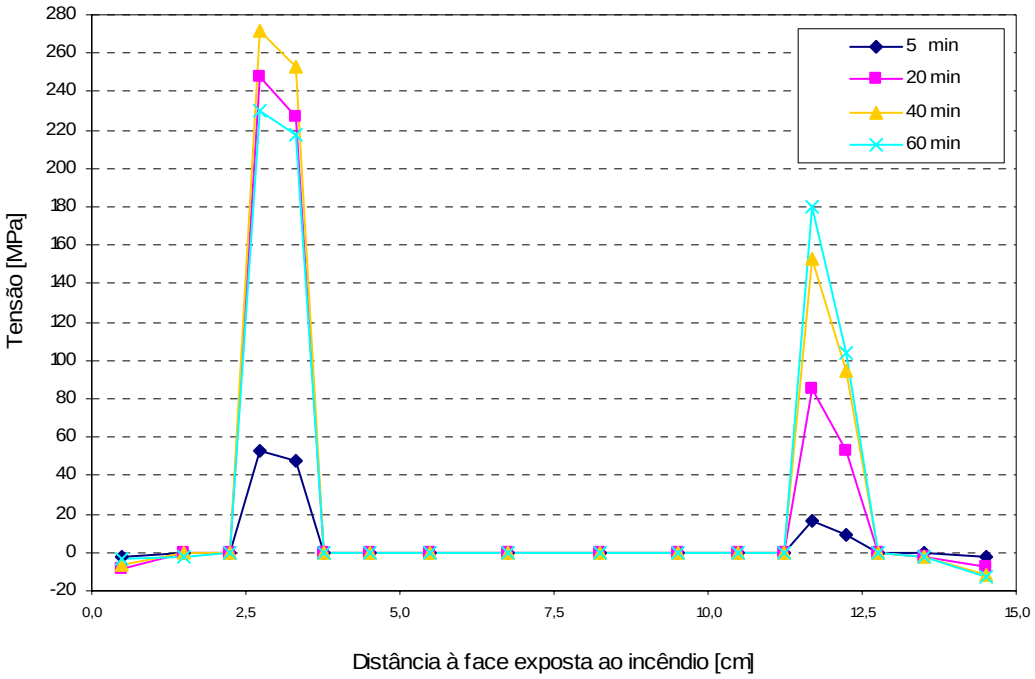


Fig. 7.31 – Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 6m de altura e 0,150m de espessura com 2ϕ12 para os instantes 5, 20, 40 e 60min.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.32 a variação dos momentos flectores na base das paredes com diferentes percentagens de armadura. Verifica-se naturalmente que, quando a percentagem de armadura aumenta, a resistência à flexão da parede também aumenta. Consequentemente, o tempo necessário para se formar uma rótula plástica na base da parede aumenta, para mobilizações de momentos flectores de valor crescente.

Discussão – Comportamento das paredes com diferentes percentagens de armadura

O modo de rotura da parede com 0,30% de armadura é a cedência das armaduras. Ela ocorre quando a fendilhação na base da parede reduz a rigidez à flexão ao ponto desta já não conseguir suportar o seu peso próprio. Quando se aumenta a percentagem de armadura, o modo de rotura da parede altera da cedência das armaduras para a encurvadura. Nesta análise, quando ocorre a encurvadura, não são atingidos os valores de cedência do aço e da resistência última do betão.

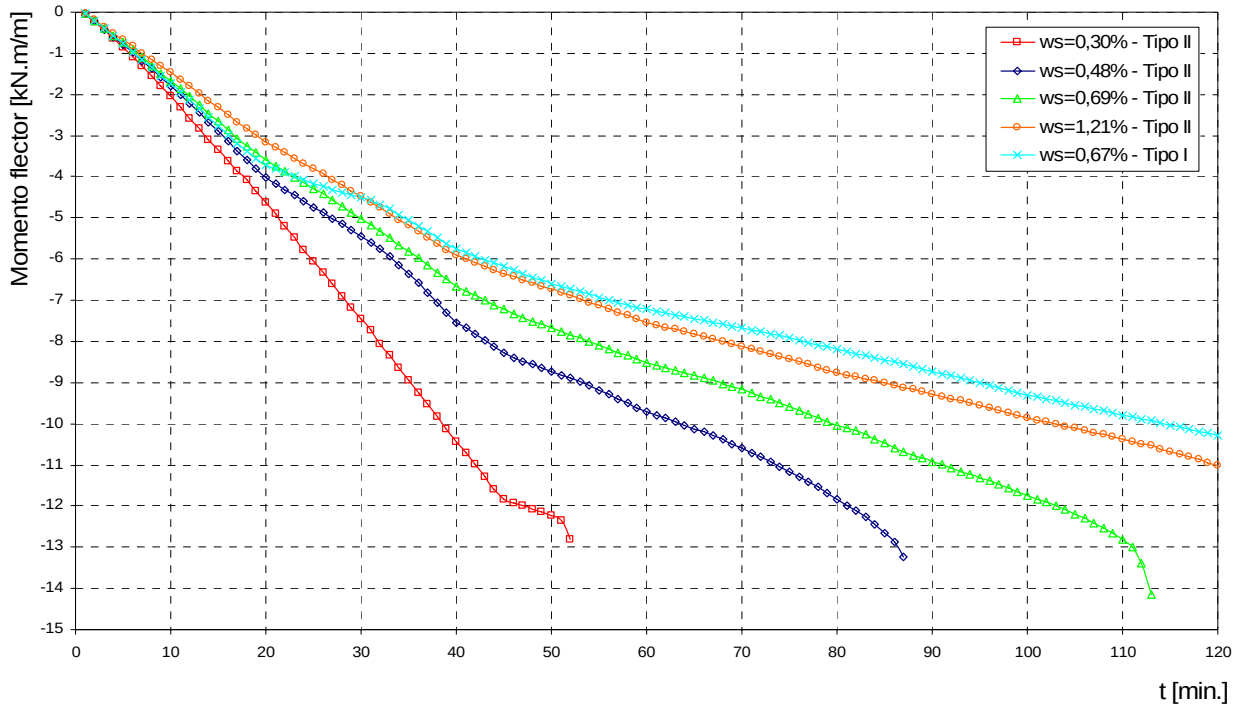


Fig. 7.32 – Variação do momento flector na base da parede com 6m de altura para diferentes percentagens de armadura para a secção tipo *I* e tipo *II*.

Apesar da alta percentagem de armadura reduzir os deslocamentos no topo da parede, aumentando correspondentemente o seu momento flector resistente, esta mantém o seu colapso devido à encurvadura.

Verificou-se que, para a mesma percentagem de armadura, o duplicar o número de camadas não alterou significativamente o comportamento da parede pois elas colapsam devido ao efeito de segunda ordem e não tanto ao efeito térmico no aço das armaduras. De facto apesar de haver um braço de equilíbrio de forças maior para o caso de haver dois níveis de armaduras, a percentagem de armadura também é menor (do lado onde se geram tracções). O colapso para a secção tipo *II* ocorre numa fase do incêndio relativamente cedo, na qual a armadura não perdeu a totalidade da sua resistência devido ao efeito térmico.

Por outro lado, se a percentagem e distribuição das armaduras duplicar, as paredes comportam-se pior e colapsam após um período menor de exposição ao incêndio. As paredes com grandes percentagens de armadura resistem ao fogo um período de tempo superior.

7.5.2.3.4 - Carga axial

Nesta secção apresentam-se os cálculos para paredes que vencem um piso com 2 e 3m (cálculos *Pa-A_5, Pa-A_{5_F}, Pa-A_6, Pa-A_{6_F}, Pa-A_7, Pa-A_{7_F}, Pa-A_8 e Pa-A_{8_F}* – Quadro 7.4). Nestes cálculos, a especificação "$_F$", refere-se à consideração da carga axial no topo da parede. Enquanto que para a parede de 2m de altura se considerou apenas uma secção, para a

parede de 3m consideraram-se 3 secções distintas. Atendendo aos cálculos anteriores e verificando-se a importância do efeito de segunda ordem acoplado ao efeito térmico do incêndio ISO 834, sobretudo para paredes com altura superior a 6m, faz todo o sentido considerar o efeito de uma carga no topo da parede, correspondente à acção de uma laje que ali se apoie, para além do seu peso próprio. Assim consideraram-se as acções especificadas no parágrafo 7.3.1 para uma largura de influência duma laje simplesmente apoiada no bordo da parede em 2,5m. Essa carga representa cerca de 0,35% da carga limite à compressão do elemento analisado. Contudo saliente-se a importância de considerar o apoio superior para que se possa incrementar o valor da carga axial no topo da parede.

Pareceu fazer aqui sentido o cálculo para uma secção com dupla armadura, já que a parede fica sujeita à combinação da acção do incêndio e de outros carregamentos.

Por ser mais simples fez-se, para cada conjunto de pilares em análise referenciados pelos respectivos números em índice nos cálculos respectivos, a comparação dos deslocamentos horizontais no topo da parede e do momento flector na base da parede.

Deslocamento horizontal no topo da parede e momento flector na base da parede

1º Estudo

Apresenta-se na Figura 7.33 os deslocamentos horizontais no topo das paredes de alturas de 2 e 3m, ambas com uma secção com um único varão (secção tipo *I*) e sujeitas numa das faces ao incêndio ISO 834 para além do peso próprio (cálculos *Pa-A*$_5$ e *Pa-A*$_6$). Em dois dos quatro cálculos considera-se uma carga concentrada no topo de 862,5N (cálculos *Pa-A*$_{5_F}$ e *Pa-A*$_{6_F}$).

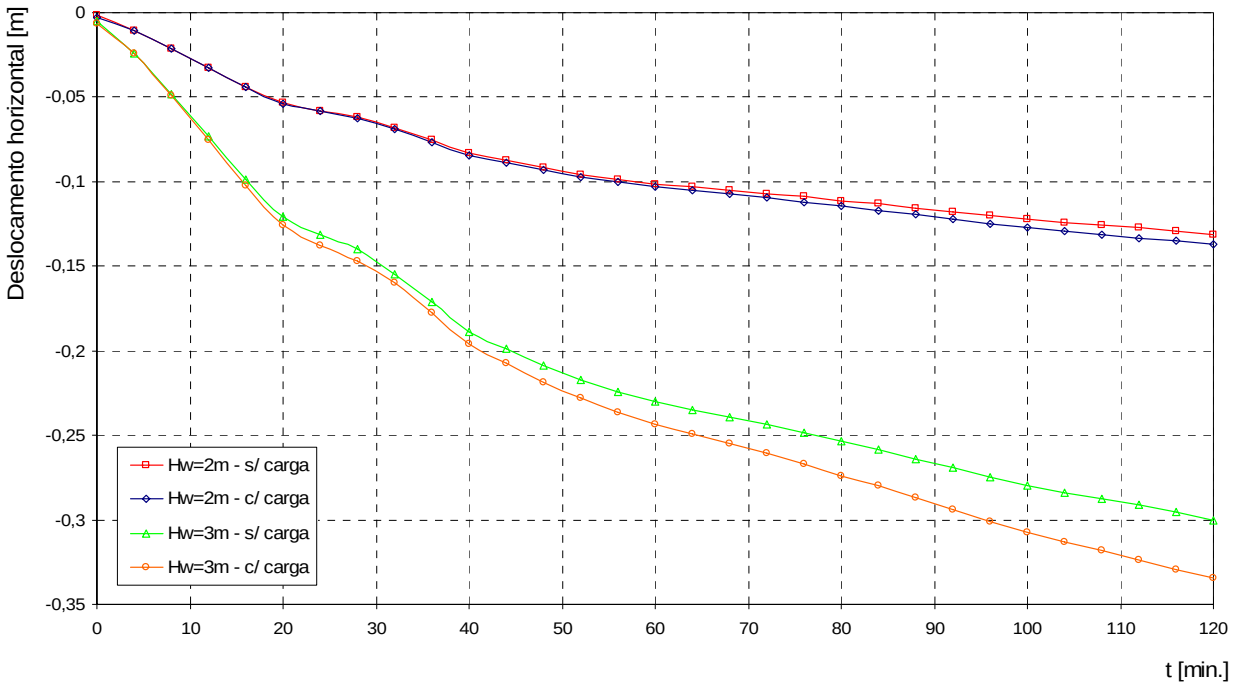


Fig. 7.33 – Variação do deslocamento horizontal no topo das paredes com 2 e 3m de altura solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

Complementarmente apresenta-se na Figura 7.34 a variação dos momentos flectores na base das paredes referidas anteriormente.

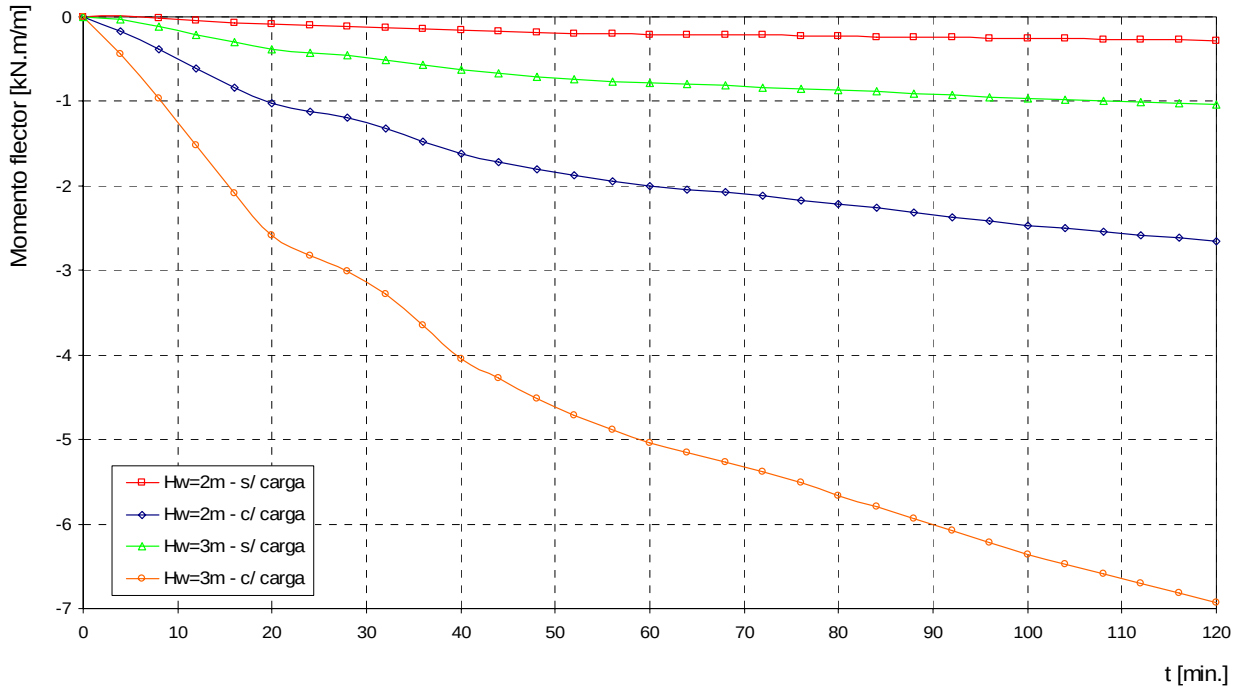


Fig. 7.34 – Variação do momento flector na base das paredes com 2 e 3m de altura solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

Da observação da figuras verifica-se que, para a parede de 2m de altura, a importância da carga axial é insignificante no comportamento do deslocamento horizontal do topo da parede tendo, no limite do tempo da análise (120min), uma variação de 4,4% nesse valor, pese embora uma variação de 953% no valor do momento flector na base da parede.

Para a parede de 3m de altura, a importância da carga axial já toma algum significado no comportamento do deslocamento horizontal do topo da parede tendo no limite do tempo da análise (120min) uma variação de 11,1% nesse valor, para uma variação de 666% no valor do momento flector na base da parede.

As taxas de crescimento acentuadas, até aos 20min, dos deslocamentos e momentos flectores respectivamente em cada figura, reflectem que no início do período do incêndio normalizado ISO 834, a deformação é grandemente justificada pelo efeito de curvatura térmica. A partir desse momento flector, a diminuição da taxa de crescimento do deslocamento horizontal reflecte a diminuição do efeito térmico na parte da secção mais exposta ao incêndio quando ainda a resistência do aço se encontra praticamente intacta e o efeito de segunda ordem devido, quer ao peso próprio quer à carga concentrada no topo da parede, ainda não se faz sentir.

Pela Figura 7.34 verifica-se que o efeito de segunda ordem é mais significativo quando a altura da parede é de 3m (relativamente à parede de 2m), já que a sua taxa de crescimento é mais significativa (cerca de 10% mais).

Repare-se que para os primeiros 20min da análise, os deslocamentos para a parede de 3m, com e sem o efeito da carga axial, são semelhantes (o efeito de segunda ordem é desprezável) fazendo a mesma trajectória curva. O final dessa "curva" entre os 30 e os 40min representa um novo acréscimo da taxa de crescimento desse deslocamento horizontal. Tal facto deve-se ao início da fendilhação do betão na base já que o momento flector sobrepõe-se ao efeito de compressão realizado pelo peso próprio e carga axial aplicada. A partir dos 40min a taxa de crescimento dos valores do deslocamento horizontal volta a diminuir devido sobretudo ao efeito da não progressão da fendilhação e, novamente da redução do efeito térmico na parte da secção mais exposta ao incêndio. De facto essa parte da secção deixou de trabalhar enquanto a armadura e o betão à compressão mantêm razoavelmente as resistências originais. Aqui, mais uma vez predomina o efeito de curvatura térmica.

O patamar verificado para o desenvolvimento do deslocamento horizontal no topo da parede entre os 20 e 30min é justificado pela estabilização das tensões ao nível da secção como se comprova na Figura 7.35. Refira-se que aos 40min os primeiros 2cm de betão estão sujeitos a temperaturas superiores a 500ºC como se comprova na Figura 7.15. Assim, e tal como se comprova pela diminuição das tensões instaladas no betão na face sujeita a incêndio, a taxa de deformação atinge novo ritmo estabilizando até ao fim do cálculo.

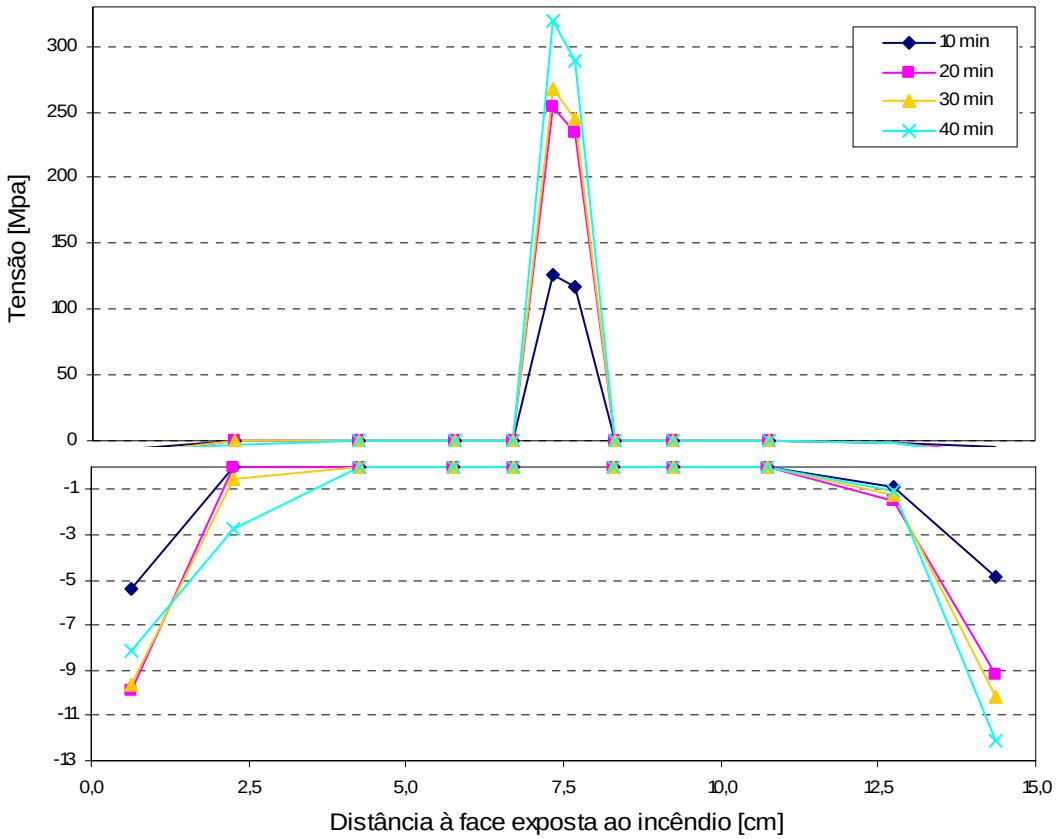


Fig. 7.35 – Distribuição de tensões na secção de encastramento da parede com 2m de altura e 0,150m de espessura e sujeita a uma carga axial no topo.

Portanto, a resposta comportamental das paredes faz-se em três fases: 1º) enquanto não se dá a fendilhação e há ainda capacidade de mobilização da tensão de compressão em toda a

secção; 2º) atinge-se no betão da face sujeita a incêndio, a máxima tensão de compressão dando-se o início da fendilhação; 3º) o equilíbrio é praticamente conseguido à custa das tensões de tracção no aço e de compressões no betão na "face fria".

Refira-se que tal comportamento já se tinha observado também, embora não assinalado, para as paredes menos esbeltas das análises anteriores. Nas restantes, o efeito térmico nas armaduras e sobretudo o efeito de segunda ordem prevalece ao ponto de ser continuamente crescente a taxa de deslocamento do topo da parede.

2º Estudo

Apresenta-se na Figura 7.36 os deslocamentos horizontais no topo das paredes com 3m, mas com secções distintas no que se refere ao espaçamento e distribuição de armadura (tipo *I* e tipo *II*, para uma percentagem relativa de área de aço em função do betão, equivalentes). Tratam-se de secções com um único varão central de 8mm e dois varões de 12mm com um recobrimento de 2,5cm às faces das paredes. As paredes são sujeitas numa das faces ao incêndio ISO 834 para além do seu peso próprio. Além disso, em dois dos quatro cálculos, considera-se uma carga no topo. Apesar de se considerarem, para as duas paredes, larguras equivalentes ao espaçamentos da armadura, os valores da carga axial considerados no topo, apesar de distintos (862,5N e 3795N, respectivamente para as paredes de largura de 0,050 e 0,220m), são percentualmente equivalentes à capacidade resistente das secções ao esforço de compressão.

Apresenta-se na Figura 7.37 os momentos flectores na base das paredes com 3m com aquelas secções e sujeitas ou não, respectivamente àquelas cargas axiais no topo.

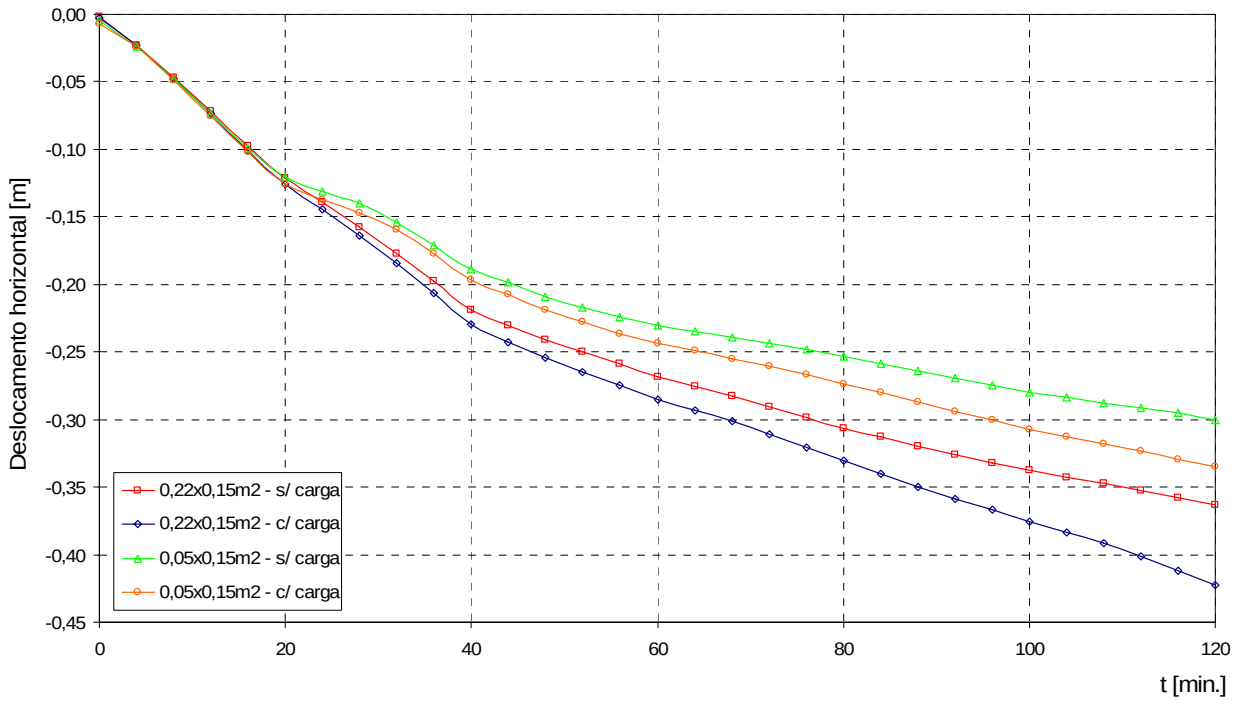


Fig. 7.36 – Variação ao longo do tempo do deslocamento horizontal no topo das paredes com 3m de altura, para as duas secções tipo *I* e *II*, solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

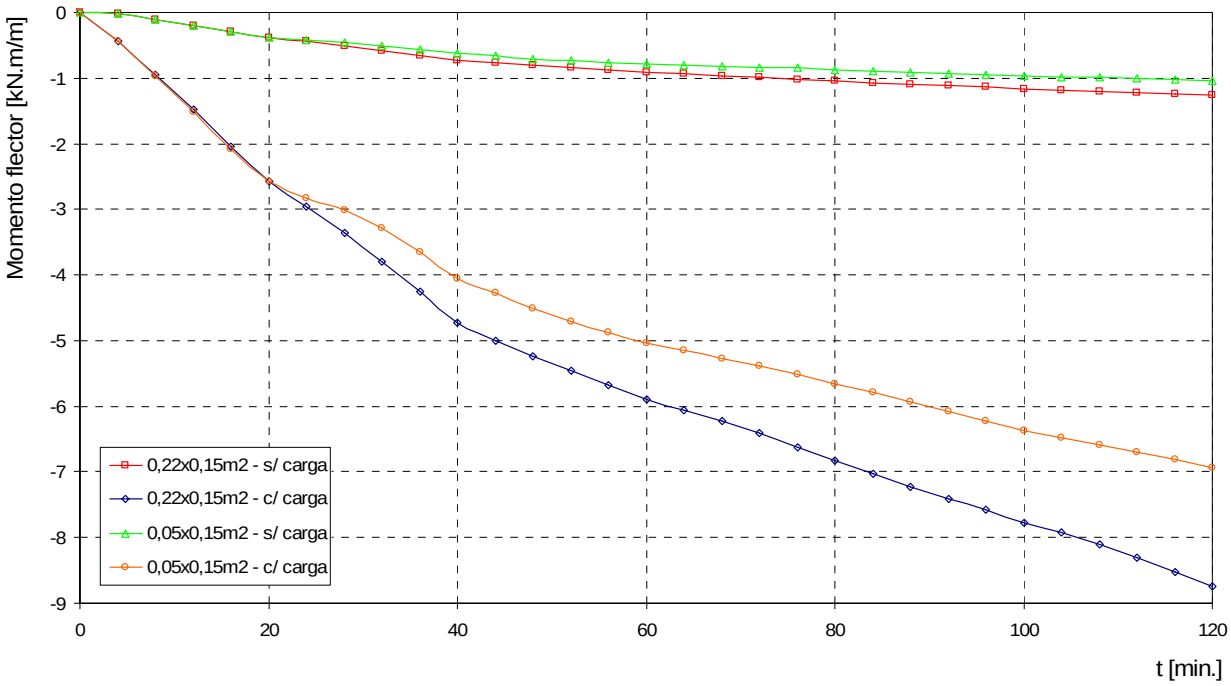


Fig. 7.37 – Variação ao longo do tempo do momento flector na base das paredes com 3m de altura, para as duas secções tipo *I* e *II*, solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

Da observação das Figuras 7.36 e 7.37 verifica-se que o comportamento é muito semelhante para os quatro cálculos, fazendo-se sentir apenas o efeito de segunda ordem a partir dos 20min quando a secção já se encontra fendilhada. Até aos 20min é imperceptível a variação de comportamento face à diferença de secção. Tanto no que se refere aos deslocamentos horizontais no topo das paredes como à evolução do valor do momento flector na base da parede.

Como se pode observar nas figuras, a grande variação dos valores dos momentos flectores não acompanha percentualmente uma grande variação dos valores dos deslocamentos horizontais no topo das paredes. Apesar de todas as paredes apresentarem um deslocamento horizontal semelhante até aos 20min, a variação do momento flector na base da parede deve-se exclusivamente ao efeito da carga axial no topo da parede. Assim aqueles momentos flectores são sobretudo devidos aos efeitos de segunda ordem que por seu lado têm origem na curvatura térmica promovida pelo incêndio.

A principal diferença evidenciada pelas figuras tem a ver com a mobilização de maiores momentos flectores na base e deslocamentos no topo das paredes com dois níveis de armadura, quando se considera a carga axial no topo da parede. Este facto tem a ver com o efeito da temperatura no varão perto da face aquecida, que nesta secção, faz-se sentir mais cedo (cerca de 150ºC e 300ºC para os instantes respectivamente de 20 e 40min - Figura 7.14). Simultaneamente, no caso da secção com duas armaduras, apenas cerca de metade da área de aço fica sujeita à tracção, e a temperatura mais elevada, quando se compara com a outra secção com um único varão central (para um braço sensivelmente do dobro). Assim se conclui

que, não é suficiente na mobilização da rigidez à flexão da parede, o seu maior braço em relação ao efeito negativo da menor área de aço da armadura e da sua maior temperatura.

3º Estudo

Apresenta-se na Figura 7.38 os deslocamentos horizontais no topo das paredes com 3m de altura, mas apenas para a secção tipo *II*, com secções distintas, no que se refere à sua espessura (uma com 0,150m e outra com 0,200m para a mesma percentagem de armadura: 2ϕ12). São sujeitas numa das faces ao incêndio ISO 834 para além do peso próprio e em dois dos quatro cálculos considera-se uma carga no topo equivalente a 35%N_{rd} (3795N e 4937N, respectivamente para as secções com 0,150 e 0,200m de espessura). O valor utilizado de 35% corresponde ao mais baixo de μ_{fi} ($\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$=0,35) utilizado no método tabelado e apresentado no Quadro A1.8 no Anexo 1.

Apresenta-se na Figura 7.38 os valores do momento flector na base das paredes com 3m, mas com secções tipo *II* distintas, no que se refere à sua espessura.

Da observação das Figuras 7.38 e 7.39 verifica-se que o comportamento das paredes com 0,220x0,200m^2, com e sem carga axial no topo, é muito semelhante, salientando-se que o efeito térmico tem praticamente total responsabilidade no deslocamento horizontal do topo da parede. O mesmo não se passa para o cálculo correspondente à secção 0,220x0,150m^2. Aqui o efeito de segunda ordem tem algum significado referindo-se ao acréscimo de deslocamentos promovido pela acção no topo da parede. Esse mesmo facto é corroborado de forma impressiva na Figura 7.39 quando se observa a evolução dos momentos flectores na base da parede.

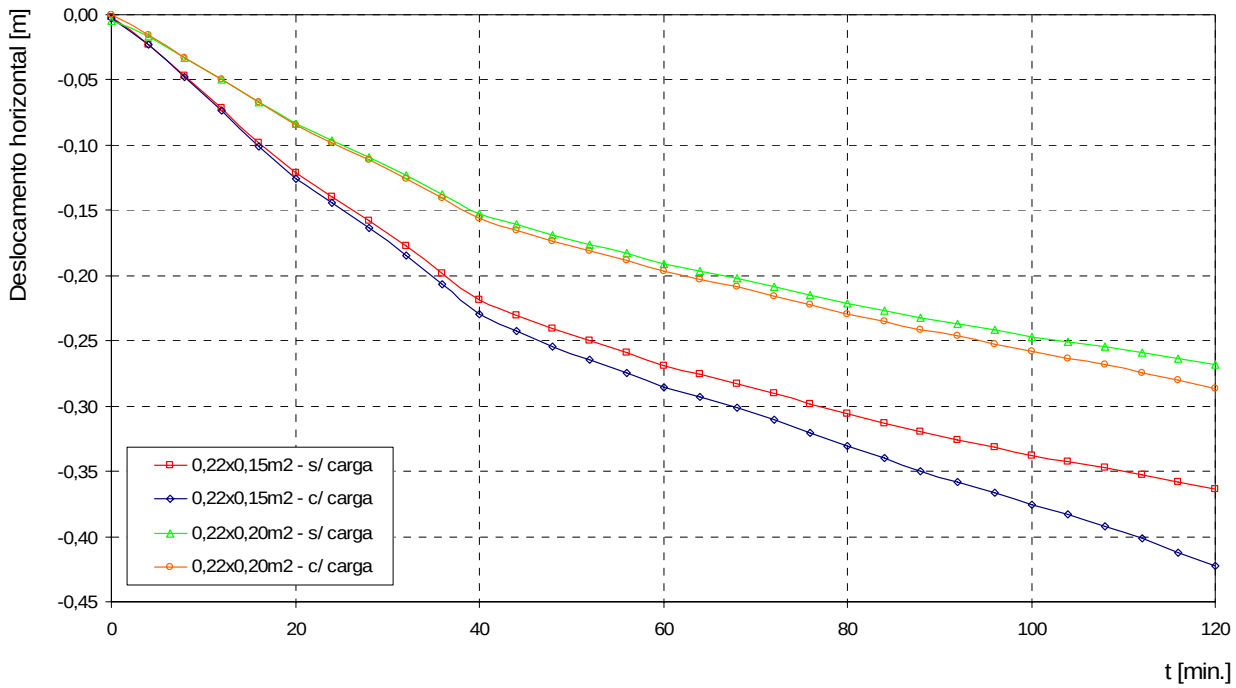


Fig. 7.38 – Variação do deslocamento horizontal no topo das paredes com 3m ao longo do tempo, para a secção tipo *II*, (0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2) solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

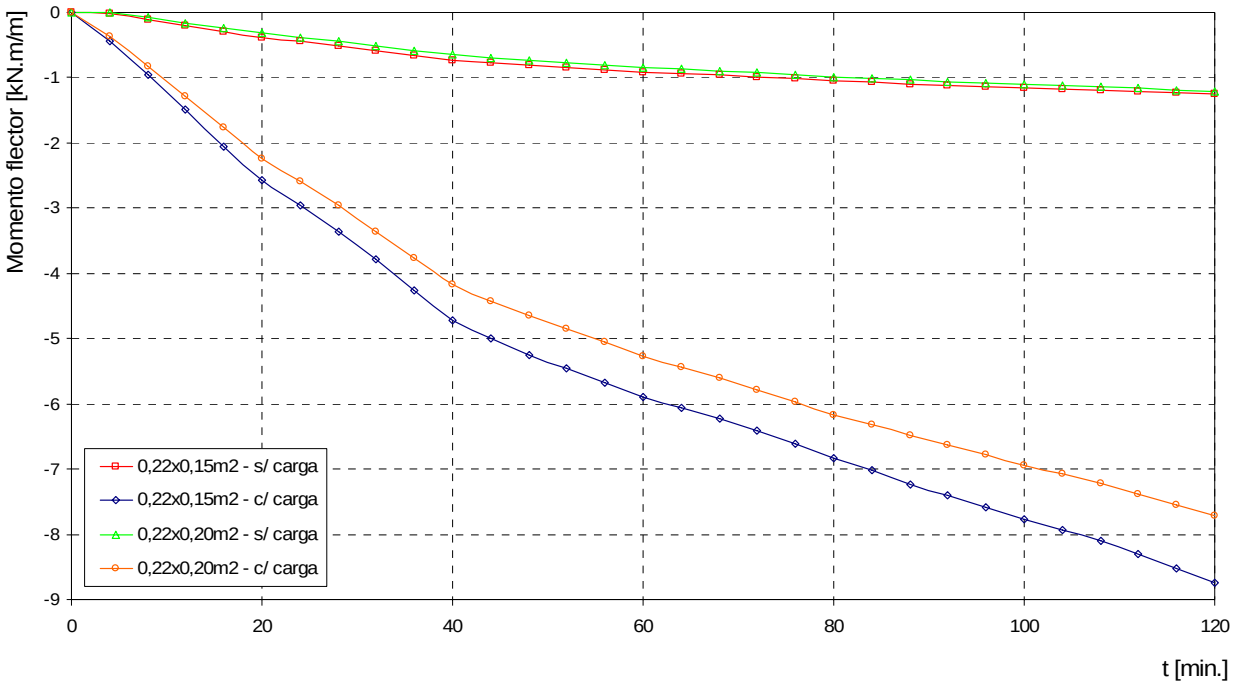


Fig. 7.39 – Variação ao longo do tempo do momento flector na base das paredes com 3m de altura para a secção tipo *II*, (0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2) solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no topo.

Quando ambas as paredes estão sujeitas apenas ao seu peso próprio (proporcional à área da secção) os valores dos momentos flectores igualam-se já que a curvatura da parede é exclusivamente garantida pelo efeito térmico (Figura 7.39).

Discussão – Comportamento das paredes sujeitas a cargas axiais e modos de rotura

Apresenta-se na Figura 7.40, a distribuição de tensões na secção de encastramento da parede com 3m de altura, dois níveis de armadura numa secção com 0,15m de espessura, considerando apenas o seu peso próprio. Na Figura 7.41 apresenta-se o resultado equivalente, considerando a carga no topo da parede. Os níveis de tensão apresentados em ambas as figuras complementam, com o conjunto das figuras apresentadas anteriormente, a análise fundamental para a definição do comportamento de paredes sujeitas a cargas axiais, sobretudo no que se refere ao modo de rotura.

Quando apenas se considera o peso próprio da parede, nos primeiros 20min, as tensões térmicas aumentam na face aquecida devido à expansão térmica do betão. Estas tensões são equilibradas pelas tensões de compressão do lado frio da secção e pelas tensões de tracção mobilizadas nos dois níveis de armadura.

Quando se considera a carga axial no topo da parede na fase inicial do incêndio, o gradiente das tensões de compressão é inferior no lado frio da secção devido ao efeito prevalecente das tensões de compressão (incluindo nas armaduras) causadas pela carga axial aplicada quando comparado com o cálculo em que não há carga axial. O gradiente das tensões de compressão na face quente aumenta com o decorrer do tempo, havendo no caso com carga axial,

mobilização de tracções no betão ainda no recobrimento da armadura. Existe ainda a mobilização de maiores compressões no betão na "face quente" (esquerdo nas figuras), quando a parede não está sujeita a carga axial.

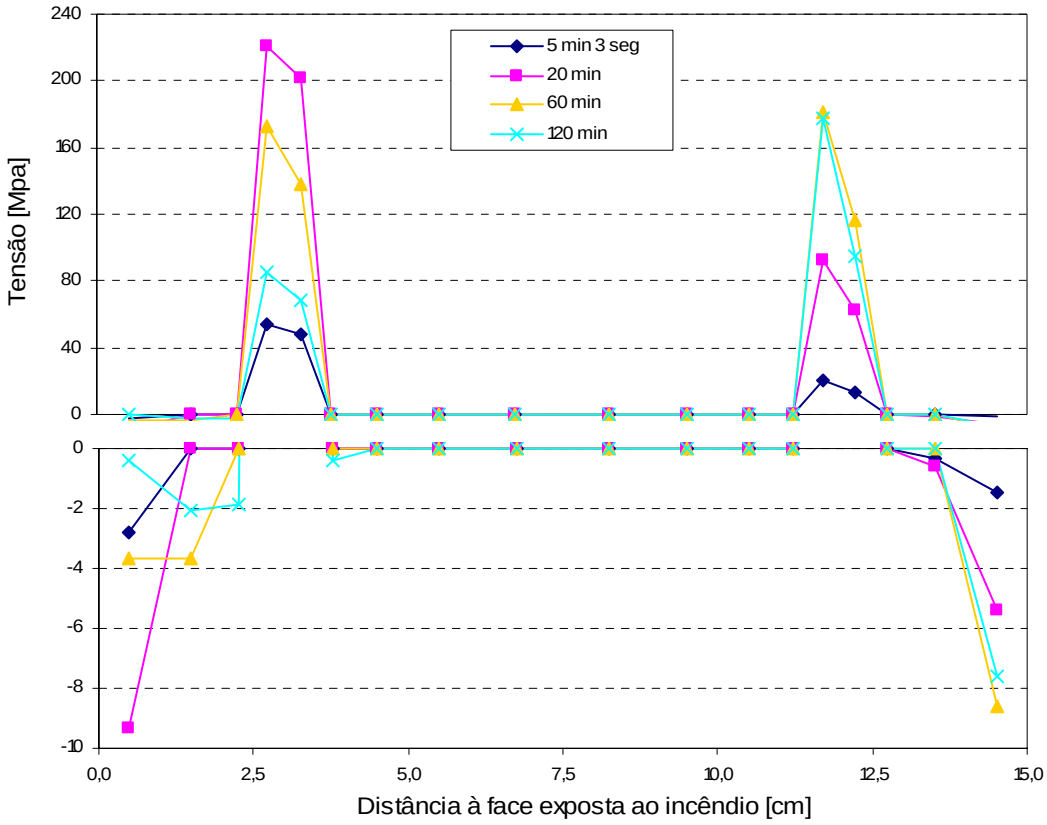


Fig. 7.40 – Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 3m de altura, (0,220x0,150m^2), sujeita apenas ao seu peso próprio.

Em ambas as situações, as tensões de tracção mobilizadas na armadura do lado da "face fria" são crescentes ao longo do tempo, como forma de mobilização do equilíbrio na secção. Simultaneamente, a armadura do lado da face "quente" vai perdendo capacidade resistente devido ao seu aquecimento. Assim, a partir sensivelmente dos 20min, a capacidade resistente, e em consequência, as tensões de tracção mobilizáveis na armadura próxima da face da parede sujeita a incêndio, diminuem. Em contrapartida, para equilibrar o momento flector causado pela expansão térmica do betão na face aquecida, as tensões de tracção na armadura menos solicitada termicamente crescem.

As tensões de tracção na armadura do lado "quente" da secção são, para o instante final da análise, superiores àquelas que se verificam quando não há solicitação axial. Tal facto deve-se à maior mobilização de tensões de compressão em valor e extensão no betão da face fria da secção devido à existência de uma carga axial mobilizadora de tensões de compressão na secção.

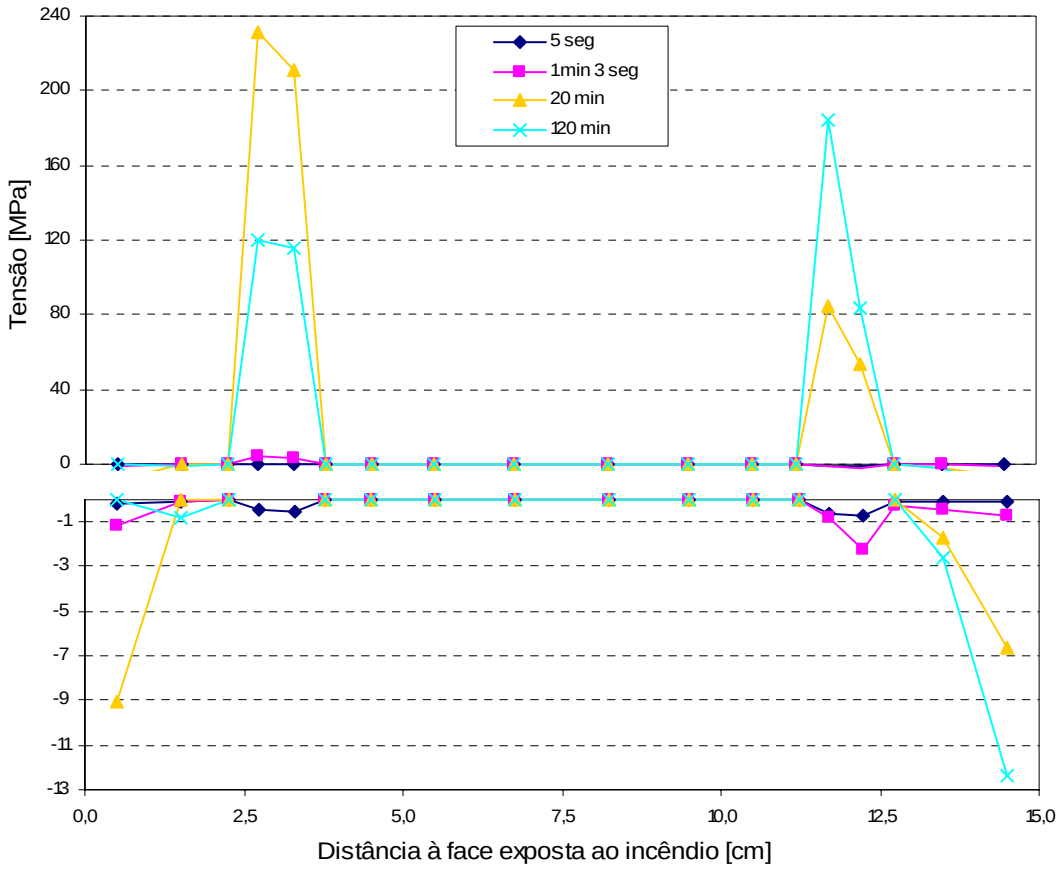


Fig. 7.41 – Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 3m de altura, (0,220x0,150m^2), sujeita ao seu peso próprio e a uma carga axial no topo.

7.5.2.3.6 - Curva de incêndio ISO 834 seguida de arrefecimento e curva de incêndio exterior

Estuda-se neste parágrafo o comportamento de paredes em consola quando sujeitas a curvas de incêndio distintas. A curva de incêndio ISO 834, usada no estudo paramétrico representa bem as temperaturas num pequeno compartimento. Contudo, para grandes compartimentos (atenda-se às alturas das paredes estudadas), as temperaturas podem não ser tão elevadas como as especificadas na curva ISO 834. Quando um incêndio se dá num grande compartimento, o nível de radiação pode não ser suficientemente grande para ocorrer "flashover".

Mas admitindo ainda que o "flashover" ocorre para grandes compartimentos, um fogo mais realista poderá ser um fogo localizado que permita apenas a ocorrência de danos pontuais na estrutura. Assim, poderá admitir-se que a ventilação do mesmo espaço se concretize, fazendo com que as temperaturas do compartimento depois de atingirem determinado valor, diminuam.

Assim, estudaram-se paredes de betão armado em consola para outros dois tipos de curvas de incêndio: em primeiro lugar considerou-se a curva ISO 834 com fase de arrefecimento

variável (30, 60 e 90min – Figura 7.42), a partir dos quais se considerou a redução da temperatura. Em segundo lugar considerou-se a curva de incêndio exterior também definida na EN 1991-1-1, [11].

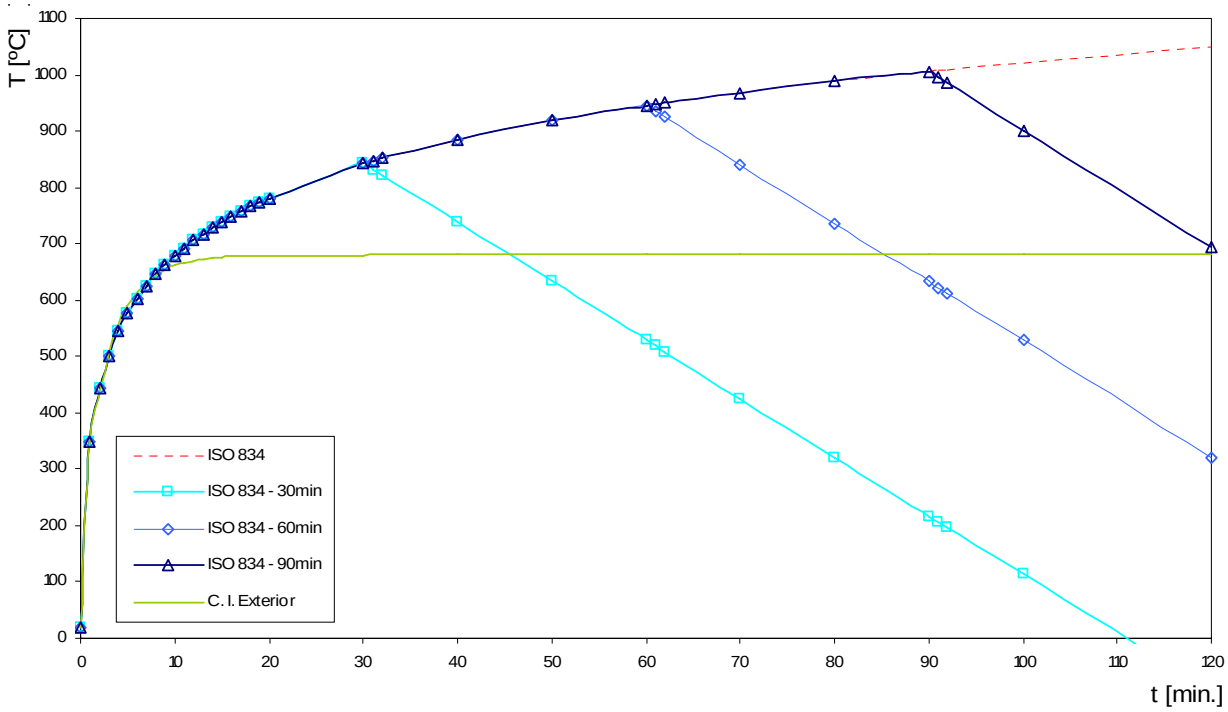


Fig. 7.42 – Evolução das temperaturas para as curvas de incêndio ISO 834, com fase de arrefecimento a partir dos 30, 60 e 90min e curva de incêndio exterior (EN 1991-1-2, [11]).

As análises consideradas foram as esquematizadas no Quadro 7.6. Aplicaram-se estas curvas de aquecimento às paredes de secção 0,050x0,150m^2 e um único varão de 8mm no seu centro, para alturas de paredes de 6, 8, 10 e 12m. Todas as restantes características materiais e geométricas das paredes se mantêm face aos parágrafos anteriores.

Quadro 7.6 – Análises efectuadas.

Curva de Incêndio		**ISO 834**				**Curva de Incêndio Exterior**
Início arrefecimento [min]		**-**	**30**	**60**	**90**	**-**
Altura da Parede [m]	**6**	○	○	○	○	○
	8	○	○	○	✻	○
	10	○	✻	✻	✻	○
	12	○	✻	✻	✻	○

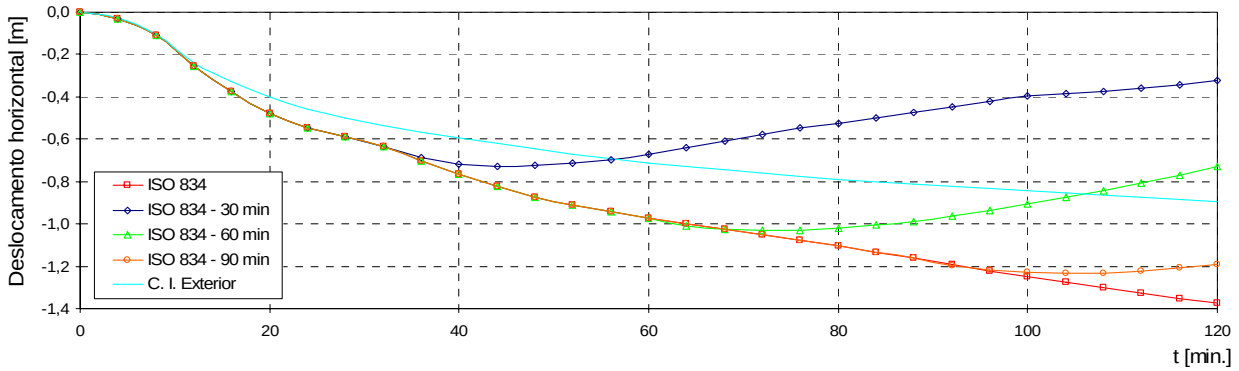
○ - Análise efectuada – O início do arrefecimento é anterior à rotura estrutural

✻ - O início do arrefecimento é posterior à rotura estrutural – Resultado idêntico à primeira coluna

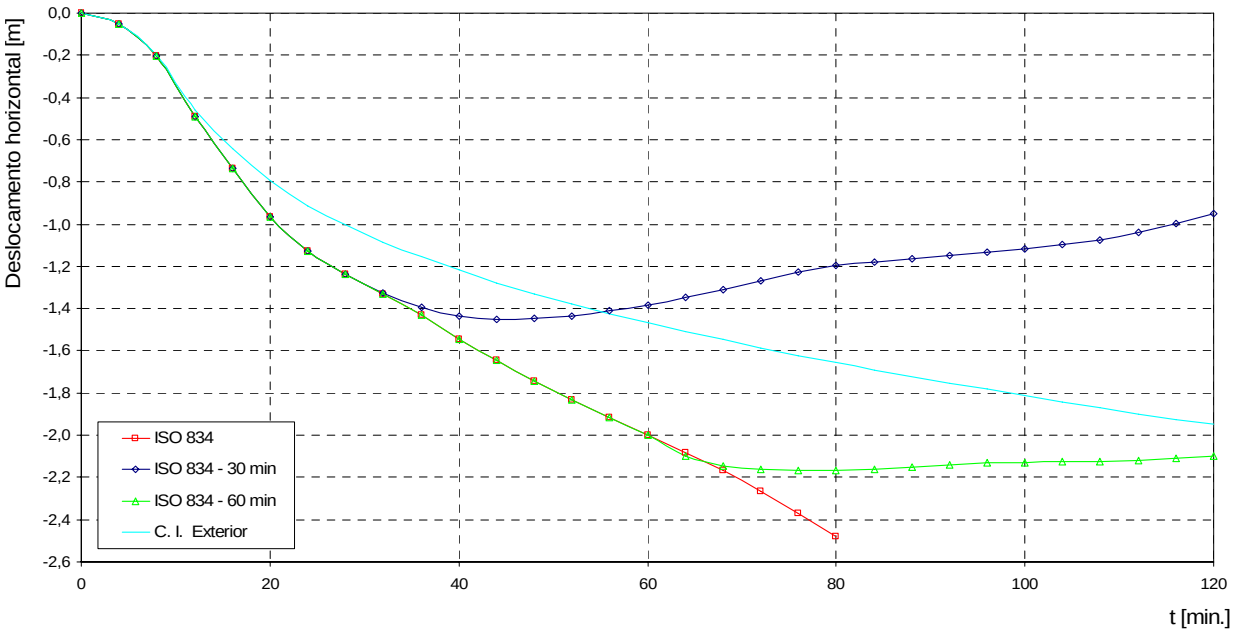
Deslocamento horizontal no topo da parede

Apresenta-se nas Figuras 7.43a) e b), a variação do deslocamento horizontal no topo, respectivamente das paredes com 6m e 8m de altura, para diferentes curvas de incêndio: ISO 834 com e sem fase de arrefecimento a partir dos 30, 60 e 90min e curva de incêndio exterior.

Naturalmente que o comportamento das paredes é similar até que ocorra o início da fase do arrefecimento do incêndio a partir dos 30, 60 e 90min. Refira-se que houve o cuidado de fazer o cálculo térmico com a precisão suficiente para que, nem pequenas diferenças ocorressem nos troços comuns até que o arrefecimento tivesse lugar. De facto, a simulação da curva ISO 834 é feita através de uma função intrínseca do programa SAFIR na análise térmica. Quando se faz a análise da mesma curva mas com arrefecimento definiram-se as funções através de uma sequência discreta de dados tempo-temperatura.



a) 6m



a) 8m

Fig. 7.43 – Variação com o tempo do deslocamento horizontal no topo da parede para diferentes curvas de incêndio, ISO 834 com e sem fase de arrefecimento a partir dos 30, 60 e 90min e curva de incêndio exterior para paredes com distintas alturas.

Como já se tinha observado a parede de 6m de altura para a situação de aquecimento com a curva de incêndio normalizado ISO 834, não entrou em rotura ao fim de 120min. Pelo que as

fases de arrefecimento vêm, independentemente do período a partir do qual ocorrem, promover a redução do deslocamento horizontal no topo da parede, facto que se verifica cerca de 15min depois de se dar início a fase de redução da temperatura do incêndio (Figuras 7.43a e b).

Sendo a solicitação térmica correspondente à curva de incêndio exterior menos gravosa que a curva ISO 834, e não se tendo atingido ao fim de 120min a rotura com esta última curva, objectivamente seria impossível atingir a rotura com a primeira. Para além disso, os deslocamentos no topo das paredes ao longo do tempo são, para instantes equivalentes, menores e com uma taxa decrescente. Saliente-se a semelhança da evolução dos deslocamentos no topo da parede nos primeiros 10min da análise, reflectindo também a coincidência na curva de incêndio nesse período (Figura 7.42).

Apresenta-se na Figura 7.43b), a variação do deslocamento horizontal no topo da parede com 8m de altura para as mesmas curvas de incêndio referidas atrás.

A parede de 8m de altura sujeita ao incêndio ISO 834 numa das faces, como já se tinha avaliado, entrou em rotura aos 80min. Portanto, a avaliação da curva ISO 834 com fase de arrefecimento a partir dos 90min não faz sentido. As outras duas curvas, com fases de arrefecimento aos 30 e 60min, têm uma importância decisiva no comportamento da parede, nomeadamente, no impedimento de se alcançar a rotura. Como se pode observar na Figura 7.43b), a tendência dos deslocamentos é, até ao fim do cálculo (120min), a de redução dos valores daquele deslocamento. Contudo, refira-se que para a fase de arrefecimento a partir dos 60min, a redução do valor faz-se depois de se atingir um valor máximo do deslocamento aos 70min, sem mais recuperar o valor do deslocamento atingido aos 60min. A parede encontra-se com um deslocamento horizontal no topo superior a 2m, pelo que a rotura é eminente dado a importância do efeito de segunda ordem. Naturalmente que para instantes equivalentes e para a solicitação térmica da curva de incêndio exterior, os deslocamentos são menores. Contudo, neste caso, apesar de não se ter atingido a rotura ao fim de120min, os deslocamentos apresentam uma taxa de crescimento sensivelmente constante.

Discussão – Comportamento das paredes sujeitas a distintas curvas de incêndio

A semelhança do comportamento das paredes faz-se sentir para ambas as curvas de incêndio, ISO 834 e curva de incêndio exterior, nos primeiros 10min da análise, reflectindo a coincidência das curvas de incêndio nesse período (Figura 7.42).

A partir desse instante, os deslocamentos horizontais no topo das paredes, solicitadas com a curva de incêndio exterior, são sempre menores quando comparados com os obtidos com a curva ISO 834. Estes resultados são expectáveis atendendo aos menores valores da temperatura a partir sensivelmente dos 10min para a curva de incêndio exterior.

A introdução das fases de arrefecimento na curva ISO 834 implicou uma diminuição dos deslocamentos horizontais no topo de todas as paredes. A redução de tais deslocamentos, provoca a redução dos momentos flectores na base das paredes devido ao menor efeito de

segunda ordem, e por conseguinte afastando as paredes da sua rotura. A diminuição dos deslocamentos evidencia, através da sua menor taxa de crescimento, que o efeito de segunda ordem no crescimento dos deslocamentos é inferior ao efeito de dilatação térmica do betão (por redução da temperatura) na redução de tais deformações.

Apesar da curva de incêndio exterior poder não representar realmente as temperaturas a que uma parede pode ficar sujeita, ela mostra que, menores temperaturas reduzem os valores dos deslocamentos horizontais no topo. Ou seja, se houver a rotura de algum elemento construtivo, nomeadamente a rotura de vãos ou de uma sub-estrutura, de forma a promover a ventilação do compartimento de incêndio, tendo em conta um determinado limite da carga de incêndio, é natural que as temperaturas alcançadas no incêndio diminuam. Assim, pode-se promover o incremento do desempenho da parede ao fogo, em termos de deslocamentos e na sua estabilidade estrutural, se se tomarem medidas para que as temperaturas alcançadas no incêndio sejam menores do que as correspondentes à ISO 834. A implementação do desempenho é mais evidente na parede de 8m de altura porque deixa mesmo de ocorrer a rotura, independentemente do início da fase de arrefecimento.

Assim, pode-se concluir que as deformações duma parede sujeita a um incêndio controlado pela ventilação, são menores que as do incêndio normalizado ISO 834. As menores temperaturas experimentadas pelas paredes com menores esbeltezas reflectem-se em períodos mais longos de resistência ao fogo. Para as paredes mais esbeltas, o efeito da redução da temperatura pode-se nem sequer fazer sentir por ocorrer a rotura antes da fase de arrefecimento.

7.5.2.4 - Conclusões

As análises mostraram que as paredes se deformam atingindo enormes deslocamentos horizontais no topo quando sujeitas ao incêndio ISO 834. A percentagem de armadura normalmente utilizada nestas paredes é inadequada para relações de esbelteza superiores a 50 pois não proporciona rigidez à flexão suficiente para prevenir grandes deformações. As grandes deflexões de origem térmica geram grandes momentos flectores na base da parede. Desde que a fundação das paredes seja adequada, os grandes deslocamentos causam o colapso das paredes por cedência das armaduras na sua base ou por encurvadura.

As análises mostraram que as deformações térmicas das paredes podem ser diminuídas aumentando a espessura das paredes. O tempo de resistência ao fogo das paredes pode também ser aumentado, com o acréscimo da espessura das paredes.

Este estudo mostrou que o aumento da percentagem de armadura na secção da parede faz diminuir os seus deslocamentos horizontais quando se encontra sujeita à acção do incêndio numa das faces. O aumento da armadura faz aumentar a resistência da parede, não obstante esta experimentar grandes deformações.

Refira-se que o estudo mostrou que, para a mesma percentagem de armadura, a distribuição desta por mais que um nível ou dois não altera significativamente o comportamento das paredes. A razão principal da sua relativa importância é a de que as paredes esbeltas colapsam devido ao efeito de segunda ordem e não aos efeitos térmicos na armadura.

7.5.3 - Paredes encastradas na base e fixas no topo ao deslocamento horizontal

Nesta secção são estudadas paredes encastradas na base, com impedimento aos deslocamentos horizontais no topo, quando sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa das faces. Estas representam o caso de paredes quando uma viga ou um pavimento é ligado no topo, impedindo os deslocamentos horizontais. Paredes de diferentes espessuras e alturas serão aqui analisadas, a fim de investigar o comportamento de paredes de várias esbeltezas. O nível de carga axial no topo e a percentagem de armadura também serão objecto de análise.

7.5.3.1 - Modelo estrutural

As características materiais e geométricas usadas para a parede são as consideradas na secção 7.3.1. Neste estudo, para além das considerações referidas em 7.3.1, aplica-se ainda a hipótese do apoio superior manter-se fixo, independentemente do elemento estrutural que o materializa ser ou não afectado pela temperatura.

A resistência à tracção do betão foi ignorada nestas análises, tal como em todas as anteriores, já que o programa de cálculo parava prematuramente não executando todas as suas iterações. Assim, a resistência à tracção requerida na análise da resistência à flexão da parede provirá unicamente da contribuição da armadura.

As modelações (discretização) numéricas para avaliação da distribuição térmica foram já apresentadas anteriormente para as duas secções consideradas de base. A discretização da parede em elementos finitos para análise de tensões e deformações corresponde a uma parede, considerada de base, com 10m de altura e 0,150m de espessura e 0,67% de armadura, (1ϕ8 e 2 ϕ12) para as duas secções em análise e para a condição de apoio representada na Figura 7.44a). Apresenta-se ali ainda o esquema típico da deformada (Figura 7.44b) e dos momentos flectores (Figura 7.44c) no instante do seu colapso quando exposta ao incêndio ISO 834. A análise estrutural da parede é realizada a duas dimensões por se tratar de uma parede armada numa única direcção e apoiada apenas nessa direcção. A parede é modelada como se de uma viga se tratasse através de 10 elementos finitos de viga 2D com três nós cada. A parede está sujeita a uma carga distribuída que representa o seu peso próprio.

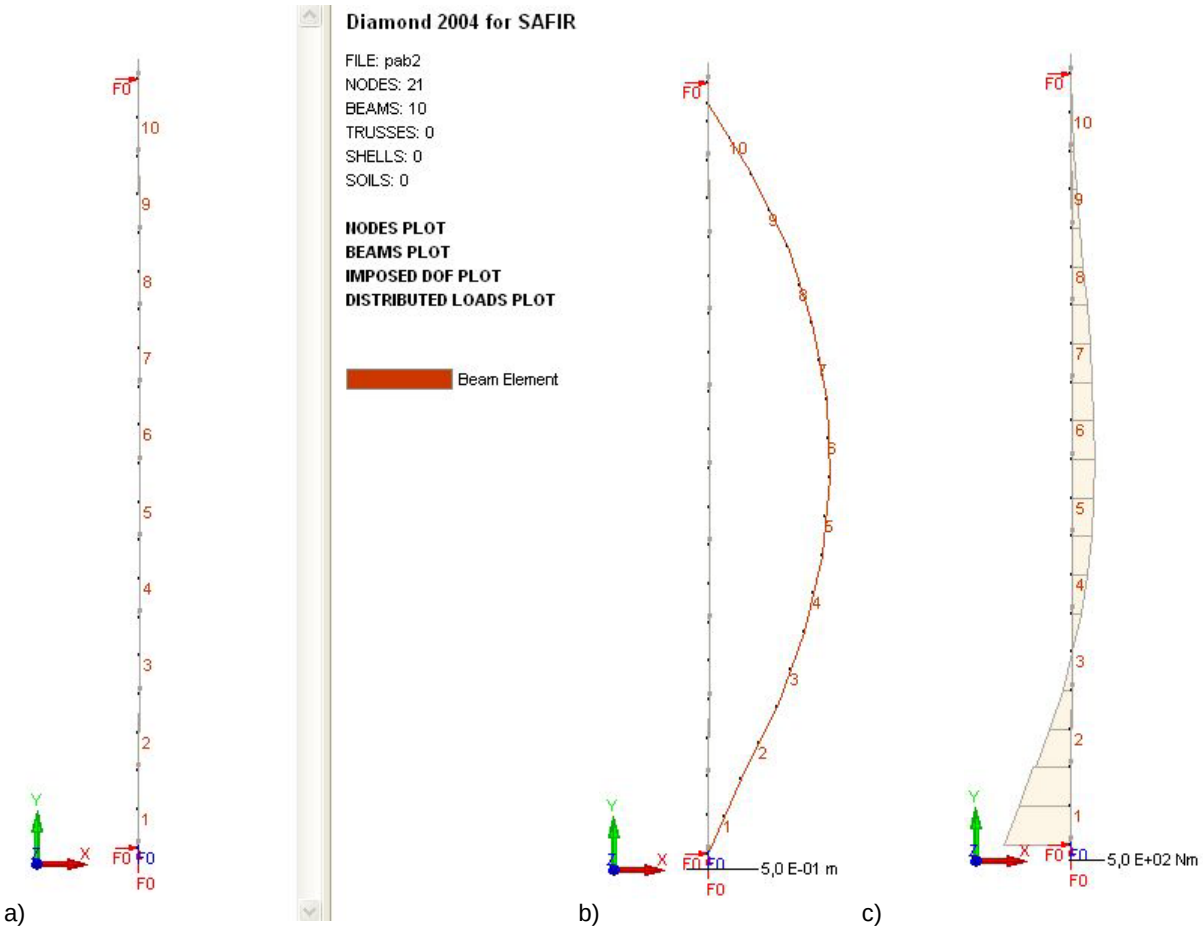


Fig. 7.44 – a) Discretização da parede encastrada na base e apoio no topo, b) Deformada e c) Momento flector aos 120min.

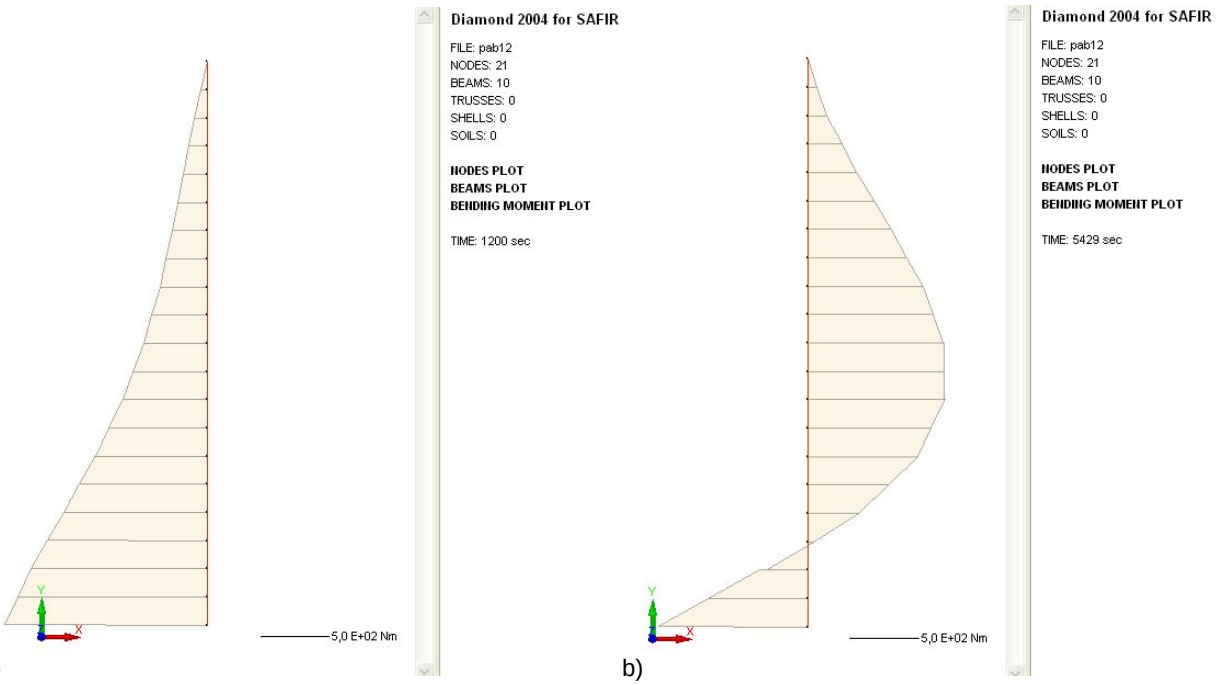
A deflexão lateral da parede representada na Figura 7.44b) deve-se a uma expansão térmica não uniforme ao longo da secção. O diagrama de momentos flectores mostra que o maior valor do momento flector ocorre na sua base, no instante da rotura. Este é o local mais provável onde se poderá formar uma rótula plástica, se o modo de rotura ocorrer devido à flexão.

7.5.3.2 - Comportamento geral das paredes

Esta secção descreve os resultados da análise quando uma parede encastrada na base e apoiada no topo, é exposta à curva de incêndio ISO 834 numa das suas faces. Como se observará posteriormente, a única parede nestas condições mecânicas de apoio que entra em rotura corresponde à parede com secção tipo *I* e uma altura de 12m. Assim, é sobre esta análise que se observará a evolução das variáveis de forma a permitir melhor identificar o comportamento deste tipo de paredes desde o início do incêndio até à sua rotura.

Deformação horizontal e vertical, momentos flectores e reacção mobilizada no apoio superior.

Os diagramas de momento flector da parede, antes e depois da formação da rótula plástica na sua base, são apresentados respectivamente, nas Figuras 7.45a) e 7.45b). A forma triangular do diagrama de momento flector apresentado na Figura 7.45a) mostra que o momento flector máximo ocorre na base, formando-se a rótula plástica aos 20min. A evolução do diagrama de momentos flectores é tal que se verifica a inversão do sinal do momento flector a meio vão até que a rotura ocorre por encurvadura.

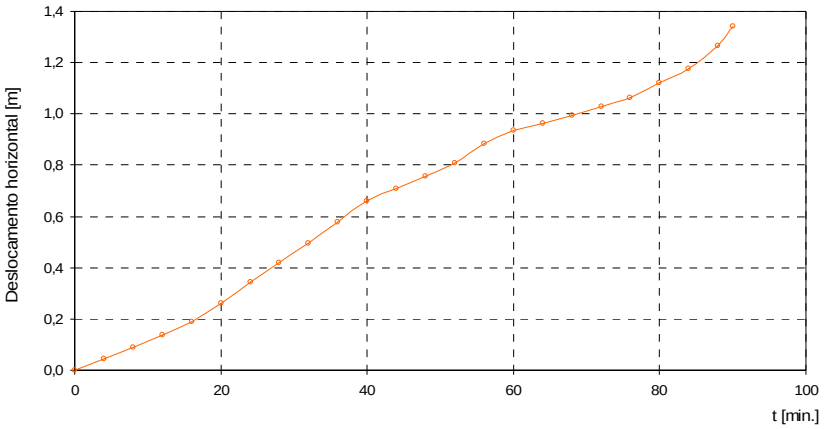


a) b)

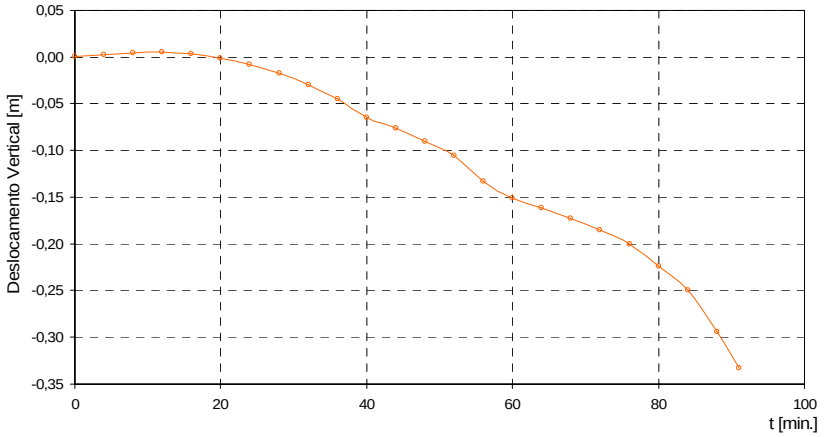
Fig. 7.45 – Diagrama de momentos flectores de uma parede de 12m de altura e secção 0,050x0,150m^2 para os instantes da: a) Formação da rótula (20min) e b) Rotura da parede (90min e 30seg).

Apresenta-se, respectivamente nas Figuras 7.46a), 7.46b), 7.46c) e 7.46d), a deflexão horizontal a meio vão da parede, o deslocamento vertical do topo da parede, a reacção horizontal no apoio superior e o diagrama de momentos flectores na base e a meia altura da parede de 12m quando exposta ao incêndio ISO 834 num dos seus lados. O topo da parede tem o seu deslocamento horizontal restringido mas não os outros dois graus de liberdade, deslocamento vertical e a rotação. A deformação lateral da parede deve-se a uma expansão térmica não uniforme.

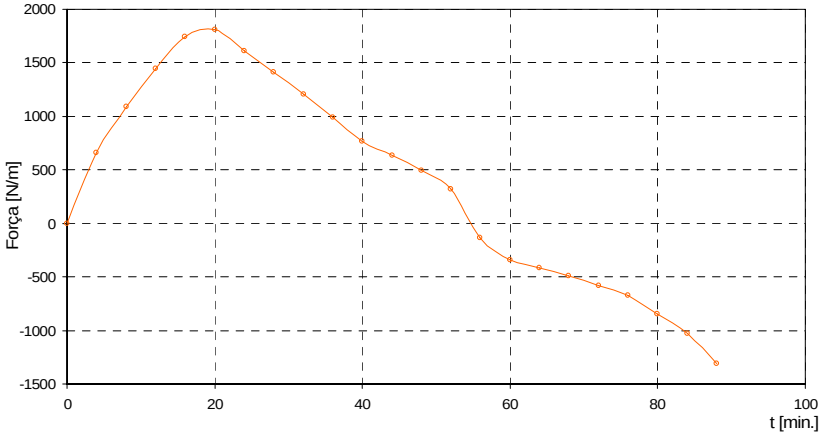
Os deslocamentos horizontais a meio da parede variam com o tempo como mostra a Figura 7.46a). O gráfico mostra que, na fase inicial, os deslocamentos horizontais a meio da parede aumentam linearmente com o tempo até aproximadamente aos 20min quando se forma uma rótula plástica da base da parede. Depois, a taxa de deslocamento aumenta mantendo uma tendência linear. Quando a parede entra em colapso aos 90min, a tendência dos deslocamentos horizontais aumenta de forma muito acentuada.



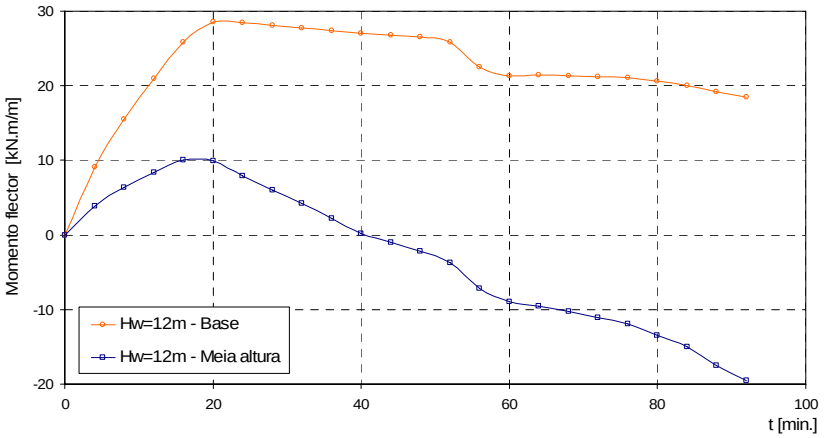
a) Deslocamentos horizontais a meia altura da parede.



b) Deslocamento vertical no topo da parede.



c) Reacção horizontal no apoio superior.



d) Momento flector na base e a meia altura da parede.

Fig. 7.46 – Variação com o tempo de vários parâmetros de uma parede de 12m de altura encastrada na base e apoio superior sujeita numa das faces ao incêndio ISO 834.

O deslocamento vertical do topo da parede é, até à formação da rótula na sua base, crescente devido à expansão térmica da mesma (12m, Figura 7.46b). A partir desse instante o deslocamento descendente é crescente a uma taxa sensivelmente constante até que próximo da rotura apresenta uma tendência igualmente de grande crescimento.

A reacção horizontal mobilizada no apoio superior é crescente até à formação da rótula (Figura 7.46c). Decresce seguidamente a uma taxa sensivelmente semelhante à do crescimento inicial até que, perto dos 55min, se dá a inversão do sinal da reacção.

A variação com o tempo do momento flector na base e a meia altura da parede é apresentada na Figura 7.46d). O gráfico mostra que os momentos flectores aumentam com um comportamento quase linear na fase inicial de aquecimento, isto é, até aos 20min. O incremento de momento flector é suave e negativo depois desse instante, tendo uma tendência de quase patamar até que ocorre um abaixamento brusco quando a estrutura inverte a reacção no apoio superior. Depois atinge-se novo patamar até que ocorre a rotura. Refira-se que o comportamento do momento flector é significativamente mais dinâmico a meia altura em que há inversão do sinal do momento flector, aliás já sensibilizados através da Figura 7.45.

O diagrama do momento flector (Figura 7.45) mostra que o maior valor do momento flector ocorre na sua base numa fase inicial até se formar uma rótula plástica. Este é o local onde mais provavelmente se poderá formar uma rótula plástica, se o modo de rotura local ocorrer devido à flexão. A partir desse instante está-se perante uma nova estrutura, em que as rotações já são permitidas na base, invertendo-se o sinal dos momentos flectores na parte superior da estrutura até que se dá a rotura devido à encurvadura.

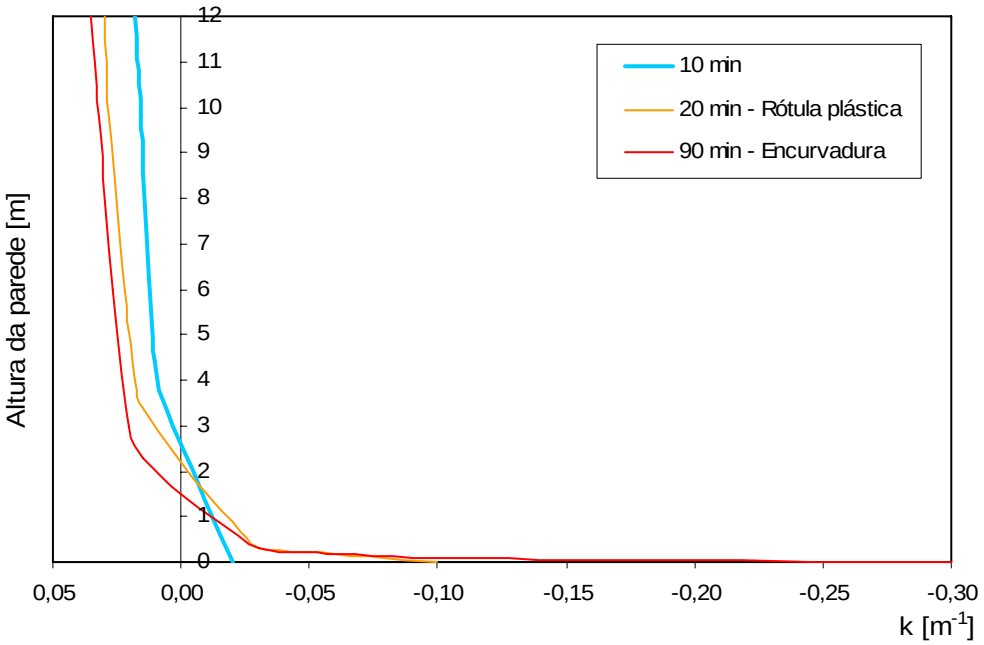


Fig. 7.47 – Perfil da curvatura da parede de 12m de altura para vários instantes de exposição ao incêndio ISO 834, numa das faces.

Apresenta-se na Figura 7.47 os valores da curvatura duma parede de 12m de altura em várias fases do aquecimento da curva ISO 834. Durante os primeiros 10min de incêndio, a curvatura

da parede é relativamente pequena. Os 8m superiores da parede têm uma curvatura positiva e os 4m inferiores têm curvatura negativa. A curvatura da parede aumenta com o tempo em qualquer secção. Ao mesmo tempo, o ponto de inflexão baixa a sua posição ao longo da altura da parede.

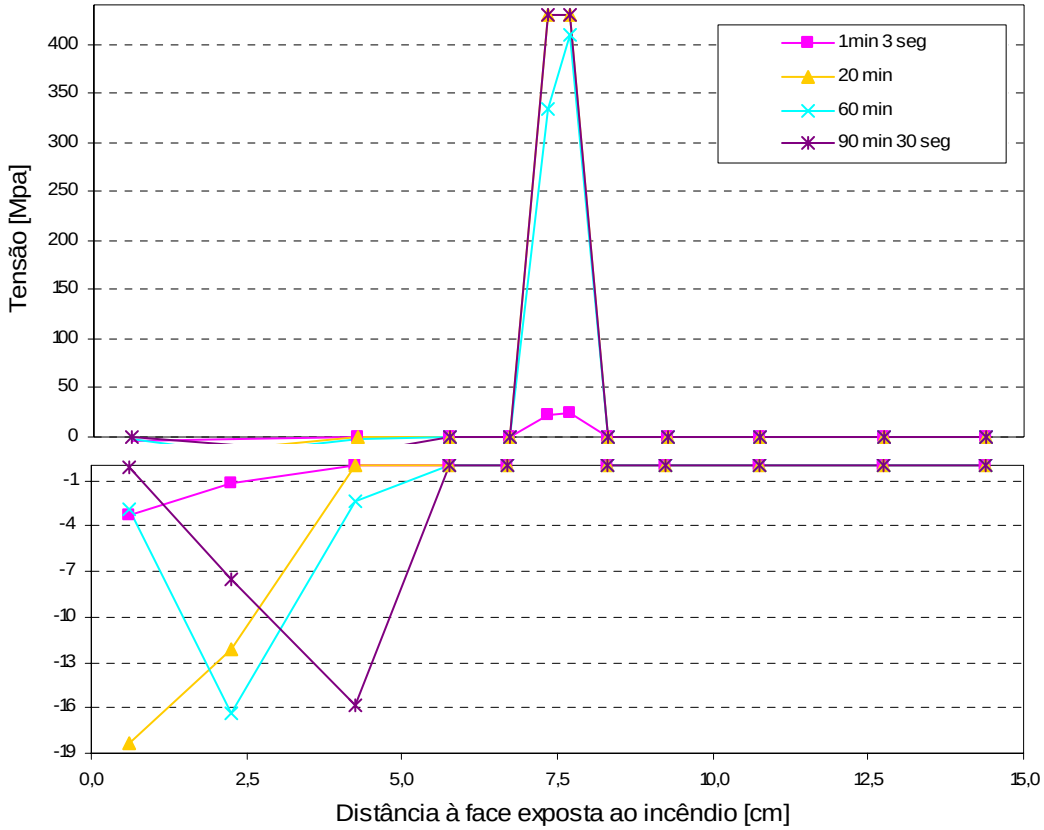


Fig. 7.48 – Perfil de tensões na secção da base da parede de 12m de altura (secção tipo *I*).

Quando a rótula plástica se forma na base da parede, a curvatura torna-se muito grande. Depois de se formar a rótula plástica, o incremento de curvatura é localizado na base da parede. Ao aumento da curvatura na base corresponde a uma diminuição da rigidez da parede. A degradação da rigidez é devida à fendilhação do betão e à formação da rótula plástica na base da parede passando esta a ser controlada pela tensão de cedência do aço que por sua vez, também é afectada pela temperatura. Quando ocorre a encurvadura, a rigidez da parede diminuiu até ao ponto em que é insuficiente suportar a parede devido fundamentalmente aos efeitos de segunda ordem. As curvaturas na base da parede são muito elevadas, atingindo os 0,25m^{-1} na altura do colapso como se evidencia na Figura 7.47.

Apresenta-se nas Figura 7.48 e 7.49, a variação de tensão nas duas secções consideradas pertinentes para a análise do comportamento da parede referida quando sujeita ao incêndio normalizado ISO 834: respectivamente na base e a meia altura da parede.

Na Figura 7.48, para a secção na base da parede, o betão em compressão do lado aquecido (esquerdo) atinge o limite da resistência à compressão aos 20min. O perfil de tensões do betão

indica que a resistência à compressão do betão foi reduzida, dos 30MPa para aproximadamente 19MPa devido aos efeitos térmicos.

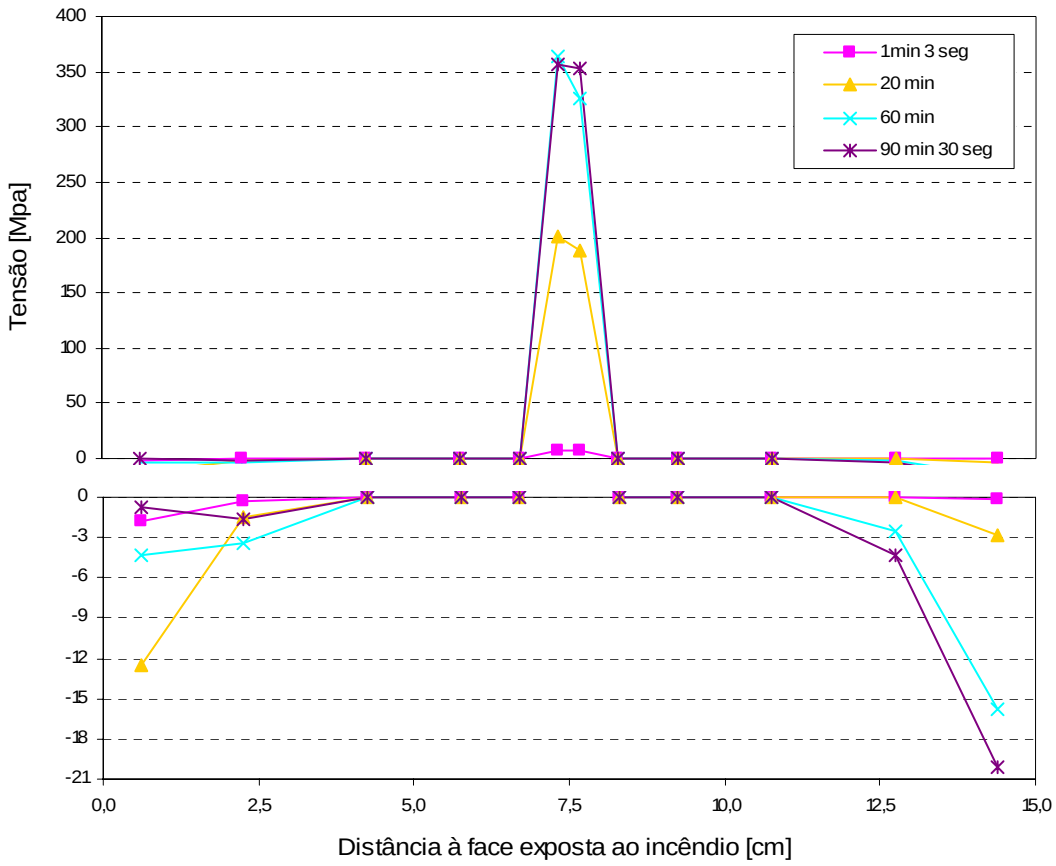


Fig. 7.49 – Perfil de tensões na secção a meia altura da parede de 12m de altura (secção tipo *I*).

Na secção da base da parede, a distribuição das tensões de compressão do lado esquerdo da parede deslocam-se progressivamente para o interior da parede, desde a face aquecida, à medida que o tempo passa. Isto deve-se ao incremento da curvatura provocada pelo aumento da temperatura e o efeito desta na tensão de compressão do betão. Numa fase avançada do incêndio, as tensões de compressão na fibra extrema reduzem-se significativamente e as extensões são muito grandes. As curvaturas resultantes do efeito térmico a altas temperaturas provocam o aumento das extensões, (Anexo 2), nas fibras extremas da parede que se encontram em compressão. À medida que as extensões do betão aumentam, as correspondentes tensões diminuem, seguindo o comportamento descendente do modelo de tensões/extensões.

Repare-se que ao nível da base, quando se forma a rótula aos 20min, a tensão de cedência do aço foi atingida (Figura 7.48). Até que, curiosamente o seu valor diminui e volta a atingir o valor máximo no instante da rotura.

Na secção a meia altura da parede, as tensões no aço nunca atingem o seu limite de cedência. O mesmo não se passa com as tensões no betão que atingem o seu limite, havendo rotura por compressão na face fria.

Discussão

A deformada da parede é devida à expansão térmica não uniforme ao longo da sua secção. A face aquecida da parede expande-se mais, induzindo uma curvatura que causa a deformada da parede. Como o topo da parede tem o seu deslocamento horizontal limitado, esta encurva na direcção do incêndio. A forma da deformada evidencia que o lado da parede exposta ao incêndio está em compressão. As altas temperaturas do betão causam a redução progressiva da resistência à compressão.

O momento flector, devido à deformação da parede, causa a cedência na armadura formando uma rótula plástica aos 20min. A rótula plástica causa uma degradação da rigidez da parede, retirando a restrição à rotação na sua base. A parede passa a comporta-se como uma viga simplesmente apoiada colocada verticalmente.

O decréscimo do momento flector plástico, anterior à rotura da parede, deve-se à redução da tensão de cedência do aço devido ao efeito térmico. Aos 90min, o modelo SAFIR detectou uma instabilidade quando a parede sofreu a encurvadura. Essa encurvadura deve-se à redução da rigidez à flexão da parede devido aos efeitos térmicos e à fendilhação do betão. O facto ocorreu quando a rigidez à flexão da parede se reduziu até não suportar o seu peso.

7.5.3.3 - Estudo paramétrico

Apresenta-se no Quadro 7.7 o conjunto de cálculos seleccionados do Quadro 7.4, e que assim organizados permitiram a mais fácil comparação dos resultados entre eles, tendo em vista a avaliação do comportamento paramétrico de paredes encastradas na base com um apoio superior quando sujeitas a um incêndio ISO 834 numa das faces. O estudo relativo à variação da altura e espessura da parede foi considerado para a secção tipo *I*. A variação do tipo de armadura e da carga axial aplicada no topo incidiu sobre as paredes constituídas com a secção tipo *II*. Há aqui que explicar o acréscimo da notação "*_8*", "*_10*" e "*_16*" que designam os diâmetros das armaduras consideradas nos dois níveis com recobrimentos de 25mm às faces da parede, para um espaçamento entre elas de 0,220m. O cálculo *Pa-B*$_{11}$ não tem a extensão porque corresponde à situação base, dois varões de 12mm. A notação "*_F0*", "*_F10*", "*_F30*" e "*_F70*" refere-se por outro lado ao nível de carregamento com uma carga aplicada no topo face à sua capacidade resistente à acção axial, 0%, 10%, 30% e 70%.

No caso da parede em consola com apoio superior, avalia-se a variação dos seguintes parâmetros: o deslocamento horizontal a meia altura da parede, o deslocamento vertical no topo da parede, a reacção horizontal mobilizada no apoio superior e o momento flector gerado na base da parede. Fez-se uma avaliação da importância do efeito de segunda ordem nos cálculos efectuados. Complementarmente, avaliou-se o efeito da consideração da resistência à tracção do betão no comportamento deste tipo de paredes quando sujeita numa das faces ao incêndio normalizado ISO 834, não se alterando qualitativamente os resultados, pelo que se omitiram neste texto.

Quadro 7.7 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada.

PARÂMETROS EM ESTUDO	Altura (t_w=0,150m)		Espessura (H_w=10m)		Armadura			Carga axial		
CÁLCULO	H_w (m)	Esbelteza	t_w (mm)	Esbelteza	% Armad	ϕ (mm)	Espaçam. (m)	H_w (m)	Espaçam. (m)	(F+P)/(Ac.fcd+ As.fsy) (%)
Pa-B$_9$	6	40								
Pa-B$_{10}$	8	53.3								
Pa-B$_2$	10	67.7								
Pa-B$_{12}$	12	80								
Pa-B$_1$			0,125	80						
Pa-B$_2$			0,150	67.7						
Pa-B$_3$			0,200	50						
Pa-B$_4$			0,250	40						
Pa-B$_{11_8}$					0,30	2ϕ8	0,220			
Pa-B$_{11_10}$					0,48	2ϕ10	0,220			
Pa-B$_{11}$					0,69	2ϕ12	0,220			
Pa-B$_{11_16}$					1,21	2ϕ16	0,220			
Pa-B$_2$					0,67	1ϕ8	0,050			
Pa-A$_{7_F0}$								3	0,220	0
Pa-A$_{7_F10}$								3	0,220	10
Pa-A$_{7_F30}$								3	0,220	30
Pa-A$_{7_F70}$								3	0,220	70

Os parâmetros considerados variáveis das paredes são: a espessura, a altura, as secções de betão e a disposição de armadura, as secções das armaduras (percentagens de aço) e as cargas axiais aplicadas no topo. No Quadro 7.7 especificam-se as variações daqueles parâmetros considerados no estudo e cujas análises de resultados se apresentam nas secções seguintes.

7.5.3.3.1 - Altura da parede

A análise que se segue permite investigar o comportamento ao fogo das paredes encastradas e apoiadas superiormente quando sujeitas ao incêndio ISO 834 numa das faces, fazendo variar a sua altura. A altura da parede será distinta de caso para caso mantendo todos os outros parâmetros constantes. As alturas da parede que são consideradas estão assinaladas no Quadro 7.7 (6, 8, 10 e 12m).

Deslocamento horizontal a meia altura da parede

Mostra-se na Figura 7.50 a variação do deslocamento horizontal a meia altura de paredes com diferentes alturas. As paredes encontram-se encastradas na base e fixas no topo. Quando as

paredes são aquecidas, elas deformam-se na direcção do incêndio. À medida que se aumenta a altura da parede, a taxa de deformação também aumenta.

O deslocamento horizontal máximo da parede de 12m de altura é de 1,32m no momento flector do colapso aos 90min. As paredes de 6, 8 e 10m apresentam uma tendência de deslocamento linear até aproximadamente aos 20min, a partir do qual alteram a sua taxa de deformação.

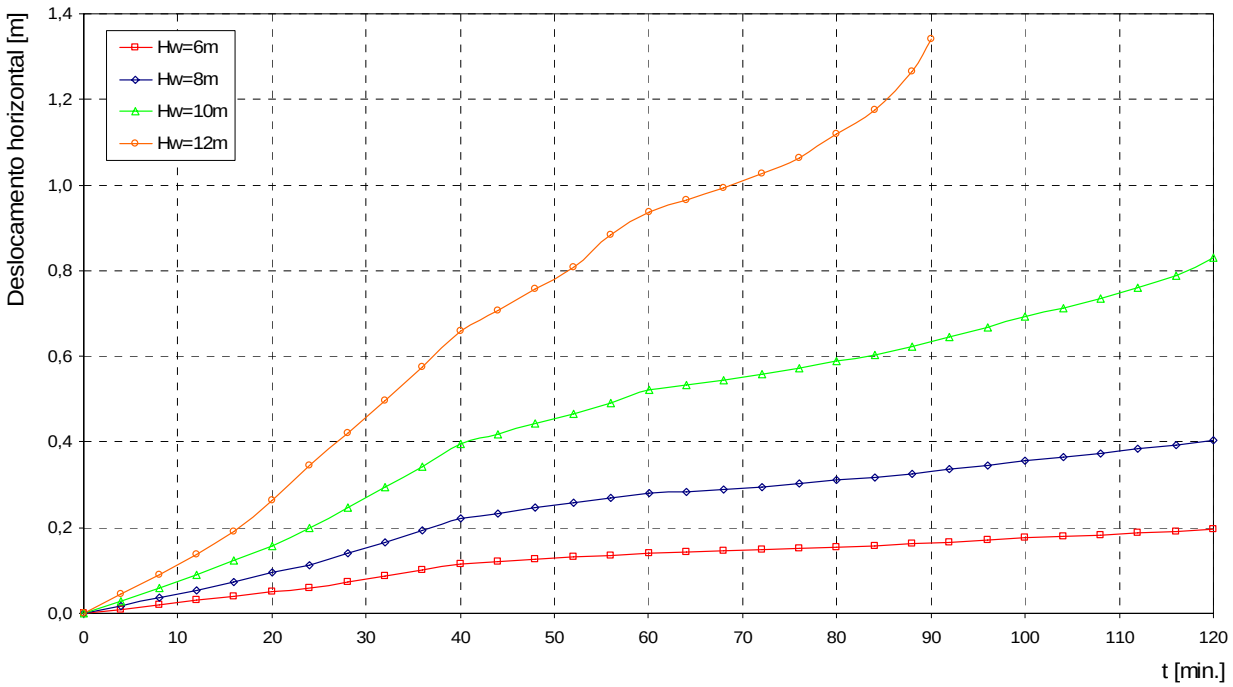


Fig. 7.50 – Variação com o tempo do deslocamento horizontal a meia altura de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura.

A parede deforma-se para o interior devido à sua expansão térmica não uniforme na profundidade da secção. Aproximadamente aos 20min, forma-se uma rótula plástica na base da parede reduzindo a rigidez e a restrição à rotação nessa secção. Este facto causa um aumento na taxa do deslocamento horizontal. Independentemente da deformada induzida pela temperatura, o peso próprio tem algum efeito na deformada da parede.

A tendência exponencial verificada para os deslocamentos horizontais na parede de 12m deve-se ao efeito de segunda ordem, o qual leva o topo da parede para baixo (Figura 7.51), aumentando ao mesmo tempo a curvatura da parede para fora. Quando a rótula plástica se forma, a restrição à rotação na base da parede perde-se. Este facto permite que a parede se deforme mais rapidamente.

Deslocamento vertical no topo da parede

Apresenta-se Figura 7.51 a variação do deslocamento vertical no topo da parede de diferentes alturas. Independentemente de serem valores relativamente pequenos, a tendência dos deslocamentos verticais são úteis na determinação do comportamento das paredes.

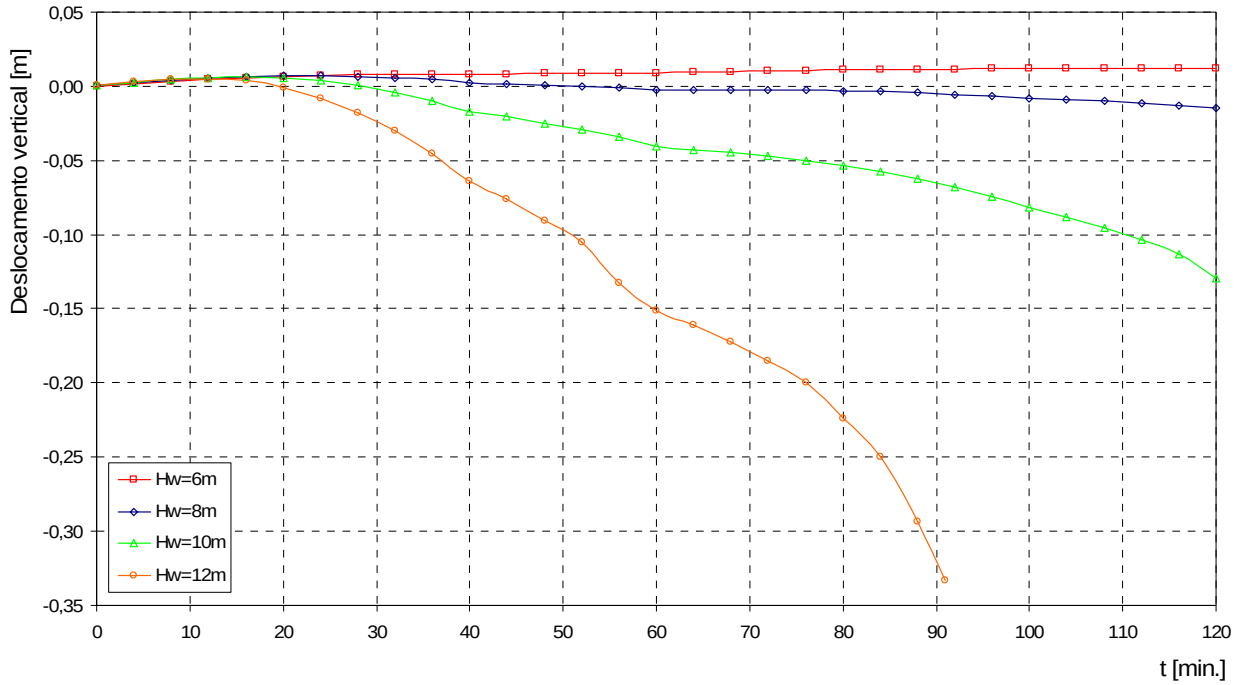


Fig. 7.51 – Variação no tempo do deslocamento vertical no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura.

Inicialmente todas as paredes experimentam um deslocamento vertical ascendente, reflexo da sua dilatação devido ao aquecimento. Depois da fase inicial do incêndio, todas as paredes, exceptuando-se a de 6m de altura, têm um deslocamento vertical descendente sendo proporcionalmente mais acentuado com o aumento da altura da parede. Ao contrário das outras, o deslocamento vertical da parede de 6m aumenta linearmente, após uma tendência inicial de deslocamento não linear.

As paredes apresentam, até aos 15min iniciais, um comportamento de deslocamento no sentido vertical ascendente. O deslocamento estabiliza entre os 15 e os 25min. Após 25min de exposição ao fogo, o deslocamento inverte o sentido, começando a decrescer. A parede de 12m tem um rápido crescimento do deslocamento vertical do topo a partir dos 20min até que ocorre o colapso aos 90min. Nas análises das paredes com 8 e 10m, o comportamento do deslocamento vertical no topo da parede é gradual.

O deslocamento inicial ascendente de todas as paredes deve-se à expansão térmica da parede. O deslocamento descendente das paredes deve-se ao efeito preponderante da curvatura, resultante da sua deformação térmica, que se traduz por uma redução da altura total da parede. A redução do deslocamento vertical devido à curvatura da parede é maior que o alongamento da parede devido ao efeito térmico após os 25min de exposição ao incêndio, resultando uma tendência decrescente do deslocamento total.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.52 a variação dos momentos flectores com o tempo na base da parede. Todas as paredes de diferente altura apresentam um comportamento semelhante e

com valores de momento flector mobilizados também semelhantes. Inicialmente o momento flector aumenta linearmente até aproximadamente aos 20min quando se forma a rótula na base das paredes. Perante uma nova estrutura segue-se uma diminuição gradual dos valores do momento flector.

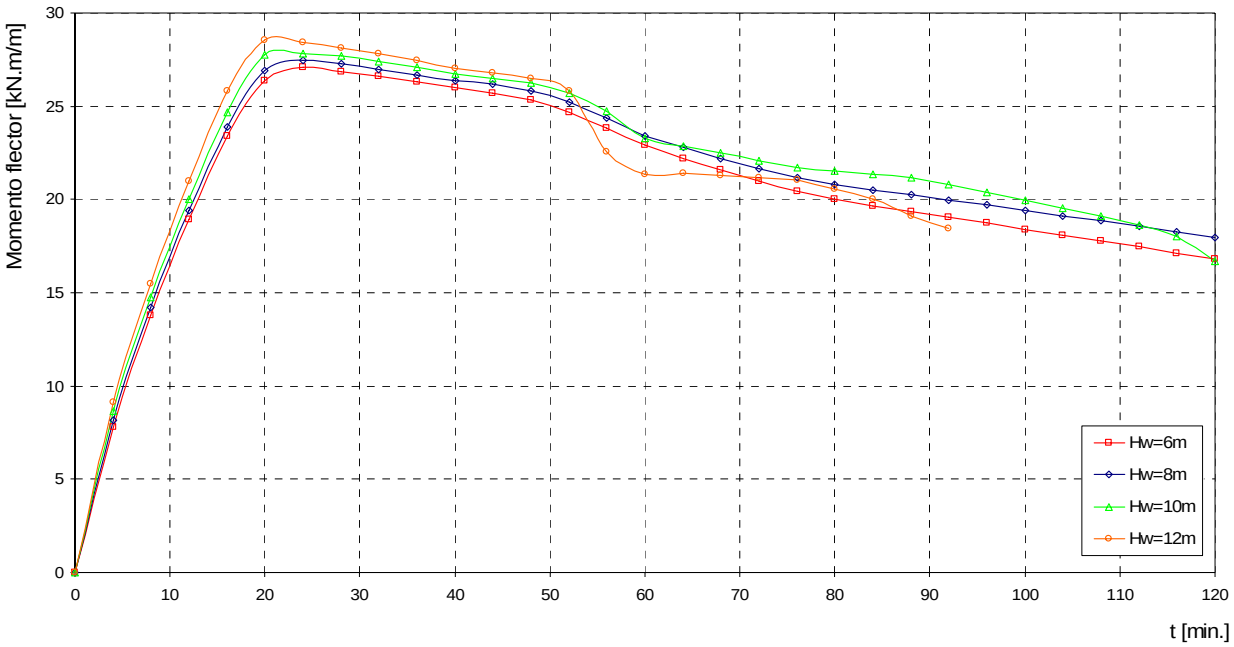


Fig. 7.52 – Variação no tempo do momento flector na base de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura.

O momento flector máximo corresponde ao instante imediatamente anterior ao da formação da rótula plástica que se forma na base da parede. Apesar das paredes terem momentos flectores nominais semelhantes, há algumas diferenças. Quando a altura da parede aumenta, o momento flector nominal da parede alcançado na base desta também aumenta porque o nível de tensão originado pelo peso próprio da parede também aumenta. Contudo, segundo a análise realizada no parágrafo 7.4.2, aos 20min a resistência da secção tipo *I* é de 28kN·m/m.

Depois de ser atingido o valor máximo para todas as paredes de diferente altura, os momentos flectores diminuem com uma tendência similar. A parede de 12m é a única que colapsa. O momento flector na base das paredes de 6, 8 e 10m diminui numa tendência linear até ao limite do tempo da análise. Exceptua-se a parede de 10m, que na fase final do período em análise apresenta uma diminuição do momento flector mais ou menos acentuada evidenciando uma potencial rotura pouco depois dos 120min de incêndio. Verifica-se uma instabilidade no valor do momento flector na secção da base para a parede de 12m. Tal facto deve-se à transição do sinal da reacção no apoio superior, que passa de positiva para negativa como se pode observar na Figura 7.54.

Há que notar a existência de uma pequena instabilidade em todos os cálculos por volta dos 55-60min (maior no caso da parede de 12m). Tal facto deve-se à transição no comportamento das paredes devido à maior preponderância do efeito que as tensões nas secções da zona

intermédia da parede têm em relação à secção da base naquele período. O rearranjo das tensões no elemento estrutural é tal, que os valores dos momentos flectores apresentados na Figura 7.52 diminuem.

Reacção horizontal no apoio

A reacção horizontal no apoio existente no topo das paredes de diferentes alturas é apresentada na Figura 7.53.

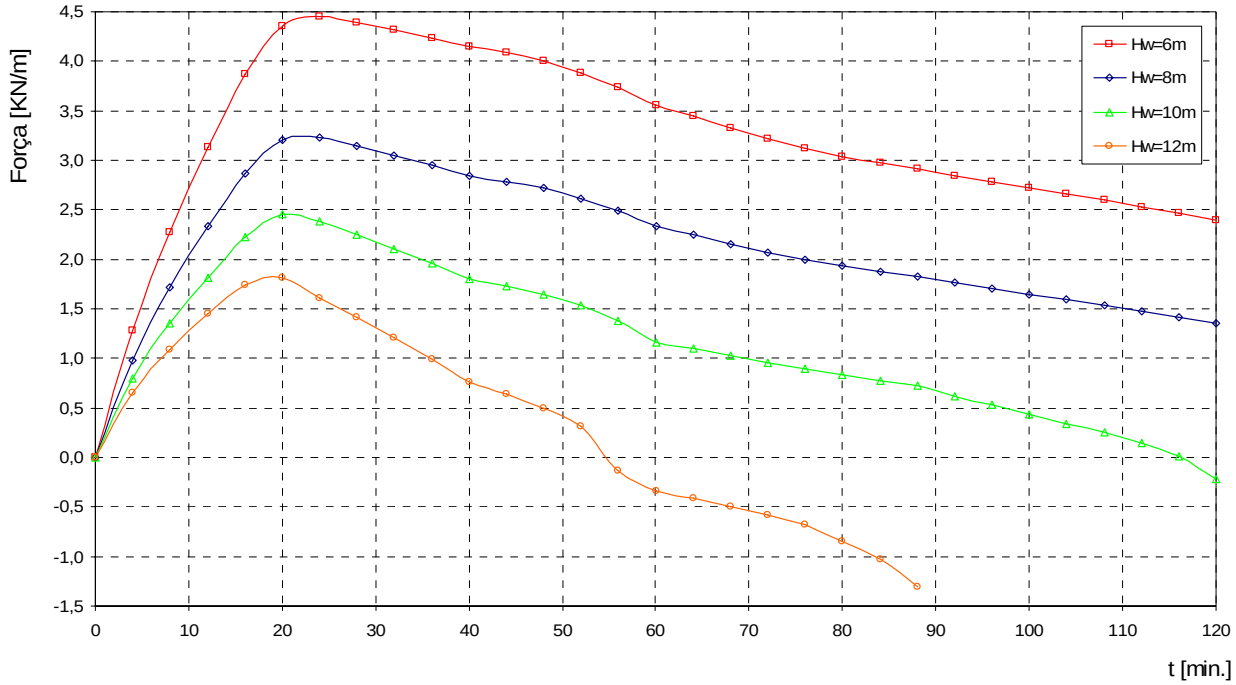


Fig. 7.53 – Variação ao longo tempo da reacção horizontal no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura.

A tendência na evolução da reacção horizontal é semelhante para todas as paredes, embora bastante distintas relativamente aos valores alcançados para cada parede. Mostra-se na Figura 7.53 que inicialmente existe um aumento linear dos valores da reacção mobilizada naquele apoio, antes que o valor atinja um pico aos 20min. Segue-se a diminuição dessa força horizontal até ao fim dos cálculos.

O valor da força horizontal máxima ocorre quando a rótula plástica se forma na base da parede. A presença da rótula plástica reduz a rigidez da estrutura, que por sua vez reduz o impulso devido à expansão térmica. No caso da parede de 12m verifica-se a troca de sinal da reacção aos 54min. A redução do valor da reacção mobilizado até haver a troca de sinal também ocorre para a parede de 10m mas para os 116min.

Uma das conclusões mais importantes que se pode tirar da Figura 7.53 é a seguinte: a reacção horizontal máxima diminui com o incremento da altura da parede. Pode-se até estabelecer a seguinte relação, a reacção no topo da parede *R* é aproximadamente dada pela seguinte expressão:

$$R \approx \frac{M_b}{H_w} \tag{7.12}$$

em que: M_b - Momento flector na base da parede

H_w - Altura da parede

Uma vez que o momento flector na base de todas as paredes é praticamente constante com o tempo, a reacção horizontal é por conseguinte, inversamente proporcional à altura da parede.

Deste estudo se conclui que quanto mais baixas forem as paredes, maior será o efeito que a mobilização desta reacção poderá ter na alteração significativa do comportamento de toda a estrutura ao fogo, na medida em que assim, poderá impor maiores forças nas ligações com o resto da estrutura.

7.5.3.3.2 - Espessura da parede

O efeito da variação da espessura da parede é estudado nesta secção. A parede de 10m de altura avaliada na secção 7.3.3.3.1 é agora estudada para diferentes espessuras. A espessura da parede varia entre 0,125m e outros valores de forma a se obterem as mesmas esbeltezas analisadas em 7.3.3.3.1 quando se estudou o efeito da variação de altura. As espessuras das paredes utilizadas nesta análise são apresentadas no Quadro 7.7.

Deslocamento horizontal a meia altura da parede

A Figura 7.54 apresenta a variação do deslocamento a meia altura das paredes de 10m de altura para diferentes espessuras. Complementarmente, apresenta também os deslocamentos para paredes com 0,150m de espessura, mas de esbelteza equivalente, fazendo variar a sua altura.

Analisando apenas os quatro cálculos correspondentes às paredes com alteração da sua espessura, a taxa de deformação aumenta com a diminuição da espessura das paredes. O tempo necessário para atingir a rotura aumenta com o incremento da espessura, tendo-se apenas verificado, no período em análise (120min), para a parede de 0,125m de espessura. Verifica-se pela observação da Figura 7.54 que há alterações nas taxas de crescimento dos deslocamentos horizontais a meia altura das paredes aos 20 e 40min. Aos 20min essa taxa aumenta e aos 40min diminui. Os 20min são um instante particular porque, como se pode observar na Figura 7.54, representa o momento flector da formação da rótula plástica na base da parede. Justificando assim o aumento das taxas de deformação da parede. A diminuição da taxa de deformação a partir dos 40min tem a ver com o equilíbrio encontrado para a nova estrutura já que não há impedimento das rotações na base da parede.

A tendência dos deslocamentos horizontais, quando se faz variar as espessuras para a parede de 10m, é muito semelhante à tendência verificada quando se faz variar as alturas da parede para espessuras constantes de 0,150m (Figura 7.54). Esta semelhança deve-se ao facto de se

terem obtido as mesmas esbeltezas. Contudo, alturas maiores que o valor de referência, 10m implicam maiores deslocamentos para o mesmo instante, enquanto que, alturas de parede inferiores a 10m resultam em deslocamentos também menores, para esbeltezas equivalentes. Tal aspecto reflecte a importância do efeito de segunda ordem, nas análises efectuadas.

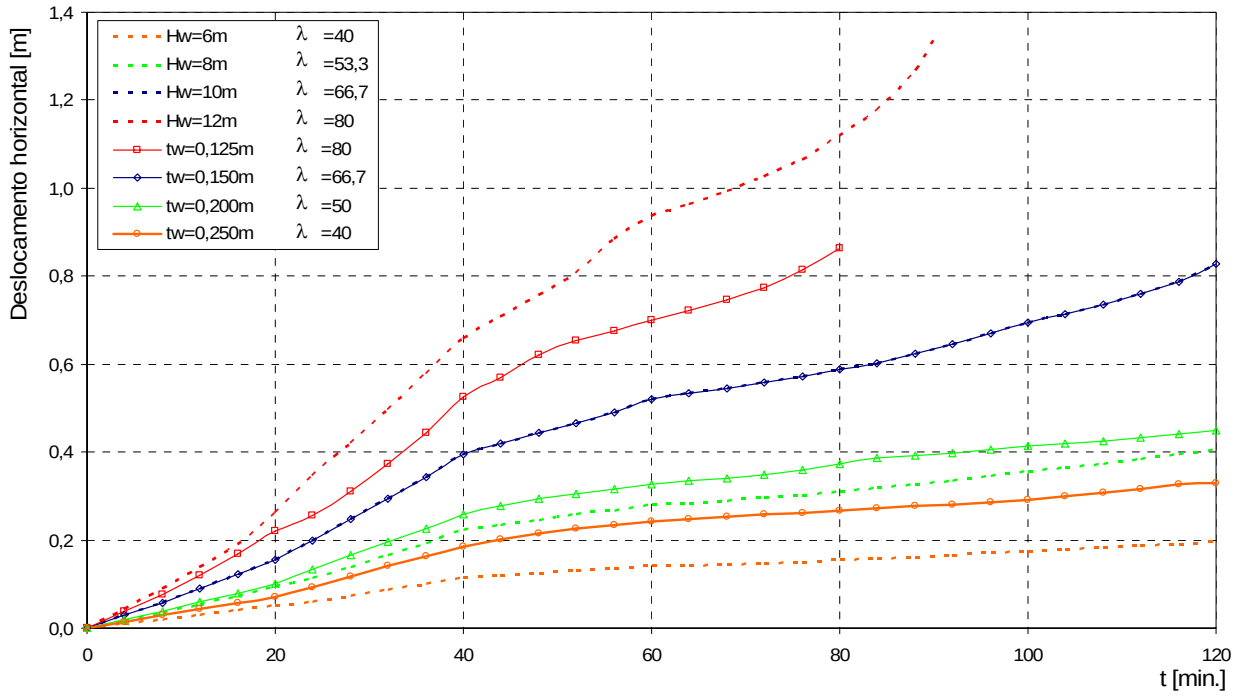


Fig. 7.54 – Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura de: paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m e paredes com espessura de 0,150m e alturas de 6m, 8m e 12m.

Deslocamento vertical no topo da parede

A variação dos deslocamentos verticais no topo das paredes com diferentes espessuras apresentada na Figura 7.55, é qualitativamente semelhante à verificada na Figura 7.51, na qual se consideraram diferentes alturas de paredes. A semelhança do comportamento dos deslocamentos verticais deve-se igualmente à semelhança entre as esbeltezas que as paredes exibem entre elas. Enquanto que para a parede com secção de 0,250m, a rigidez axial justifica o facto de só haver deslocamentos positivos, nas outras secções é sobretudo a menor rigidez à flexão que justifica a curvatura da parede ocorrendo valores negativos. A parede com espessura de 0,125m apresenta a rotura aos 76min.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.56 a variação dos momentos flectores na base das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com diferentes espessuras. O gráfico mostra que aqueles momentos flectores aumentam com o incremento da sua espessura. Todas as paredes apresentam uma tendência semelhante, na qual os momentos flectores têm uma fase inicial de crescimento, seguido por um pico que se dá aos 20min. Depois do valor máximo ser

alcançado, os momentos flectores diminuem ligeiramente. As paredes com 0,150m, 0,200m e 0,250m de espessura apresentam uma quebra no valor dos momentos flectores aos 55, 65 e 75min, respectivamente.

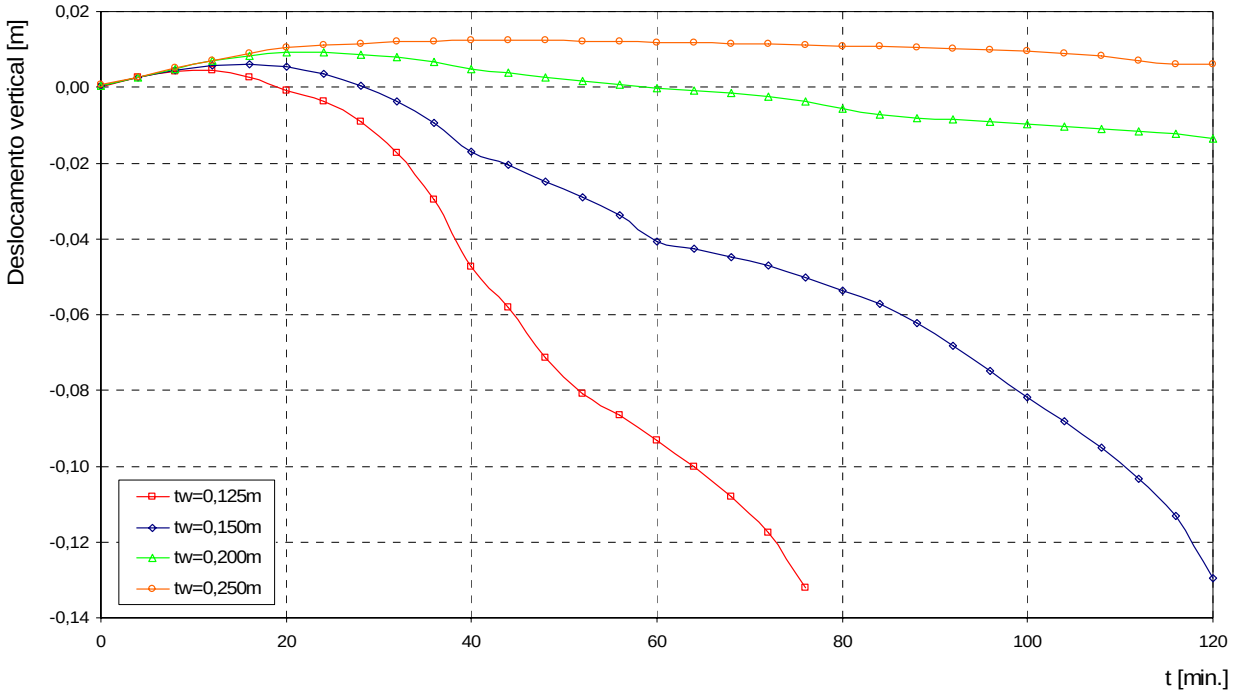


Fig. 7.55 – Variação no tempo do deslocamento vertical no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m.

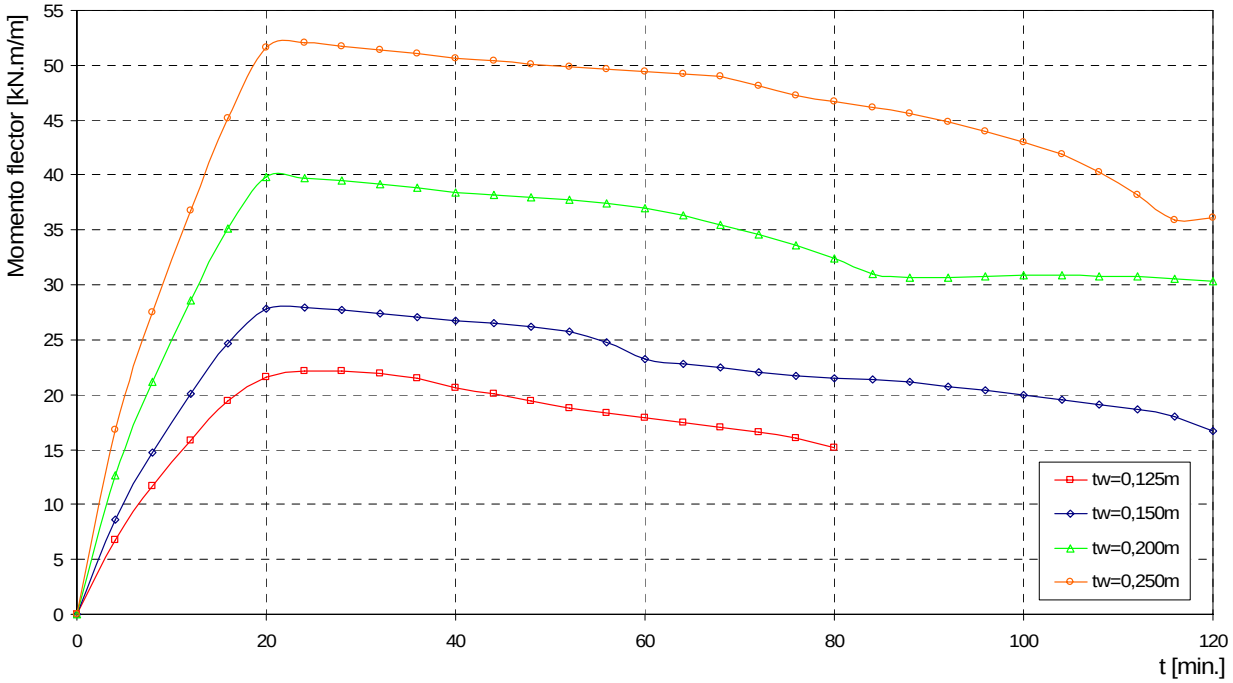


Fig. 7.56 – Variação no tempo do momento flector na base de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m.

Os valores da parede de 0,150m recuperam estabilizando a taxa de decrescimento até que próximo dos 120min voltam a diminuir por se estar próximo da rotura. Os valores têm um comportamento curioso para a parede de espessura de 0,200m porque há uma estabilização do seu valor desde os 85 até aos 120min. Tal facto deve-se à pouca influência do efeito de segunda ordem face à solicitação térmica que, digamos, pouco mais pode acrescentar. Já a parede com 0,250m de espessura tem, desde os 75min, uma crescente diminuição dos valores dos momentos flectores desde os 70 até aos 110min, quando o seu valor estabiliza até ao fim da análise. Está-se perante o mesmo fenómeno da parede de 0,200m. Se o cálculo se prolongasse para além daquele valor seria natural a estabilização do valor do momento flector na base.

Reacção horizontal no apoio

Apresenta-se na Figura 7.57 a variação da reacção horizontal no apoio superior das paredes com diferentes espessuras.

A tendência dos valores da reacção horizontal no topo das paredes é semelhante à tendência apresentada na Figura 7.56 para os momentos flectores na base das paredes. À medida que a espessura da parede aumenta, a reacção no topo da parede também aumenta, impondo por conseguinte, uma maior força axial de restrição no elemento estrutural que confere aquela restrição horizontal.

Na fase inicial, como se pode observar na Figura 7.57, a reacção horizontal aumenta bilinearmente com o tempo. Após se atingir o seu valor máximo aos 20min, o valor da reacção diminui. Contudo, a força máxima atingida é tanto maior quanto mais espessa for a parede, diminuindo de forma linear e quase constante para fases mais avançadas do incêndio.

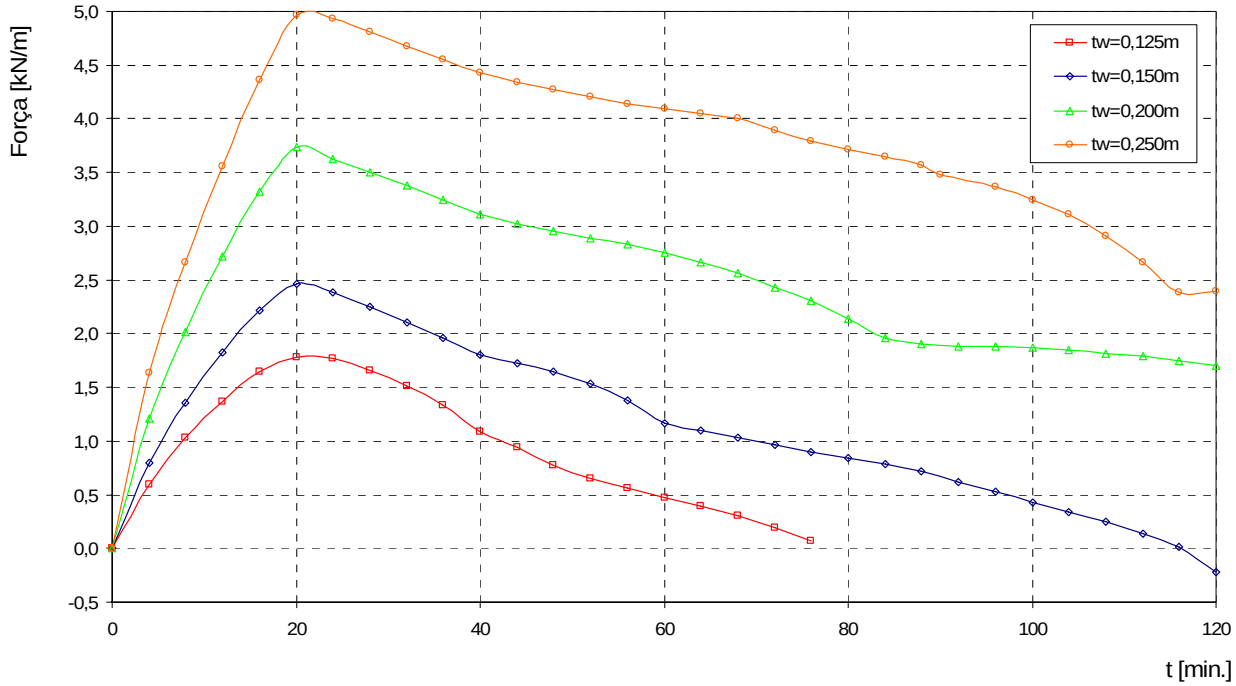


Fig. 7.57 – Variação no tempo da reacção horizontal no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m.

A reacção horizontal no apoio superior da parede é um factor importante pois determina o valor da força horizontal que será imposta à estrutura. A máxima força ocorre quando a armadura entra em cedência e a resistência à flexão da parede é alcançada na secção da base. A força horizontal diminui depois da formação da rótula plástica, tão mais rapidamente, quanto menor for a sua espessura. A presença da rótula plástica permite a ocorrência da rotação da parede na base e potencia o aumento da deformação horizontal. Por sua vez, esta deformação permite a redução da reacção horizontal no topo da parede.

7.5.3.3.3 - Percentagem de armadura

Nesta secção estuda-se o efeito da variação da percentagem de armadura no comportamento das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e 0,150m de espessura, sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa das faces. Refira-se que por se estar perante uma estrutura mais resistente que as analisadas no parágrafo 7.5.2.3.3, optou-se por considerar alturas das paredes de 6 para 10m. O estudo agora realizado faz-se para a secção tipo *II*, isto é, secções com 0,220m de desenvolvimento e dois varões, ambos com um recobrimento de 25mm em ambas as faces. Mantiveram-se todos os parâmetros materiais e geométricos como especificado na secção 7.3.1, exceptuando-se a percentagem de armadura na secção da parede que foi materializada através da escolha de diferentes varões de aço comerciais. Complementarmente comparou-se ainda com o cálculo de base que tem uma secção tipo *I* (0,050x0,150m^2) correspondente a um espaçamento distinto e a um único varão central na secção. As relações percentuais de área de aço em função da de betão utilizadas na análise são apresentadas no Quadro 7.7.

Deslocamento horizontal a meia altura da parede

Apresenta-se na Figura 7.58, a variação do deslocamento horizontal a meia altura das paredes com o tempo, para diferentes percentagens de armadura.

Todos os cálculos apresentam, sensivelmente até aos 10min um crescimento do deslocamento a meio vão semelhante, sendo que a partir desse instante até aos 40min a taxa de crescimento é inversamente proporcional à percentagem de armadura. A análise *Pa-B$_2$* com uma percentagem de armadura de 0,67% (1ϕ8) mostra um aumento da taxa de deformação uniforme e sem “quebra” aos 10min e com um comportamento semelhante ao do cálculo *Pa-B$_{11_16}$*. Ora, portanto com o dobro da percentagem de armadura, embora correspondentes a dois varões colocados perto das faces “quente” e “fria” da parede. Este aumento reflecte a formação de rótulas plásticas na base das paredes com dois níveis de armadura. As rótulas plásticas reduzem a restrição à rotação da parede na sua base, permitindo que a sua taxa de deformação aumente devido aos efeitos de expansão térmica e de segunda ordem. As paredes com menor percentagem de armadura, isto é, com 0,30% e 0,48% colapsam aos 52 e 93min respectivamente. As paredes com 0,69% e 1,21% de armadura apresentam a partir dos

40min e durante o tempo total da análise um comportamento linear dos seus deslocamentos com uma taxa de crescimento dos deslocamentos inferior a esse período, não colapsando.

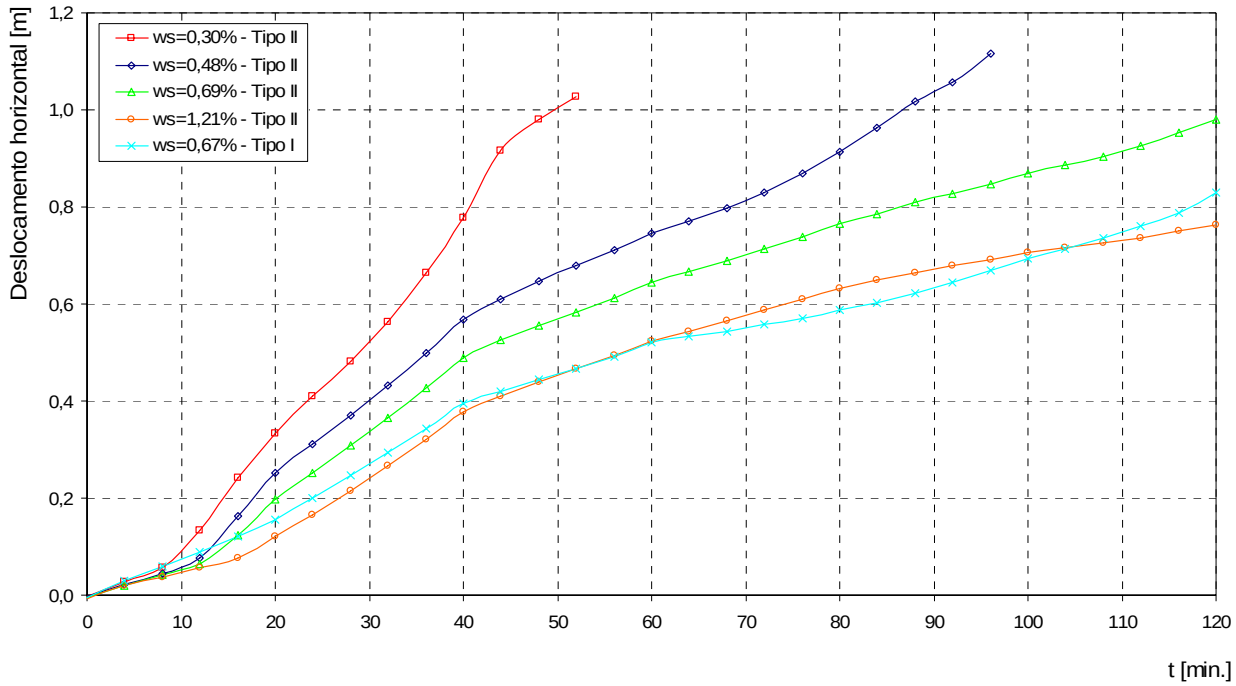


Fig. 7.58 – Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura.

Deslocamento vertical no topo da parede

Apresenta-se na Figura 7.59 a variação do deslocamento vertical no topo das paredes, para as diferentes percentagens de armadura consideradas.

As paredes com percentagens de armadura de 0,30% e 0,48% apresentam uma tendência parabólica dos deslocamentos verticais, sendo os valores iniciais, positivos, devido à expansão térmica. As paredes com 0,69% e 1,21% de armadura apresentam o mesmo acréscimo de deslocamento vertical no inicio do incêndio do que as outras paredes. Contudo, para fases mais adiantadas de incêndio, a tendência de decréscimo destes deslocamentos é mais gradual não ocorrendo o colapso das paredes. O comportamento da parede de secção 0,050x0,150m^2 e uma percentagem de armadura de 0,67% tem um comportamento muito similar ao da parede com secção 0,220x0,150m^2 e uma percentagem de armadura com quase o dobro do valor, 1,21%.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.60 a variação dos momentos flectores na base das paredes com diferentes percentagens de armadura. Verifica-se naturalmente que, quando a percentagem de armadura aumenta, a resistência à flexão da parede também aumenta. O momento flector resistente da parede aumenta com o crescimento da percentagem de armadura. Todas as

análises apresentam uma tendência de evolução dos momentos flectores na secção da base, semelhantes.

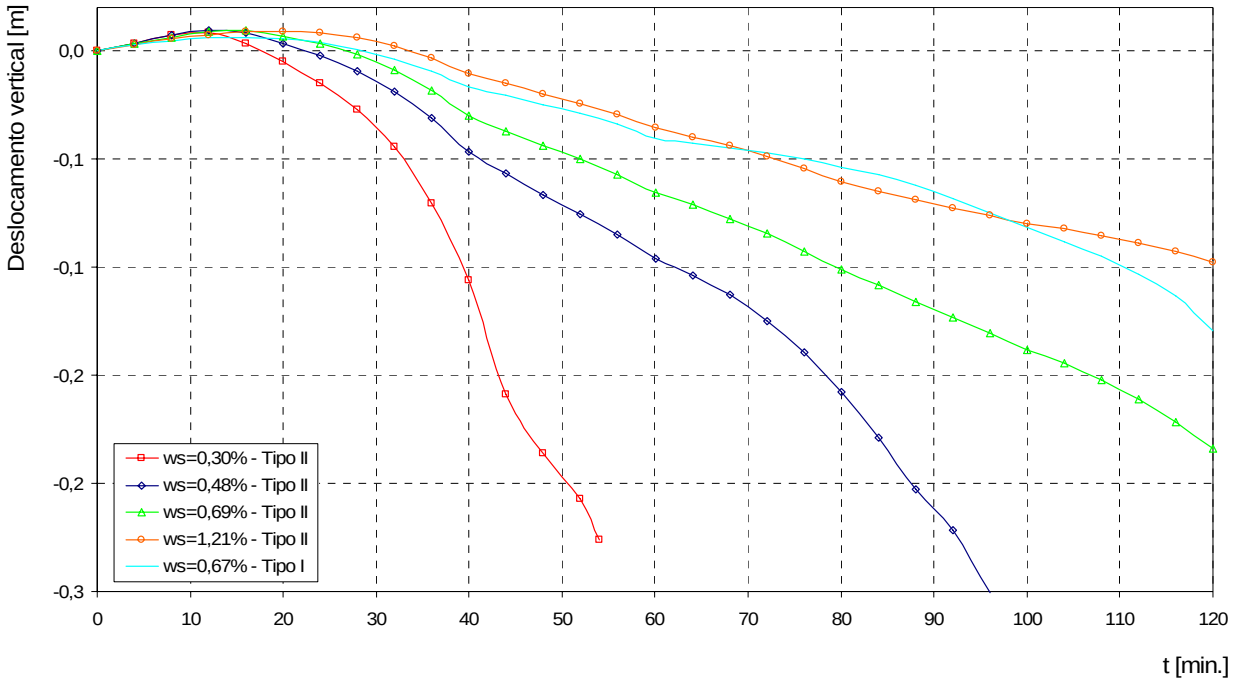


Fig. 7.59 – Variação no tempo do deslocamento vertical no topo das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura.

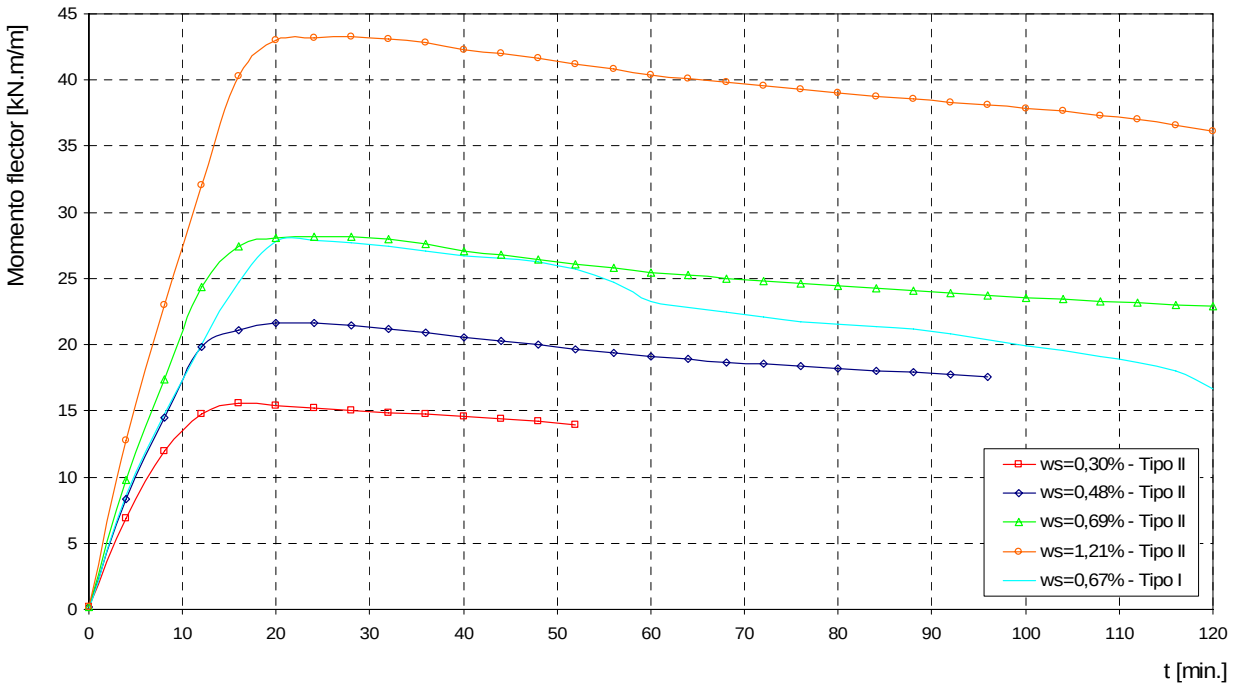


Fig. 7.60 – Variação no tempo do momento flector na base das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de alturapara diferentes percentagens de armadura.

O momento flector aumenta linearmente na fase inicial do incêndio até se atingir um máximo e depois estabiliza. O patamar representativo da constância do valor do momento flector deve-se à formação de uma rótula plástica na base da parede.

O colapso das paredes com 0,30% e 0,48% de armadura deve-se à formação de rótulas plásticas na base da parede provocando a encurvadura. O fenómeno de rotura é idêntico ao já descrito para outras situações. Ou seja, a expansão térmica da parede promove a curvatura da parede causando a fendilhação na base da parede. Esta fendilhação associada à alta temperatura na secção vai, com o tempo, reduzir a rigidez à flexão na base da parede até que a carga de encurvadura atinja um valor tal que já não resista ao seu peso próprio.

O comportamento da parede de secção 0,050x0,150m^2 e uma percentagem de armadura de 0,67% tem aqui, no diagrama de momentos flectores, um comportamento muito similar ao da parede com secção 0,220x0,150m^2 mas com quase o dobro do valor da percentagem de armadura, 1,21%. Ou seja, através da observação conjunta desta Figura 7.60 com a Figura 7.58, relativa aos deslocamentos horizontais a meia altura da parede, a parede com secção tipo *II* (dois níveis de armadura) mobiliza praticamente o mesmo momento flector, mas para deformações muito superiores. Tal facto deve-se ao aquecimento muito mais rápido da armadura vizinha da face sujeita ao incêndio.

Reacção horizontal no apoio

Apresenta-se na Figura 7.61 a variação com o tempo das reacções horizontais no topo das paredes com diferentes percentagens de armadura. As paredes com 0,30%, 0,48%, 0,69%, 1,21% e 0,67% de armadura apresentam uma queda brusca do valor da reacção quando atingem o seu valor máximo, respectivamente aos 12, 13, 16, 20 e 21min. A razão desta variação brusca deve-se à formação de uma rótula na base da parede, tornando-a mais flexível. A rótula plástica permite o acréscimo de deslocamentos diminuindo contudo o impulso produzido pela parede devido à expansão térmica.

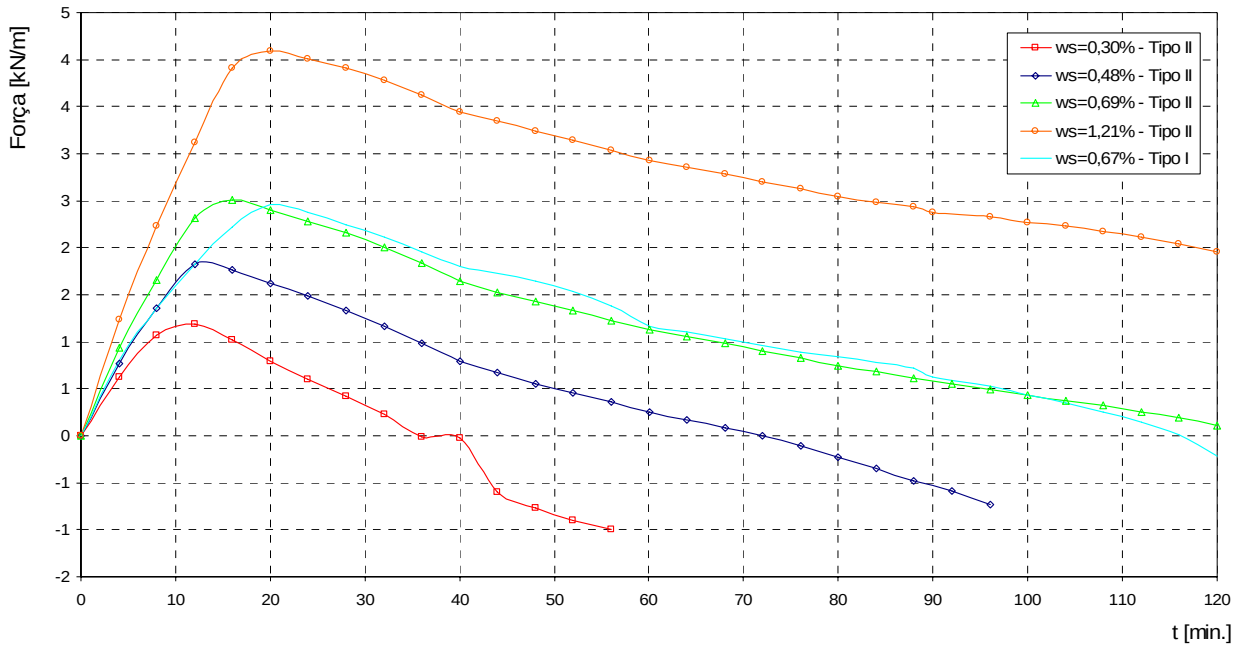


Fig. 7.61 – Variação no tempo da reacção horizontal no topo das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura.

As reacções das paredes diminuem, com uma tendência linear, depois de terem alcançado o seu valor máximo. Esta diminuição da reacção corresponde à diminuição do momento flector plástico na base da parede. A diminuição das reacções é tal que pode mesmo verificar-se a inversão do seu sinal. Tal acontece nos cálculos com uma percentagem baixa de armadura: 0,30%, 0,48% e 0,67% e praticamente anulando-se para o cálculo com uma única armadura central, à qual corresponde uma percentagem de 0,69% de armadura.

O comportamento da parede de secção 0,050x0,150m^2 e uma percentagem de armadura de 0,67% tem aqui na mobilização de uma reacção horizontal, um comportamento muito similar ao da parede com secção 0,220x0,150m^2 mas uma percentagem de 1,21%.

Apresenta-se na Figura 7.62 a comparação entre os momentos flectores resistentes calculados à temperatura ambiente e os obtidos perante um aquecimento com a curva de incêndio normalizado ISO 834. A comparação faz-se com o momento flector resistente obtido para a situação, designada de base, duma parede com 10m de altura e 0,150m de espessura com uma percentagem de armadura de 0,69% (secção tipo *II* – 0,220x0,150m^2 e 2ϕ12).

Verifica-se que o desvio entre os momentos flectores resistentes calculados perante uma situação de incêndio e os obtidos para a temperatura ambiente é enorme quando as secções têm grandes percentagens de armadura (1,21%). Na situação de incêndio, uma determinada secção atinge o seu momento flector resistente através do limite das tensões de compressão no betão sem que ocorra a cedência nos dois níveis de armaduras. A partir deste momento as tensões no betão e no aço diminuem.

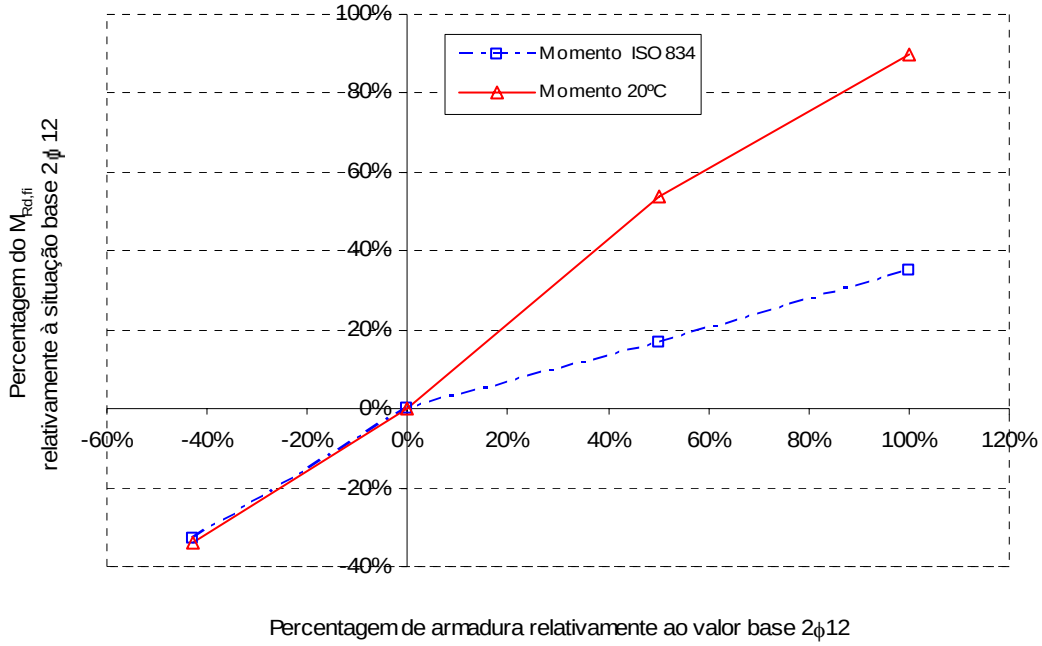


Fig. 7.62 – Variação dos momentos flectores resistentes relativamente à situação base de uma parede com 10m e secção tipo *II*, com 0,67% de armadura, avaliadas à temperatura ambiente e sujeitas ao incêndio ISO 834.

Esta análise evidenciou que o incremento de armadura de 0,69% para 1,21% potencia um acréscimo significativo no comportamento das paredes encastradas na base com um apoio no

topo, quando sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834. A parede estará apta, nesse caso, a resistir a muito maiores deslocamentos sem colapsar até aos 120min da análise.

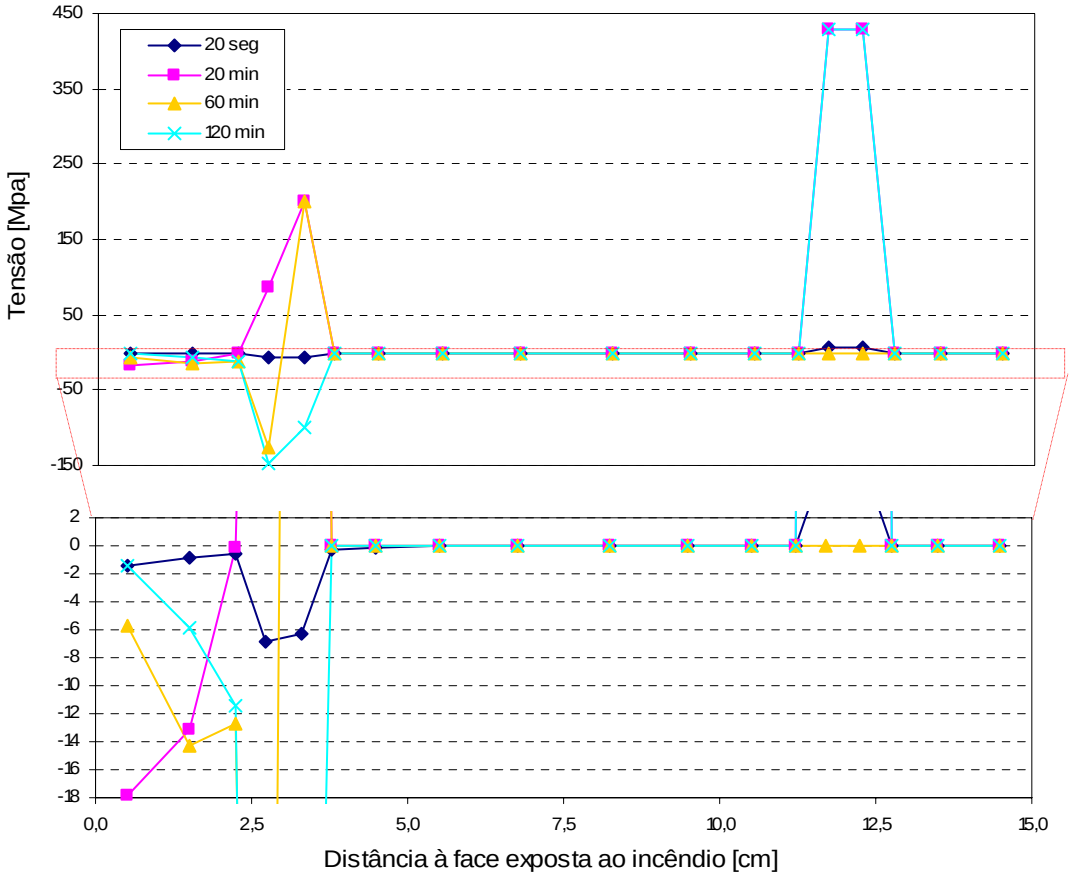


Fig. 7.63 – Variação das tensões aplicadas na secção da base da parede de 10m de altura para a secção 0,220x0,150m^2 e 2 ϕ 12 quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834.

Como se pode observar pela Figura 7.63, as tracções na armadura colocada na vizinhança da face fria são máximas e iguais à tensão de cedência aos 20 e aos 120min. Aos 20min porque é o momento em que ocorre a formação da rótula e aos 120min porque, tal como já se referiu, está-se muito próximo da rotura. As tensões aos 60min são muito particulares já que mostram a inversão das tensões a que esta secção fica sujeita durante o incêndio.

7.5.3.3.4 - Carga axial

São aqui analisados os efeitos devidos aos diferentes níveis de carregamento no topo das paredes no seu comportamento ao fogo quando estão sujeitas ao incêndio ISO 834 numa das faces. A carga axial imposta no topo da parede representa a carga proveniente duma qualquer estrutura que se apoia nesta. A parede analisada apresenta 3m de altura para todas as situações. A carga axial é simulada no modelo como uma carga pontual aplicada no topo da parede. O Quadro 7.7 quantifica, nas diferentes análises efectuadas, os diferentes níveis de carga considerados. Os valores da carga axial representam 0%, 10%, 30% e 70% do valor

característico da carga de rotura à compressão simples (*F*=0, *F*=108, *F*=324 e *F*=756kN, respectivamente).

Deslocamento horizontal a meia altura da parede

Apresenta-se na Figura 7.64 a variação dos deslocamentos horizontais a meia altura das paredes encastrada na base e com um apoio no topo a impedir deslocamentos horizontais, para diferentes cargas axiais impostas. Todas as paredes mostram uma tendência inicial semelhante deformando-se linearmente com o tempo. O tempo até se atingir a rotura da parede diminui quando a carga axial aumenta.

Da passagem da análise em que só se considera o peso próprio e em que se adiciona uma carga no topo correspondente a 10% de N_{rd}, verifica-se para neste último cálculo, um crescimento da deformação a meia altura da parede a partir dos 60min, até que o colapso ocorre aos 96min. Curioso é verificar o efeito estabilizador na deformada da carga no topo do pilar, entre os 16 e os 60min, ou seja, aquele cálculo apresenta menor deformação naquele período. À medida que a carga axial aumenta, para 30% de N_{rd}, o efeito estabilizador ainda mais se faz reflectir nos menores deslocamentos horizontais a meia altura, até que o colapso da parede seja atingido aos 42min, para uma taxa de deformação muito acentuada.

Para valores de 70% de N_{rd} a deformada inicial de 1cm a meia altura da parede condiciona fortemente o início do cálculo, fazendo com que a parede já tenha enormes deformações no inicio do cálculo. O colapso da parede ocorreu aos 6min, embora constatando-se que para um pequeno deslocamento horizontal a meia altura da parede. Este facto deve-se à componente da carga axial causar um efeito muito importante de segunda ordem.

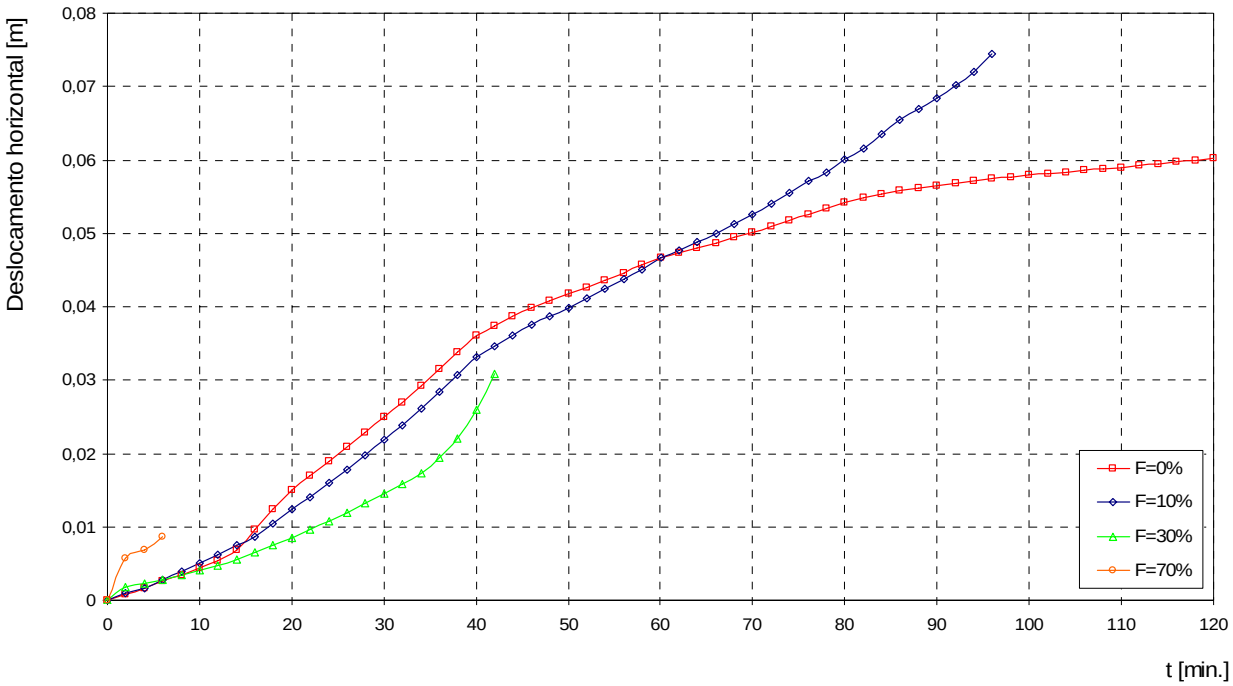


Fig. 7.64 – Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 3m de altura, para vários níveis de carga axial.

Quando uma rótula plástica se forma na base, a parede deforma-se para o exterior muito rapidamente devido à perca da restrição da rotação na base. O efeito de segunda ordem nas paredes sujeitas a uma carga axial no topo é revelado através dos seus deslocamentos horizontais a meia altura.

Momento flector na base da parede

O momento flector na base das paredes com diferentes níveis de carga axial variam com o tempo como se mostra na Figura 7.65. As paredes com grandes cargas axiais actuantes têm um maior gradiente do momento flector na fase inicial do incêndio.

As paredes com valores de carga axial pequenos apresentam um processo de rotura mais lento quando comparado com as paredes com maior carga axial em que a rotura se atinge rapidamente, já que o momento flector plástico é alcançado em muito pouco tempo.

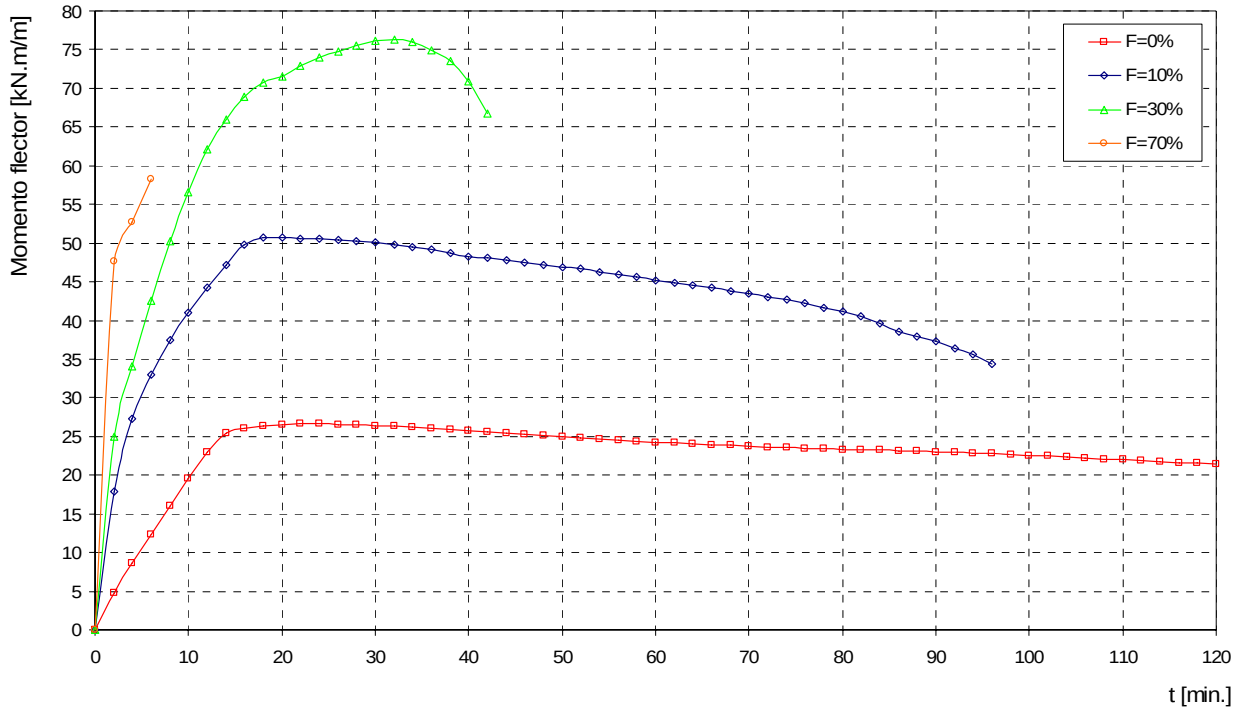


Fig. 7.65 – Variação no tempo do momento flector na base das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 3m de altura, para diferentes níveis de carga axial.

Como se pode observar na Figura 7.66 a rotura ocorre aos 105min para a parede quando sujeita a uma carga axial correspondente a 10% do seu valor máximo. As tracções na armadura são máximas atingindo-se o seu valor de cedência desde os 20min. A rotura ocorre por rotura do betão na face aquecida, quando já uma grande percentagem da secção de betão se encontra com a sua tensão de compressão em cedência.

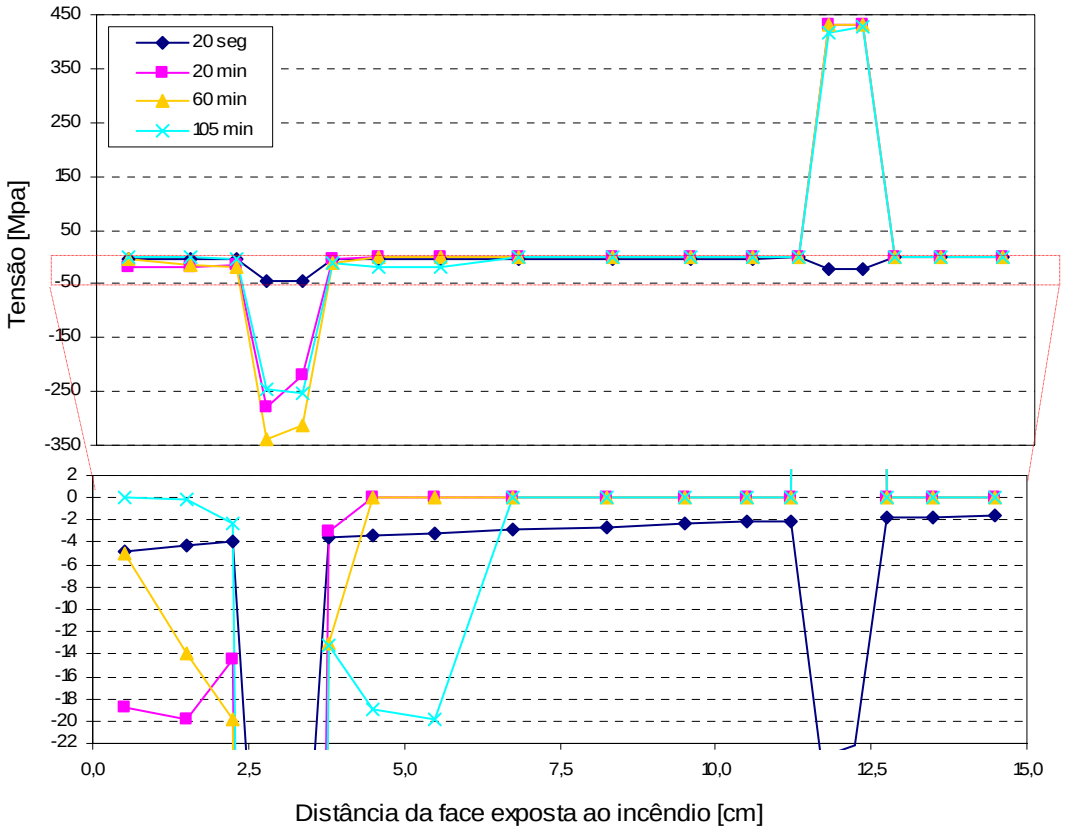


Fig. 7.66 – Variação das tensões aplicadas na secção da base da parede de 3m de altura com secção 0,220x0,150m^2 e 2ϕ12 quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834 e a uma carga vertical no topo correspondente a 10% da carga axial máxima.

7.5.3.4 - Conclusões

A análise de paredes efectuadas por Lim, [13], sujeitas ao seu peso próprio, mostrou que o efeito ou não do peso próprio da parede tem uma influência muito significativa no comportamento das paredes encastradas na base e apoiadas no topo. O efeito do peso próprio causa a ocorrência de encurvadura quando a carga crítica de encurvadura é alcançada. Pelo contrário, sem o efeito do peso próprio, a parede não colapsa e continua a deformar-se. Por esse facto e por ser realista, todas as análises aqui efectuadas consideraram o efeito do peso próprio da parede.

Paredes encastradas na base e com uma ligação no topo evitam a sua deformação para o exterior. Contudo, o modo de rotura das paredes varia entre a cedência da armadura na base devido à flexão e a encurvadura. O estudo mostrou que o tempo de resistência ao fogo das paredes diminui com o acréscimo de altura. À medida que a altura das paredes diminui, a força horizontal imposta no apoio devido à curvatura térmica aumenta.

Mostrou-se ainda que o incremento da espessura da parede faz diminuir a deformada da mesma. Para além disso, a resistência ao fogo da parede aumenta. Contudo, pelo incremento da espessura da parede, a força axial de restrição imposta no apoio, também aumenta.

Paredes encastradas na base e apoiadas no topo, com pequenas percentagens de armadura, colapsam bruscamente depois de se formar a rótula plástica. O aumento de percentagem de armadura a partir do valor de base de 0,69% representa, pelas análises efectuadas, um melhoramento marcante no comportamento das paredes permitindo resistências superiores a 120min.

Paredes esbeltas encastradas na base e apoiadas no topo colapsam quando são sujeitas ao incêndio ISO 834 e se considera ou não cargas axiais aplicadas no topo. O tempo de rotura das paredes diminui com o incremento da carga axial. Cargas axiais elevadas aplicadas no topo das paredes causam o surgimento rápido da encurvadura quando estas curvam para o exterior. A seguir faz-se uma análise mais pontual a cada variação do parâmetro estudado nos parágrafos anteriores.

Altura da parede

As análises mostraram que o comportamento, das paredes encastradas na base e apoiadas no topo em situação de incêndio, melhora com o decréscimo da sua altura. As paredes mais altas formam uma rótula plástica na sua base e ficam sujeitas mais cedo à encurvadura, quando comparadas com as menos altas. Em contrapartida, as paredes mais baixas impõem maiores forças horizontais na estrutura que se liga superiormente, quando comparadas com as paredes mais altas. Por conseguinte, estas ligações têm que ser bem projectadas para evitar o colapso das paredes.

Espessura da parede

Mostrou-se anteriormente que cada parede tem uma capacidade resistente à flexão distinta devido à variação de espessura considerada. O momento flector é, para cada secção, proporcional à espessura da parede pois é função do braço interno mobilizável.

Quando a espessura da parede aumenta, a resistência ao fogo da parede aumenta. O aumento da espessura da parede permite que o eixo neutro se situe mais profundamente. Por conseguinte, a curvatura da parede deverá ser menor que uma parede menos espessa em qualquer altura.

Uma secção de parede mais espessa apresentará um maior período de tempo até se atingir a cedência do betão e a curvatura última. Portanto, uma parede mais espessa durará mais tempo até se alcançar a extensão última do betão, causando a formação da rótula plástica na base. Já que as extensões são menores numa secção mais espessa quando comparadas com as de uma secção mais delgada em qualquer altura da análise, as tensões correspondentes no betão serão também menores.

As paredes mais espessas permitem a diminuição das deformações horizontais a meia altura das paredes e aumentam a resistência ao fogo. Contudo, as análises mostraram também que o incremento da espessura impõe forças axiais maiores no elemento estrutural que promove

apoio. Este facto exige a realização de ligações bem concebidas para que o seu colapso não tenha origem nas ligações.

Diferente percentagem de armadura

O desvio entre os momentos flectores resistentes calculados perante uma situação de incêndio e os obtidos para a temperatura ambiente é maior quando as secções têm grandes percentagens de armadura. Na situação de incêndio, uma determinada secção atinge o seu momento flector resistente através do limite das tensões de compressão no betão sem que ocorra a cedência da totalidade das armaduras. A partir deste momento as tensões no betão e no aço diminuem.

Nível de carga axial

As paredes sujeitas a baixos valores de carga axial colapsam por encurvadura quando se atinge a cedência das armaduras. Contudo, o modo de rotura para as paredes com valores elevados de carga axial, embora ainda seja por encurvadura, ocorre de forma rápida e frágil quando se forma uma rótula plástica na base. As paredes com elevada carga axial, têm um acentuado crescimento do momento flector na fase inicial. Uma muito pequena excentricidade horizontal devido à curvatura térmica induz efeitos de segunda ordem. Este facto explica aquele rápido crescimento. Quando a rótula plástica se forma na base da parede, esta encurva imediatamente, colapsando.

7.5.4 - Paredes encastradas na base e apoiadas ao nível dos pisos

7.5.4.1 - Modelo estrutural

As características materiais e geométricas usadas para a parede são as consideradas na secção 7.3.1, correspondentes a valores considerados na prática de construção corrente. Todas as considerações referidas em 7.5.2.1 aplicam-se neste parágrafo. Para além das hipóteses ali consideradas, ainda se contemplam as seguintes hipóteses na análise:

- Os apoios superiores mantêm-se fixos independentemente do elemento estrutural que os materializa ser, ou não, afectado pela temperatura ou apresentar dilatação;
- Não existem problemas na ligação que promove as fixações da parede.

As modelações (discretização) numéricas para avaliação da distribuição térmica foram já apresentadas anteriormente para as duas secções consideradas de base. A discretização da parede em elementos finitos para análise de tensões e deformações corresponde a uma parede de base de 6m de altura e 0,150m de espessura com 0,67% de armadura para a secção em análise e para a condição de apoio apresentada na Figura 7.67a). Apresenta-se ali ainda o esquema típico da deformada (Figura 7.67b) e o diagrama dos momentos flectores (Figura 7.67c) no instante anterior ao seu colapso, quando exposta ao incêndio ISO 834 em

toda a sua altura e numa das faces. A análise estrutural da parede é realizada a duas dimensões por se tratar de uma parede armada e apoiada numa direcção. A parede é modelada como se de uma viga se tratasse através de 20 elementos finitos de viga 2D com três nós cada. A parede está sujeita a uma carga distribuída que representa o seu peso.

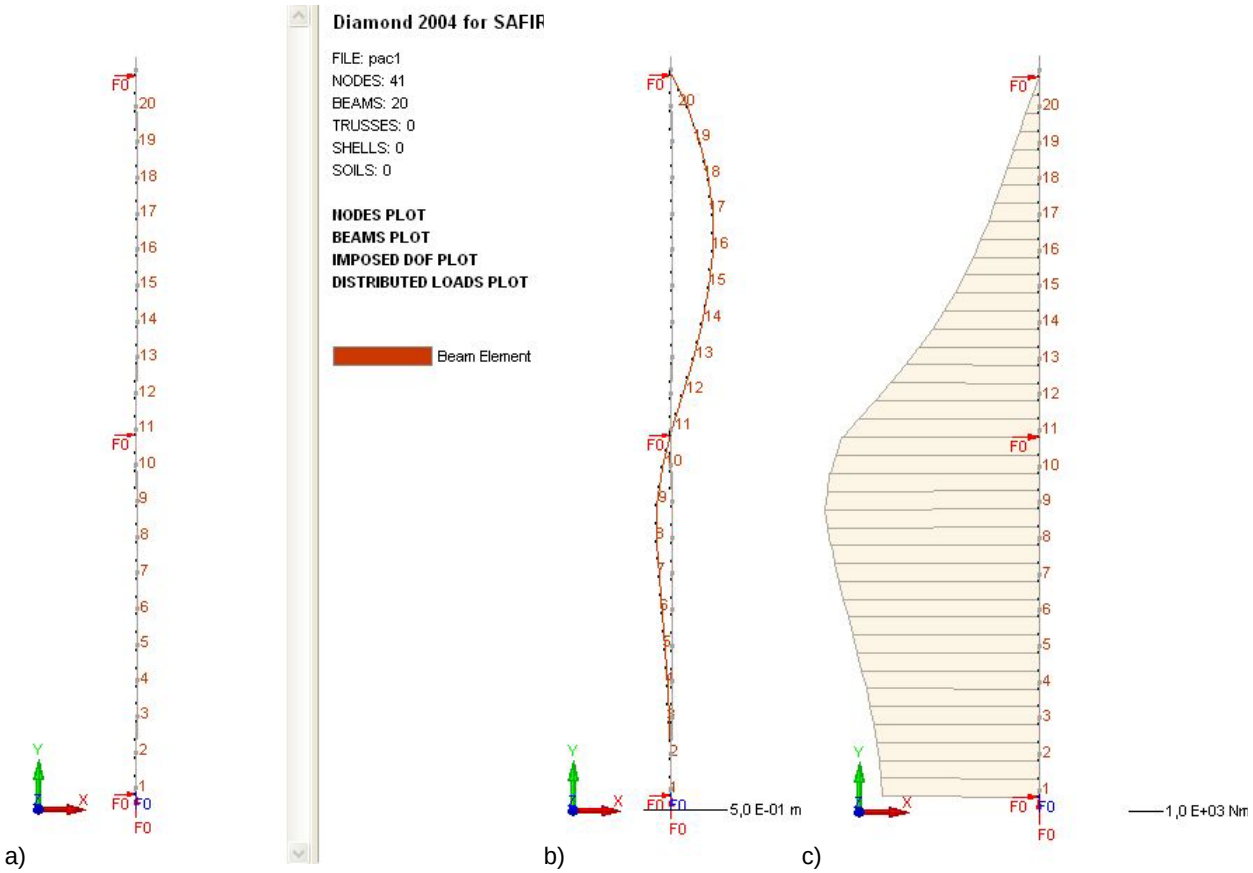


Figura 7.67 – a) Discretização da parede encastrada com dois apoios no topo e a meia altura, b) Deformada e c) Diagrama do momento flector no instante prévio à rotura.

A deformação lateral da parede deve-se a uma expansão térmica não uniforme. O diagrama dos momentos flectores correspondente ao efeito de segunda ordem, evidenciando que o maior valor do momento flector ocorre perto do apoio intermédio. Este é o local mais provável onde se poderá formar uma rótula plástica para além da que se forma na base da parede, se o modo de rotura ocorrer devido à flexão.

7.5.4.2 - Estudo paramétrico

Apresenta-se no Quadro 7.8 o conjunto de cálculos que permitiu a comparação directa tendo em vista a avaliação do comportamento paramétrico de paredes de betão encastradas na base e apoiadas ao nível dos pisos, quando sujeitas a um incêndio ISO 834 numa das faces.

Quadro 7.8 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada.

PARÂMETROS EM ESTUDO	Altura (t_w=0,150m)		Carga axial (H_w=3m)		
CÁLCULO	H_w (m)	Espessura (m)	H_w (m)	Espaçam. (m)	(F+P)/(Ac.fcd+ As.fsy) (%)
Pa-C1	3+3	0,150			
Pa-C2	3+3	0,200			
Pa-C3_F0 = Pa-C1			3+3	0,220	0
Pa-C3_F10+10			3+3	0,220	10+10
Pa-C3_F30+30			3+3	0,220	30+30
Pa-C3_F35+35			3+3	0,220	35+35

Os parâmetros das paredes considerados são: a espessura e o efeito de valores distintos de cargas axiais numa parede pouco esbelta (3m+3m).

O estudo paramétrico avalia os efeitos da variação de alguns parâmetros: o deslocamento horizontal a meia altura de cada vão da parede, o deslocamento vertical no topo da parede, a reacção horizontal mobilizada nos apoios e o momento flector gerado na base da parede.

No Quadro 7.8 apresenta-se a quantificação dos parâmetros considerados no estudo e cujas análises de resultados se apresentam nas secções seguintes. Na avaliação da carga axial considerou-se duas cargas, uma aplicada ao nível do primeiro e outra do segundo piso.

7.5.4.2.1 - Espessura da parede

É aqui analisado o comportamento de paredes com 3+3m de altura e espessuras de 0,150 e 0,200m. As espessuras das paredes foram escolhidas de forma a avaliar perante um carregamento, se o efeito da espessura é relevante no comportamento global da estrutura.

A maioria das paredes utilizadas na prática pode ter as espessuras apresentadas no Quadro 7.8. Estas espessuras foram escolhidas para se potenciar uma possível comparação com os resultados obtidos na secção anterior e porque na prática, painéis de parede sobrepostos requerem dois níveis de armadura e porque, tal como se viu nos parágrafos anteriores, isso acarreta um comportamento da parede diferente devido ao distinto recobrimento das armaduras.

Deflexão a meios vãos

Apresenta-se na Figura 7.68 o deslocamento horizontal a meio vão dos troços de parede com 3m, ao longo do tempo (aos 1,5m de altura no primeiro vão é designado inferior, e aos 4,5m de altura, já no segundo vão, é designado superior). O efeito do deslocamento horizontal para as paredes analisadas deve-se à expansão térmica não uniforme da parede (curvatura térmica) e ao efeito de segunda ordem que o peso próprio promove.

Independentemente da espessura das paredes não se atingiu a rotura. Para qualquer período de tempo de exposição ao incêndio, os deslocamentos horizontais em ambos os meios vãos das paredes são inversamente proporcionais à sua espessura.

Ambas as paredes apresentam uma evolução dos deslocamentos horizontais do vão superior com três taxas de crescimento distintas, uma primeira linear até sensivelmente aos 16min, outra maior sensivelmente até aos 40min e depois gradualmente decrescente a partir desse instante até ao fim. O acréscimo da taxa de deformação aos 16min deve-se ao facto de se ter atingido a resistência máxima na secção da base da parede através da mobilização da tensão de cedência no aço (Figura 7.70).

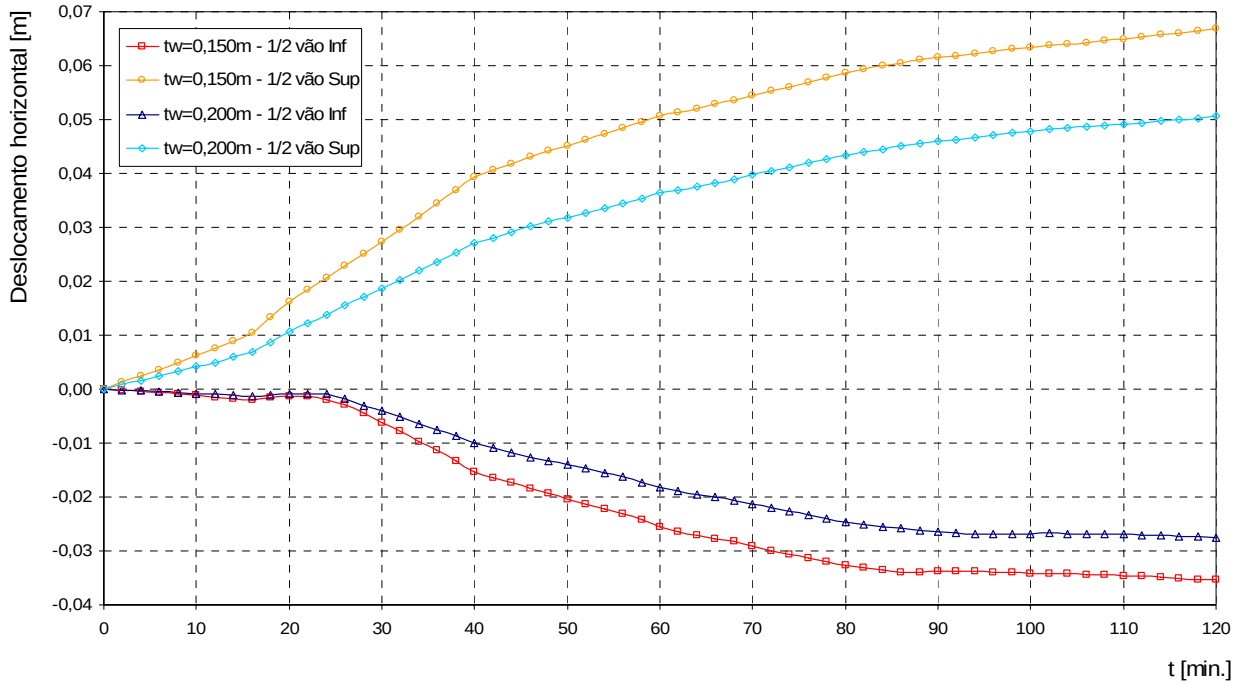


Fig. 7.68 – Variação no tempo da deflexão a meio vão dos troços das paredes de 3m+3m de altura para secções de 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2.

Deslocamento vertical do topo da parede

Apresenta-se na Figura 7.69 a variação do deslocamento vertical no topo da parede para as duas paredes consideradas com espessuras de 0,150 e 0,200m.

Por se tratar de um elemento estrutural que na sua totalidade tem 6m, ocorrem deslocamentos verticais positivos significativos devido à dilatação do betão armado. Os maiores deslocamentos verticais verificados entre os 25 e os 120min na parede mais espessa, devem-se à maior rectilinidade da parede ao longo do cálculo (Figura 7.68). Pertinente é a aproximação dos valores daquele deslocamento aos 120min. A variação entre os dois gradientes térmicos ao longo das duas secções para aquele instante já é tão pequena, que a temperatura média das secções tende para uma dilatação média da parede, equivalente.

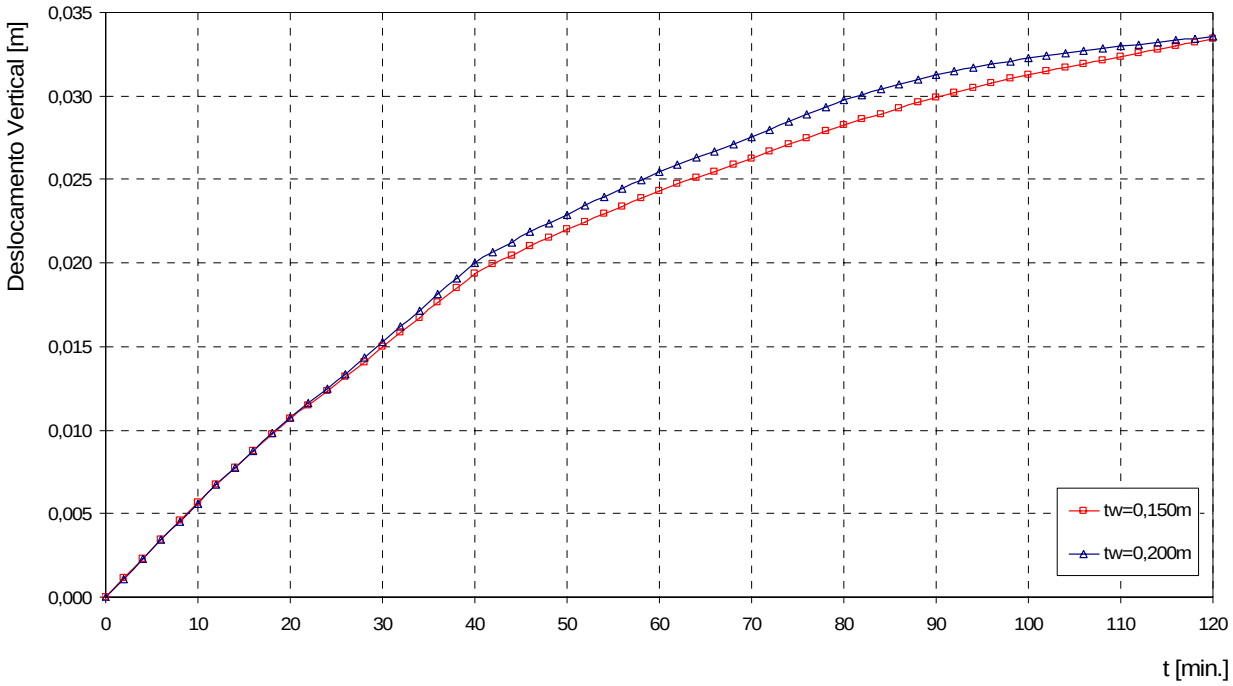


Fig. 7.69 – Variação no tempo do deslocamento vertical no topo da parede de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2.

Momento flector na base da parede

Apresenta-se na Figura 7.70 a variação dos momentos flectores na base e ligeiramente abaixo do primeiro apoio, das duas paredes com diferentes espessuras. Verifica-se naturalmente que, quando a espessura da parede aumenta, a resistência à flexão da parede, para iguais recobrimentos de armadura, também aumenta e por conseguinte maiores são os valores dos momentos flectores mobilizados ao longo de toda a análise. As duas análises apresentam uma tendência de momentos flectores semelhante, embora mobilizando-se mais cedo em ambas as análises, o momento flector resistente na secção correspondente ao primeiro apoio. Verifica-se na Figura 7.70, portanto a formação clara de uma rótula plástica a partir dos 16min abaixo do primeiro apoio, e outra aos 24min na secção da base da parede.

A partir desses instantes verifica-se uma diminuição da mobilização do momento flector em ambas as secções, fruto duma redistribuição de tensões devido à alteração tipológica da estrutura e da redução das características materiais devido ao aumento da temperatura.

Os momentos flectores aumentam linearmente com duas taxas, uma mais acentuada até aos 4min na fase inicial do incêndio e outra até que se forme a rótula abaixo do primeiro apoio, estabilizando o seu valor e depois diminuindo até ao fim do tempo da análise. A expansão térmica da parede promove a curvatura da parede causando a fendilhação na base da parede e abaixo do primeiro apoio. Esta fendilhação associada à alta temperatura nas secções vão, com o tempo, reduzir a rigidez à flexão até que a carga de encurvadura atinja um valor tal que já não resista ao seu peso próprio. Neste caso, a análise em 120min não foi suficiente para se

atingir a rotura, mas no parágrafo seguinte tal não acontecerá por se considerar adicionalmente cargas axiais ao nível dos pisos.

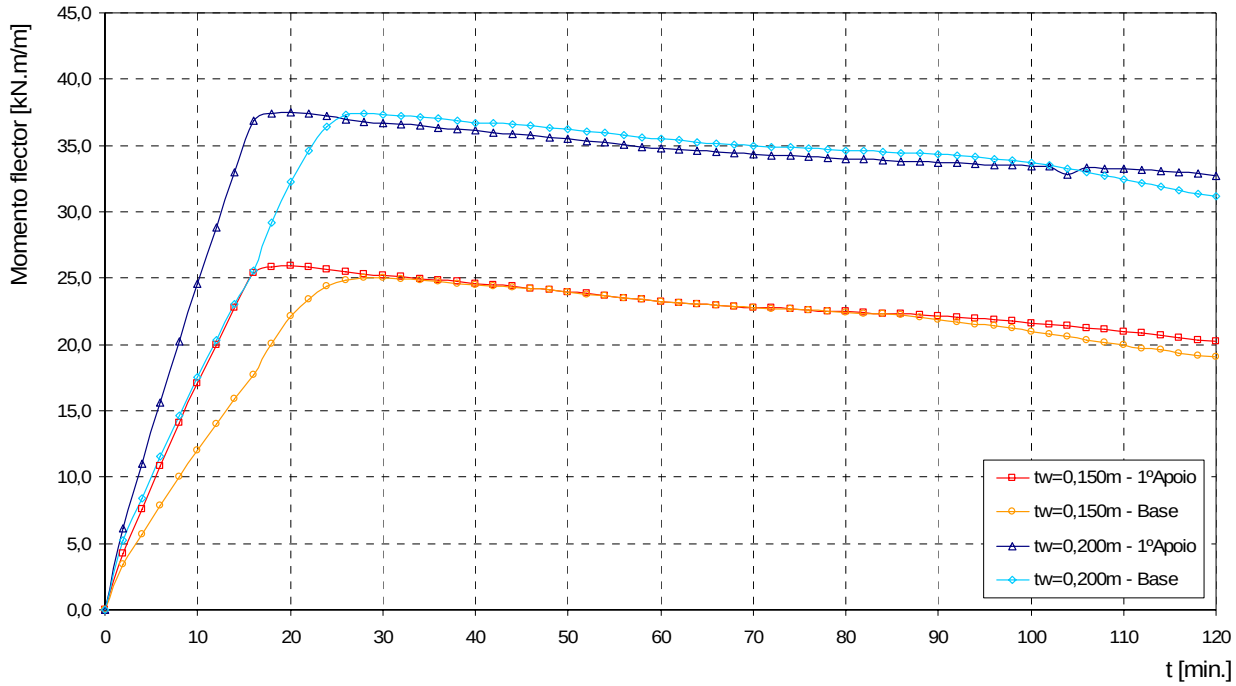


Fig. 7.70 – Variação no tempo dos momentos flectores na base da parede de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2.

Reacções horizontais nos apoios

Apresenta-se na Figura 7.71 a variação com o tempo das reacções horizontais nos dois apoios considerados nas paredes com diferentes espessuras.

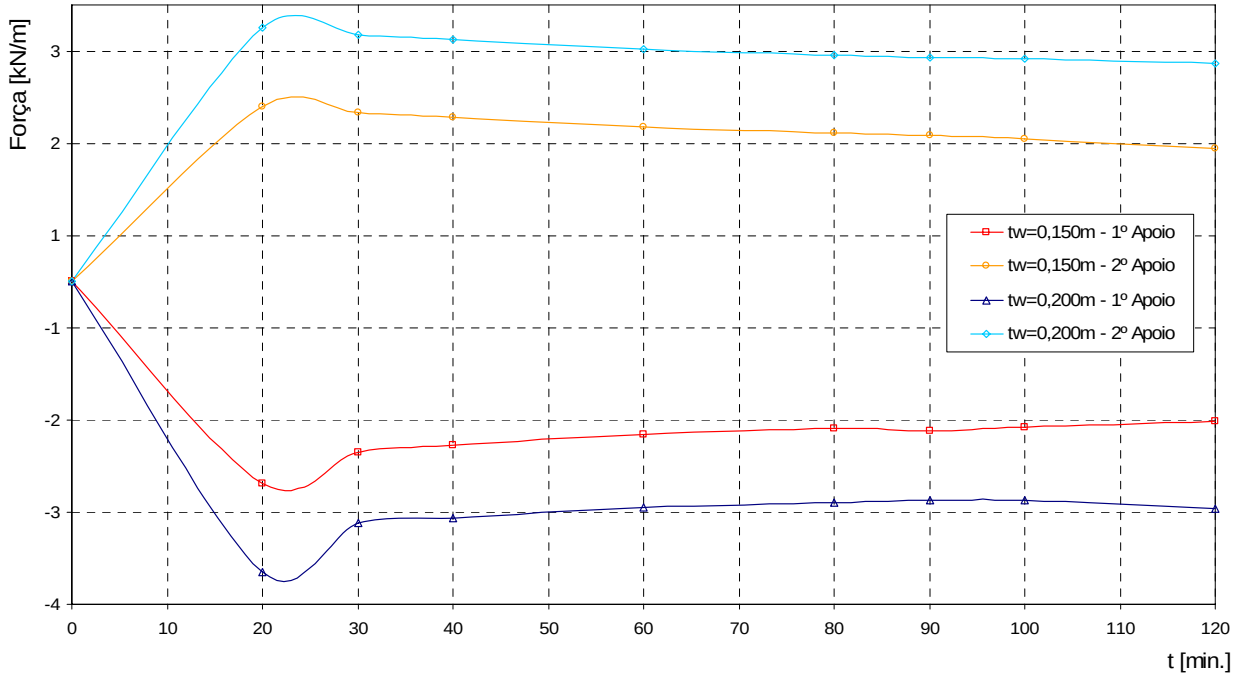


Fig. 7.71 – Variação no tempo da reacção horizontal nos apoios das paredes de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x200m^2.

Constata-se que às maiores espessuras correspondem maiores reacções. Como se pode observar na Figura 7.71, os sinais da reacção são contrários nos dois apoios. Os valores absolutos das reacções crescem até sensivelmente aos 20min. A partir desse instante, por se estar perante uma diminuição da rigidez à flexão da parede em duas secções, como se observou anteriormente, esses valores diminuem até ao fim do cálculo. As rótulas plásticas permitem, como se referiu, o acréscimo da taxa de deslocamentos diminuindo contudo o impulso produzido pela parede devido à expansão térmica.

As reacções das paredes crescem e diminuem com uma tendência linear depois de terem alcançado o seu valor máximo. Esta diminuição da reacção corresponde à diminuição do momento flector plástico na base da parede.

Discussão

Apresenta-se na Figura 7.72 a variação com o tempo das tensões mobilizadas na secção imediatamente abaixo do nível do primeiro apoio da parede. A análise desta figura é pertinente nesta fase mas terá importância acrescida quando se comparar com a Figura 7.76, da parede equivalente mas agora também sujeita a cargas adicionais nos 1º e 2º pisos.

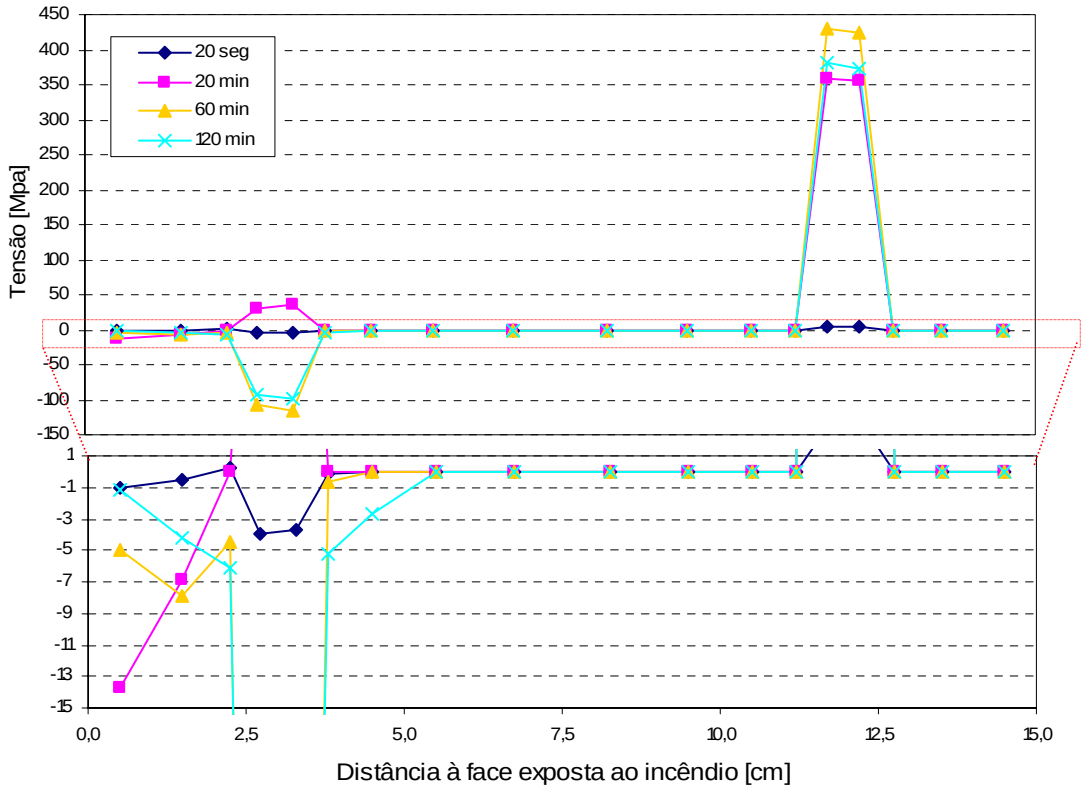


Fig. 7.72 – Variação no tempo das tensões aplicadas na secção abaixo do nível do 1º apoio da parede de 3m+3m de altura com secção 0,220x0,150m^2 e 2ϕ12, quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834.

É curioso observar que no início e no fim do cálculo as tensões nas armaduras têm sinal contrário, necessárias para a mobilização do momento flector. Os valores da tensão máxima

das armaduras são distintas aos 60 e 120min devido à redução do valor de cedência do aço com a temperatura. Aos 20min, as armaduras estão ambas sujeitas à tracção devido à recente (a partir dos 16min) transição da tipologia da estrutura.

7.5.4.2.2 - Carga axial

Os efeitos de diferentes níveis de carregamento axial no comportamento da parede quando se encontra sujeita ao incêndio ISO 834 numa das faces são aqui analisados. A carga axial imposta no topo e no primeiro piso da parede representam a carga proveniente duma qualquer estrutura que se apoia na parede. O exemplo de base da parede com uma carga axial nula e 3+3m foi estudado no último parágrafo. O Quadro 7.8 apresenta as diferentes análises quantificando os diferentes níveis de carga aplicada no topo e no primeiro piso da parede. Os valores considerados para as cargas axiais são, 10%+10%, 30%+30% e 35%+35% do valor de rotura à compressão simples. Como a parede do primeiro e segundo pisos são idênticas, significa que a parede do primeiro piso estará submetida a valores de carga axial correspondentes a 20%, 60% e 70% do valor característico da carga resistente à temperatura ambiente.

Deflexão a meio vão de ambos os pisos

Apresenta-se na Figura 7.73 a variação dos deslocamentos horizontais a meia altura do vão inferior e superior da parede que vence dois pisos, encastrada na base e apoiada em dois níveis aos 3 e 6m quando sujeita numa das faces ao incêndio normalizado ISO 834, ao seu peso próprio e a diferentes valores de cargas axiais aplicadas no topo e no primeiro piso.

Todas as paredes mostram uma tendência inicial semelhante deformando-se linearmente com o tempo. Aquelas paredes com resistência ao fogo superior a 40min, apresentam uma redução na taxa de deformação a partir desse instante. Distinguem-se claramente duas situações de comportamento distinto à medida que a carga axial aumenta.

Quando se considera um valor reduzido para as cargas axiais (F=10%+10% do seu valor característico à temperatura ambiente), identifica-se na Figura 7.73, menores deslocamentos horizontais em ambos os meios vãos, do que para a parede sem qualquer carga axial senão o seu peso próprio. Aquele acréscimo de solicitação promove um efeito estabilizador na componente axial da flexão composta. Contudo o efeito de segunda ordem faz-se aqui preponderar em relação àquele efeito benéfico, para o período posterior aos 70min levando a que a parede apresente uma taxa de crescimento dos deslocamentos horizontais a meia altura do segundo vão ($3/2H_w$) até que ocorre a rotura aos 76min. Simultaneamente, é curioso observar que o deslocamento da parede a meio vão do piso inferior ($1/2H_w$) é o único, de todos os cálculos, aquele que apresenta o mesmo sinal que o deslocamento do piso superior.

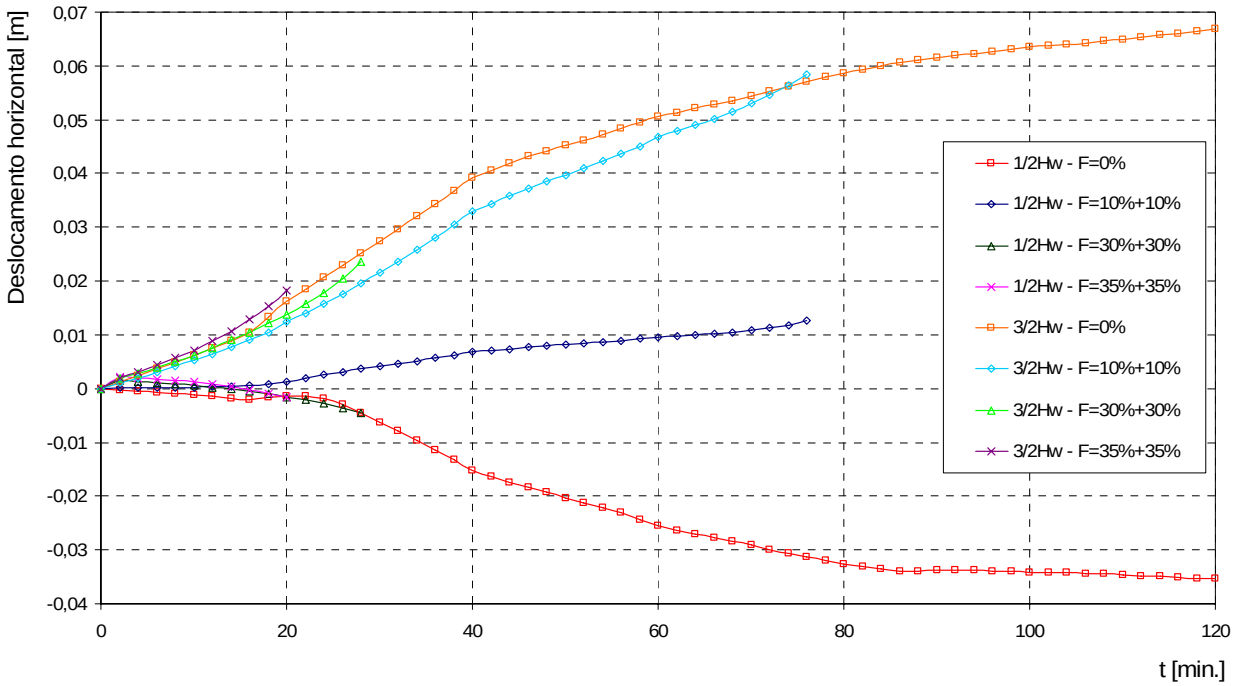


Fig. 7.73 – Variação no tempo do deslocamento horizontal a meio vão inferior e superior da parede de 3m+3m de altura para a secção 0,220x0,150m^2 sujeita a cargas axiais de 0, 10, 30 e 50% do valor característico $(F+P)/(A_c.f_{cd}+A_s.f_{sy})$.

Para as paredes mais solicitadas ocorre a rotura aos 28 e 20min respectivamente para *F*=30%+30% e *F*=35%+35%, embora para deslocamentos horizontais da parede, semelhantes aos dos outros cálculos. A diferença faz-se aqui notar no efeito de segunda ordem facilmente mobilizado para aqueles valores das forças aplicadas e deslocamentos experimentados. As paredes colapsaram portanto, para pequenos deslocamentos horizontais, atingindo muito rapidamente a carga de encurvadura.

Momentos flectores

O momento flector abaixo do primeiro apoio e na base das paredes com diferentes níveis de carga axial variam com o tempo como mostra a Figura 7.75. Contudo, face aos valores ali representados foi necessário visualizar os diagramas de momentos flectores mobilizados para cada caso (Figura 7.74). Pela observação da Figura 7.74, as paredes com grandes cargas axiais têm um maior gradiente do momento flector em todas as fases do incêndio.

Ainda se pode observar, para o instante prévio à rotura que, quando *F*=0% ou *F*=10%+10% os maiores momentos flectores mobilizam-se em ambas as secções referidas, abaixo do primeiro apoio e na base das paredes. Para cargas axiais superiores, a secção de maior momento flector é a que se encontra imediatamente abaixo do primeiro apoio.

Assim, a observação da Figura 7.75 fornece alguns aspectos curiosos. A mobilização de momentos flectores nas duas secções referidas é cerca do dobro para a consideração de cargas axiais de 10%+10%. É assim mobilizado maior momento flector na secção devido ao esforço axial moderado. Francamente visível quando comparadas estas curvas com as do cálculo em que não se considera qualquer carga axial no topo e primeiro piso.

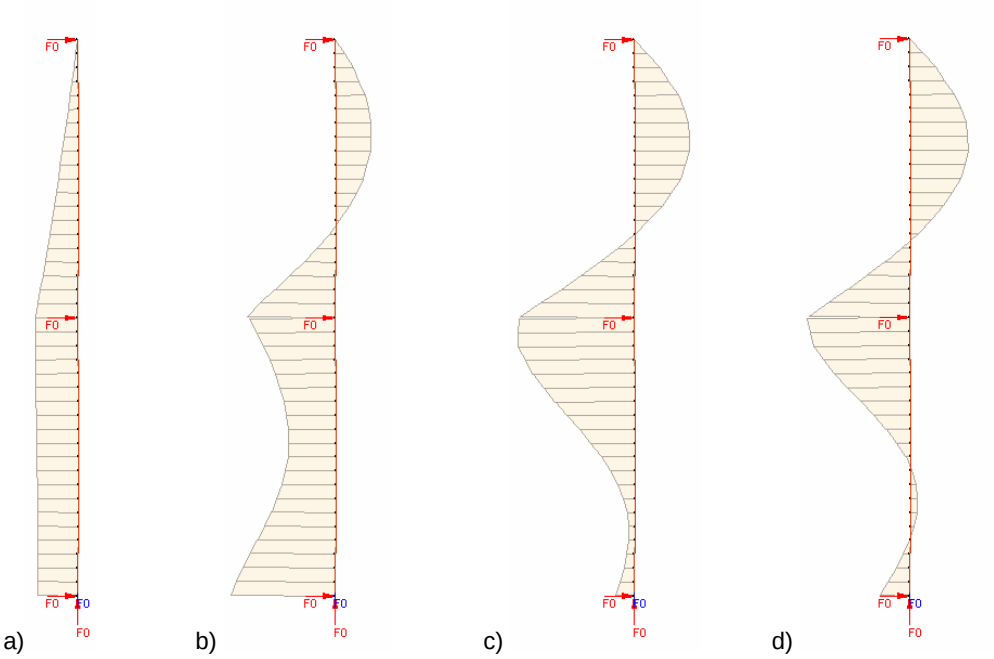


Fig. 7.74 – Diagramas de momentos flectores paredes de 3m+3m e secção 0,220x0,150m^2 sujeitas a cargas axiais de: a) *F*=0%, b) *F*=10%+10%, c) *F*=30%+30% e d) *F*=35%+35%.

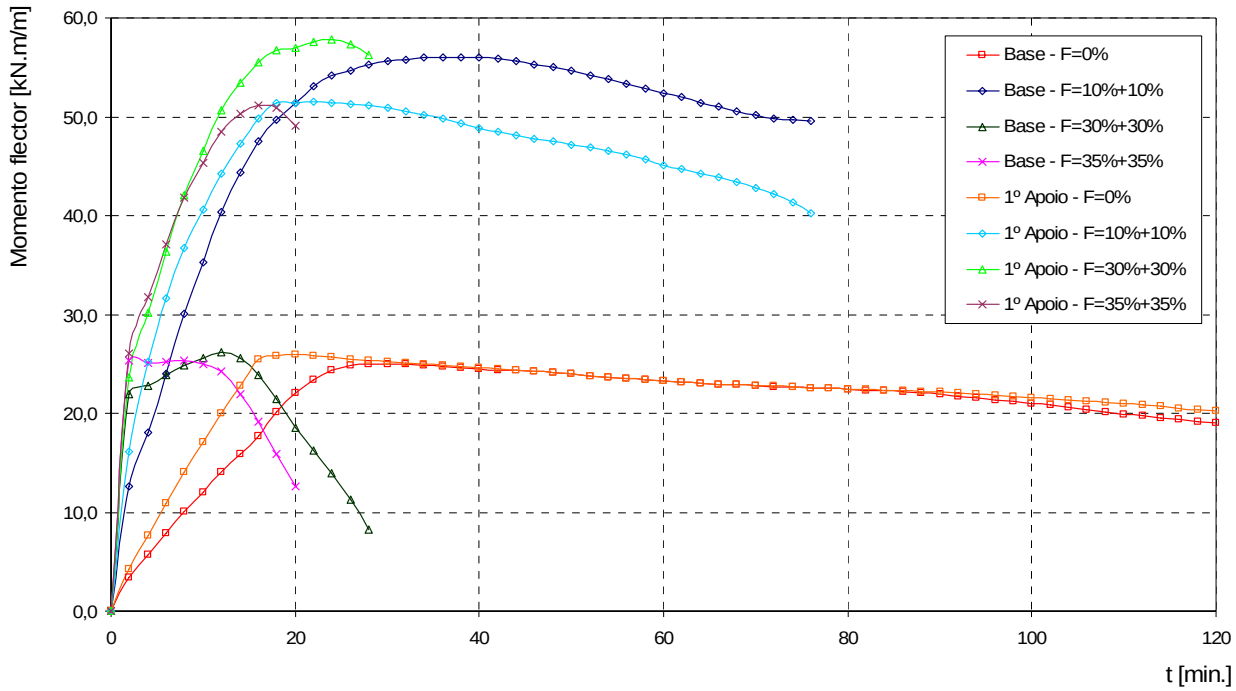


Fig. 7.75 – Variação no tempo dos momentos flectores nas secções da base e no 1º apoio de paredes de 3m+3m de altura e sujeitas a cargas axiais de *F*=0%, *F*=10%+10%, *F*=30%+30% e *F*=35%+35%.

As secções na base da parede e, ligeiramente abaixo do nível do primeiro apoio entram naquele instante em fendilhação, provocando consequentemente, a formação de rótulas. A não existência do colapso das paredes reflecte a menor importância do efeito de segunda ordem na mobilização dos momentos flectores, quando comparando com os cálculos de maior solicitação.

Quando as paredes estão mais solicitadas é pertinente observar a diferença nos valores dos momentos flectores mobilizados em ambas as secções. Diferença que se agrava com a proximidade da rotura. Neste caso, gera-se um efeito de mecanismo de rotura pela criação das rótulas plásticas, sendo a encurvadura, a responsável por se atingir o limite de resistência da estrutura.

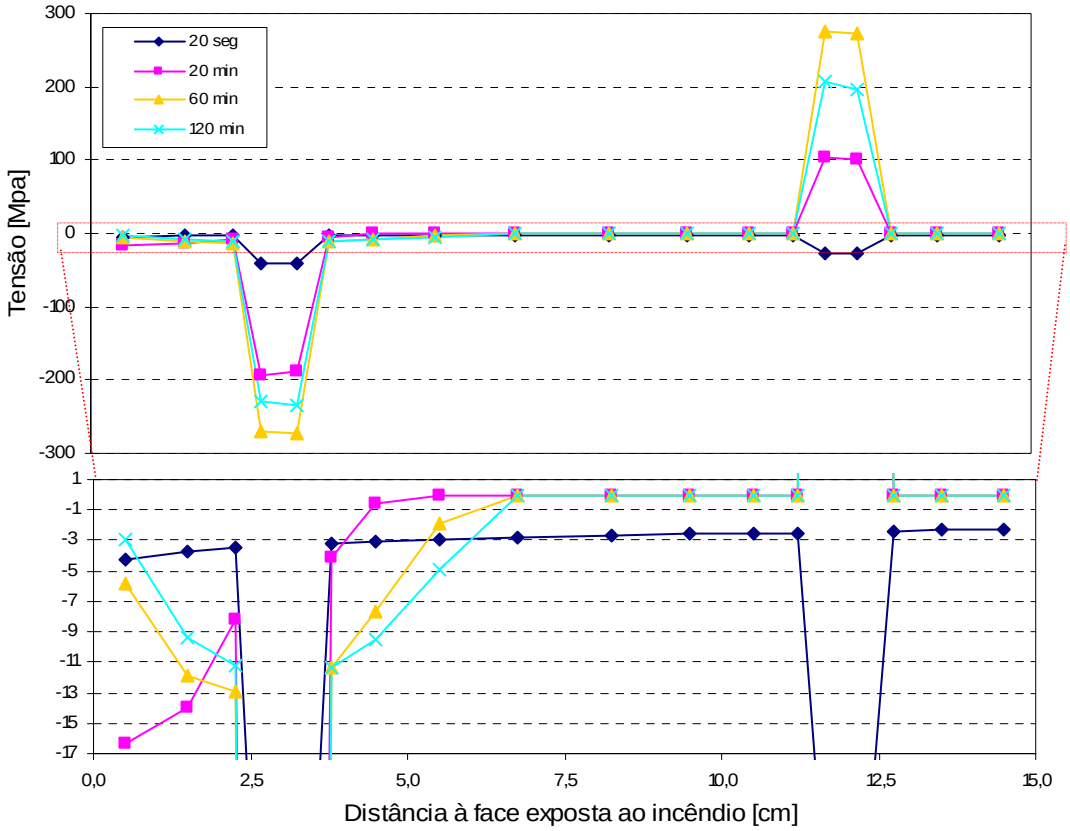


Fig. 7.76 – Variação das tensões aplicadas na secção 0,220x0,150m^2 da base da parede com 3m+3m de altura e 2ϕ12, sujeita numa face ao incêndio ISO 834 e a cargas axiais *F*=10%+10%.

Pelo que se observa na Figura 7.76, a parede quando mais solicitada axialmente tem as duas armaduras em qualquer instante com tensões de sinal contrário. Exceptua-se o instante inicial, 20seg, em que ambas as armaduras são necessárias para mobilizar esforços de compressão duma parede apenas com uma deformação residual. Aliás, verifica-se mesmo a existência de altos valores de compressão no betão perto da armadura na face “quente” da parede para os instantes posteriores. É pertinente observar a redução das tensões no betão para instantes posteriores aos 20min, fruto da degradação das suas características resistentes com a temperatura.

7.5.4.2.3 – Conclusões

As paredes com elevada carga axial, têm um acentuado crescimento do momento flector na fase inicial (Figura 7.75). O modo de rotura para as paredes com maior valor da carga axial dá-

se por encurvadura. Ela ocorre depois da formação das rótulas plásticas abaixo do primeiro apoio e logo a seguir na secção da base. Os momentos flectores apresentam a partir desse instante uma diminuição do valor (apesar da crescente deformação da parede) até que ocorre a rotura. Esta ocorre portanto por esgotamento da capacidade resistente do aço, isto é, por cedência da armadura colocada perto da face exposta ao incêndio.

7.6 – Recomendações para a prática de projecto

Enumeram-se algumas conclusões retiradas do estudo do comportamento ao fogo de paredes de betão armado para a prática de projecto:

Paredes em consola

As análises das paredes em consola mostraram que, quando sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa das faces, atingem enormes deslocamentos no topo. A percentagem de armadura normalmente utilizada nestas paredes é inadequada para esbeltezas superiores a 50, pois não proporciona rigidez à flexão suficiente para prevenir grandes deformações. Desde que a fundação das paredes seja adequada, os grandes deslocamentos causam o colapso das paredes por cedência das armaduras na sua base ou por encurvadura.

Paredes encastradas na base com apoio superior

A análise das paredes em consola com um apoio superior mostrou que o efeito do peso próprio da parede tem uma influência decisiva no seu comportamento. De facto, o colapso da parede por encurvadura só ocorre quando se considera aquele factor. Atendendo ao acréscimo de complexidade das condições fronteira mecânicas das análises posteriores, considerou-se sempre o efeito do peso próprio. O modo de rotura das paredes em consola com um apoio varia entre a cedência da armadura na base devido à flexão e a encurvadura. O estudo mostrou que a resistência ao fogo das paredes diminui com o acréscimo de altura. À medida que a altura das paredes diminui, a força horizontal imposta no apoio devido à curvatura térmica aumenta. Paredes encastradas na base e apoiadas superiormente e secções com pequenas percentagens de armadura colapsam de forma frágil, quase imediatamente após a formação da rótula plástica. O aumento de armadura a partir do valor de base de 0,67% para 1,21% representa um melhoramento marcante no comportamento ao fogo das paredes, permitindo resistências superiores a 120min. Cargas axiais elevadas aplicadas no topo das paredes causam o surgimento rápido da encurvadura.

Paredes encastradas na base com apoios ao nível dos pisos

As análises das paredes em consola com dois apoios mostraram que, quando sujeitas ao incêndio ISO 834 numa das suas faces, resistem razoavelmente bem ao incêndio para baixos valores de carga axial, apesar da formação de rótulas nas secções da base e do primeiro apoio. Contudo, para valores superiores de carga axial, devido aos momentos flectores

mobilizados sobretudo ao nível do primeiro apoio, atingem a rotura relativamente cedo, pese embora o efeito estabilizador, até à formação das rótulas plásticas, daqueles esforços axiais.

7.7 - Referências Bibliográficas

[1] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Feu*", Organisation Internationale de Normalisation. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

[2] Cooke, G. M. E., (1987), "*Fire Engineering of Tall File Separating Walls*", *Fire Surveyor* Vol. 17., No.3, pp. 13-29.

[3] Franssen, J.-M.; Kodur, V. K. R. e Mason, J., (2001), "*User's Manual For SAFIR 2001- A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*", University of Liège, Belgium.

[4] Munukutla, V. R., (1989), "*Modelling Fire Performance of Concrete Walls*", Research Report No. 89/5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[5] O'Meagher, A. J. e Bennetts, I. D., (1991), "*Modelling of Concrete Walls in Fire*", Fire Safety Journal, Vol. 17, pp. 315-337.

[6] Schneider, U., (1982), "*Behaviour of Concrete at High Temperatures*", Deuscher ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Germany.

[7] Cooke, G. M. E. e Morgan, P. B., (1988), "*Thermal Bowing in File and How it Affects Building Design*", Building Research Establishment Information Paper, December.

[8] O'Meagher, A. J., (1994), "*Behaviour of Concrete Walls, Industrial Buildings and Composite Columns in Fire*", University of Melbourne, Australia.

[9] O'Meagher, A. J.; Bennetts, O.; Dayawansa, P. H. e Thomas, I. R., (1992), "*Design of Single Storey Industrial Buildings for Fire Resistance*", BHP Research Melbourne Laboratories, Journal of Australian Institute of Steel Construction, Vol. 26, No. 2.

[10] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of concrete structures – Part1-2: General Rules - Structural fire design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

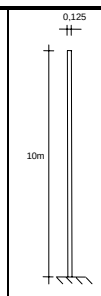
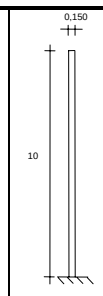
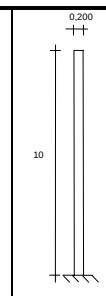
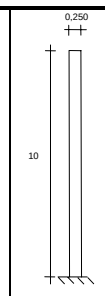
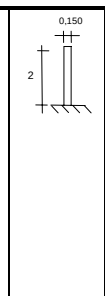
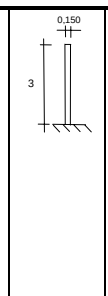
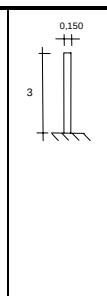
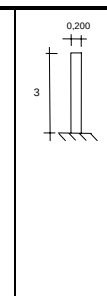
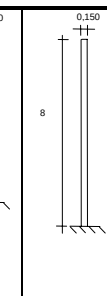
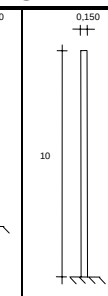
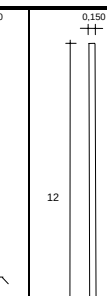
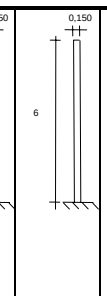
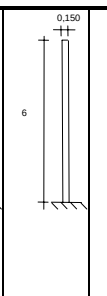
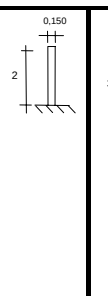
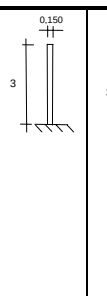
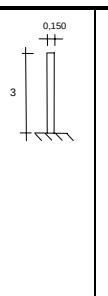
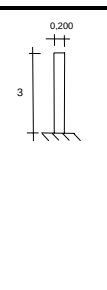
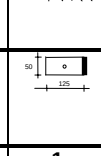
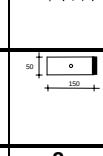
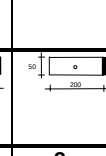
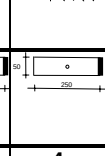
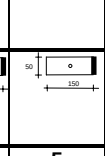
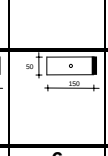
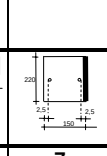
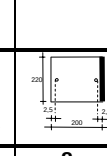
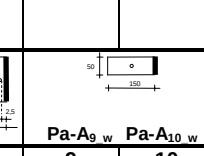
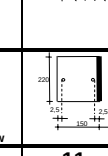
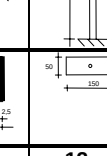
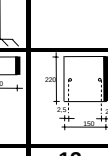
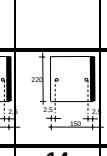
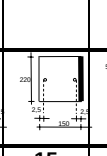
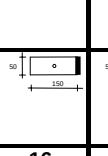
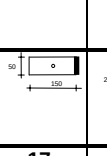
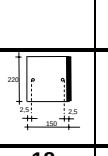
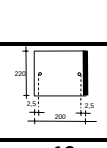
[11] EN 1991-1-2, (Janeiro 2002), "*Eurocode 1: Acções em Estruturas – Parte 1-2: Acções Gerais – Acções em Estruturas Expostas ao Fogo*", Comité Europeu de Normalização, Instituto Português da Qualidade.

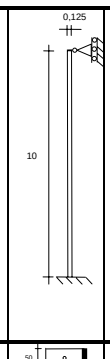
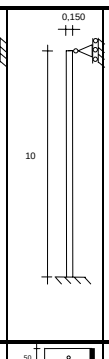
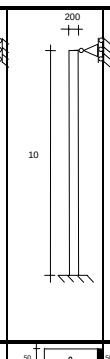
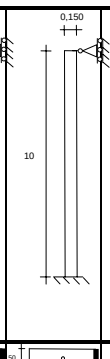
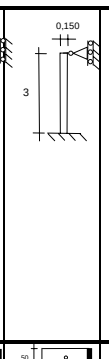
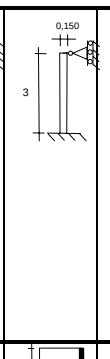
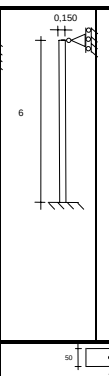
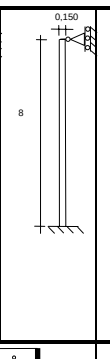
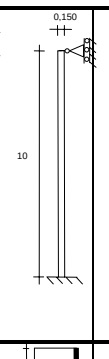
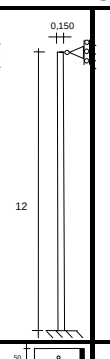
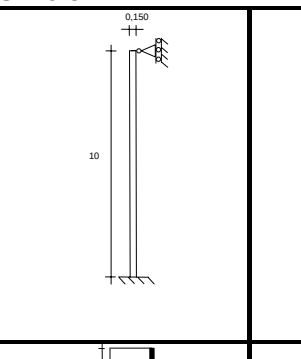
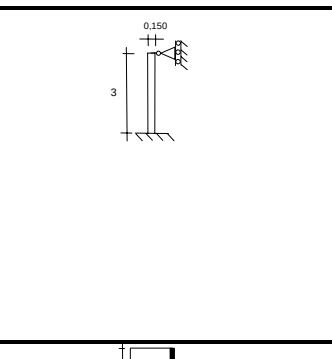
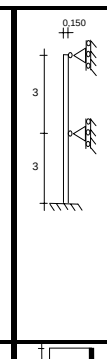
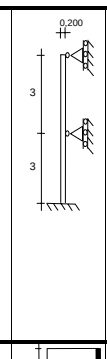
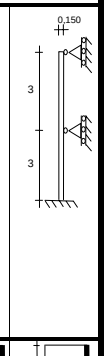
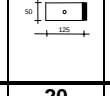
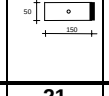
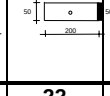
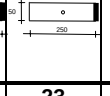
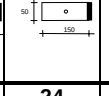
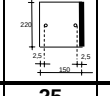
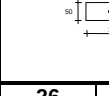
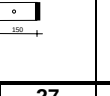
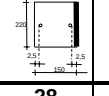
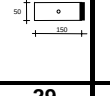
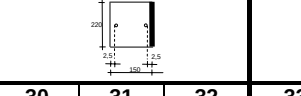
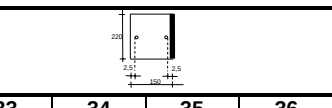
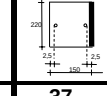
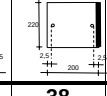
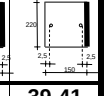
[12] Wade, C. A., (1992), "*Fire Resistance of New Zealand Concretes - Part 2*", Building Research Association of New Zealand, BRANZ Study Report SR 40, Judgeford.

[13] Lim, L. C. S., (2000),"*Stability of Precast Concrete Tilt Panels in Fire*" – Fire Engineering Research Report 00/8, Christchurch, New Zealand.

[14] http://www.branz.co.nz/main.php?page=BRANZFIRE%20Download.

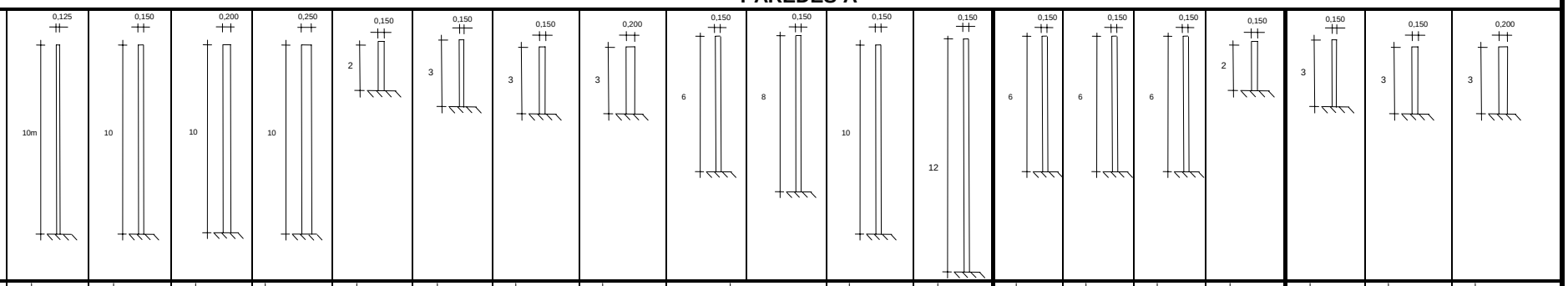
Quadro 7.4 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados.

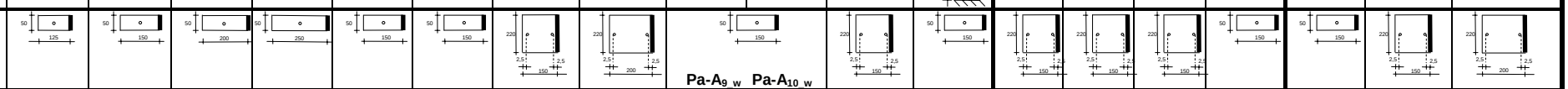
PAREDES A																				
																			
Secção [mm^2]									 **Pa-A$_{9_w}$ Pa-A$_{10_w}$**										
Caso	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**
	Pa-A$_1$	***Pa-A$_2$***	***Pa-A$_3$***	***Pa-A$_4$***	***Pa-A$_5$***	***Pa-A$_6$***	***Pa-A$_7$***	***Pa-A$_8$***	***Pa-A$_9$***	***Pa-A$_{10}$***	***Pa-A$_{11}$***	***Pa-A$_{12}$***	***Pa-A$_{11_8}$***	***Pa-A$_{11_10}$***	***Pa-A$_{11_16}$***	***Pa-A$_{5_F}$***	***Pa-A$_{6_F}$***	***Pa-A$_{7_F}$***	***Pa-A$_{8_F}$***
H_w/t_w	10/0,125	10/0,150	10/0,200	10/0,250	2/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200	6/0,150	8/0,150	10/0,150	12/0,150	6/0,150	6/0,150	6/0,150	2/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200
	80	66,7	50	40	13,3	24	20	15	40	53,3	66,7	80	40	40	40	13,3	24	20	15
Armadura	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	2ϕ12	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	2ϕ16	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	2ϕ12
	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,22	ϕ10//0,22	ϕ16//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22

PAREDES B e C																				
															
Secção [mm^2]															
Caso	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**	**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39-41**
	Pa-B$_1$	***Pa-B$_2$***	***Pa-B$_3$***	***Pa-B$_4$***	***Pa-B$_6$***	***Pa-B$_7$***	***Pa-B$_9$***	***Pa-B$_{10}$***	***Pa-B$_{11}$***	***Pa-B$_{12}$***	***Pa-B$_{11_8}$***	***Pa-B$_{11_10}$***	***Pa-B$_{11_16}$***	***Pa-B$_{7_F0}$***	***Pa-B$_{7_F10}$***	***Pa-B$_{7_F30}$***	***Pa-B$_{7_F70}$***	***Pa-C$_1$***	***Pa-C$_2$***	***Pa-C$_{3_10+10}$***
H_w/t_w	10/0,125	10/0,150	10/0,200	10/0,250	3/0,125	3/0,150	6/0,150	8/0,150	10/0,150	12/0,150	10/0,150	10/0,150	10/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200	3/0,150
	80	66,7	50	40	24	20	40	53,3	66,7	80	66,7	66,7	66,7	20	20	20	20			
Armadura	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	2ϕ16	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12
	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,22	ϕ10//0,22	ϕ16//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22

Quadro 7.4 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados.

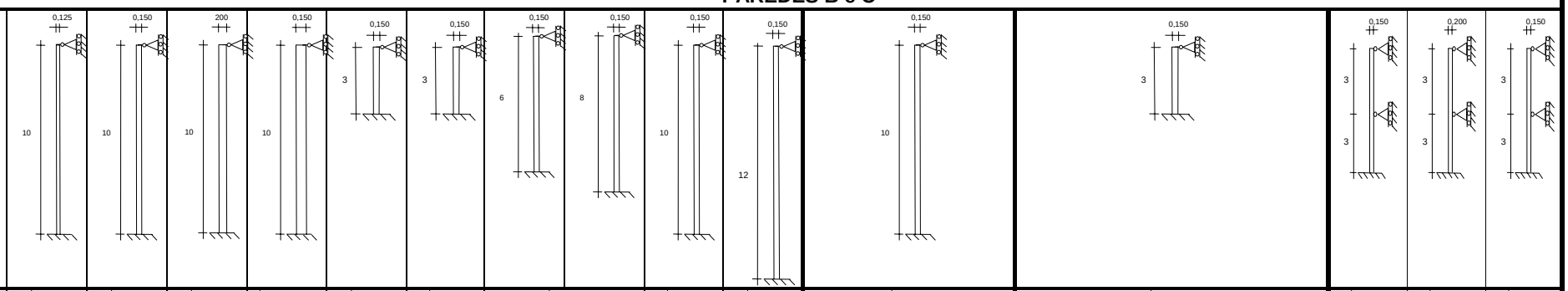
PAREDES A

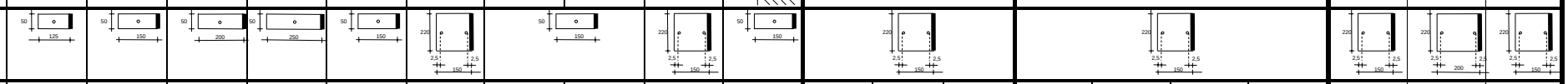




Secção [mm²]																			
Caso	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**
	Pa-A$_1$	***Pa-A$_2$***	***Pa-A$_3$***	***Pa-A$_4$***	***Pa-A$_5$***	***Pa-A$_6$***	***Pa-A$_7$***	***Pa-A$_8$***	***Pa-A$_9$***	***Pa-A$_{10}$***	***Pa-A$_{11}$***	***Pa-A$_{12}$***	***Pa-A$_{11_8}$***	***Pa-A$_{11_10}$***	***Pa-A$_{11_16}$***	***Pa-A$_{5_F}$***	***Pa-A$_{6_F}$***	***Pa-A$_{7_F}$***	***Pa-A$_{8_F}$***
H_w/t_w	10/0,125	10/0,150	10/0,200	10/0,250	2/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200	6/0,150	8/0,150	10/0,150	12/0,150	6/0,150	6/0,150	6/0,150	2/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200
	80	66,7	50	40	13,3	24	20	15	40	53,3	66,7	80	40	40	40	13,3	24	20	15
Armadura	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	2ϕ12	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	2ϕ16	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	2ϕ12
	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,22	ϕ10//0,22	ϕ16//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22

PAREDES B e C





Secção [mm²]																			
Caso	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**	**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39-41**
	Pa-B$_1$	***Pa-B$_2$***	***Pa-B$_3$***	***Pa-B$_4$***	***Pa-B$_6$***	***Pa-B$_7$***	***Pa-B$_9$***	***Pa-B$_{10}$***	***Pa-B$_{11}$***	***Pa-B$_{12}$***	***Pa-B$_{11_8}$***	***Pa-B$_{11_10}$***	***Pa-B$_{11_16}$***	***Pa-B$_{7_F0}$***	***Pa-B$_{7_F10}$***	***Pa-B$_{7_F30}$***	***Pa-B$_{7_F70}$***	***Pa-C$_1$***	***Pa-C$_2$***	***Pa-C$_{3_10+10}$***
H_w/t_w	10/0,125	10/0,150	10/0,200	10/0,250	3/0,125	3/0,150	6/0,150	8/0,150	10/0,150	12/0,150	10/0,150	10/0,150	10/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,150	3/0,200	3/0,150
	80	66,7	50	40	24	20	40	53,3	66,7	80	66,7	66,7	66,7	20	20	20	20			
Armadura	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	1ϕ8	2ϕ12	1ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	2ϕ16	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ12
	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,05	ϕ12//0,22	ϕ8//0,05	ϕ8//0,22	ϕ10//0,22	ϕ16//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22	ϕ12//0,22

Capítulo 8

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

Capítulo 8

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

8.1 - Introdução

Neste capítulo faz-se a análise da resistência ao fogo de pilares de betão armado quando sujeitos à acção de um incêndio.

Para o efeito consideraram-se os métodos de cálculo referidos nos Eurocódigos, nomeadamente, os métodos tabelados, os métodos simplificados de cálculo e os métodos avançados de cálculo descritos no Capítulo 3 e 4.

O método de cálculo tabelado é utilizado aplicando-se os modelos que a EN 1992-1-2, [1] refere num conjunto discreto de casos abordados ao longo do capítulo. Constata-se ser um procedimento simples e com um campo de aplicação limitado.

A EN 1992-1-2, [1] dá orientações para o desenvolvimento dos métodos simplificados. Decidiu-se desenvolver ferramentas de cálculo que viabilizassem esta metodologia. De facto constatou-se que este procedimento é complexo, quase tanto como aquele que se obtém através de uma análise de elementos finitos. Mais, verificou-se que a sugestão de cálculo da EN 1992-1-2 foi inviabilizada pelos resultados obtidos. Assim, optou-se por uma formulação que a própria EN 1992-1-1, [2] indica para o cálculo à temperatura ambiente, e que depois de convenientemente adaptada pelo autor às altas temperaturas, mostrou resultados que são comparáveis com os dos modelos avançados de cálculo.

Quanto aos métodos avançados de cálculo, utilizou-se o modelo de elementos finitos desenvolvido por Franssen, [3] designado por SAFIR. Num primeiro conjunto de casos específicos analisados foi possível confrontar os resultados aqui obtidos pelos métodos simplificados e método avançado de cálculo com outros correspondentes avaliados por Rigberth, [4].

Uma vez que se procurou cruzar a informação resultante através dos vários métodos utilizados, e com outros investigadores, foi possível, não só avaliar a resistência ao fogo de determinados exemplos específicos mas também fazer uma avaliação qualitativa importante do comportamento estrutural dos pilares quando sujeitos a incêndio.

A análise de sensibilidade aqui realizada envolve por um lado os aspectos numéricos considerados (geralmente avalia o grau de importância das simplificações introduzidas) e os aspectos definidos nos Eurocódigos (campo de validade das expressões consideradas), mas sobretudo os aspectos estruturais que permitem, estes sim, avaliar o comportamento estrutural dos pilares ao fogo.

Criaram-se portanto as ferramentas e procedimentos que permitiram lançar e avaliar todo o tipo de análises de pilares, aumentando sobretudo a compreensão dos fenómenos envolvidos. Poder-se-á assim completar as situações tabeladas nos Eurocódigos, alargando o campo de validade dos mesmos e precisar o procedimento nos métodos simplificados de cálculo integrando a informação disponível. Por outro lado, este trabalho permitirá continuar a avaliar a sensibilidade deste tipo de estruturas à variação dos diversos parâmetros que estão na base do seu comportamento estrutural.

Assim, sendo certo que sem suporte de ensaios experimentais, através de uma adequada aferição iterativa destes modelos numéricos consegue-se fazer uma avaliação qualitativa e até quantitativa da resistência ao fogo de pilares de betão armado. Avaliação essa que será, oportunamente, melhor aferida quando ensaios experimentais tiverem lugar. Saliente-se o recente impulso no desenvolvimento das infra-estruturas laboratoriais Nacionais para potenciar estes futuros estudos.

O capítulo está subdividido em duas grandes partes: uma primeira que procura avaliar e comparar os resultados obtidos através dos vários métodos de cálculo possíveis confrontando com a análise de sensibilidade através de um primeiro conjunto de exemplos; uma segunda parte que lança um segundo conjunto de exemplos mais alargado e que, através apenas do método avançado de cálculo, pretende ser o arranque de um estudo mais sistematizado de avaliação da resistência ao fogo de pilares de betão armado e do seu correspondente comportamento. Aplica-se pontualmente a metodologia definida na parte anterior para averiguar a validade do método simplificado ali desenvolvido e aferindo o seu campo de aplicação.

Os objectivos dos cálculos são distintos pois no primeiro conjunto de exemplos o objectivo foi identificar as cargas axiais máximas para resistências específicas: R30, R60, R90 e R120 para determinados pilares em termos dos vários parâmetros: secção de armadura, altura, recobrimento, solicitação térmica e excentricidade de aplicação da carga. Já para o segundo conjunto de exemplos, os objectivos são os de encontrar as resistências correspondentes para condições paramétricas explícitas das quais se destaca a carga axial.

A rotura ocorre no primeiro conjunto de cálculos quando a carga é incrementada para além da capacidade de carga para um determinado valor de resistência requerido à priori. No segundo conjunto a rotura ocorre quando, para uma determinada solicitação mecânica, a capacidade de carga diminui devido ao efeito do acréscimo de temperatura nas características mecânicas dos materiais. A rotura é geralmente definida através da cedência da armadura antes que o betão atinja a sua máxima resistência.

Um pilar é um elemento estrutural cuja função primordial é resistir a cargas axiais. Quando um pilar é carregado ocorre uma deformação lateral que causa um acréscimo de momento flector. Este acréscimo de momento é conhecido como efeito de segunda ordem. Assim, há dois aspectos distintos a considerar para a avaliação da resistência ao fogo de um pilar:

a) Pelo lado da resistência, à que traçar o diagrama de resistência à flexão composta de uma secção típica de um pilar de betão armado, o qual se designa por diagrama de interacção *N-M*, o qual depende de inúmeros factores. Naturalmente que é uma avaliação ao nível da secção e não dependente do elemento estrutural considerando apenas a não linearidade material, função da temperatura. Este diagrama estabelece o domínio possível das combinações de esforços $N_{Rd,fi}$ e $M_{Rd,fi}$ para uma determinada secção de betão armado sujeita a incêndio para um determinado instante;

b) Pelo lado da solicitação há contudo que entrar com os aspectos da não linearidade geométrica e igualmente a não linearidade material. Esta avaliação será realizada através de um dos métodos simplificados já referidos para uma determinada secção e elemento estrutural sujeitos a incêndio e para um determinado instante. A consideração do efeito térmico é aquela que potencia o efeito da não linearidade material.

A intersecção destas duas curvas, calculadas para o mesmo instante, dá um ponto definidor da máxima capacidade resistente do pilar. A interacção entre cargas axiais e momentos flectores no caso de um pilar sujeito a incêndio varia durante o cenário do incêndio. Essas variações são frequentemente causadas por variações directas do comportamento mecânico do pilar sujeito ao incêndio ou pela interacção com os elementos estruturais contínuos adjacentes.

O estudo que se segue procurou ter subjacente, algumas considerações qualitativas previamente descritas por vários autores.

Forsén, [5] estabeleceu os factores que normalmente influenciam o comportamento estrutural dos pilares a altas temperaturas:

- Forças de corte e momentos flectores adicionais devido à dilatação dos elementos horizontais adjacentes;
- Forças axiais adicionais podem ocorrer devido à restrição à elongação térmica;
- Momentos flectores e forças restritivas dos elementos estruturais adjacentes podem ser transferidos por ligações rígidas;
- Momentos flectores de segunda ordem podem ser significativos devido ao incremento do deslocamento transversal.

A armadura longitudinal dum pilar é normalmente colocada perto da sua superfície para que ela incremente o momento de inércia da secção. Para pilares expostos ao incêndio, isto significa que a redução da resistência da armadura vai ocorrer rapidamente e a capacidade de carga deverá ser independente do aço na secção (Hertz, [6]).

O rápido aquecimento das secções de pilares esbeltos e a grande redução no módulo de elasticidade faz com que esses pilares fiquem muito susceptíveis à situação de risco de incêndio. Esse facto aumenta o risco da rotura por encurvadura comparado com o risco de rotura por compressão sendo por conseguinte importante considerar o enfraquecimento do betão de forma muito precisa. (Hertz, [6]).

8.2 - Análise do comportamento de pilares de betão sujeitos ao incêndio ISO 834
Métodos simplificados – SimFIRc, Isotérmica dos 500ºC e Zona

8.2.1 - Introdução

Nesta secção avaliar-se-á a capacidade de carga de pilares expostos ao incêndio padrão obtida com o modelo desenvolvido pelo autor, designado por SimFIRc, e apresentado no Capítulo 4. Este modelo SimFIRc, distinto do modelo SimFIRb (apresentado no Capítulo 4 para vigas), considera os efeitos não lineares geométricos de segunda ordem para além dos efeitos não lineares materiais. Os resultados obtidos através deste método simplificado são comparados com os obtidos com o método avançado de cálculo, SAFIR, e com os resultados de Rigberth, [4]. O primeiro conjunto de exemplos de cálculo foi estabelecido para avaliar a sensibilidade dos resultados com os aspectos numéricos mais importantes, com os aspectos considerados nos Eurocódigos, e ainda com os valores obtidos por Rigberth, [4]. No segundo conjunto de exemplos, procurou-se já fazer uma análise paramétrica dos aspectos mais importantes definidores do comportamento global de pilares à acção do incêndio.

8.2.2 - Condições da análise numérica

8.2.2.1 - Configuração geométrica e propriedades materiais dos pilares

Foram aqui analisadas nove tipologias de pilares diferentes para uma secção quadrada ($0{,}30 \times 0{,}30 m^2$). Dada a escassa informação de análise quanto à resistência ao fogo de pilares de betão armado, serve este conjunto de pilares para aferir os resultados com outros publicados por diversos autores. E simultaneamente para confrontar os mesmos com os cálculos obtidos pelos métodos simplificados. Fica-se igualmente com o registo típico do comportamento de pilares quando sujeitos a incêndio. Os seguintes factores foram definidos previamente à análise:

- Percentagem de armadura
- Altura dos pilares;
- Exposição ao incêndio nas faces do pilar – completa ou apenas metade da secção;

- Distância do eixo das armaduras à face exterior de betão e recobrimento das armaduras;
- Excentricidade da carga axial actuante no topo do pilar.

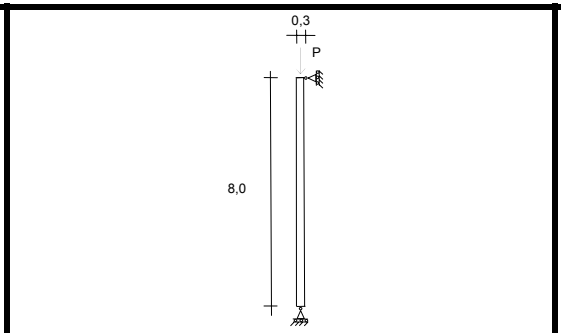
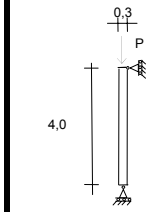
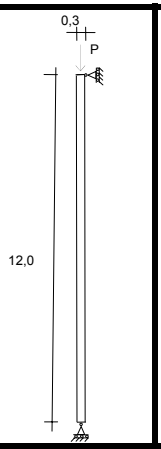
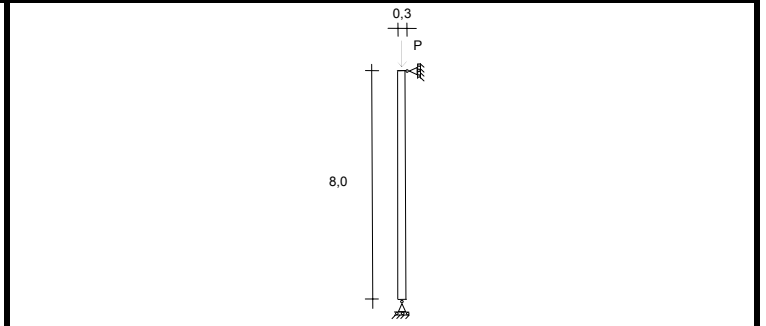
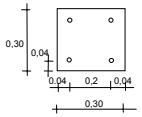
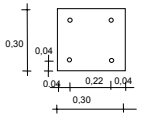
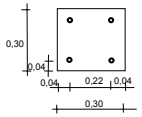
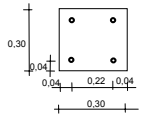
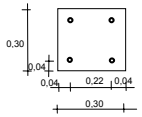
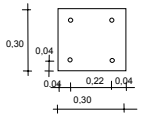
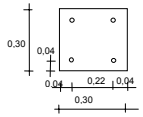
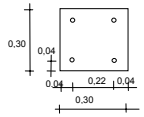
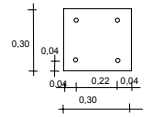
Os parâmetros geométricos e estruturais considerados foram resumidos no Quadro 8.1.

A altura dos pilares foi o principal parâmetro nesta análise de sensibilidade na medida em que o efeito de segunda ordem devido à esbelteza é, para estas estruturas, um aspecto fundamental na resistência ao fogo. A percentagem de armadura é o segundo parâmetro mais importante na definição final na resistência dos pilares quando sujeito ao incêndio. Quanto à exposição ao incêndio não se incluiu o tipo de incêndio nem o tempo de aquecimento e eventualmente o arrefecimento nem o das condições fronteira longitudinal do pilar sujeito a incêndio mas tão só a duas considerações de fronteira a que a secção está sujeita: a totalidade ou apenas metade e ainda ao recobrimento das armaduras por betão. O último parâmetro em estudo foi o da excentricidade da aplicação da carga axial no topo do pilar. Neste caso pretendeu-se verificar apenas o valor máximo a aplicar, função da excentricidade para se atingir uma resistência de 60min.

Como se observa no Quadro 8.1, apenas se consideraram secções quadradas e com a medida única de 0,3x0,3m^2, assim como apenas o incêndio padrão ISO 834, [7] a actuar uniformemente ao longo de todo o pilar (existindo uma única excepção, já referida atrás). A razão de tal facto tem a ver com a análise prévia de resultados obtidos por Rigberth, [4], em que através da consideração apenas do incêndio padrão ISO 834 ter apresentado resultados em que os métodos simplificados são não conservativos e desviam-se bastante das análises do modelo numérico por ele utilizado (método avançado de cálculo). Uma vez que os incêndios naturais são muito mais complexos que o incêndio padrão ISO 834 nada aponta para que os resultados com aqueles incêndios fossem diferentes, pelo que o seu estudo é, nesta altura, redundante. Felizmente o autor chegará a resultados distintos pelo que a consideração de outros incêndios fará sentido considerar no futuro.

Como se observa no Quadro 8.1, consideraram-se 3 tipos de armaduras, 12, 16 e 25mm. Para todas elas consideraram-se cálculos com um afastamento do eixo das armaduras às faces de 4cm, (a=4cm). Para as avaliações com armaduras de 16mm consideraram-se ainda recobrimentos, C_c de armadura de 3 e 4cm. Muitas vezes, aparece nas figuras apenas a terminologia relativamente ao recobrimento C_c, mesmo que o cálculo tenha sido referenciado em termos do parâmetro a, que especifica a distância do eixo das armaduras à face sujeita a incêndio. Assim, por exemplo C_c=3,291cm, corresponde ao cálculo em que a=4cm para armaduras de 16mm. Consideraram-se três alturas distintas para os pilares: 4, 8 e 12m. Os parâmetros e_0, e_M, que aparecem no Quadro 8.1 têm a sua explicação gráfica traduzida na Figura 8.1. e_0 traduz a excentricidade acidental do pilar e e_M, a excentricidade de aplicação da carga axial no topo do pilar. O Quadro 8.1 apresenta os 36 cálculos efectuados para os 9 casos distintos. A cada caso corresponde uma avaliação para 4 instantes de tempo: 30, 60, 90 e 120 min.

Quadro 8.1 – Parâmetros geométricos e estruturais dos pilares para as análises de sensibilidades efectuadas.

PILARES – ANÁLISE DE SENSIBILIDADES									
									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
									
	4ϕ12	**4ϕ16**	**4ϕ25**	4ϕ25	4ϕ25	4ϕ16	4ϕ16	4ϕ16	4ϕ16
Cálculos	1 a 4	5 a 8	9 a 12	13 a 16	17 a 20	21 a 24	25 a 28	29 a 32	33 a 36
Caso	**P1.i, i=1,4**	**P2.i, i=1,4**	**P3.i, i=1,4**	**P4.i, i=1,4**	**P5.i, i=1,4**	**P6.i, i=1,4**	**P8.i, i=1,4**	**P8.i, i=1,4**	**P9.i, i=1,4**
a - C_c	*a = 4cm*					*C_c =3cm*	*C_c =4cm*	*C_c* =3cm	
e_0 [m]	0,02								
e_M [m]	0								0,04, 0,08, 0,12, 0,15
S. Térmica	Todo perímetro							Metade perímetro	Todo perímetro

As propriedades materiais dos pilares modelados são as apresentadas no Quadro 8.2.

Quadro 8.2 - Caracterização geométrica e material dos pilares analisados.

Propriedades do betão		
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	29,6MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	$E_{c.0}$	32GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	Zero
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados siliciosos, EN 1992-1-2, [1]
Recobrimento mínimo de betão	C_c	3 e4cm e a=4cm

Propriedades do aço da armadura		
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	370MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_s	200GPa
Modelo do aço (térmico e mecânico)		EN 1992-1-2, [1]
Diâmetro das armaduras	ϕ_s	12mm, 16mm e 25mm
Comprimento da armadura		Total

Acções		
Peso próprio e cargas permanentes	G	2,25 kN/m
Acção Axial no topo do pilar (1,0G+0,4Q)	P	450,500,600,900, 1050, 1200,1500,1800,2100 e Variável p. atingir R30-R60-R90-R120
Acção de incêndio	P+G	
Exposição ao incêndio		ISO 834 (240min máximo)

8.2.2.2 - Condições fronteira

As condições fronteira mecânica e térmica dos pilares a analisar são no primeiro caso, ao nível do elemento, e no segundo ao nível das secções, apresentadas na Figura 8.1.

Apresentam-se na Figura 8.1 o posicionamento da armadura, as condições fronteira mecânicas e as duas situações térmicas, para os três diâmetros das armaduras de 12, 16 e 25mm, bem como as excentricidades inicial e de aplicação da carga.

A excentricidade acidental, e_0 assinalada na Figura 8.1a) é considerada para ter em conta as imperfeições durante a execução dos pilares. Essa excentricidade foi modelada utilizando metade da curva do seno com a amplitude máxima a meia altura do pilar de 0,02m. Este valor foi fixado para todos os cálculos independentemente da altura do pilar tendo sido estabelecido para pilares com 8m de altura.

A excentricidade de aplicação da carga no topo do pilar em relação ao centro de gravidade da secção, e_M assinalada nas Figuras 8.1a) e 8.1b), toma os valores de 0,04m, 0,08m, 0,12m, e 0,15m como se pode observar na série de cálculos *9*, no Quadro 8.1.

As propriedades mecânicas e térmicas, função da temperatura, do betão e aço utilizadas nos modelos numéricos são os preconizados na EN 1992-1-2, [1].

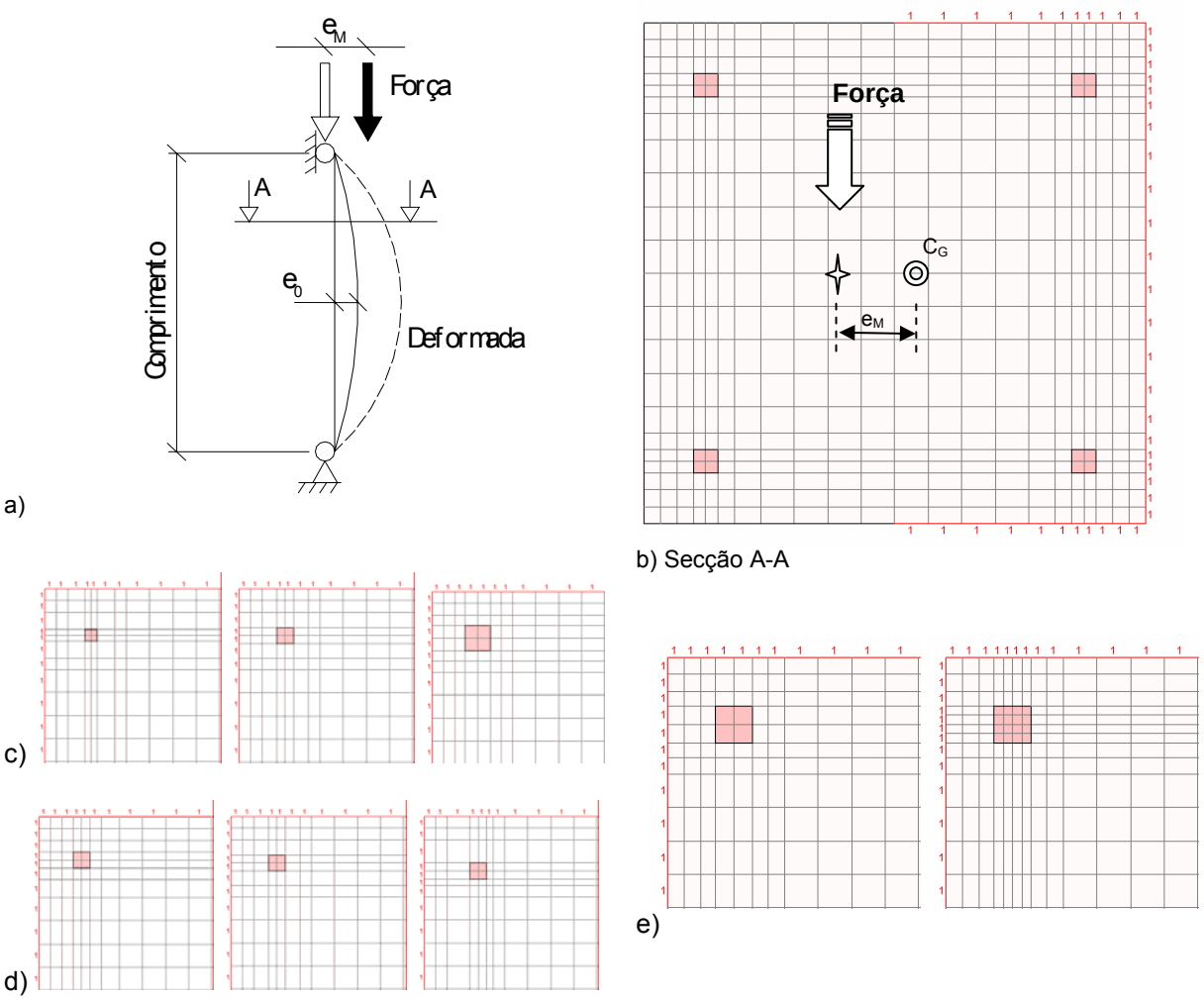
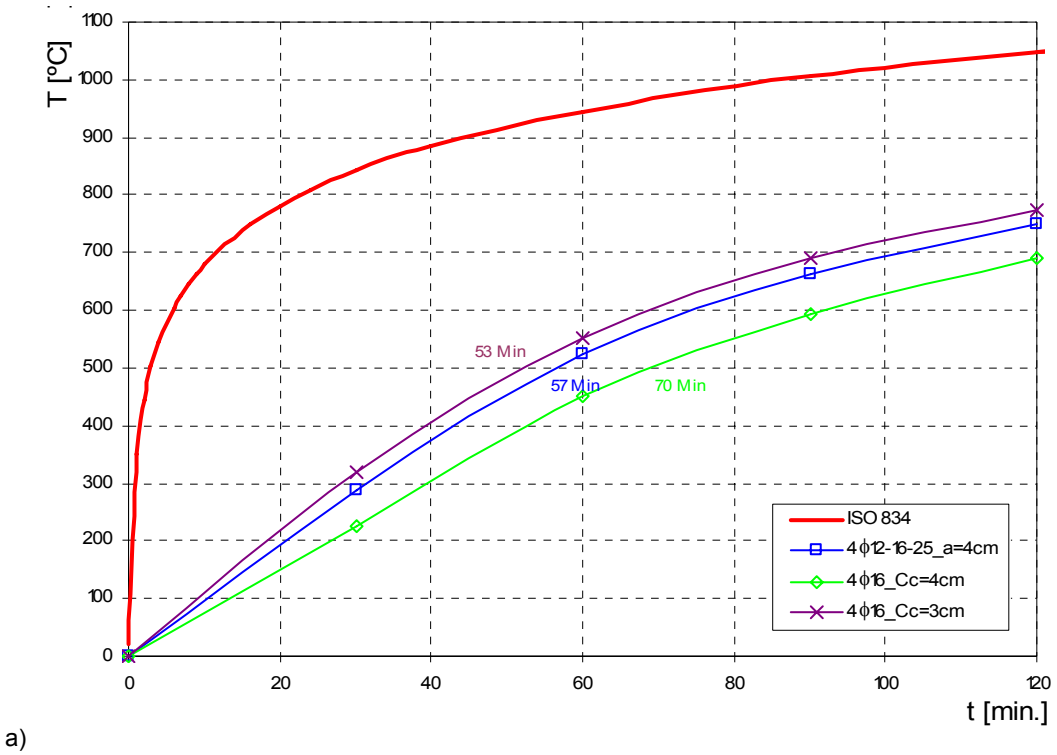


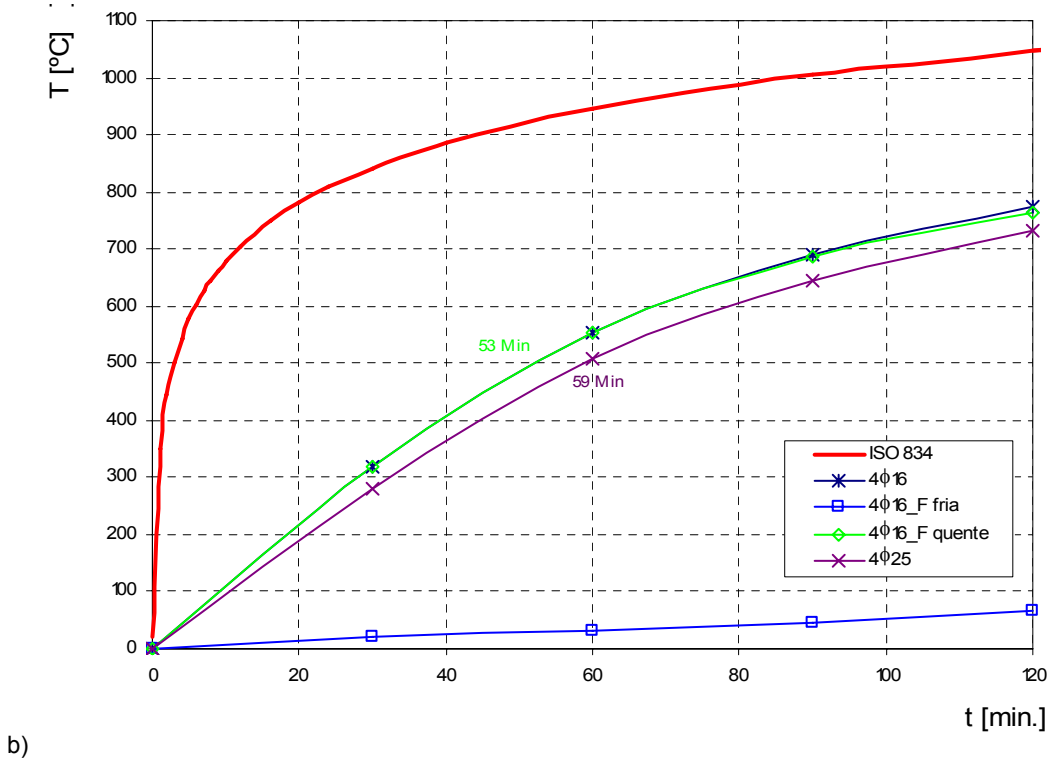
Fig. 8.1 - a) Condições fronteira mecânicas e excentricidade acidental e de aplicação da carga axial; Definição dos elementos finitos na análise térmica ao nível da secção: b) Aplicação da carga axial no topo do pilar; c) Armadura de 12, 16 e 25mm para *a*=4cm; d) Posicionamento da armadura de 16mm: recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm e C_c=4cm; e) Malha de 4 ou 16 elementos para a armadura de 25mm.

8.2.2.3 - Análise térmica

Apresentam-se na Figura 8.2 os resultados da solicitação térmica das secções correspondentes aos pilares aqui analisados. Observa-se a evolução da temperatura média das armaduras das Secções dos pilares com as seguintes armaduras: 4ϕ12, 4ϕ16, 4ϕ25, comparando com a temperatura da curva de incêndio padrão ISO 834. Observa-se ainda a temperatura das armaduras quando a distância do centro da armadura à face aquecida, *a=4cm*, é substituída pelo recobrimento, C_c, e este toma os valores de 3 e 4cm para a situação de 4ϕ16, (Figura 8.2a). Considera-se ainda a evolução das temperaturas nas armaduras quando apenas metade da secção é solicitada termicamente, e neste caso apenas para o recobrimento C_c=3cm (Figura 8.2b). Complementarmente, naquelas Figuras foram acrescentados os valores numéricos correspondentes aos instantes em que as armaduras atingem os 500ºC.



a)



b)

Fig. 8.2 - Temperatura ao longo do tempo nas armaduras 4ϕ12, 4ϕ16, 4ϕ25, para secções de betão armado 0,3x0,3m^2: a) Com C_c=3cm, C_c=4cm e a=4cm; b) Com C_c=3cm e todo o perímetro da secção ou apenas metade sujeito ao incêndio normalizado ISO 834.

As figuras apresentadas permitem uma avaliação qualitativa e contínua das temperaturas nas armaduras mas a pormenorização quantitativa e discreta dos valores para determinados instantes permitindo sua utilização no cálculo é dada na Figura 8.3.

Refira-se que os recobrimentos de C_c=3,469cm para as armaduras de 12mm, e de C_c=2,892cm para as armaduras de 25mm apenas reflectem a consideração de a=4cm. A coluna relativa a 4ϕ25+ corresponde a um estudo, no qual se melhorou a discretização das armaduras de ϕ25 em 16 elementos finitos sólidos, em alternativa aos 4 elementos, considerados em todos os restantes cálculos. O objectivo foi o de analisar até que ponto a relação da discretização da armadura com o recobrimento permitia uma avaliação mais rigorosa das temperaturas. Esperava-se que os valores fossem mais diferenciados do que foram pelo que à frente se fez um estudo desse efeito.

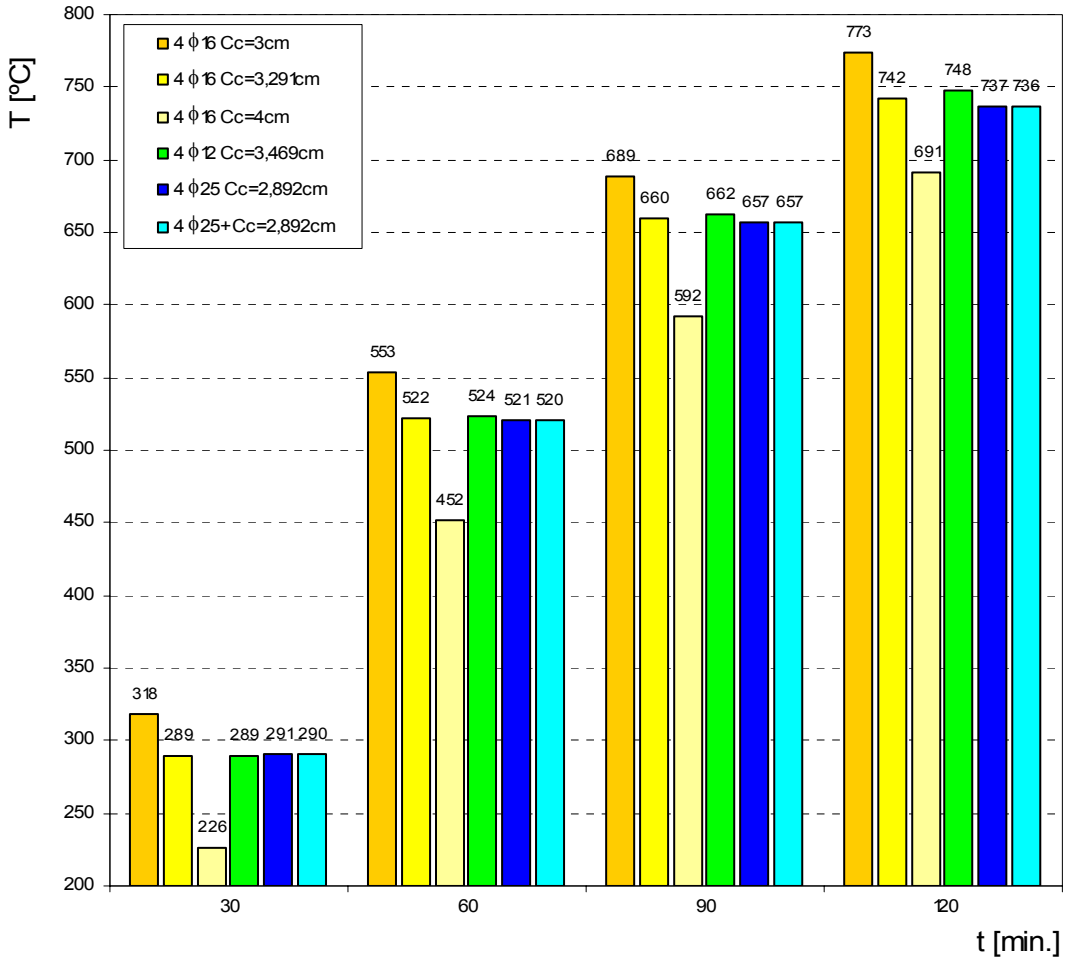


Fig. 8.3 - Temperatura média nas armaduras aos 30, 60, 90 e 120min, constituintes de uma secção de betão armado 0,3x0,3m^2 sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 em todo o seu contorno para 4ϕ12 com C_c=3,469cm, para 4ϕ16 com C_c=3cm, C_c=3,469cm e C_c=4cm e para 4ϕ25 e 4ϕ25+ com C_c=2,892cm

Observa-se de facto uma grande semelhança nos valores das temperaturas para os instantes de 30, 60, 90 e 120min quando as armaduras são distintas mas a distância ao eixo das armaduras, a, é constante. Considerou-se para todos os cálculos com a=4cm o conjunto de valores obtidos quando a armadura é de 12mm. Pois, exceptuando-se o instante de 30min e para 1ºC de diferença, obtêm-se assim os valores mais elevados e portanto conservativos.

Apresentam-se também na Figura 8.3 todos os valores da temperatura obtidos quando os recobrimentos são distintos do considerado de base em que *a*=4cm. Do que se observa da Figura 8.2 há que destacar a menor temperatura para os varões 4ϕ25 quando o seu recobrimento passa de 2,892 para 3,0cm (comparando a curva a azul da Figura 8.2a com a curva a roxo da Figura 8.2b). Esta secção não vai ser estudada neste parágrafo, mas permite simplificar a Figura 8.52 apresentada no parágrafo 8.3. Na análise paramétrica efectuada a partir do parágrafo 8.3 será necessário recorrer a esta Figura 8.2, para além da Figura 8.52 correspondente às restantes secções ali avaliadas termicamente prosseguindo-se os cálculos de resistência ao fogo efectuados.

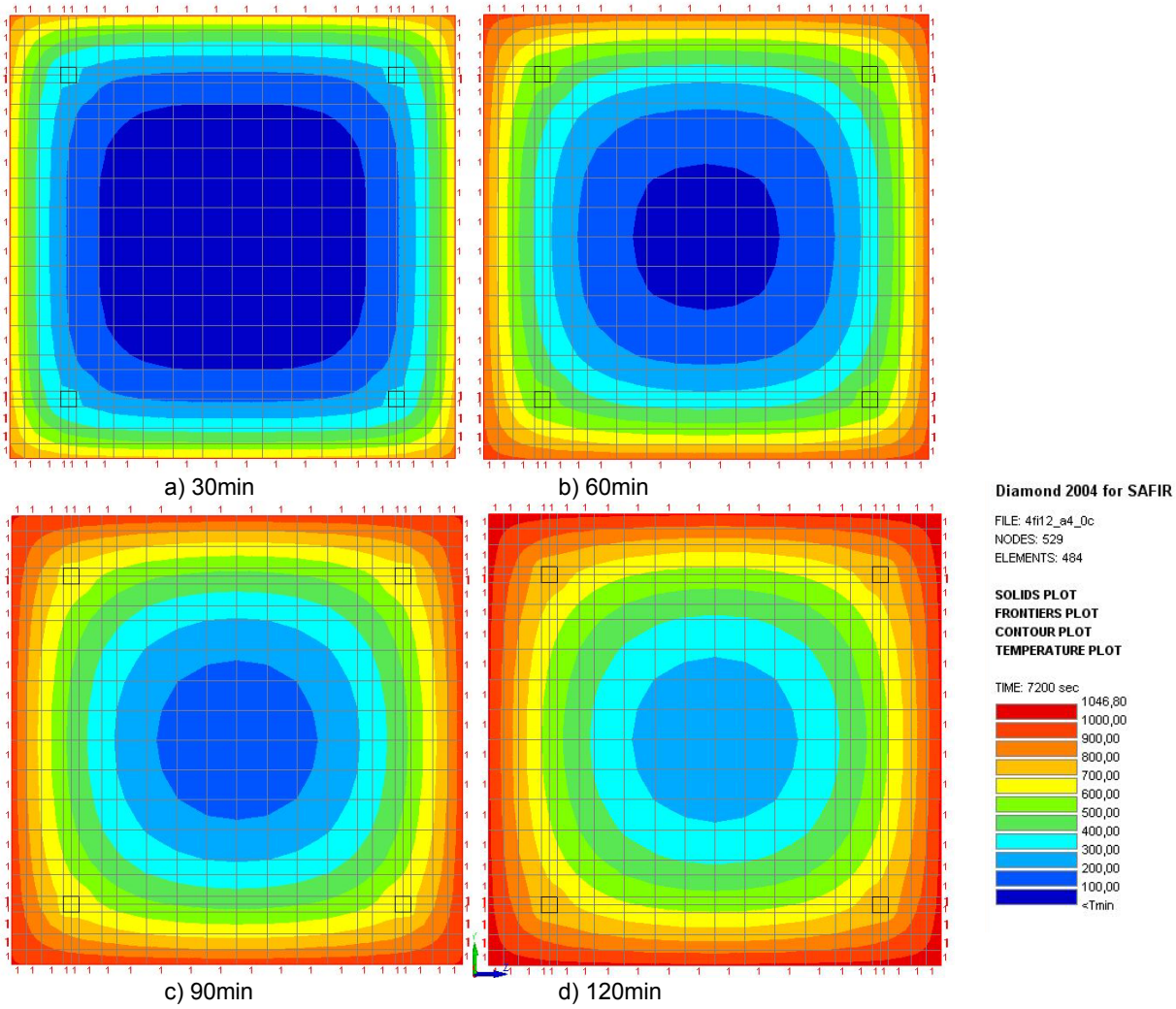


Fig. 8.4 – Análise térmica da secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4 ϕ12. Malha de elementos finitos com distribuição das temperaturas para: a) 30min, b) 60min, c) 90min e d)120min.

Apresenta-se nas Figuras 8.4 e 8.5 as malhas de elementos finitos consideradas para as secções, respectivamente com armaduras 4ϕ12 e 4ϕ16. Apresentam-se ainda os mapas de cores correspondentes a patamares de temperatura para os instantes, 30, 60, 90 e 120min. Para a secção com 4ϕ12 consideraram-se as quatro faces sujeitas ao incêndio padrão e *a*=4cm, enquanto que para a secção com 4ϕ16 considerou-se a solicitação térmica em apenas

metade do perímetro da secção e C_c=3cm. Na perseguição de um resultado do pilar porventura mais desfavorável (menor resistência ao fogo), devido ao efeito conjugado da curvatura provocada pela solicitação térmica quando acoplada a uma excentricidade da carga axial actuante no topo do pilar e ainda às imperfeições do pilar, analisou-se esta situação cujas temperaturas são expressas também na Figura 8.2b).

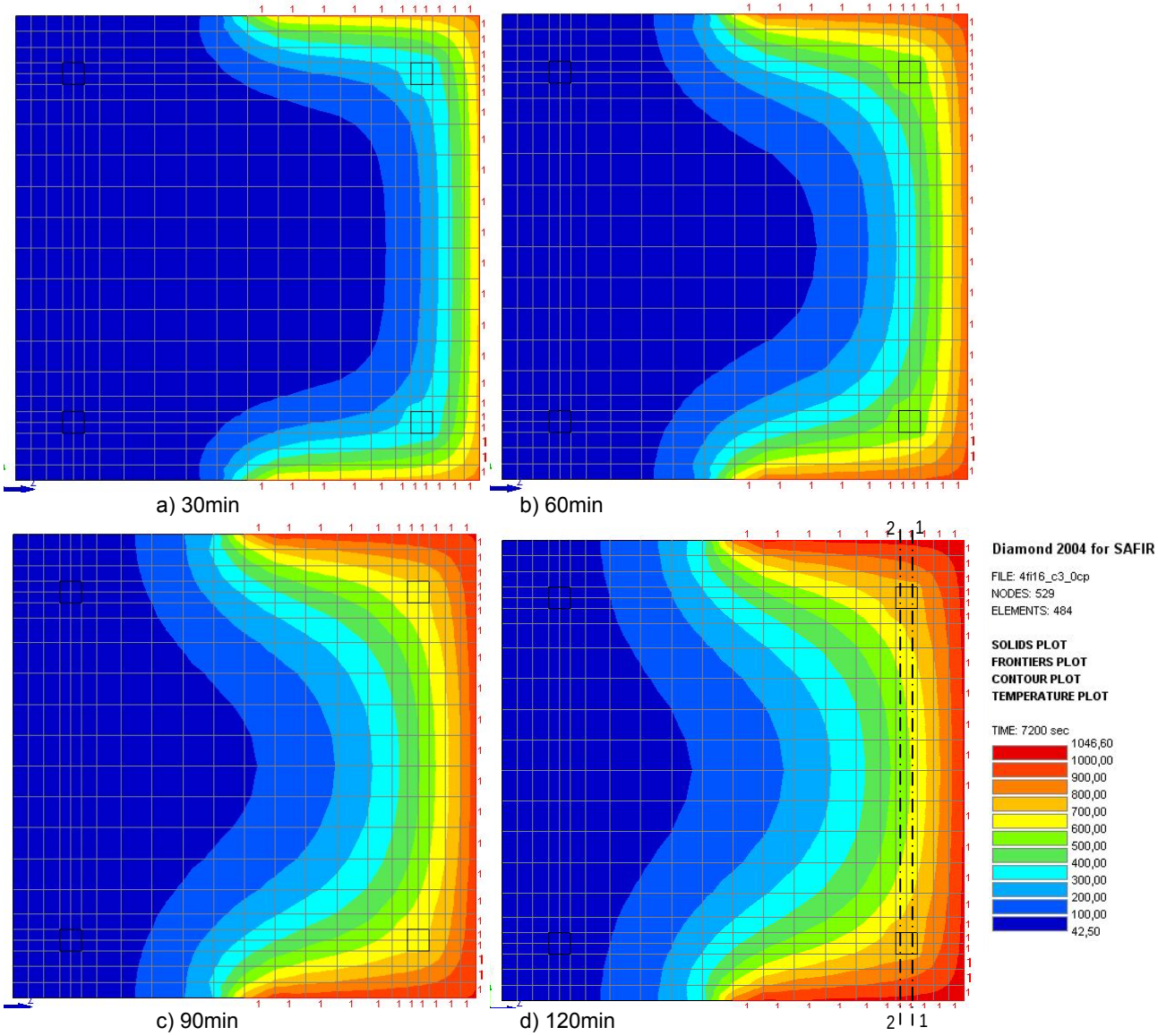


Fig. 8.5 – Análise térmica da secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4 ϕ16 com solicitação térmica em metade da secção. Malha de elementos finitos com distribuição das temperaturas para: a) 30min, b) 60min, c) 90min e d) 120min.

Para a situação considerada de base com *a*=4cm, observando-se a Figura 8.2b) e até as Figuras 8.4 e 8.5, os varões de aço já estão a uma temperatura de 300ºC aos 30min, ultrapassando os 500ºC aos 60min e os 700ºC aos 240min. Assim sendo, os cálculos foram realizados apenas até aos 120min.

Devido à enorme importância dos valores da temperatura nas armaduras no cálculo da resistência ao fogo dos pilares, fez-se uma análise mais cuidada da observação destes nas várias configurações das secções utilizadas. Assim, nas Figuras 8.6 e 8.7 observa-se a evolução da temperatura em dois perfis assinalados na Figura 8.5d) (Perfis *1-1* e *2-2*) para, respectivamente, as secções 4 ϕ16 com dois recobrimentos distintos de C_c=3cm e C_c=4cm e as secções 4 ϕ16 e 4ϕ12, para uma distância do centro das armaduras às faces sujeitas a incêndio, *a*=4cm (ou seja, respectivamente, C_c=3,291cm e C_c=3,469cm). Devido à simetria da secção, em cada figura apenas se representam metade dos perfis. Permite-se assim a duplicação de informação por figura facilitando igualmente a comparação entre cálculos.

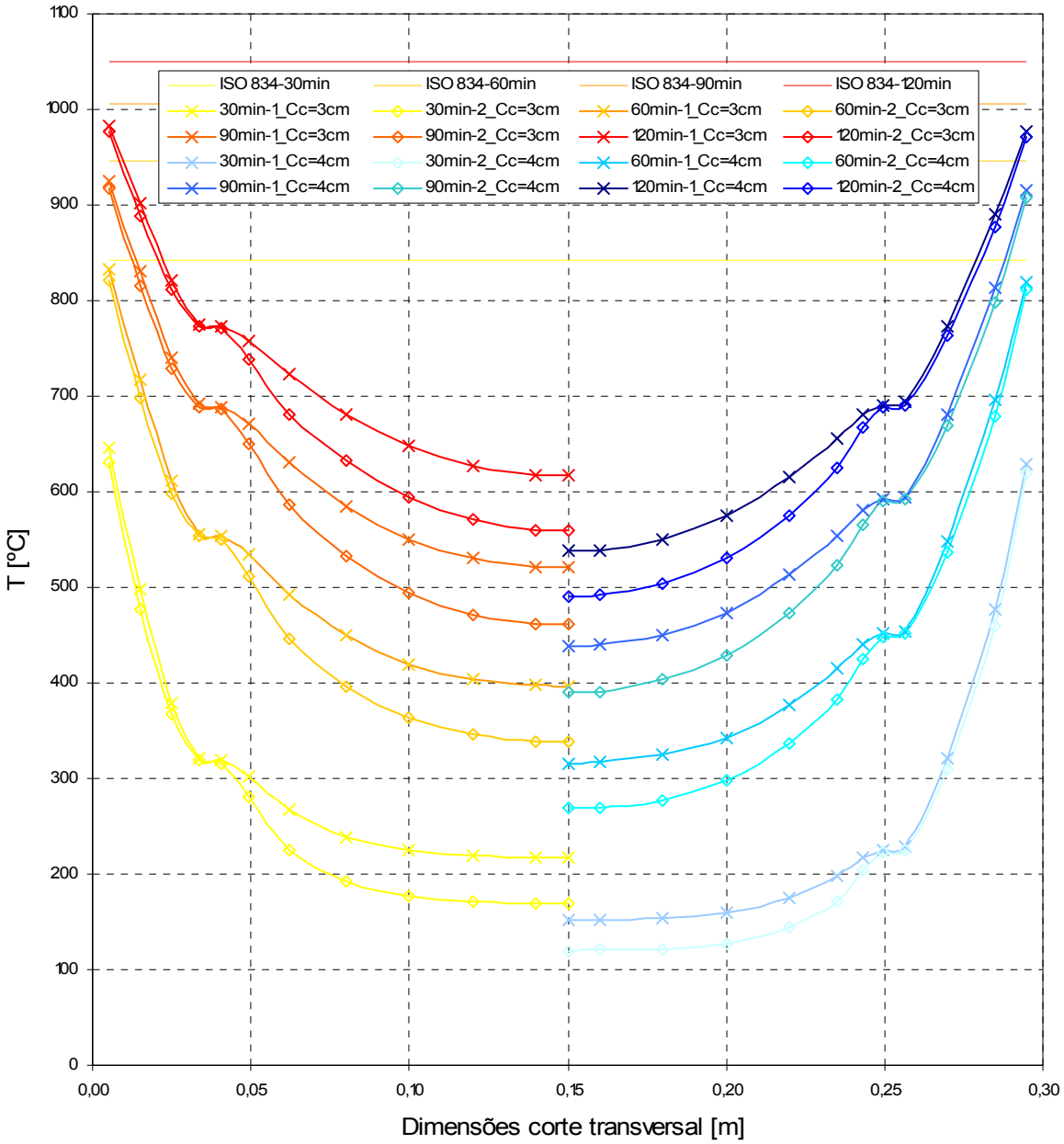


Fig. 8.6 – Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* na secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4 ϕ16 e recobrimentos de C_c=3cm e C_c=4cm, aos 30, 60, 90 e 120min.

Observam-se dois aspectos quando se confrontam ambas as figuras com a Figura 8.4:

(i) A temperatura tende a uniformizar-se rapidamente nos elementos correspondentes ao aço dada a sua elevada condutibilidade térmica e daí surgir um patamar horizontal correspondente e apenas e sempre a uma só cor na Figura 8.4;

(ii) Há como que um efeito retardador do avanço da temperatura nos elementos de recobrimento da armadura devido à existência de uma interface entre dois materiais.

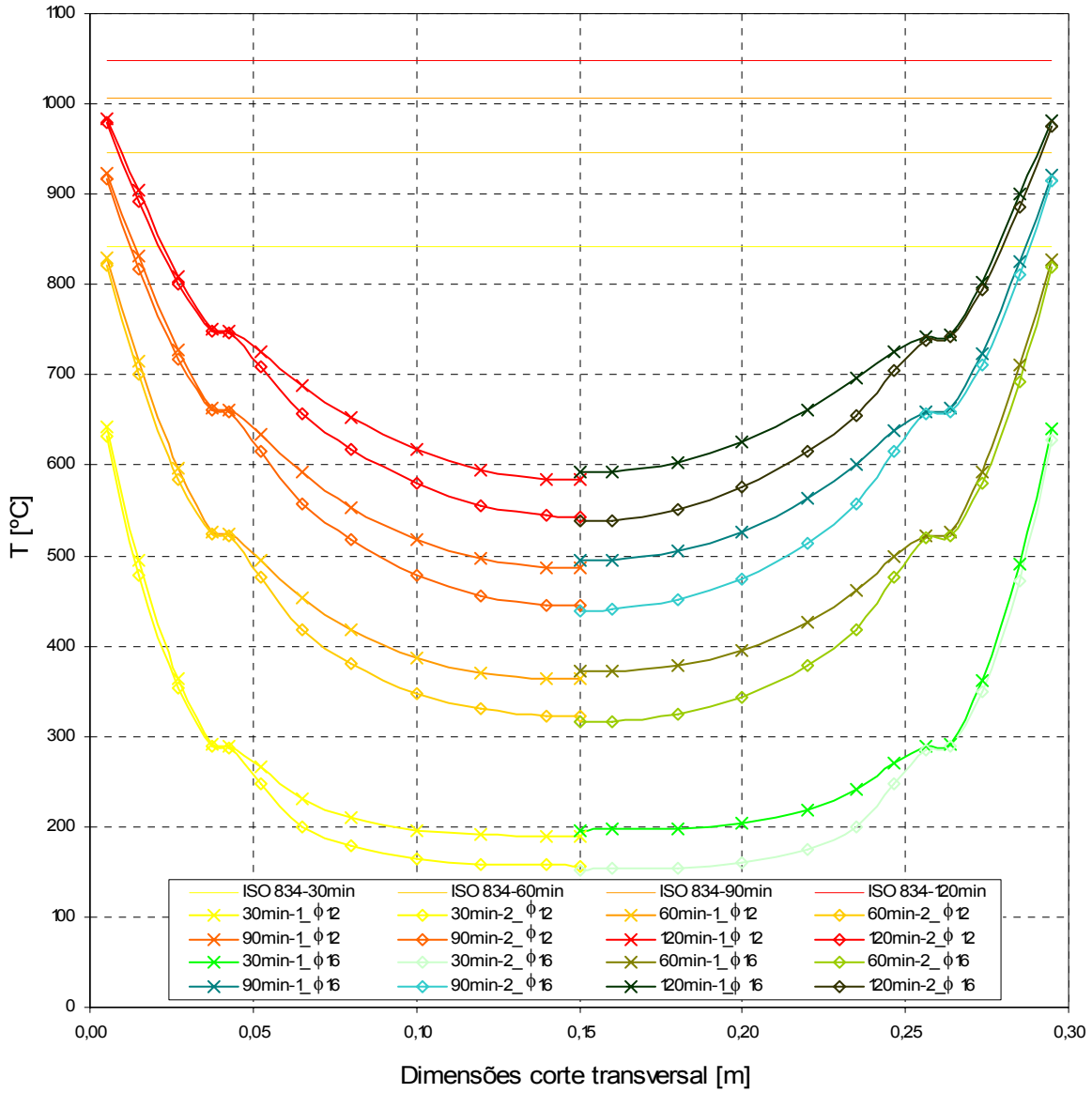


Fig. 8.7 – Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* nas secções do pilar 0,3x0,3m^2 com 4 ϕ16 e 4 ϕ12 e *a*=4cm, aos 30, 60, 90 e 120min.

Pelo que se observa nas Figuras 8.6 e 8.7, o efeito de recobrimento faz-se sentir significativamente na redução da temperatura das armaduras. A temperatura é muito semelhante nos quatro elementos finitos considerados para a modelação da armadura. Nesta altura e perante os resultados apresentados pareceu ser francamente importante avaliar o efeito da armadura no contexto geral de distribuição da temperatura na secção. Fez-se então uma análise térmica de secções sem armadura e com armadura para duas situações em particular: 4 ϕ16 e C_c=3cm e 4 ϕ25 e *a*=4cm. Os resultados são os apresentados na Figura 8.8.

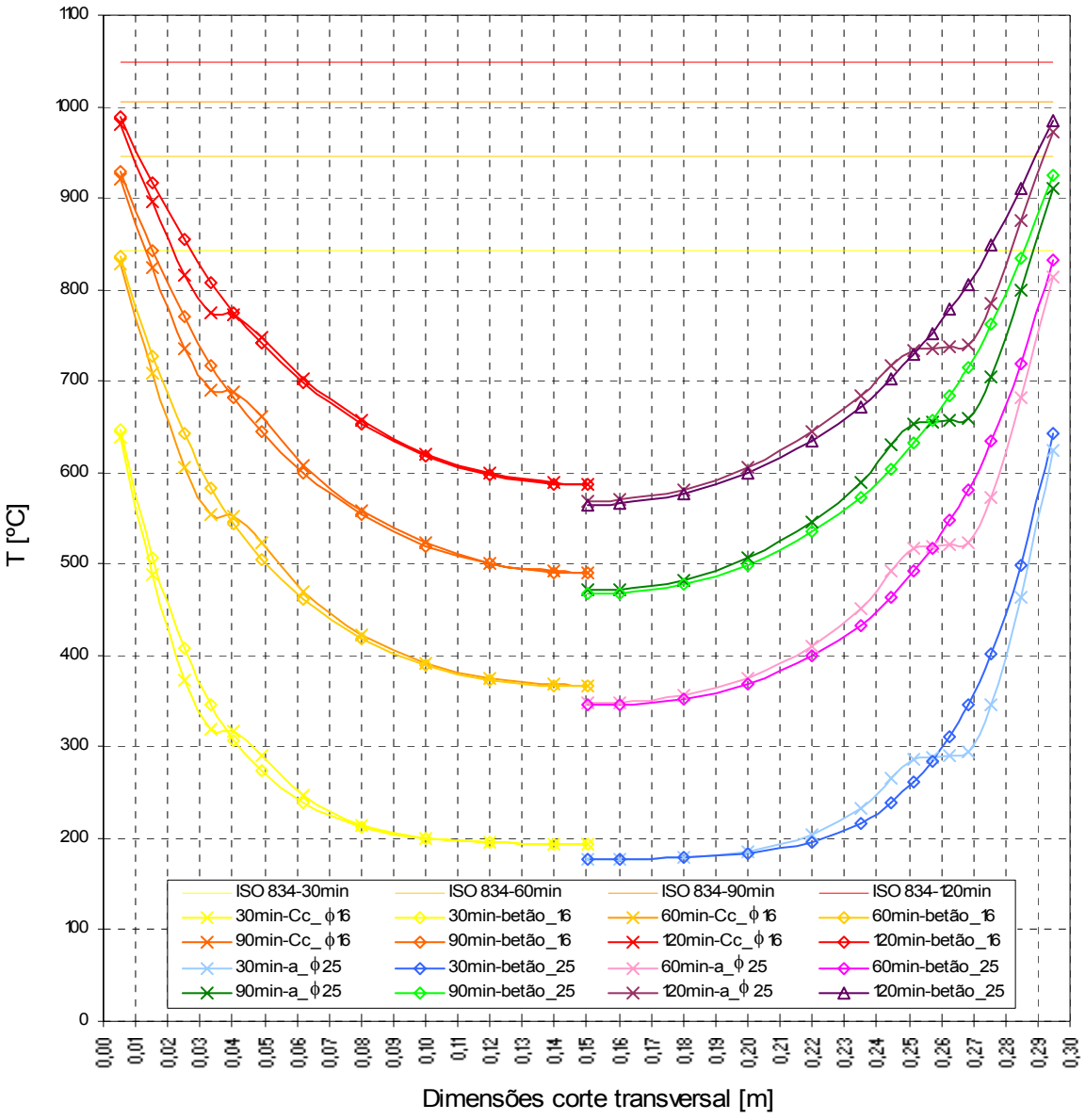


Fig. 8.8 – Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* nas secções do pilar de betão 0,3x0,3m^2 com armaduras 4 ϕ16 (C_c= 3cm) e 4 ϕ25 (a= 4cm) aos 30, 60, 90 e 120min.

Como se pode ver na terminologia adoptada na Figura 8.8, nas secções em que não se consideram armaduras, especificou-se "betão" e à frente o número "*16*" ou "*25*", consoante a discretização da malha considerada seja a correspondente à dos cálculos com armaduras de diâmetro de 16mm ou de 25mm. Assim, a análise comparativa foi feita para malhas iguais, distinguindo-se apenas os materiais considerados para determinados elementos dessa malha. Complementarmente, utilizou-se a letra "C_c" para especificar que no cálculo com armaduras de 16mm considerou-se um recobrimento C_c=3cm e a letra "a" para especificar que no cálculo com armaduras de 25mm, considerou-se a=4cm.

Mas aqui, ao contrário dos perfis *1-1* e *2-2* considerados nas Figuras 8.6 e 8.7, apresentam-se na Figura 8.8 curvas que correspondem à média dos valores obtidos naqueles perfis, ou seja, representam a temperatura num perfil que passa pelo centro das armaduras. Tal aspecto parece importante observar, pois nos métodos simplificados preconizados pela

EN 1992-1-2, [1], se se utilizarem os ábacos do seu anexo para obter as temperaturas das armaduras deverá fazer-se (segundo especificação daquela norma) no centro daquelas.

Esta Figura 8.8 é muito importante por dois motivos: primeiro porque justifica a "obstrução" que as armaduras promovem ao avanço da temperatura já identificado noutras figuras. O segundo motivo é aquele que justifica a consideração referida na norma de considerar as temperaturas no centro das armaduras e que a seguir se explana. Pela observação daquela Figura 8.8, a temperatura no betão é mais elevada perto das faces até à distância correspondente sensivelmente ao fim das armaduras (quando termina o patamar horizontal evidenciado nas figuras), para qualquer instante, quando comparada com a temperatura no betão de recobrimento nas mesmas secções considerando agora as armaduras. Mantendo o equilíbrio energético na secção, o inverso ocorre a partir desse ponto, até ao interior da secção.

Assim, na parte direita da Figura 8.8, para armaduras ϕ25 com a=4cm, deverá observar-se na dimensão do corte transversal correspondente a 0,26m, as curvas correspondentes aos vários instantes e às duas situações da secção, sem e com armadura. Verifica-se pois que, para aquele valor na secção só considerando betão, a temperatura é sempre mais elevada do que na secção com armaduras, pelo que a consideração da norma EN 1992-1-2, [1] é conservativa. Mas aquela figura ainda fornece mais informação porque corresponde à discretização da armadura com dezasseis elementos finitos (em alternativa aos quatro outros cálculos, seja com varões de 25, 16 ou 12mm), pelo que naquele perfil assinala-se quatro pontos no patamar correspondente à armadura. Assim, complementarmente à informação dada na Figura 8.3, de facto, não é importante aumentar a discretização da armadura.

Ao observar a parte esquerda da Figura 8.8, observam-se os dois pontos típicos correspondentes aos perfis que interessam o centro dos elementos finitos (aqui uniformizados num só perfil intermédio dos perfis *1-1* e *2-2*) para as armaduras ϕ16 com um recobrimento de 3cm. O centro da armadura está então a a=3,709cm. Naquela Figura 8.8, mesmo que o centro da armadura estivesse a 0,04m, a temperatura lida através da curva correspondente à secção só de betão seria coincidente com a lida na outra curva para cada instante considerado. Como a distância 3,709cm é inferior, mais uma vez a consideração das temperaturas através dos ábacos da EN 1992-1-2, [1] levaria a valores conservativos, porque superiores.

Assim, o segundo motivo leva ao aspecto mais importante que é o facto de se poder concluir que em ambos os casos, para uma distância de 3,709cm no caso de ϕ16 e de 4cm no caso de ϕ25, se se adoptar a temperatura para o centro da armadura num ábaco de isotérmicas definido na EN 1992-1-2, [1] (na qual só se considerou o betão), os valores tomados são conservativos mas muito próximos de uma avaliação mais rigorosa (na qual se inclui a influência dos varões de aço). As variações da temperatura média nas armaduras são apresentadas na Figura 8.9 com a precisão do grau centígrado. As secções de betão estão representadas naquela figura a cinzento. Verifica-se claramente para as duas análises que as temperaturas são, nestes casos, superiores. Da observação daquela figura constata-se um aspecto particular: apesar dos recobrimentos serem de 3cm e 2,892cm, respectivamente para as armaduras de 16 e 25mm, as temperaturas são sempre inferiores no segundo caso apesar

do menor recobrimento. Tal facto deve-se à maior distância média da secção de aço às faces aquecidas. Identificam-se na Figura 8.9 variações de 28, 33, 34 e 37ºC respectivamente para os instantes 30, 60, 90 e 120min, entre as secções com armadura de 16mm e 25mm. Essas variações diminuem ligeiramente na análise entre as secções correspondentes às discretizações com aqueles valores de 16mmm e 25mm só considerando betão para os mesmos instantes (26, 28,27 e 26ºC).

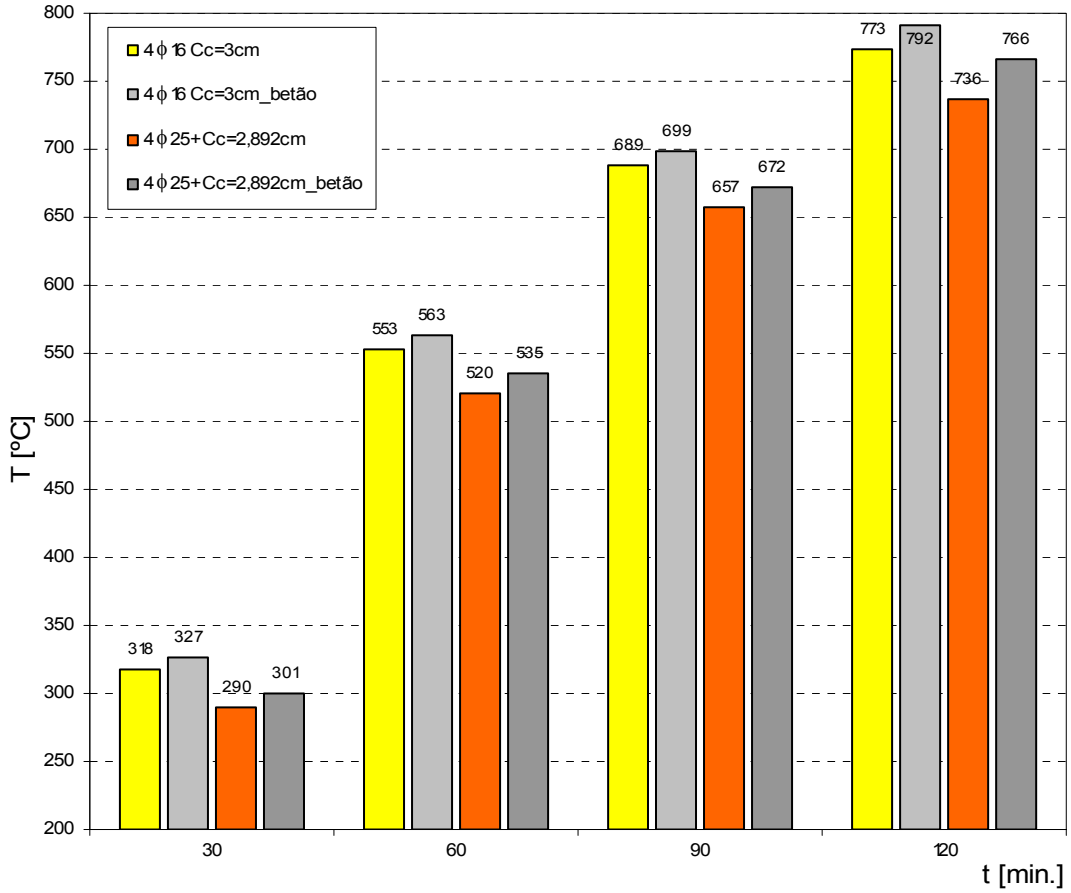
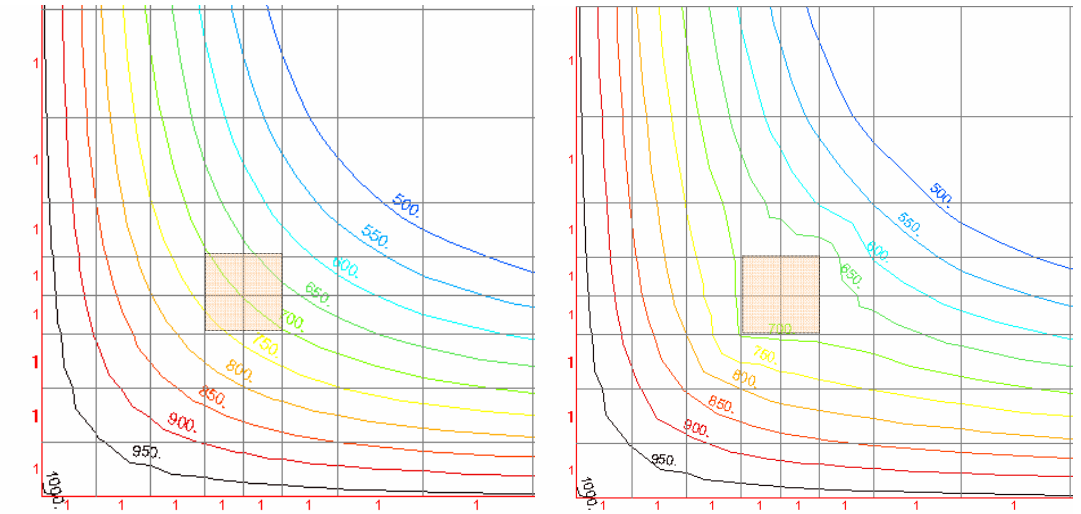


Fig. 8.9 – Temperatura média nos elementos correspondentes aos varões da secção de betão 0,3x0,3m^2 sem e com armadura de 4ϕ16 (C_c=3cm) ou 4ϕ25 (C_c=2,892cm).

Enquanto que a Figura 8.9 vem confirmar quantitativamente o que se afirmou, a Figura 8.10 permite uma análise complementar através das isotérmicas traçadas para a secção sem armadura (Figuras do lado esquerdo) e com armadura de ϕ16 (Figuras do lado direito) para um recobrimento de C_c=3cm e para os instantes de 90 e 120min. A sobreposição das figuras para os mesmos instantes permite avaliar qualitativamente o efeito “perturbador” dos varões na análise térmica. Os quatro elementos assinalados a rosa nas figuras do lado direito correspondem ao posicionamento da armadura. Nas figuras do lado esquerdo assinala-se o posicionamento dos elementos finitos que são, como os restantes elementos, de betão a cinzento claro. O seu vértice mais próximo está a três centímetros das faces solicitadas termicamente.

a) 90min



b) 120min

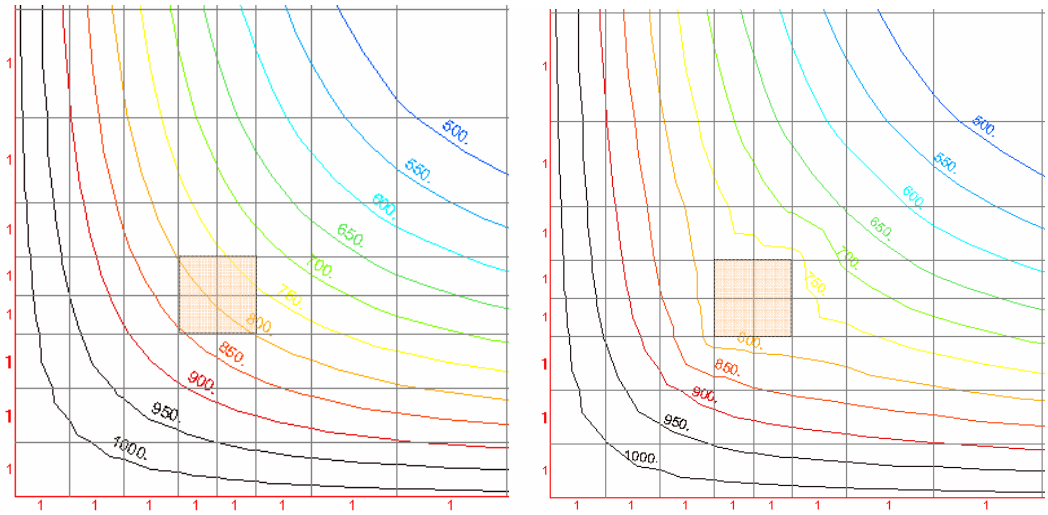


Fig. 8.10 – Isotérmicas para ¼ da secção do pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2 sem e com armaduras 4 ϕ16 (C_c=3cm) aos: a) 90 e b)120min.

8.2.3 - Análise comparativa dos resultados com os de outros autores

O trabalho de base deste capítulo, de forma a permitir a avaliação do comportamento estrutural de pilares de betão armado sujeitos a incêndio, foi o do desenvolvimento de uma ferramenta numérica correspondente a um método simplificado de cálculo. Pretendeu-se que esse método permitisse uma avaliação mais expedita, embora qualitativamente válida, daquele comportamento e da resistência ao fogo.

Naturalmente que no inicio, teve-se a necessidade de aceder aos resultados de outros autores, obtidos através de, quer métodos simplificados, quer métodos avançados de cálculo, para referenciar os resultados obtidos pelo autor através do modelo numérico por ele desenvolvido. Complementarmente, o autor confirmou esses resultados com um modelo avançado de cálculo, por si também utilizado.

Os modelos numéricos utilizados pelo autor foram, como método avançado de cálculo, o SAFIR desenvolvido por Jean-Marc Franssen, [3] e como método simplificado de cálculo, o SimFIRc desenvolvido pelo autor.

Foram aplicados os vários modelos aos cálculos referidos no Quadro 8.1. A escolha daqueles exemplos foi portanto, condicionada pelos resultados de Rigberth, [4] de forma a avaliar qualitativamente o modelo desenvolvido.

Uma comparação dos resultados obtidos pelo autor com os vários métodos simplificados e avançados de cálculo e obtidos por Rigberth, [4] são apresentados nas Figuras 8.11 e 8.12. Nos parágrafos seguintes tiram-se as mais importantes conclusões em relação aos resultados.

Como se pode observar no Quadro 8.1, em todos os cálculos, os pilares têm um apoio duplo na base e simples no seu topo. Refira-se a importância que o aquecimento tem no efeito de segunda ordem, aliás naturalmente considerado na aplicação do método SinFIRc através da contabilização da espessura degradada de betão. Tal efeito é reflectido na esbelteza do pilar que é de 92 aos 0min passando a 140 aos 120min.

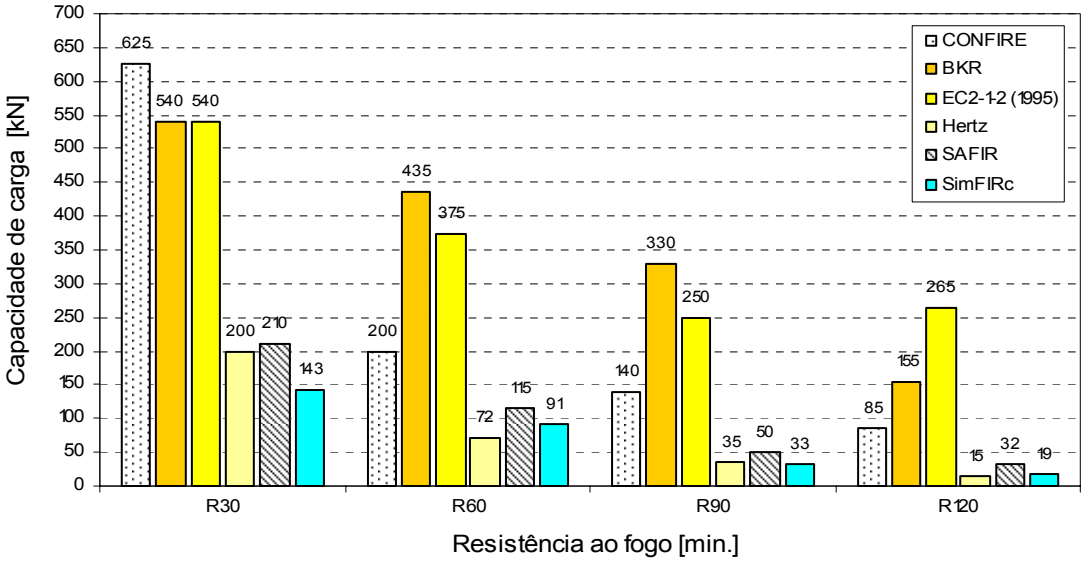
Como se referiu, o estudo utilizado para a comparação dos resultados foi realizado por Rigberth, [4]. Rigberth utilizou como método avançado de cálculo o modelo “CONFIRE” e vários métodos simplificados dos quais se destacam o método BKR, método de rigidez do Eurocódigo 2, Parte 1-2 ([8], [9]) e o método de Hertz, hoje designado por método de Zona.

A avaliação não linear material devido à temperatura na secção foi analisada com o modelo Super-Tempcalc, desenvolvido por Anderberg, [11], referido no Capítulo 3. O método BKR é um método baseado na rigidez específica, preconizado no regulamento Sueco, Rigberth, [4]. O método da rigidez dos Eurocódigos 1 e 2, [9] e [8] aplicado por Rigberth, [4], não é mais, do que uma abordagem anterior, à data, do método agora definido na EN 1992-1-2, [1]. O método de Hertz definido pelo próprio é mais complexo, (Rigberth, [4]), mas por também ser apresentado por aquele autor e com resultados mais próximos dos agora apresentados, quer sejam calculados com o SimFIRc ou com o SAFIR, incluem-se naquelas figuras.

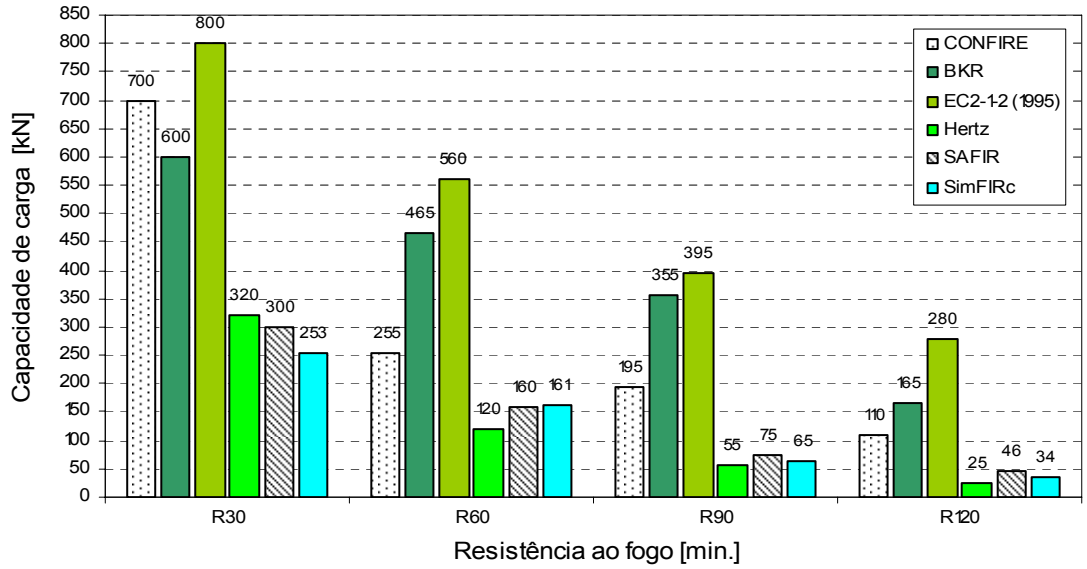
Os exemplos realizados por Rigberth, [4] correspondem aos primeiros cinco cálculos apresentados no Quadro 8.1. Assim, faz-se inicialmente uma abordagem global analisando os principais factores caracterizadores do comportamento de pilares quando sujeitos à acção do incêndio: a altura dos pilares e percentagem de armadura, comparando-se os resultados dos vários métodos apresentados pelos dois autores.

A Figura 8.11 é excepcionalmente expressiva na qualidade dos resultados obtidos porque compara os métodos avançados com os simplificados utilizados por ambos os autores.

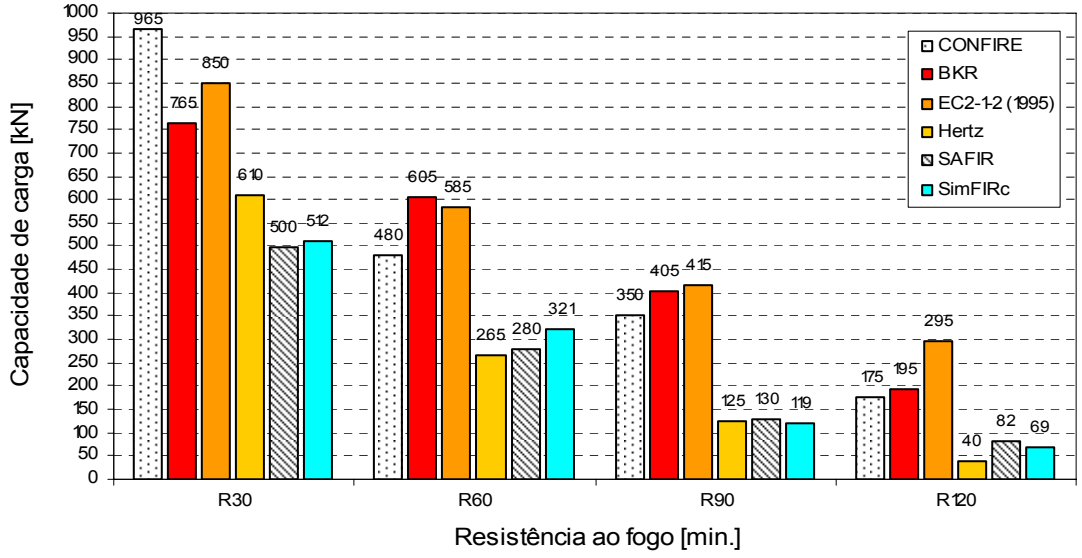
Complementarmente à Figura 8.11, estabeleceu-se o Quadro 8.3, em que se define a variação percentual da capacidade resistente dos pilares de 8m, com os três tipos de armaduras, tomando como base os resultados de SAFIR. Assim, naturalmente, a linha correspondente àquele cálculo apresenta apenas zeros.



a) 4 ϕ12



b) 4 ϕ16



c) 4 ϕ25

Fig. 8.11 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2 e *a*=4cm, utilizando métodos avançados e simplificados de cálculo (Rigberth, [4] e autor) considerando armaduras de 4 ϕ12 (a), 4 ϕ16 (b) e 4 ϕ25 (c).

Quadro 8.3 – Variação percentual dos resultados da capacidade de carga dos pilares de 8m de altura com os vários métodos tomando como referência os resultados do SAFIR.

%	4ϕ12				4ϕ16				4ϕ25			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**
CONFIRE	198	74	180	166	133	59	160	139	93	71	169	113
BKR	157	278	560	384	100	191	373	259	53	116	212	138
EC2-1-2 (1995)	157	226	400	728	167	250	427	509	70	109	219	260
Hertz	-5	-37	-30	-53	7	-25	-27	-46	22	-5	-4	-51
SAFIR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SimFIRc	-32	-21	-34	-41	-16	*1*	-13	-26	*2*	*15*	-8	-16

A seguir, conjugando as informações provenientes do Quadro 8.3 e Figura 8.11 tecem-se várias conclusões, nomeadamente:

(i) Os métodos simplificados utilizados por Rigberth, [4] dão resultados relativamente próximos do modelo CONFIRE para 30min e não conservativos para os instantes de 60, 90 e 120min. Exceptua-se sistematicamente o método de Hertz, cujos resultados são conservativos e bastante afastados do método avançado de cálculo por ele utilizado, CONFIRE;

(ii) O modelo SAFIR fornece valores francamente menores para a capacidade de carga dos pilares do que os valores obtidos pelo modelo CONFIRE;

(iii) O modelo simplificado SimFIRc fornece, para todas as situações de instante e independentemente das armaduras consideradas, valores muito próximos dos obtidos pelo método avançado de cálculo, SAFIR;

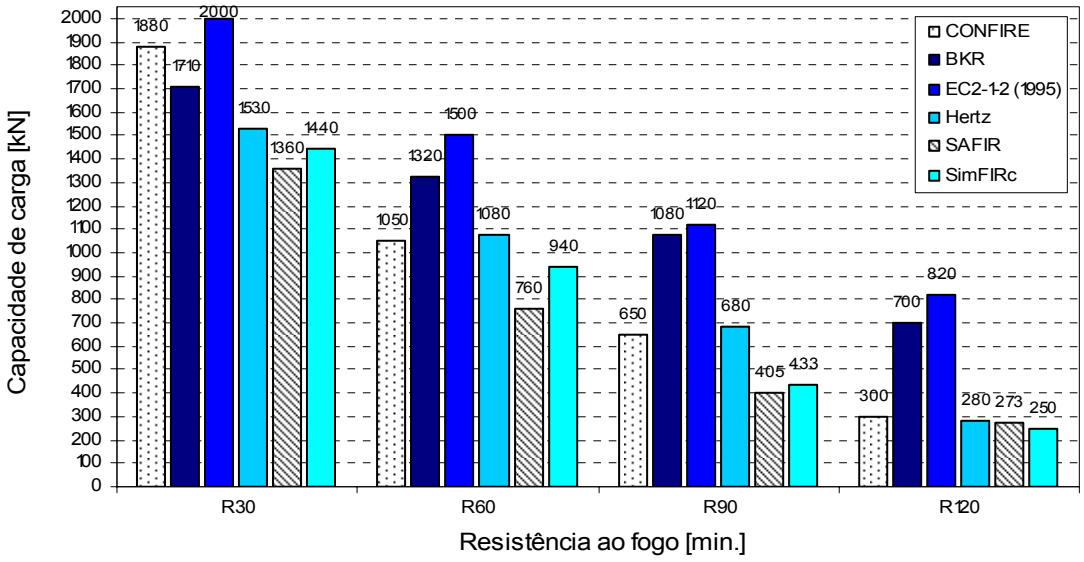
(iv) O método SimFIRc é conservativo praticamente em todas as situações destacando-se a vermelho, como se observa percentualmente no Quadro 8.3, as poucas situações em que tal não ocorre;

(v) O método de Hertz aproxima-se muito dos valores obtidos pelo SAFIR e SimFIRc, sendo sempre não conservativo para 30min e muito conservativo para 120min. Portanto apresenta um comportamento tendencial não acompanhando os resultados correspondentes aos da avaliação com o SAFIR;

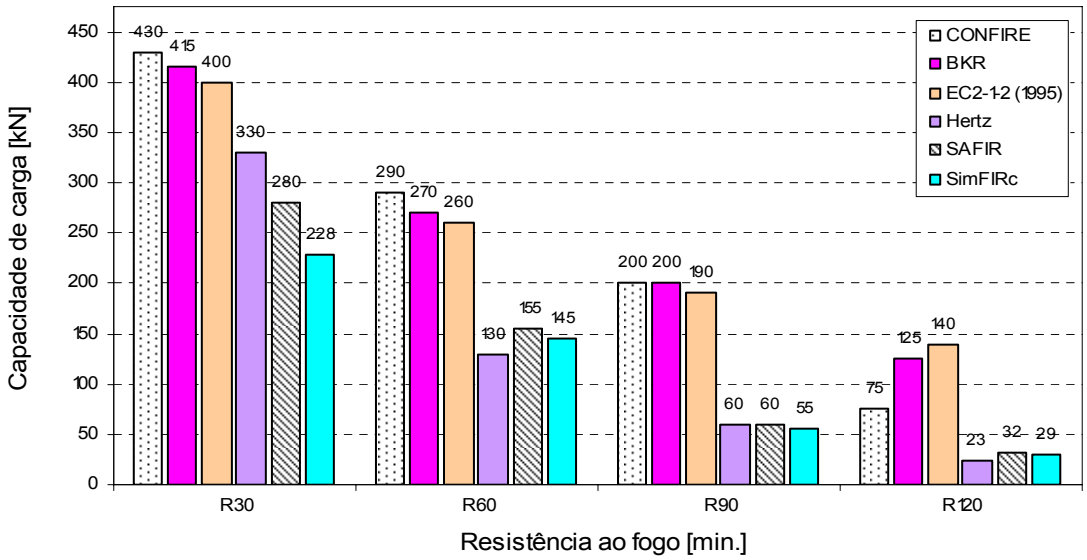
(vi) O método SimFIRc tem uma tendência de resultados, para distintos instantes de tempo que acompanha os obtidos pelo SAFIR;

(vii) As enormes variações dos resultados de Rigberth, [4] com as do autor, quer nos métodos avançados de cálculo, quer nos métodos simplificados, tendem a diminuir à medida que a secção é mais armada. Contudo, por exemplo, para os dois métodos (CONFIRE e EC2-1-2 (1995), [8]), percentagens de 198 e 728 que se tornam respectivamente para cada um daqueles métodos em 93 e 260, quando se aumenta a armadura na secção de 4ϕ12 para 4ϕ25, mostram que aqueles valores continuam a ser muito elevados (Quadro 8.3). Assim para, dentro dos melhores

resultados possíveis, se se aperceber as diferenças na qualidade dos resultados, quando se avaliou o efeito da altura do pilar, apresentaram-se as capacidades resistentes dos pilares de 4m e 8m apenas para a secção armada com 4ϕ25 (Figura 8.12).



a) 4m de altura.



a) 12m de altura.

Fig. 8.12 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min para pilares de betão armado, secção 0,3x0,3m^2, armaduras 4 ϕ25 e *a*=4cm, utilizando métodos avançados, (CONFIRE e SAFIR) e simplificados de cálculo (BKR, EC2-1-2, Hertz e SimFIRc) para 4m (a) e 12m (b) de altura.

Para o pilar de 4m de altura a esbelteza original do pilar no instante 0min é de 46, tornando-se no valor de 70 aos 120min. Para o pilar de 12m de altura a esbelteza do pilar no instante 0min é de 139, tornando-se no valor de 209 aos 120min.

Da observação das Figuras 8.12a) e b), correspondentes, respectivamente aos pilares de 4 e 8m de altura e com armaduras 4ϕ25 retiram-se as conclusões já anteriormente referidas, reforçando-se inclusive alguns aspectos que se referem:

(viii) O método de Hertz é não conservativo para pilares menos esbeltos;

(ix) Tal facto acontece também com o método SimFIRc, embora muito menos acentuado, sendo até, e apenas para os 120min, conservativo;

(x) Para o pilar de 12m de altura, os resultados de SimFIRc são sempre conservativos.

Igualmente aqui, complementarmente à Figura 8.12, estabeleceu-se no Quadro 8.4 a variação percentual da capacidade resistente dos pilares de 4m, 8m e 12m de altura com armaduras 4ϕ25, tomando-se como base os resultados dos cálculos com o SAFIR.

Quadro 8.4 – Variação percentual dos resultados da capacidade de carga dos pilares de 4, 8 e 12m de altura com os vários métodos tomando como referência os resultados do SAFIR.

4ϕ25	4m				8m				12m			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**
CONFIRE	38	38	60	10	93	71	169	113	54	87	233	134
BKR	26	74	167	156	53	116	212	138	48	74	233	291
EC2-1-2 (1995)	47	97	177	200	70	109	219	260	43	68	217	338
Hertz	13	42	68	3	22	-5	-4	-51	18	-16	0	-28
SAFIR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SimFIRc	*6*	*24*	*7*	-8	*2*	*15*	-8	-16	-19	-6	-8	-9

(xi) Mais uma vez aqui se confirma que o método SimFIRc é conservativo praticamente em todas as situações destacando-se a vermelho, como se observa percentualmente no Quadro 8.4, as poucas em que tal não ocorre, destacando-se para os pilares mais esbeltos.

8.2.4 - Análise de sensibilidade dos resultados com aspectos numéricos e Eurocódigos

À semelhança do parágrafo anterior, foi necessário aferir os resultados obtidos através das análises efectuadas, quer com o modelo SAFIR, quer com o modelo SimFIRc relativamente a parâmetros que se julgavam com maior ou menor influência nos resultados. Fizeram-se assim previamente, cálculos para se detectarem situações que não seriam consideradas nos cálculos subsequentes por não representarem uma influência significativa nos resultados. E, em contrapartida, aproveitaram-se aqueles cálculos para se tecerem considerações de coerência

no esforço de cálculo, de forma a que houvesse um equilíbrio lógico qualitativo e quantitativo dos resultados.

Os resultados são aqui apresentados genericamente através de três tipos de gráficos. Os diagramas de interacção *N-M*, delimitadores do domínio resistente dos pilares sujeitos a flexão composta. As curvas *N-M* correspondentes aos métodos simplificados (e a evolução do desenvolvimento dos mesmos), reproduzindo os efeitos de segunda ordem, a não linearidade geométrica para além da não linearidade material. O terceiro tipo de gráficos, dizem respeito à associação de ambas as curvas definidas nos tipos de gráficos anteriores, de forma a definir o domínio resistente do pilar e em particular, o ponto caracterizador da máxima capacidade resistente dos pilares (em termos de $N_{S,fi}$ e $N_{R,fi}$) para uma dada situação específica.

Através das associações das metodologias adoptadas sucessivamente no desenvolvimento do método com os melhores resultados alcançados (usando como referência os resultados obtidos com o SAFIR, tal como foi feito no parágrafo anterior), definiram-se aquelas que se tomaram como referência do método e que serviram de base para as restantes análises realizadas no parágrafo seguinte, 8.2.5.

Naquele parágrafo já se utiliza o método SimFIRc totalmente desenvolvido com o objectivo de se avaliar a qualidade dos resultados, ou seja o efeito da aplicação deste método perante a variação de algumas considerações estruturais. O objectivo é o de avaliar, tanto quanto possível, os limites possíveis de aplicação do método simplificado na caracterização da resistência ao fogo de pilares.

8.2.4.1 - Avaliação dos métodos simplificados - Método da Rigidez Nominal e Método da Curvatura Nominal

Tal como se referiu, o método simplificado sugerido pela EN 1992-1-2, [1] para fazer a análise da resistência ao fogo dos pilares é o método da curvatura nominal. Como os resultados deste método diferiram significativamente dos obtidos com o modelo SAFIR (método avançado de cálculo) optou-se pela definição dum método alternativo designado por SimFIRc e baseado no método da rigidez nominal. Assim, a avaliação qualitativa dos três métodos vai ser realizada de forma a justificar a escolha pelo último, aliás cujos resultados já foram apresentados no parágrafo anterior. Assim, a terminologia utilizada nas figuras (Figura 8.14) será a de considerar as letras “C1” para o método simplificado C.1 baseado no método da curvatura nominal e as letras “C2” para o método simplificado C.2 baseado no método da rigidez nominal. Tal escolha deve-se à EN 1992-1-2, [1] já considerar os métodos simplificados *A* e *B*.

A seguir explica-se a terminologia atribuída aos cálculos e que é referenciada nas figuras que se seguem. $C_{i,j_}\varphi_{ef_t}$ tem o seguinte significado:

C – Correspondente ao método simplificado de cálculo, C na sequência aos dois métodos simplificados de cálculo referenciados anteriormente por A e B;

$_i$ – Primeiro índice : toma o valor 1 ou 2 consoante a metodologia de cálculo seja respectivamente o método da curvatura nominal ou da rigidez nominal:

$_j$ – Segundo índice: toma o valor 1, 2 ou 3 consoante a metodologia utilizada no cálculo do módulo de deformabilidade do betão indicada no parágrafo 4.3.3.2 do Capítulo 4.

φ_{ef} – O coeficiente de fluência pode tomar um dos três seguintes valores: 0; 0,7 e 1,4.

t – Corresponde ao instante da análise, normalmente 30, 60, 90 e 120min.

Na Figura 8.13 apresenta-se como exemplo, aqui considerado de base, o domínio resistente em flexão composta de uma secção de betão com 0,30x0,30 m^2 e quatro varões de 16mm com o seu centro a quatro centímetros das faces sujeitas ao incêndio padrão ISO 834 para os instantes de 30, 60, 90 e 120min. Tais curvas são o resultado do equilíbrio obtido através das equações (4.1) e (4.2) apresentadas no Capítulo 4. São calculadas para cada instante tendo em conta as alterações das características mecânicas do betão e do aço e a espessura degradada do betão. Observa-se uma perturbação em todas as curvas, neste caso perto do valor de $N_{R,fi}$ = 100kN. Esta perturbação deve-se ao critério da EN 1992-1-2, [1] considerar duas curvas diferentes para o parâmetro redutor da tensão de cedência do aço em função da temperatura, $K_s(\theta)$ quando as armaduras têm extensões $\varepsilon_s>0,02$ ou $\varepsilon_s\leq 0,02$ (Anexo 2).

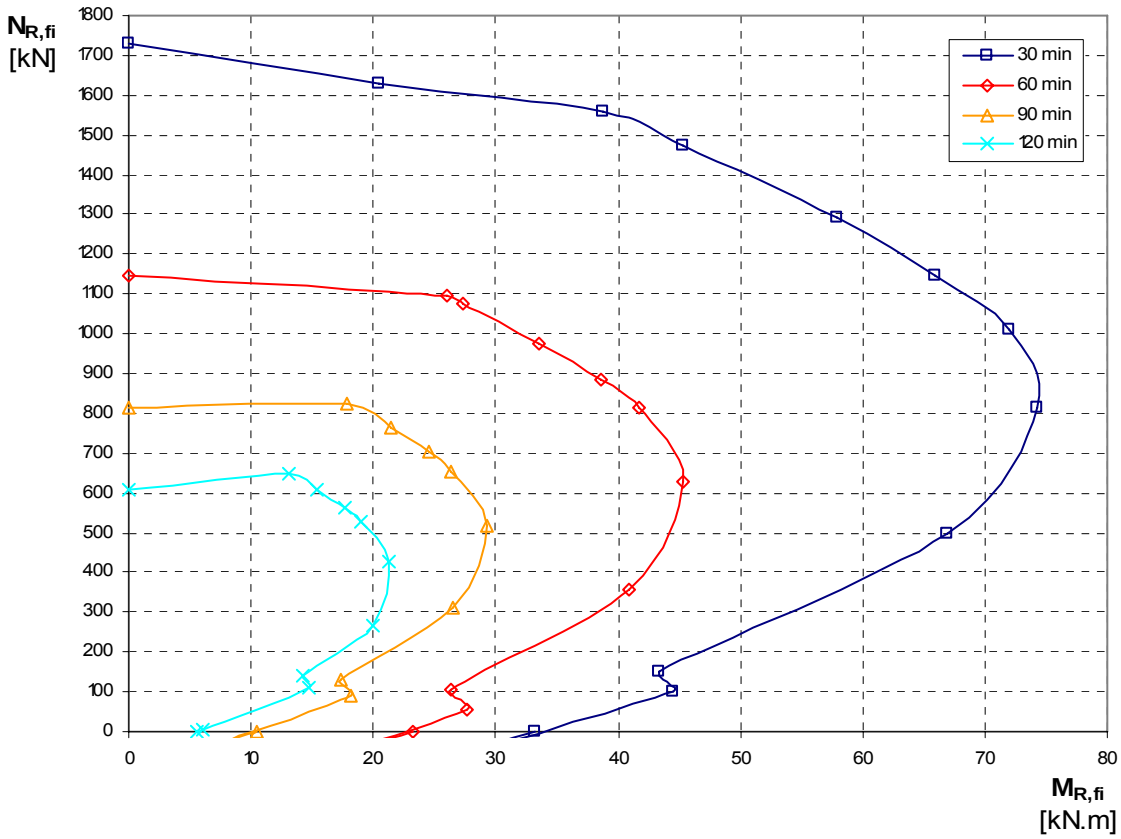
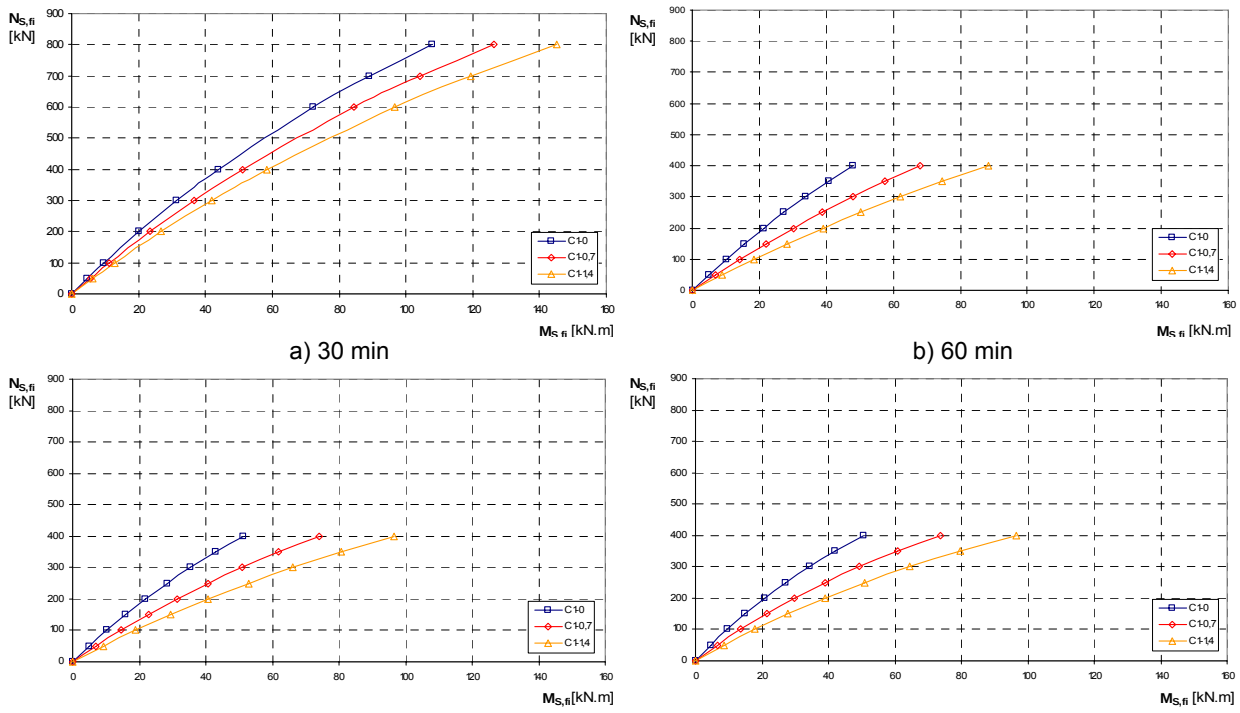


Fig. 8.13 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Secção de um pilar de betão armado de 0,3x0,3 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834.

Observa-se na Figura 8.13 uma diminuição acentuada do domínio definido por cada curva com o tempo quando a secção é cada vez mais solicitada termicamente. Observa-se igualmente que, quando a secção se encontra uniformemente à compressão, a capacidade resistente axial tende a diminuir com o tempo quando comparada com o valor alcançado daquela em flexão composta. Tal facto deve-se à consideração de uma extensão máxima para o betão de 0,002 quando totalmente à compressão (alternativamente à situação geral 0,0035). E ainda conjugado com a diminuição mais acentuada da resistência do aço à compressão com a temperatura (em relação à menor diminuição quando ε_s>*0,02*). Estes factores fazem com que não se consiga alcançar nas armaduras a mobilização da tensão de tracção equivalente à tensão de compressão mobilizável no betão.



a) 30 min b) 60 min

c) 90 min d) 120 min

Fig. 8.14 – Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da curvatura nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4.

Apresenta-se na Figura 8.14 as curvas resultantes da aplicação da expressão (4.8) definida no Capítulo 4 para o método da curvatura nominal. Na legenda, "C1" traduz a obtenção das curvas com o método simplificado C.1 (método da curvatura nominal) e "_0" representa o valor de coeficiente de fluência, φ_{ef} . Observa-se uma muito pequena variabilidade das curvas em função do tempo, ou seja, pouco influenciadas pela redução das características materiais à medida que a temperatura se eleva. Aliás teceram-se algumas considerações teóricas de forma a alterar o cálculo de algumas expressões necessárias ao cálculo daquela expressão (4.8) como se apresenta no Capítulo 4, para eventualmente, afinar o modelo:

(i) Assim, no cálculo de n_{bal} na expressão (4.11) teve-se o cuidado de iterativamente observar qual o momento flector máximo mobilizável na secção pela consulta da Figura 8.13;

(ii) A expressão (4.11) tem o denominador trocado com o numerador, para que seja possível àquele parâmetro ser inferior a 1;

(iii) Na expressão (4.17) substitui-se λ pela relação de esbelteza l_o/h pois a ordem de grandeza das três parcelas não são compatíveis. E, naturalmente pela imposição do limite >1 na expressão (4.12), não faz sentido o parâmetro β tomar sistematicamente valores negativos.

Contudo, tais alterações mostraram-se infrutíferas, resultando curvas semelhantes às obtidas anteriormente (Figura 8.14).

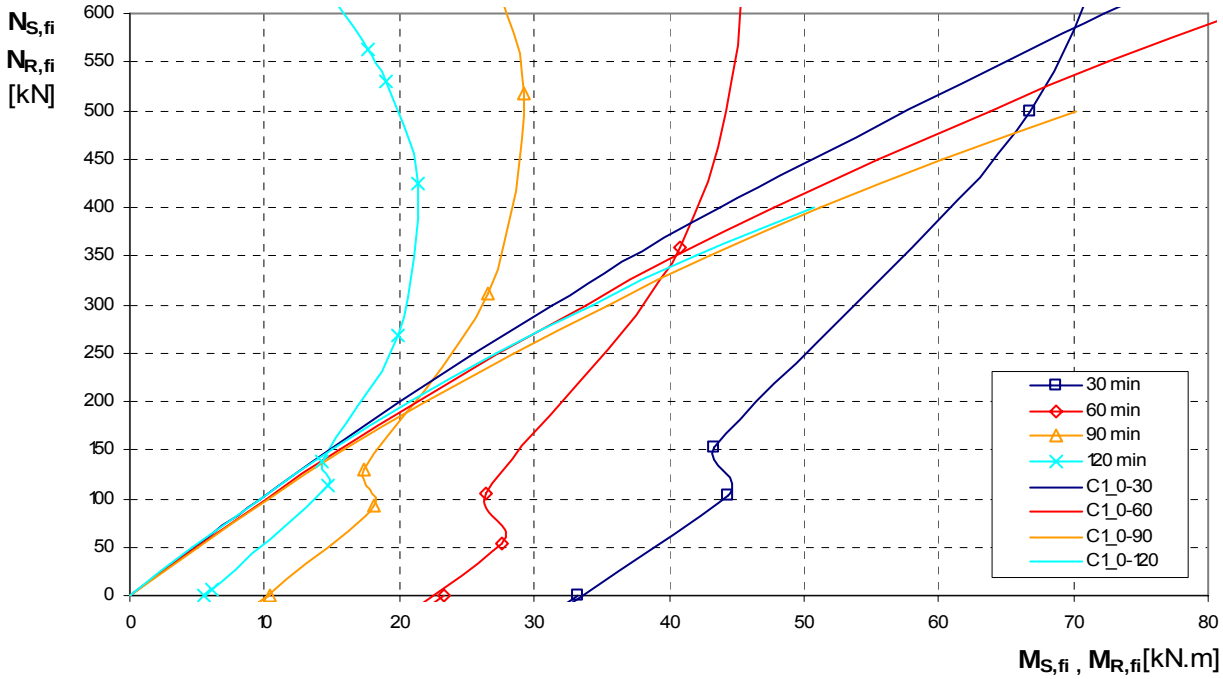


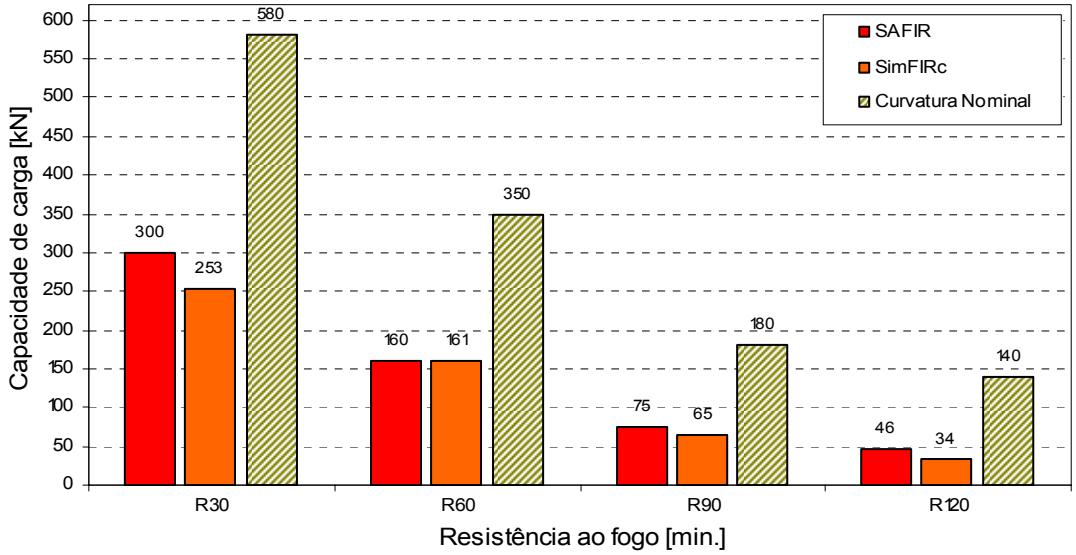
Fig. 8.15 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da curvatura nominal.

Da Figura 8.14, tomaram-se as curvas não influenciadas pela fluência (φ_{ef} =0) e sobrepuseram-se às curvas obtidas na Figura 8.13 resultando a Figura 8.15. Nesta figura 8.15, cada intersecção de cada conjunto de duas curvas, para cada instante, representa a máxima capacidade de carga do pilar em flexão composta. O que se fez, foi, comparar estes resultados com os obtidos com SAFIR e com o método da rigidez nominal (o método por fim adoptado em SimFIRc e cuja afinação desse método se mostrará mais à frente).

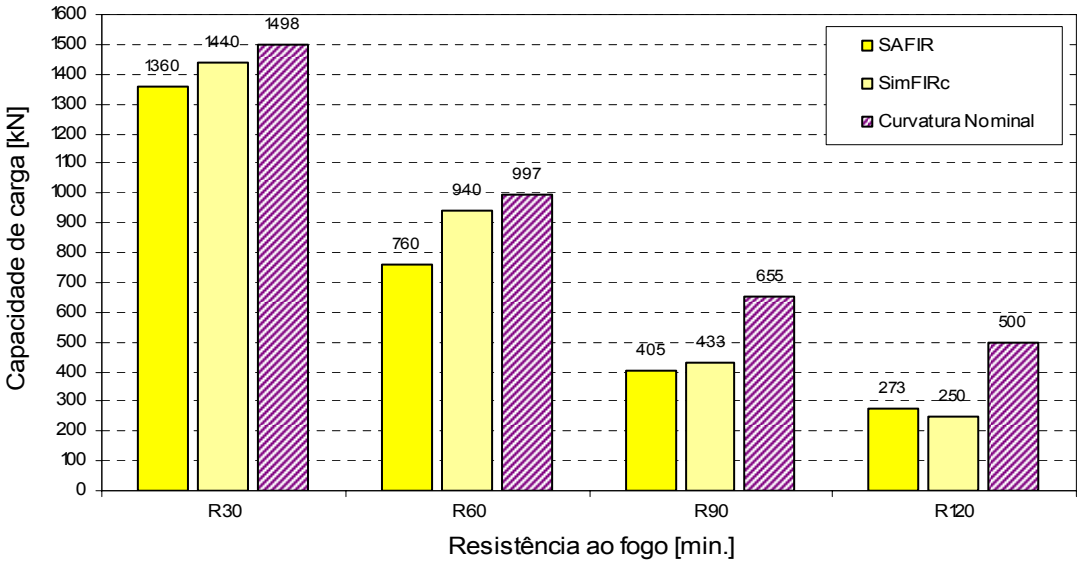
Assim, obtida a capacidade resistente do pilar para os vários instantes considerados numa situação de incêndio e conhecidos que são já (Figuras 8.11b e 8.12b - embora avaliados posteriormente no parágrafo 8.2.5.1), os valores para os mesmos exemplos do método

avançado de cálculo (SAFIR) e do método simplificado desenvolvido pelo autor (SimFIRc) representa-se na Figura 8.16 os três resultados de iguais métodos utilizados, para pilares de 8 e 4m de altura.

Aplicou-se portanto o método da curvatura nominal também ao pilar de 4m de altura. Neste caso, teve-se contudo o cuidado de considerar armaduras de 25mm de forma a não entrar com as considerações para o cálculo de β referidas anteriormente e assim avaliar a qualidade dos resultados sem a influência daquela alteração.



a) 8m de altura e 4 ϕ16



b) 4m de altura e 4 ϕ25

Fig. 8.16 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min para pilares de betão armado, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm, utilizando métodos avançados e simplificados de cálculo (método da curvatura nominal e método da rigidez nominal – SimFIRc) para pilares com 8m de altura e 4 ϕ16 (a), e com 4m de altura e 4 ϕ25 (b).

Assim, na Figura 8.17, equivalente à Figura 8.15, na qual tomaram-se igualmente as curvas não influenciadas pela fluência (φ_{ef} =0), cada intersecção de cada conjunto de duas curvas,

para cada instante, representa a máxima capacidade de carga do pilar de 4m em flexão composta. Os fracos resultados são igualmente apresentados no Quadro 8.5 sendo a representação gráfica apresentada na Figura 8.17. Não há qualquer coerência e acompanhamento dos resultados ao longo do tempo pelo que se abandona esta metodologia. Prevalecerá o método SimFIRc, baseado no método da rigidez nominal.

Enquanto que na Figura 8.16 permite-se fazer as análises finais das capacidades resistentes dos pilares com os três métodos considerados, no Quadro 8.5 faz-se a comparação percentual dos resultados considerando, mais uma vez, os resultados de SAFIR como valores de base.

Constata-se claramente que o método agora em avaliação, método da curvatura nominal, dá maus resultados. Em situação alguma aqueles valores são conservativos quando comparando com SAFIR (valores a vermelho no Quadro 8.5).

Naturalmente que a partir do próximo parágrafo, apenas se fizeram cálculos considerando o método da rigidez nominal. A busca da melhor metodologia, tendo em consideração os vários parâmetros de cálculo, foi totalmente direccionada para aquele método.

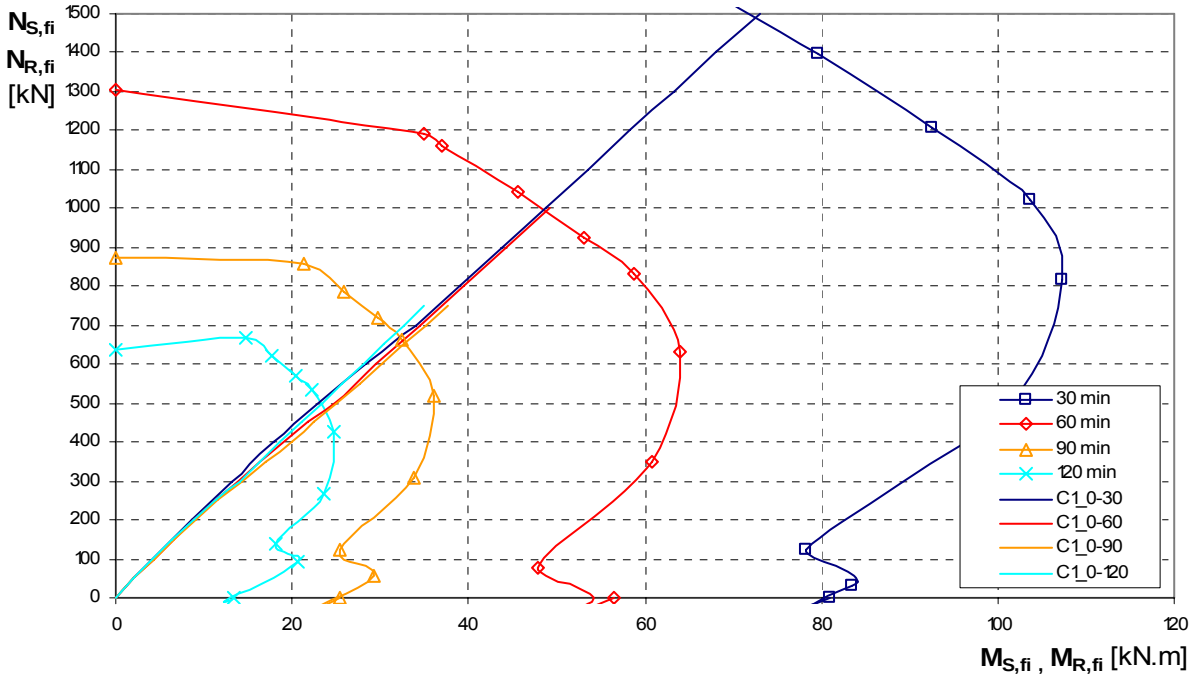


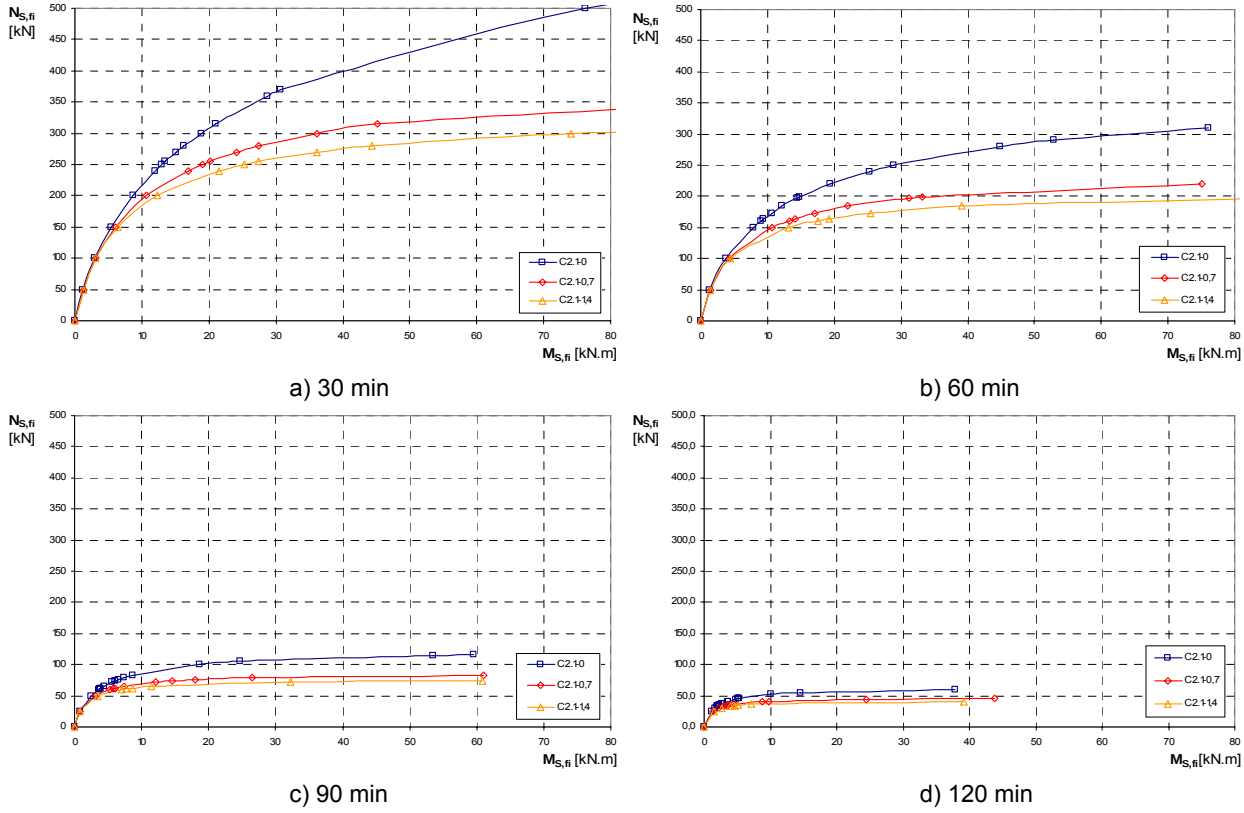
Fig. 8.17 – Capacidade de carga do pilar com 4m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da curvatura nominal.

Quadro 8.5 – Variação percentual da resistência - Métodos simplificados e SAFIR.

	4m - 4ϕ25				8m - 4ϕ16			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0	0	0	0	0
SimFIRc	*6*	*24*	*7*	-8	-16	*1*	-13	-26
M. Curvatura	10	31	62	83	93	119	140	204

8.2.4.2 – Avaliação do efeito do módulo de elasticidade e da fluência do betão

Neste parágrafo foi feito o estudo da importância dos valores calculados para o módulo de elasticidade e o da consideração de diferentes valores do coeficiente de fluência do betão no cálculo da resistência ao fogo de pilares. Este estudo foi realizado de forma conjunta por existir uma certa dependência entre aqueles dois parâmetros. Como se referiu no início do Capítulo e como reflexo das orientações da EN 1992-1-2, [1], aliás patentes nos cálculos iniciais realizados sem essa consideração, a importância da flexibilidade do betão é fulcral na obtenção de bons resultados.



a) 30 min b) 60 min

c) 90 min d) 120 min

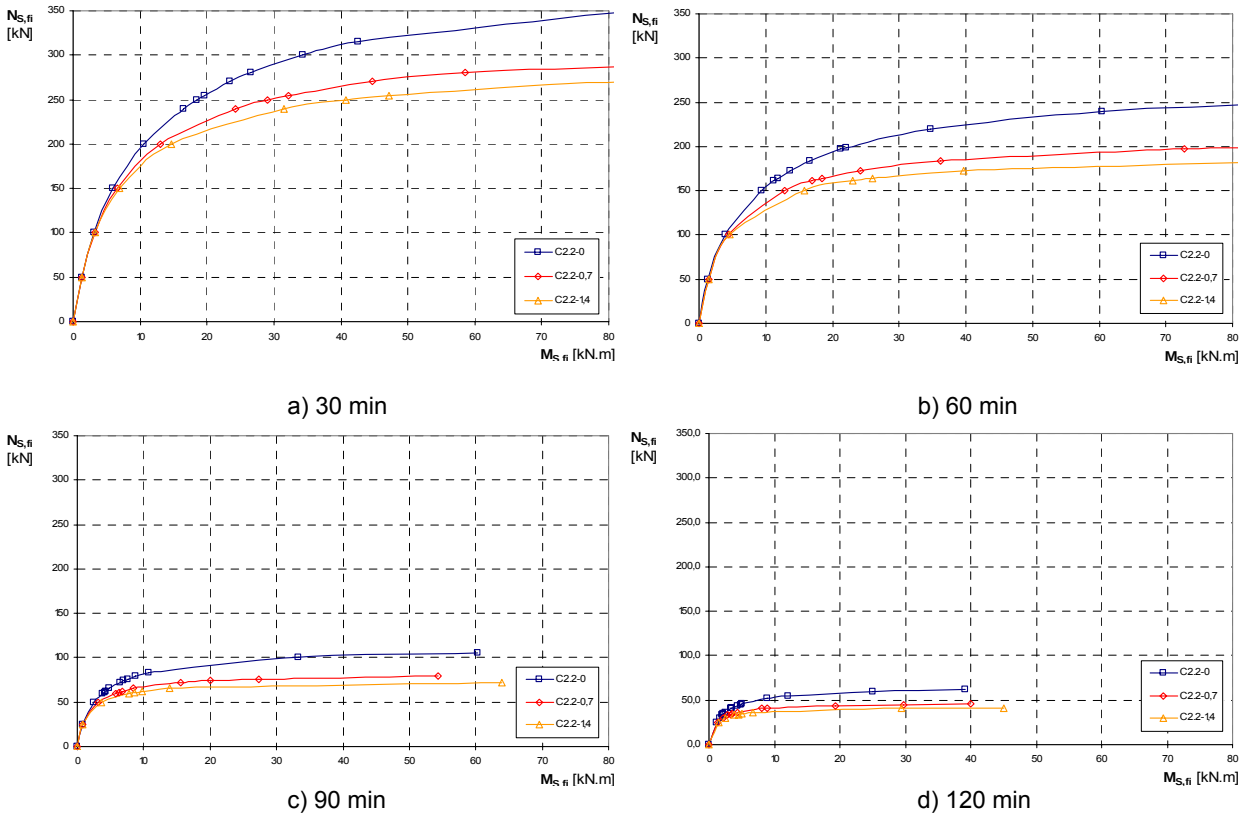
Fig. 8.18 – Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 1 de cálculo de E_{cd}.

Relativamente ao cálculo do módulo de elasticidade, optou-se pela metodologia referida no Capítulo 4 (parágrafo 4.3.3.2). Os métodos correspondentes designados por 1º, 2º e 3º são progressivamente mais complexos e precisos no que se refere à avaliação de E_{cd}. Calculou-se então a parcela $E_{cd}I_c$ através de três procedimentos para averiguar o efeito no resultado final:

i) Metodologia 1 - Tirou-se partido da sinergia de cálculo, considerando o valor médio de $K_c(\theta_m)$ da parede equivalente para a totalidade de betão interior à linha definida por a_z;

ii) Metodologia 2 - Calculou-se o *E* para cada uma das seis zonas através do procedimento referido na EN 1992-1-2, [1] em B.3.1: $(EI)_z = [K_c(\theta_i)]^2 \cdot E_c \cdot I_z$ conhecendo a temperatura média de cada zona e o respectivo $K_c(\theta_i)$;

iii) Metodologia 3 -Foi calculado o valor de E_{cd} através do diagrama de tensão-extensão do betão para cada temperatura de cada zona utilizando o procedimento indicado em 3.1.5 da EN 1992-1-1, [2].



a) 30 min b) 60 min

c) 90 min d) 120 min

Fig. 8.19 – Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 2 de cálculo de E_{cd}.

Utilizando as três metodologias de cálculo de E_{cd}, e aplicando esse valor ao método da rigidez nominal (método simplificado C.2 – o método adoptado) obtiveram-se as curvas resultantes da aplicação das expressões definidas em 4.3.3.2 no Capítulo 4. Apresentam-se nas Figuras 8.18, 8.19 e 8.20 as curvas, considerando sempre três valores para o coeficiente de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4, correspondentes respectivamente a cada uma das três abordagens no cálculo de E_{cd}. Assim, nas figuras o segundo índice numérico especifica a metodologia do cálculo de E_{cd}.

Como se pode constatar da observação do conjunto das três Figuras 8.16, 8.17 e 8.18, à medida que o cálculo de E_{cd} é mais rigoroso, menor é a influência do efeito de fluência. As curvas para distintos valores de φ_{ef} tendem a aproximar-se, evidenciando-se sobretudo na metodologia 3 do cálculo de E_{cd} (Figura 8.20). Verifica-se igualmente que os valores de E_{cd} são cada vez menores à medida que se refina o cálculo pelo que a influência na diminuição da

rigidez do pilar se faz repercutir nas curvas em valores de $N_{Sd,fi}$ cada vez menores para o mesmo $M_{Sd,fi}$ mobilizado.

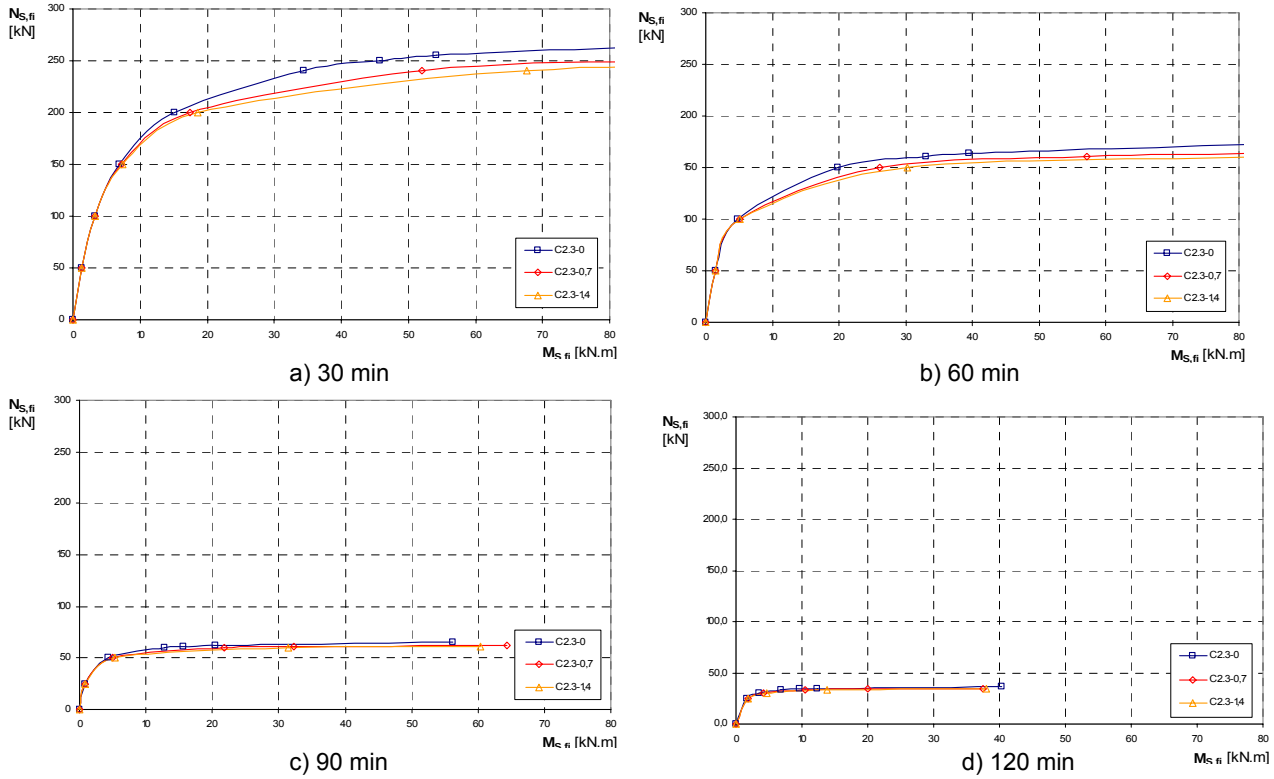


Fig. 8.20 – Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 3 de cálculo de E_{cd}.

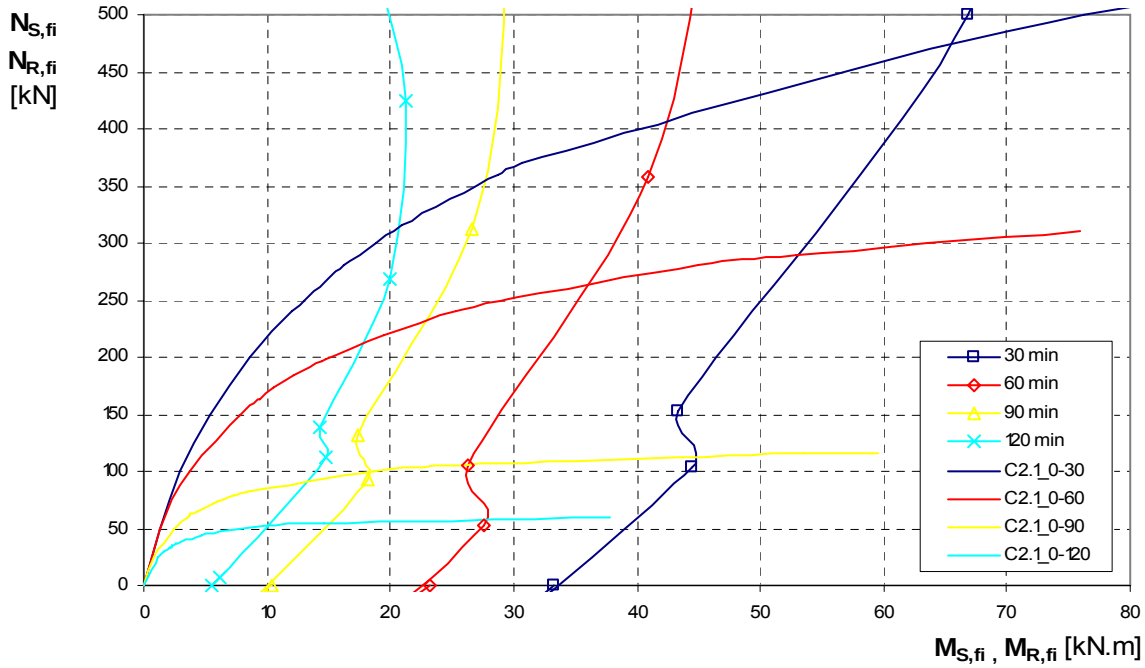


Fig. 8.21 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}).

Das Figuras 8.18 a 8.20, tomaram-se apenas as curvas para φ_{ef} = 0 e sobrepuseram-se às curvas obtidas na Figura 8.13. Obtiveram-se como resultado, respectivamente, as Figuras 8.21, 8.22 e 8.23.

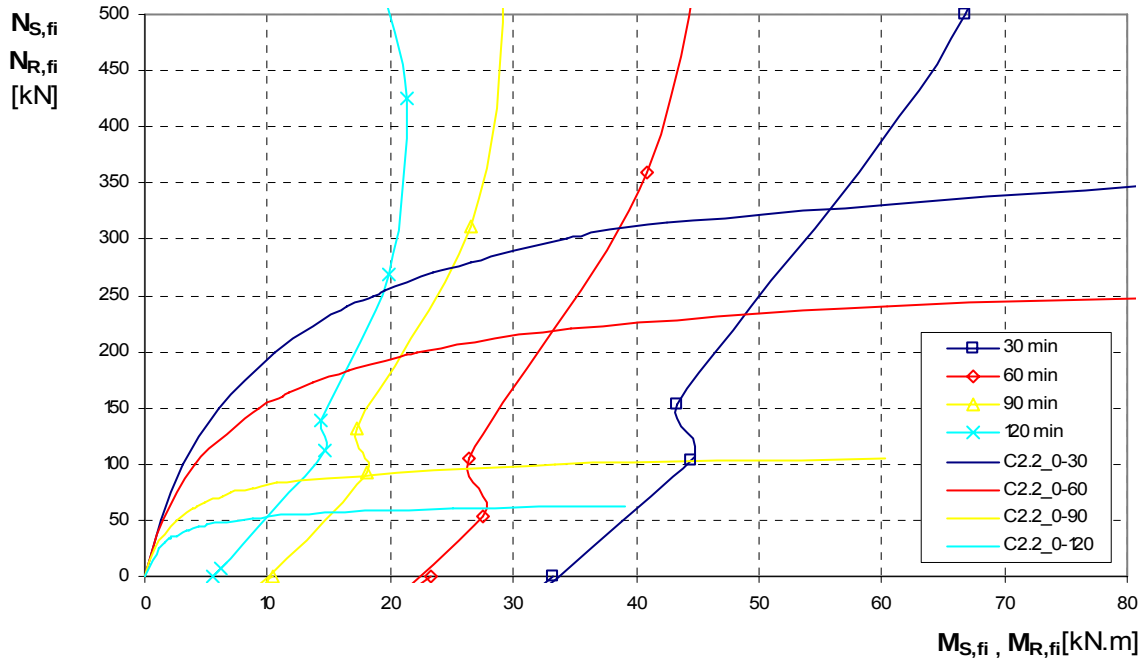


Fig. 8.22 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 2 de cálculo de E_{cd}).

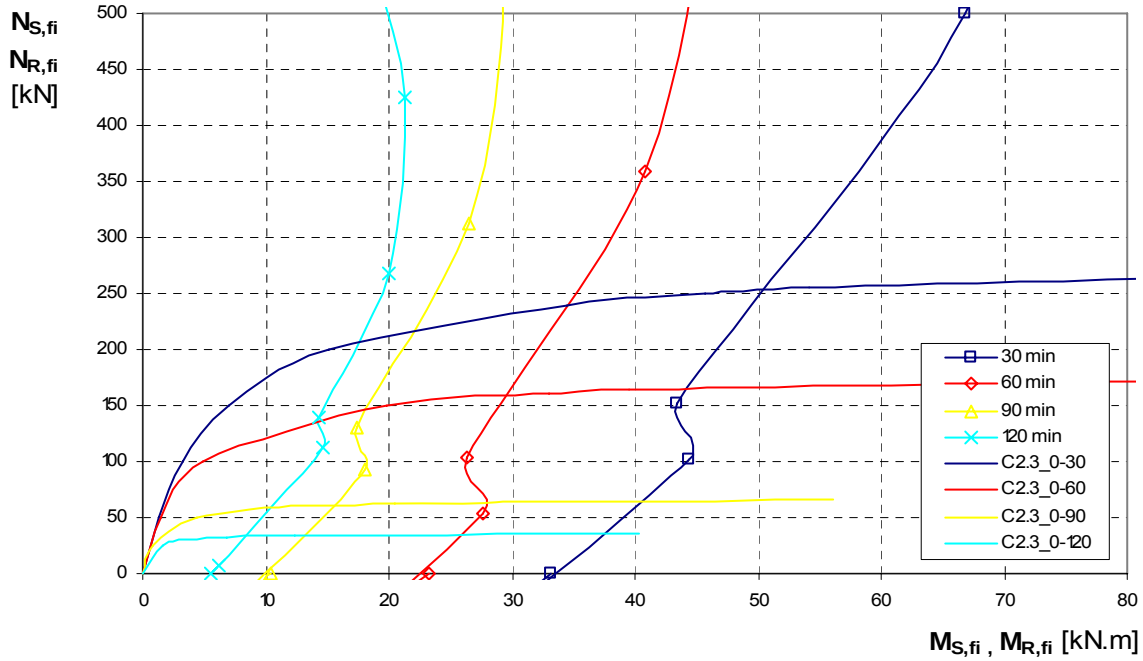


Fig. 8.23 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 3 de cálculo de E_{cd}).

Comparando os resultados correspondentes às intersecções das curvas para cada instante, e confrontando com os resultados obtidos com SAFIR (apresentados na Figura 8.11b), verifica-se que a metodologia 3 do cálculo de E_{cd} é aquela que fornece melhores resultados (Figura 8.27), sem que isso acarrete qualquer esforço adicional no cálculo final. A partir deste ponto, então utilizar-se-á sempre aquela metodologia. No entanto, para ganhar sensibilidade à importância deste factor e simultaneamente fornecer robustez àquela decisão, realizaram-se os cálculos equivalentes àquele pilar substituindo as armaduras de 16mm por 25mm.Os resultados são expostos nas Figuras 8.24 a 8.26.

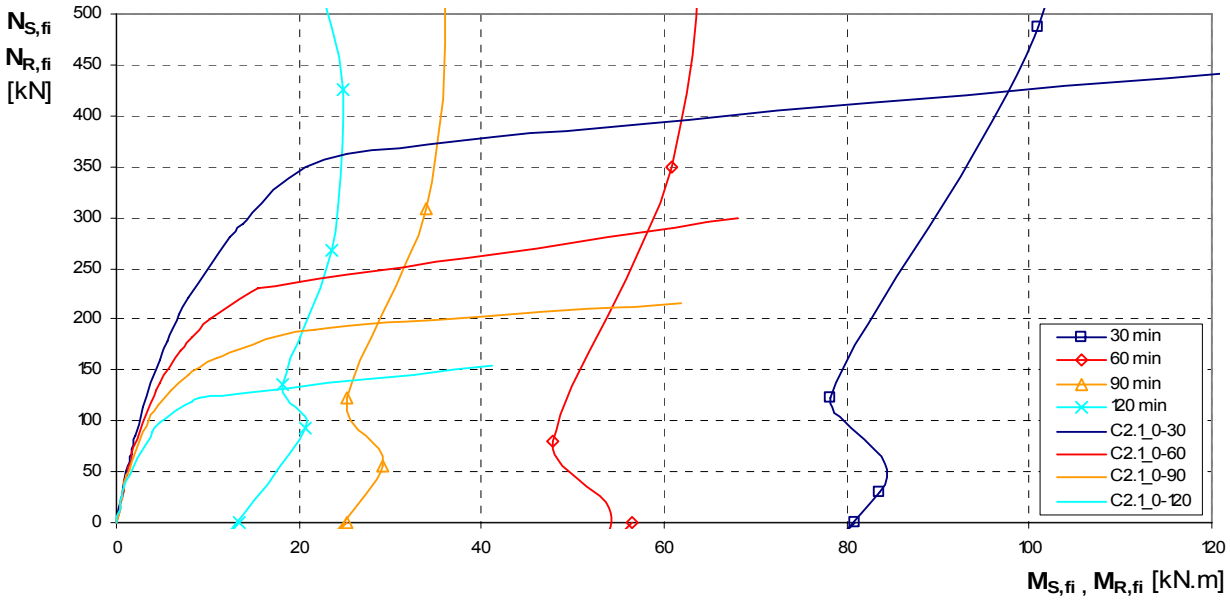


Fig. 8.24 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}).

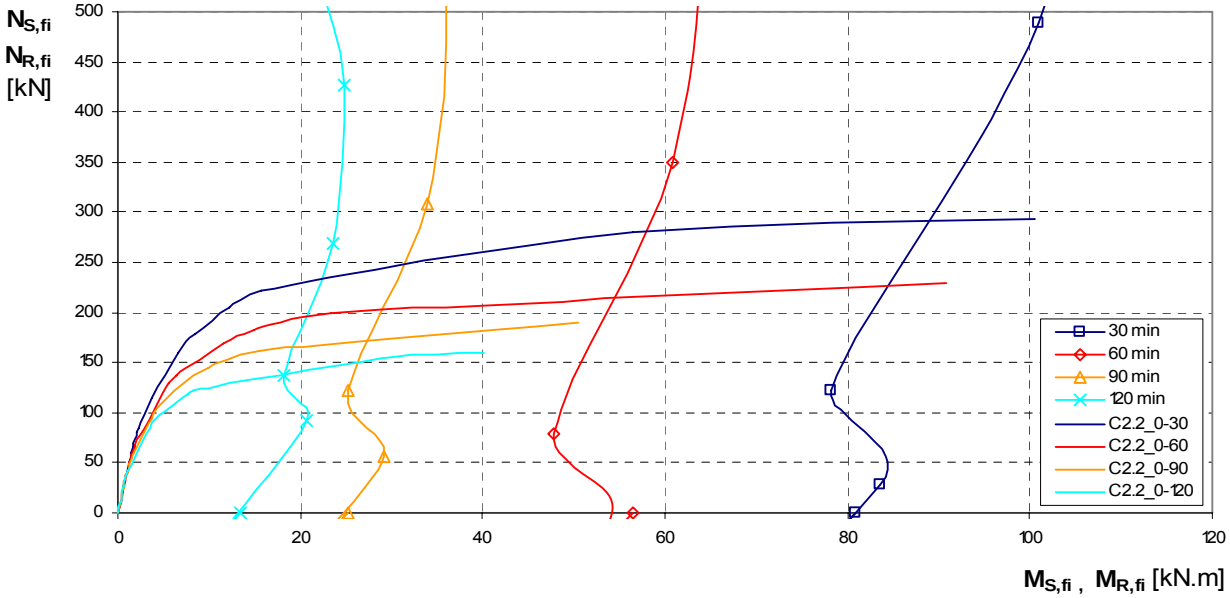


Fig. 8.25 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 2 de cálculo de E_{cd}).

Comparando os resultados correspondentes às intersecções das curvas para cada instante, e confrontando com os resultados obtidos com SAFIR (apresentados na Figura 8.12a), verifica-se que a metodologia 3 do cálculo de E_{cd} (Figura 8.28) não é aquela que fornece os melhores resultados, explicitando a seguir a justificação para tal resultado.

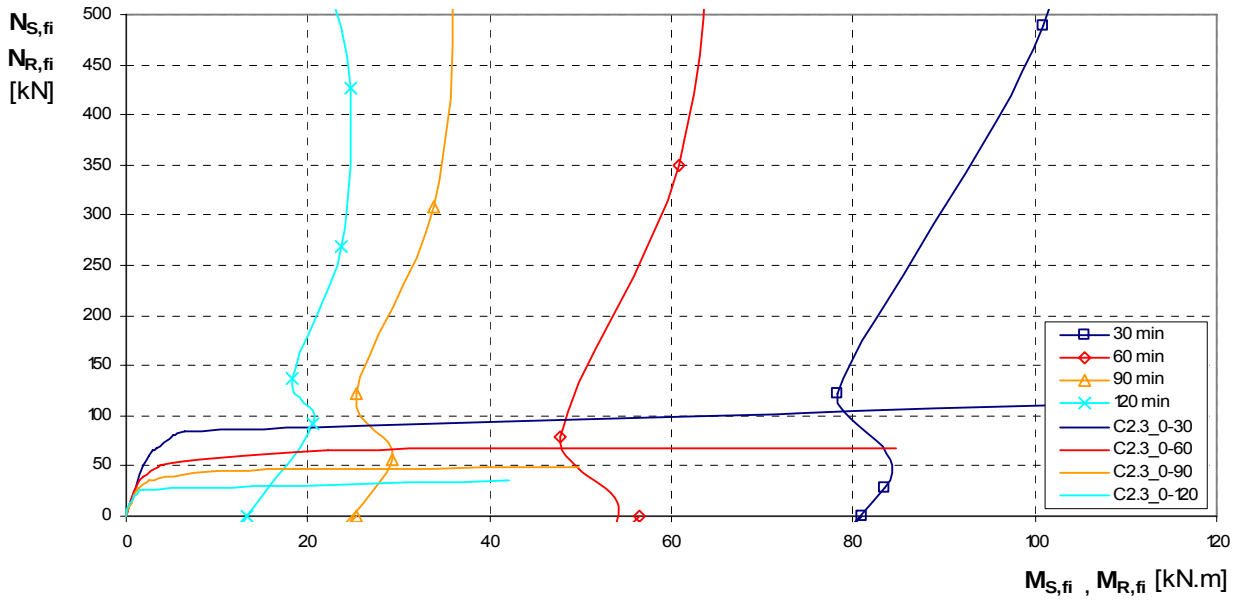


Fig. 8.26 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 3 de cálculo de E_{cd}).

Para pilares com armaduras de ϕ25 concluiu-se que a metodologia 3 dá valores francamente maus, embora conservativos. Tal, deve-se ao facto das expressões definidas na EN 1992-1-2, [1] tal como se apresentam no parágrafo 4.3.3.2 deixarem de fazer sentido para valores de $\rho>0{,}08$ pois a contribuição do aço no cálculo de $E_{cd}I$ global da secção passa a ser nula. Aqui foi introduzida pelo autor uma abordagem distinta também apresentada em 4.3.3.2 e cujos resultados são os apresentados em 8.2.4.1. Refira-se que a metodologia considerada no Capítulo 4 corresponde a manter a metodologia do cálculo de $K_s(\theta)$ e $K_c(\theta)$ embora adoptando uma variação linear no cálculo de $K_s(\theta)$ desde o valor 1, para $\rho=0{,}08$, até ao valor 0, quando $\rho=0{,}08$. Mantém-se contudo a adopção da 3ª via no cálculo de E_{cd}. Assim, na Figura 8.27 aparece mais uma coluna, a que considera o modelo final de SinFIRc incluindo esta consideração para o cálculo de $K_s(\theta)$ e $K_c(\theta)$.

A comparação dos resultados é amplamente evidenciada nas Figura 8.27 e 8.28 para pilares de 8m de altura e armaduras de 16 e 25mm. Cada uma das figuras apresenta os valores obtidos da capacidade de carga do pilar, para as três metodologias de cálculo de E_{cd}. Ou mais concretamente E_{cd} I_c. E confronta-se com os resultados obtidos com o SAFIR. Nestas figuras teve-se o cuidado de colocar as abordagens com melhores resultados ao lado das colunas representativas do cálculo com o SAFIR, evidenciando dessa forma a proximidade dos resultados através dos métodos avançado e simplificado de cálculo na definição da resistência

ao fogo dos pilares. Os aspectos quantitativos e relativos ao conservadorismo do método adoptado são evidenciados em termos de percentagens no Quadro 8.6.

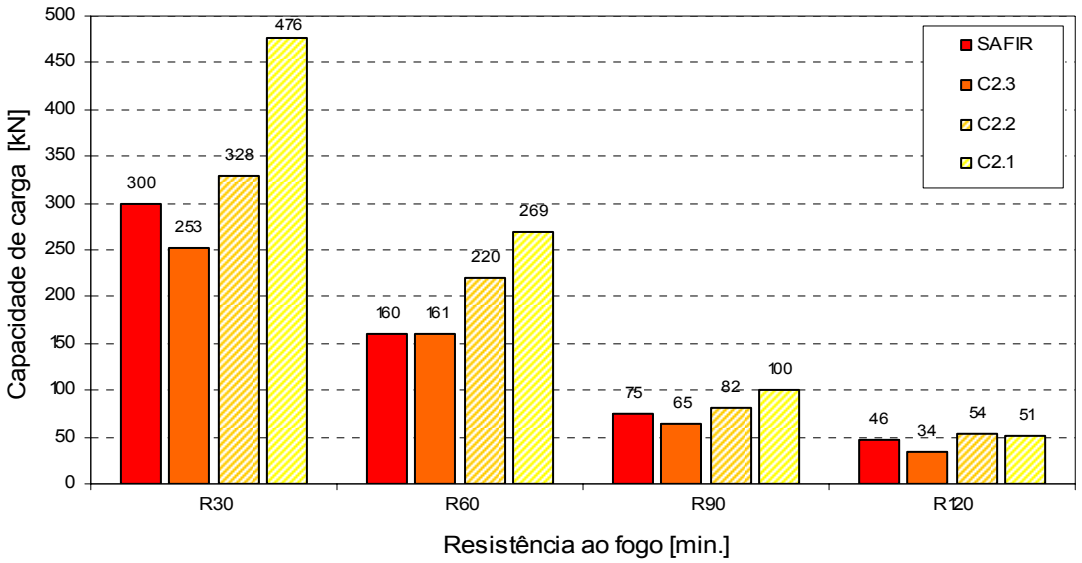


Fig. 8.27 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e 4 ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (método da rigidez nominal para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}).

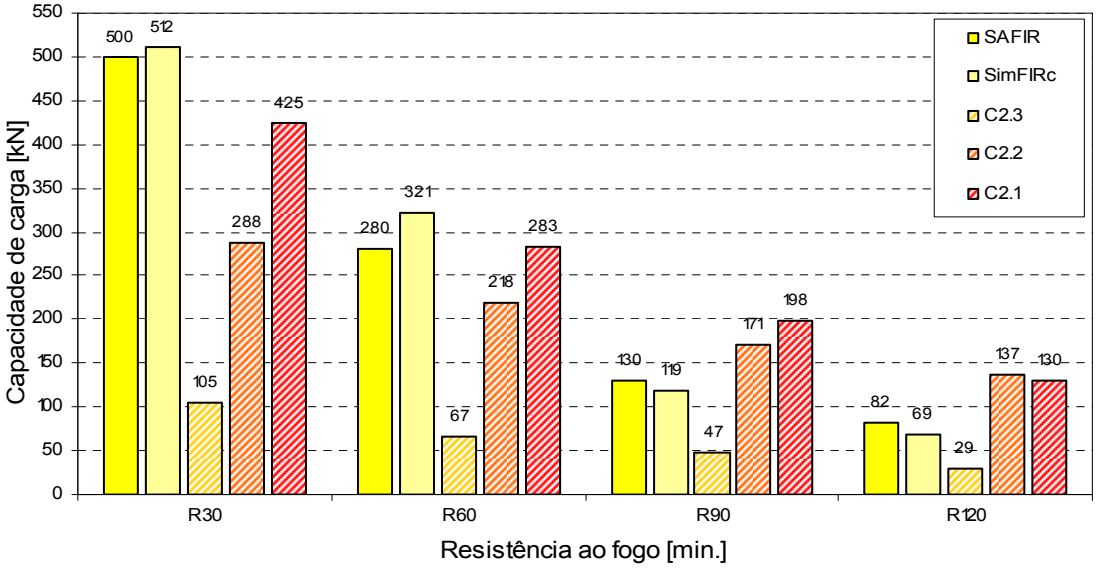


Fig. 8.28 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e 4 ϕ25 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (método da rigidez nominal para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}).

Quadro 8.6 – Variação percentual da capacidade de carga - Métodos simplificados e SAFIR.

%	8m de altura - 4ϕ16				8m de altura - 4ϕ25			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0	0	0	0	0
SimFIRc	-16	*1*	-13	-26	2	15	-8	-16
Metodologia 3 E_{cd}	-16	*1*	-13	-26	*-79*	*-76*	*-64*	*-65*
Metodologia 2 E_{cd}	*9*	*38*	*9*	*17*	-42	-22	32	67
Metodologia 1 E_{cd}	*59*	*68*	*33*	*11*	-15	1	52	59

Da observação das Figuras 8.27 e 8.28, juntamente com a avaliação percentual da variação dos resultados face ao SAFIR apresentada no Quadro 8.6, duas grandes conclusões se podem tirar:

(i) Para pilares com ϕ16 - Conclui-se que os valores são sempre não conservativos quando se adopta a metodologia 1 ou 2 no cálculo de E_{cd}. Daqui se conclui que o esforço desenvolvido para a determinação de E_{cd} foi compensador pelo que a metodologia de cálculo designada por 3 passa a ser sempre considerada em todos os futuros cálculos;

(ii) Para pilares com ϕ25 - Conclui-se que a metodologia 3 dá valores francamente maus embora conservativos, e por serem assim tão maus são representados a azul no Quadro 8.6. A correcção ao cálculo já foi explicada, resultando valores francamente bons, também para as armaduras de 25mm (SimFIRc).

8.2.4.3 - Avaliação do efeito de vários parâmetros no método da rigidez nominal

Utilizando ainda o exemplo de base de um pilar com 8m de altura, secção de betão com 0,3x0,3m^2 e quatro varões de 16mm colocados com o seu eixo a uma distância de quatro centímetros das faces aquecidas, avaliaram-se através da comparação dos resultados, os efeitos da consideração da alteração de vários parâmetros na obtenção dos diagramas de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para a determinação da capacidade resistente. O objectivo foi o de verificar se a simplificação de alguns aspectos conduzia a resultados qualitativamente equivalentes ou não. Ou seja, se ao fazer um esforço no aproveitamento das metodologias existentes e preconizadas no Eurocódigo, tal como se fez para o desenvolvimento do modelo desenvolvido (SimFIRc) mas agora simplificando ainda mais, se obtêm bons resultados em termos de resistência ao fogo. O objectivo foi o de avaliar as medidas e metodologias de forma a se obter o esforço mínimo necessário para obtenção de bons resultados. Assim, estabeleceram-se cálculos para aferição cujos resultados a seguir se apresentam.

A primeira avaliação qualitativa dos resultados foi a de se verificar a importância da consideração de duas leis de variação com a temperatura dos valores de $K_s(\theta)$ como indica a EN 1992-1-2, [1] para, respectivamente, extensões do aço maiores ou menores que 2%. Alternativamente, consideraram-se as mesmas leis de variação para $K_s(\theta)$ mas alterando o intervalo de validade de extensões no aço para cada uma. O valor 0% das extensões no aço, isto é sujeito a tracções ou compressões, é que condicionou a utilização de cada uma das leis de $K_s(\theta)$ com a temperatura.

Apresenta-se o resultado no Anexo 3 (Figura A3.1). Verifica-se que tal consideração apesar de fazer variar relativamente pouco as análises efectuadas em termos de $N_{R,fi}$ e mais significativamente em termos de $M_{R,fi}$, a sua não consideração pode levar, para uma gama de

valores de $N_{R,fi}$, a resultados menos correctos. Contudo, a consideração indicada na EN 1992-1-2, [1] não acresce o esforço de cálculo, pelo que será sempre considerada. Apesar da variação dos resultados em termos do modelo simplificado ter pouco impacto quando comparada com outras opções tomadas e referidas em outros parágrafos.

Efectuaram-se cálculos para averiguar a importância das considerações aplicadas nos dois métodos simplificados referidos na EN 1992-1-2, [1], o método da Isotérmica dos 500ºC e o método de Zona. E eventualmente, avaliar as diferenças e impacto nos resultados face à metodologia adoptada em SimFIRc. E assim, através dessas diferenças referenciar as bases de cálculo adoptadas no modelo desenvolvido.

Foram então realizados dois cálculos cujas principais características são:

(i) Utilização do método da Isotérmica dos 500ºC para definir a camada de betão degradada e consideração das características materiais uniformes do betão no seu interior a 20ºC;

(ii) Utilização do método de Zona para definir a camada de betão degradada e consideração das características materiais uniformes do betão no seu interior a 20ºC;

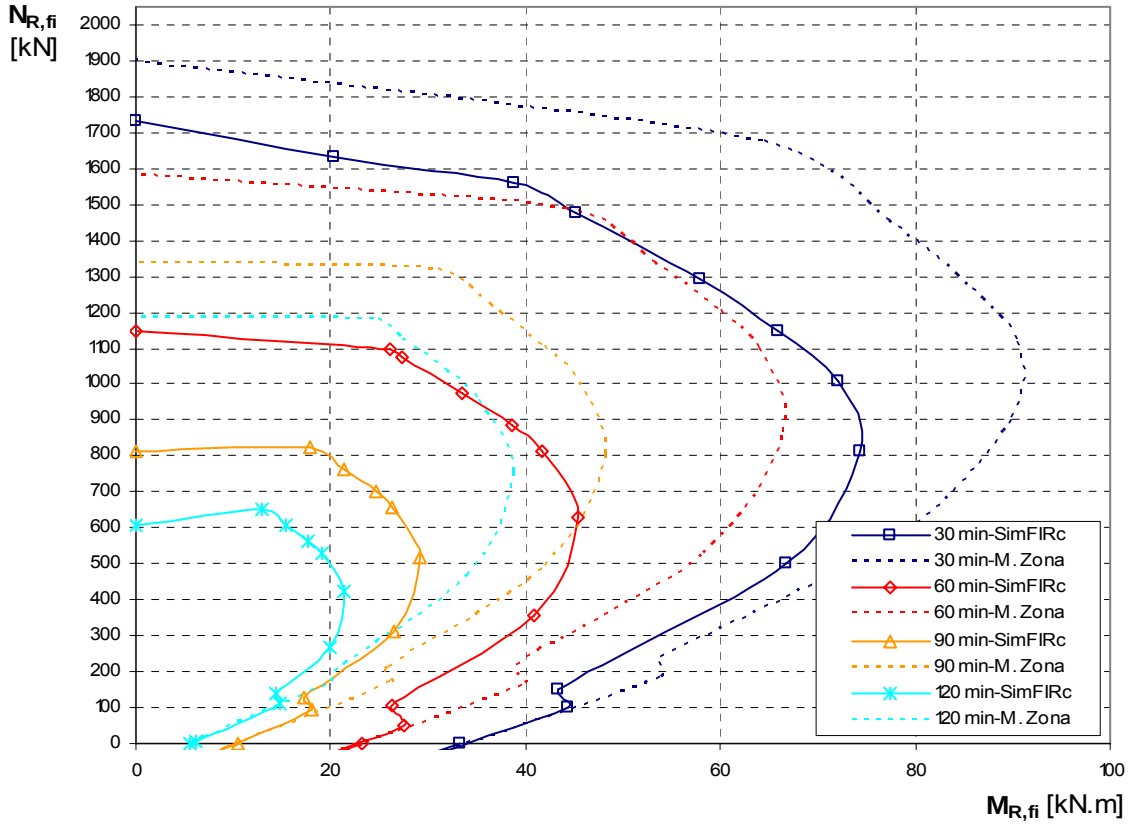


Fig. 8.29 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método de Zona especificado na EN 1992-1-2, [1] e SimFIRc).

A análise foi feita comparando-se o domínio da capacidade resistente de cada método (Figuras 8.29 e 8.30) com o obtido com o cálculo tomado como base (SimFIRc - curvas a cheio na

Figura 8.29). Mas também avaliando, através da capacidade resistente final obtida com o método de rigidez mas, considerando igualmente as mesmas simplificações (Figuras 8.31 e 8.32). As simplificações referem-se ao facto de não se ter utilizado naquelas figuras o modelo final SimFIRc mas sim o equivalente considerando a metodologia 1 de cálculo do módulo de deformabilidade para o betão, E_{cd}, já anteriormente referida. Este facto é importante, pois não faria sentido outra metodologia de cálculo já que se pretende que haja um equilíbrio no esforço de cálculo de ambos os lados, da resistência e da solicitação.

Evidencia-se na Figura 8.29 a diferença significativa obtida nos domínios resistentes $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min entre a análise efectuada pelo método de Zona (na qual se considerou a temperatura de 20ºC no betão interior face à linha que caracteriza o betão degradado) e a considerada no método SimFIRc.

A importância das características de resistência e rigidez do núcleo de betão aquecido, evidenciadas pela grande diferença observada naqueles domínios resistentes na Figura 8.29, é tal, que se torna assim incontornável a sua consideração. Quanto maior o instante da análise, naturalmente que o efeito da temperatura se faz mais notar, havendo por exemplo para os 120min como que uma diminuição global do domínio resistente para cerca de metade.

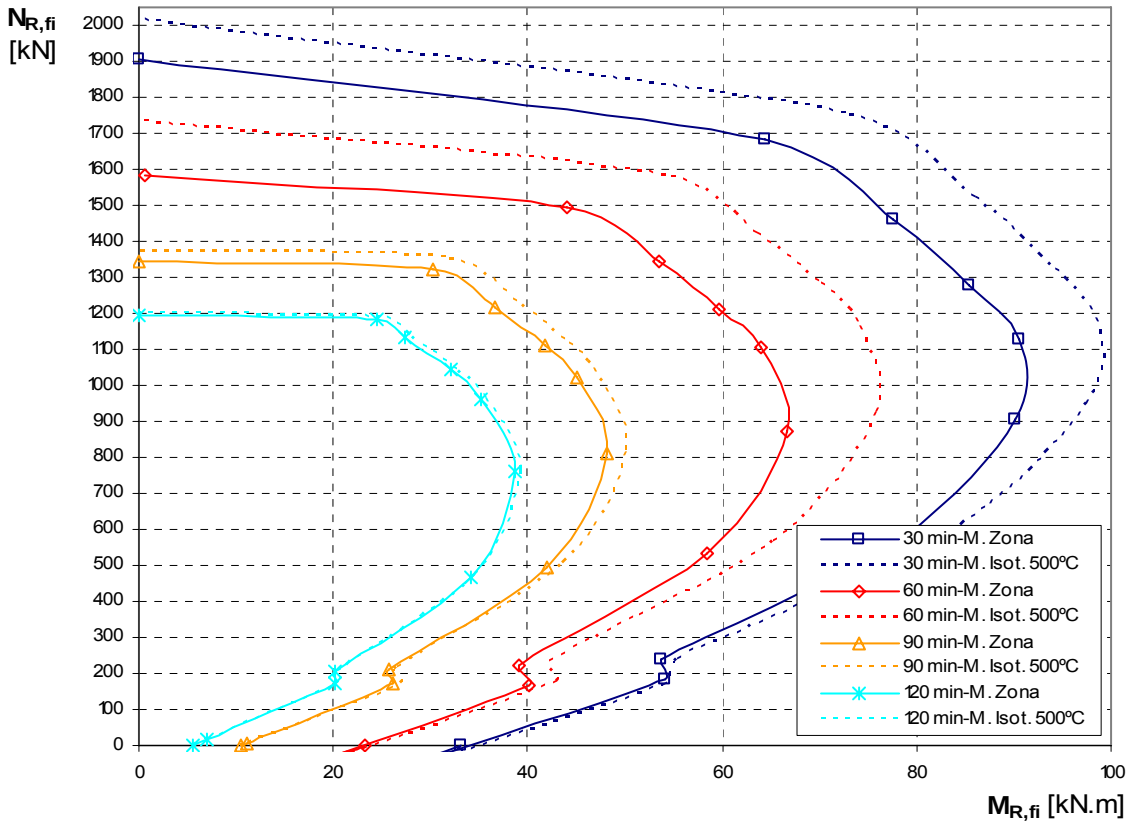


Fig. 8.30 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona especificados na EN 1992-1-2, [1]).

No método da Isotérmica dos 500ºC as diferenças fazem-se notar ainda mais (Figura 8.29), sobretudo para os 30 e 60min onde a leitura do valor do betão a desprezar-se tende a ser menor. Naquela Figura 8.30 compara-se os métodos simplificados: método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona (nos quais se considerou a temperatura de 20ºC no betão interior face à linha que caracteriza o betão degradado), podendo-se indirectamente através da Figura 8.29 verificar igualmente o afastamento dos resultados entre o método da Isotérmica dos 500ºC e SimFIRc. Assim, ambos os métodos apesar de muito simples pecam por excesso a avaliação do domínio resistente, tendo o autor posto de parte a sua consideração.

Complementarmente, embora não correspondendo a situações verosímeis mas sim capacitadoras de observação da avaliação do grau de introdução de erro na análise quando se consideram outras hipóteses apresenta-se no Anexo 3 outro caso: o método da Isotérmica dos 500ºC considerando uma avaliação de temperatura no betão a 20º ou variável (Figuras A3.2 e A3.3). Apesar de fazer pouco sentido utilizar o método da Isotérmica dos 500ºC para determinação da espessura degradada de betão e depois considerar com rigor a variação da temperatura no betão para alterar as suas características mecânicas conclui-se que, de facto é bem mais importante inverter a prioridade da consideração na análise dos cálculos. Isto é, é mais importante considerar a variação das características mecânicas do betão com a temperatura (em vez de considerar a temperatura do betão sempre a 20ºC) do que utilizar maior rigor na avaliação da espessura degradada do betão.

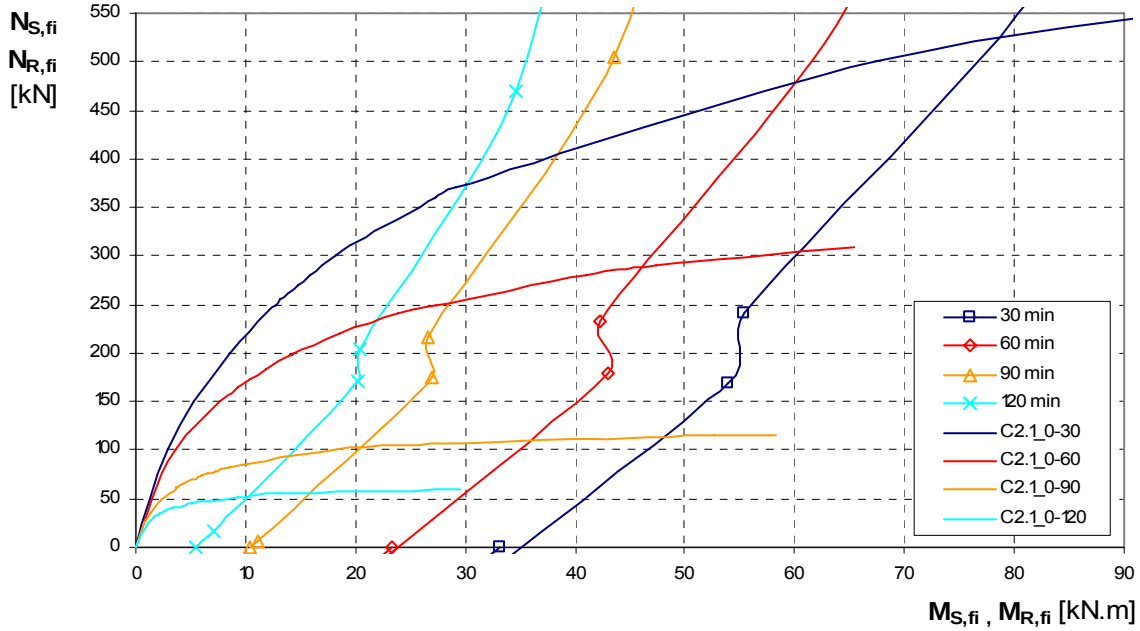


Fig. 8.31 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ definido pelo método da Isotérmica dos 500ºC e método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}).

As Figuras 8.29 e 8.30 permitem, através das intersecções efectuadas das curvas para determinados instantes em termos de solicitação e resistência, constituir respectivamente as Figuras 8.31 e 8.32, para o método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona e obter complementarmente o Quadro 8.7. Faz-se em seguida uma analise numérica dos resultados.

Aqui mais uma vez, a metodologia adoptada para o cálculo de E_{cd} foi a primeira para que houvesse uma coerência de esforço de cálculo na definição das curvas com o método da rigidez nominal. Contudo, academicamente apresentam-se no Anexo 3 as Figuras (A3.4a e b) para as segunda e terceira metodologias. Na Figura 8.31 e no Quadro 8.7 apresentam-se valores relativos para todos os cálculos efectuados.

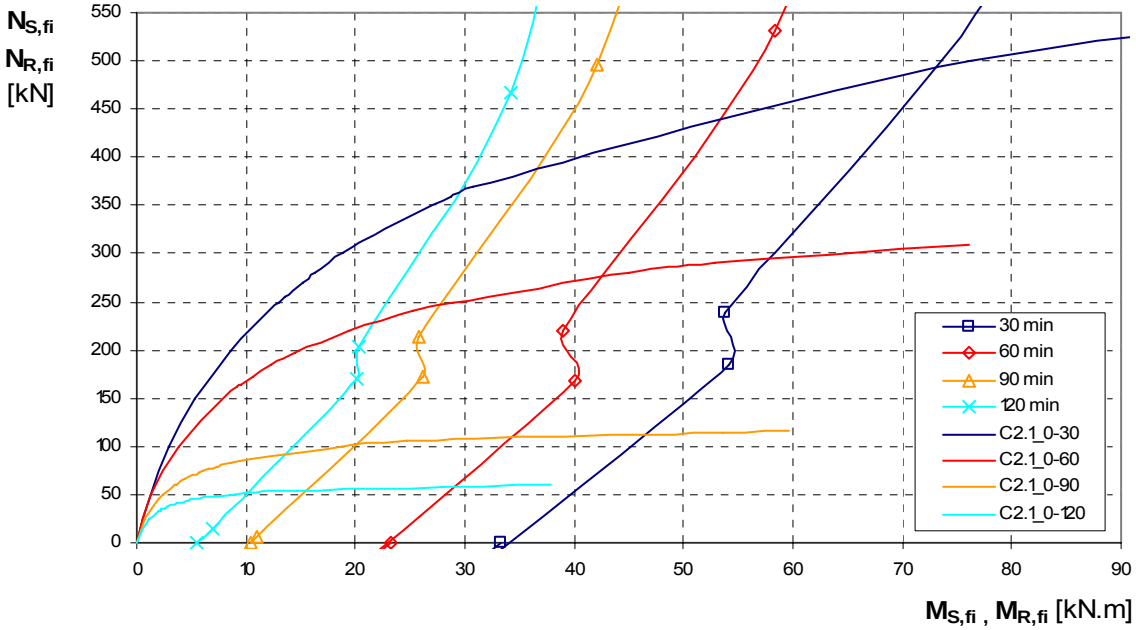


Fig. 8.32 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ definido pelo método de Zona e método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}).

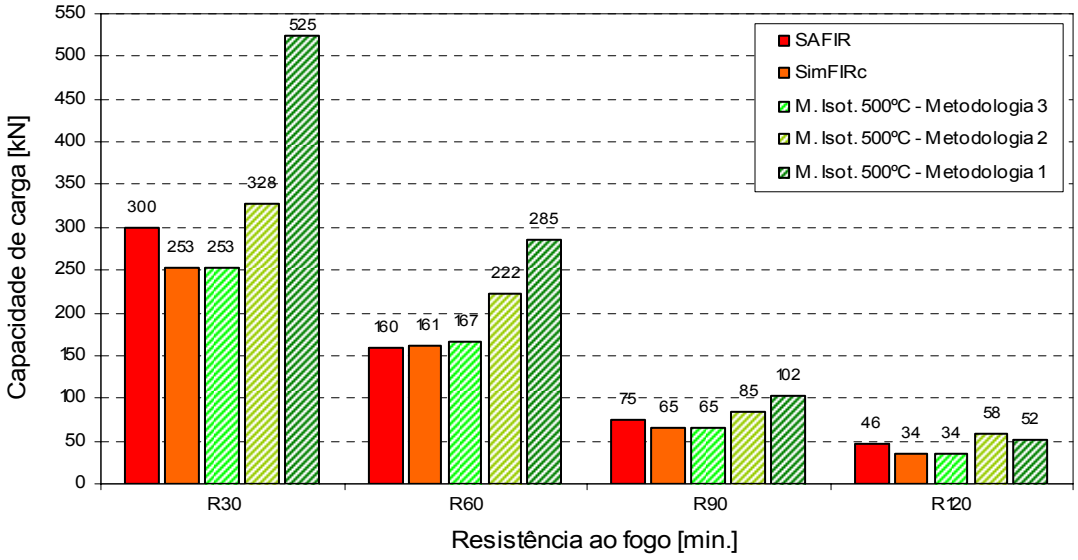


Fig. 8.33 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e 4 ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e método da Isotérmica dos 500ºC para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}).

A Figura 8.33 permite fazer as análises finais das capacidades de carga dos pilares com os três métodos considerados, SAFIR, SimFIRc e método da Isotérmica dos 500ºC, sendo que neste último se tenha tomado em consideração, o cálculo de E_{cd} segundo as três metodologias anteriormente referidas. Como se observa, embora o terceiro método é o que se aproxima dos resultados do método avançado de cálculo, aquele que deverá ser observado é o correspondente ao primeiro método porque a comparação é feita entre duas curvas cujo esforço de cálculo é equivalente. Não faz sentido haver um esforço díspar na avaliação das duas curvas. Contudo registam-se aqui as variações correspondentes.

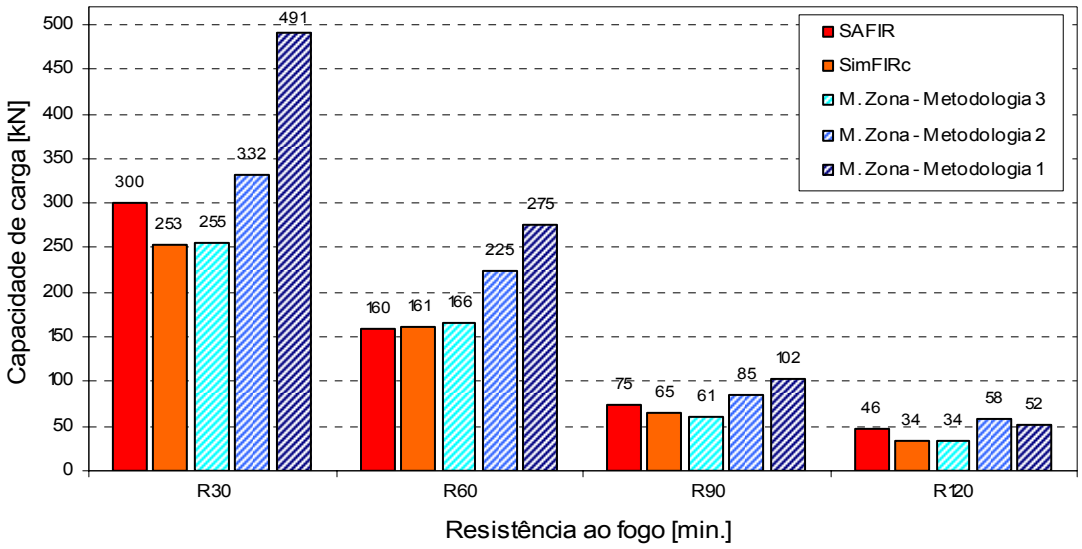


Fig. 8.34 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e 4 ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e método de Zona para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}).

Permite-se fazer a análise equivalente aplicada ao método de Zona na Figura 8.34. As conclusões são idênticas às referidas anteriormente para a Figura 8.33.

Quadro 8.7 – Variação percentual da capacidade de carga – SAFIR e métodos simplificados: SimFIRc, método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona.

%	SAFIR	SimFIRc E_{cd} -3	Método da Isot. 500ºC			Método de Zona		
			1º - E_{cd}	2º - E_{cd}	3º - E_{cd}	1º - E_{cd}	2º - E_{cd}	3º - E_{cd}
R30	0	-16	75	9	-16	64	11	-15
R60	0	1	78	39	4	72	41	4
R90	0	-13	36	13	-13	36	13	-19
R120	0	-26	13	26	-26	13	26	-26

Dos resultados apresentados no Quadro 8.7 se conclui que aqueles são apenas bons quando se aplica a terceira metodologia no cálculo de E_{cd}. Contudo o esforço de cálculo é díspar na obtenção das curvas do lado da solicitação e da resistência. Assim, decidiu-se abandonar os

métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona, passando sempre a utilizar o método SimFIRc. Contudo, por uma questão de coerência no esforço de cálculo, aqueles métodos deveriam ser acompanhados por uma leitura da temperatura das armaduras na EN 1992-1-2, [1], aspecto abordado no parágrafo seguinte.

8.2.4.4 – Avaliação do efeito da temperatura da armadura

Os resultados obtidos pelos métodos simplificados considerando a temperatura do betão no interior da zona degradada igual a 20ºC, com todas as suas consequências a nível de resistência e solicitação, dão maus resultados. Mas corresponde a uma avaliação simples com recurso aos dados obtidos na EN 1992-1-2, [1]. Faz pois sentido considerar agora também a hipótese da leitura das temperaturas nas armaduras ser feita através daquele documento e analisar as consequências ao nível dos resultados.

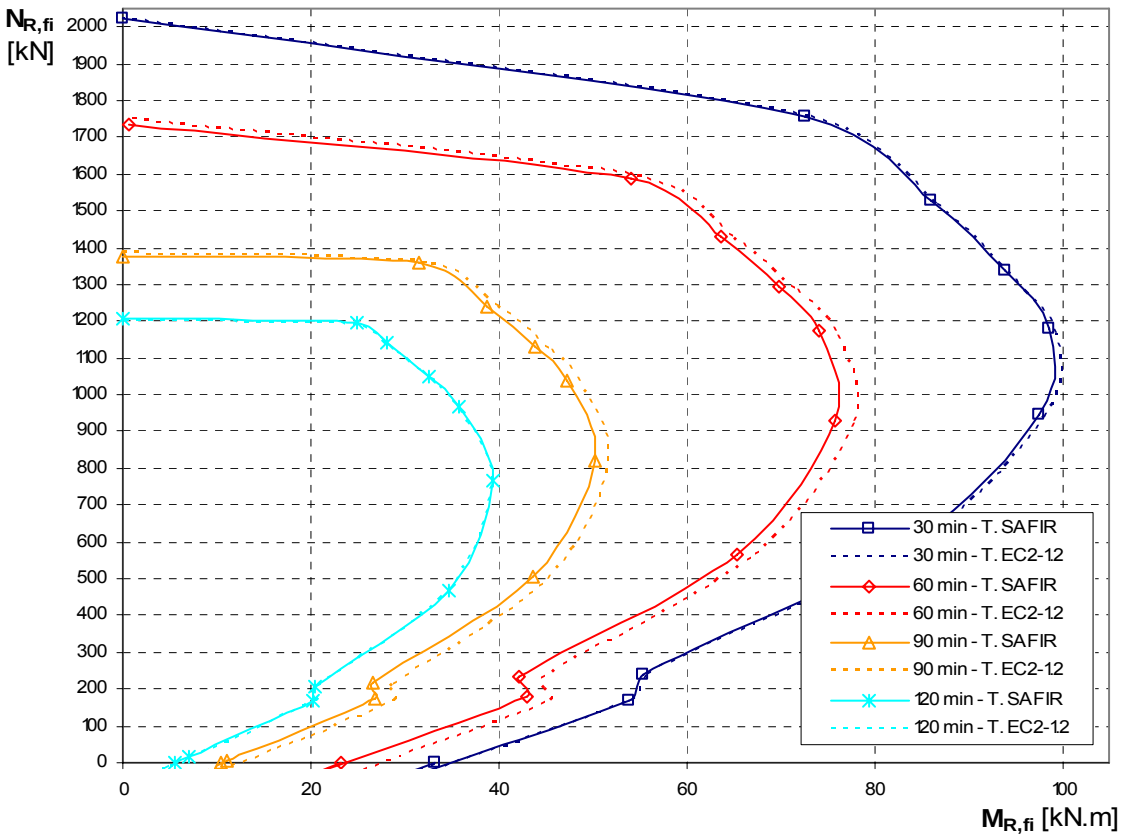


Fig. 8.35 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC considerando a leitura das temperaturas dos varões de aço na EN 1992-1-2, [1] e obtidas com SAFIR).

Como se constata na Figura 8.35, as variações no resultado do domínio resistente de determinada secção são pouco significativas para o método da Isotérmica dos 500ºC, quando se consideram alternativamente a leitura da temperatura nas armaduras nos ábacos da EN

1992-1-2, [1] e usando a modelação térmica do SAFIR. Foi feita a avaliação da temperatura nas armaduras através da EN 1992-1-2 porque o método da Isotérmica dos 500ºC é compatível com essa análise simplista. Contudo, a construção do gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ foi feita considerando a variação da temperatura no betão, sendo o método da Isotérmica dos 500ºC utilizado para definir a zona do betão degradado. Por maioria de razão, utilizando o método SimFIRc, a mesma conclusão se verificaria. Assim, constata-se a qualidade dos resultados com este método simplificado sugerido pelo autor mesmo se, porventura se tomar a leitura da temperatura das armaduras na EN 1992-1-2, [1]. Apesar disso, pela disponibilidade do modelo térmico e até facilidade, foi sempre considerada a temperatura nas armaduras calculada pelo SAFIR e não através da EN 1992-1-2, [1].

8.2.4.5 – Avaliação do efeito das extensões máximas do betão

Por se tratar de uma análise a temperaturas elevadas e porque o próprio diagrama de extensões considerado ser distinto no que se refere às extensões máximas do aço, pareceu fazer sentido observar o que sucederia quando se alterasse as condições de extensão máximas de compressão para o betão (0,0035 e 0,002 em compressão pura). Tanto é que, como se observa na Figura A2.8 e A2.9 do Anexo 2, as tensões máximas passíveis de serem mobilizadas no betão ocorrem para valores crescentes de extensões quando a sua temperatura também se eleva.

Observando atentamente as temperaturas médias alcançadas em cada uma das três zonas de betão (referenciadas no método SimFIRc no Capítulo 4) para as secções 0,3x0,3m^2 de betão nos quatro instantes da análise: 30, 60, 90 e 120min e observando os diagramas de tensão-extensão correspondentes (Anexo 2) tomou-se as seguintes considerações para os valores máximos de extensão.

Quadro 8.8 – Extensões máximas consideradas para o betão.

	ε_c Base	ε_c Compressão pura
30 min	0,00350	0,02000
60 min	0,00400	0,02000
90 min	0,00475	0,02500
120 min	0,00625	0,03500

Durante a execução do modelo SimFIRc, e em particular quando se estudou a influência da consideração da extensão máxima para o betão à compressão (diferente do valor convencionado de 0,0035), optou-se por alterar numa parte do cálculo o processo iterativo que apesar de cómodo, não permitia evidenciar a quebra das curvas como as que estão representadas a cheio na Figura A3.9 (Anexo 3), resultando as curvas a traço interrompido.

Como se pode observar na Figura 8.36 as alterações realizadas ao nível das extensões máximas de compressão no betão (consideradas no Quadro 8.8) fazem-se sentir sobretudo para situações em que, em grande parte da secção são mobilizados valores elevados das extensões no betão. Não há alterações para os 30min porque, como se observa no Quadro 8.8, as extensões máximas consideradas são as mesmas. Outro aspecto que se nota é de que a consideração de maiores extensões aumenta de facto o domínio resistente da secção, fazendo também alterar sensivelmente para o dobro do valor de $N_{Rd,fi}$ quando se dá o referido salto. Este facto atribui também grande importância ao betão na mobilização de resistência da secção, quando comparada com a contribuição das armaduras.

Contudo como a intersecção das curvas para esta secção em particular e para pilares esbeltos em geral, tal como se observou em exemplos anteriores, se dá para valores relativamente baixos de *N*, em zonas em que há coincidência dos limites dos domínios de resistência, então esta consideração não se repercute grandemente nos resultados. Assim, não mais se considerou este aspecto nos cálculos futuros sendo certo que tal facto corresponde a ser conservativo.

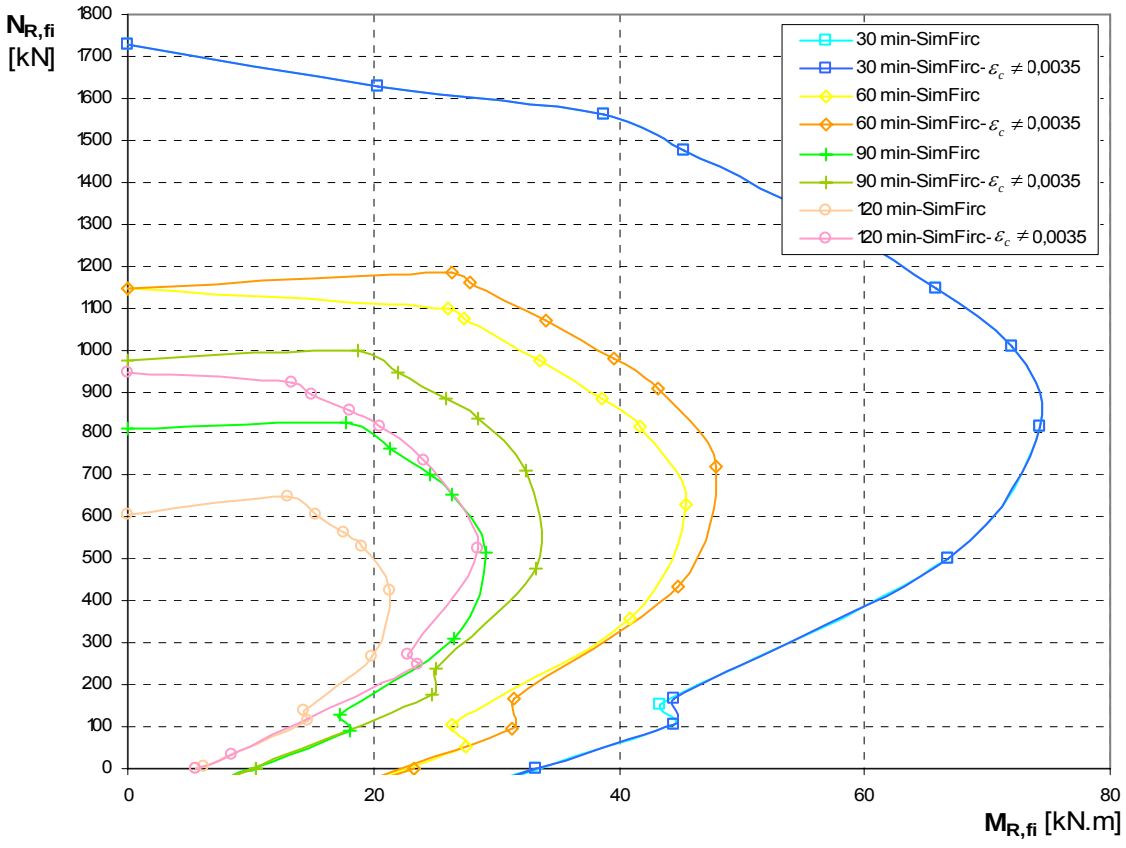


Fig. 8.36 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (SimFIRc considerando ou não a extensão máxima para o betão, $\varepsilon_{c,max} \neq 0,0035$).

Ressalva-se que a consideração das extensões máximas para o betão diferentes das tomadas como base deverá ser fruto de futuros estudos de sensibilidade, principalmente para pilares

pouco armados (em que é maior o peso relativo da contribuição do betão na resistência da secção) e pouco esbeltos.

Na Figura 8.37 representa-se o resultado das considerações das extensões máximas para o betão, no qual se constata uma semelhança com os do cálculo base (Figura 8.23) por haver intersecção das curvas em zonas em que aquelas coincidem. A Figura 8.38 e o Quadro 8.9 explicitam quantitativamente e em pormenor essa semelhança.

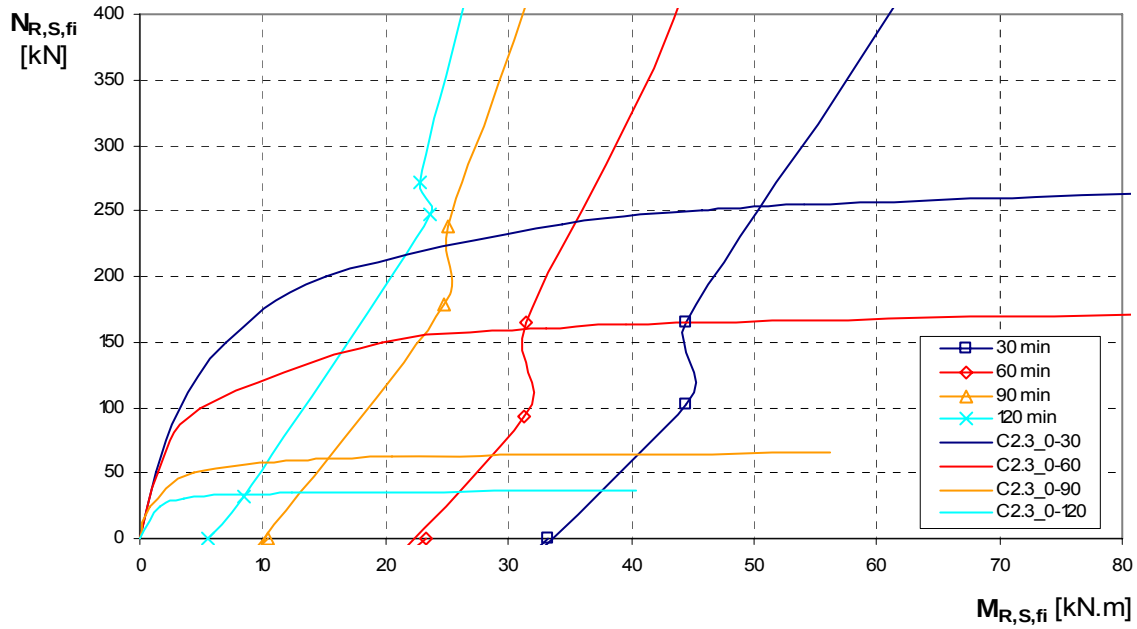


Fig. 8.37 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ definidos pelo SimFIRc (considerando a extensão máxima para o betão, $\varepsilon_{c,máx} \neq 0{,}0035$).

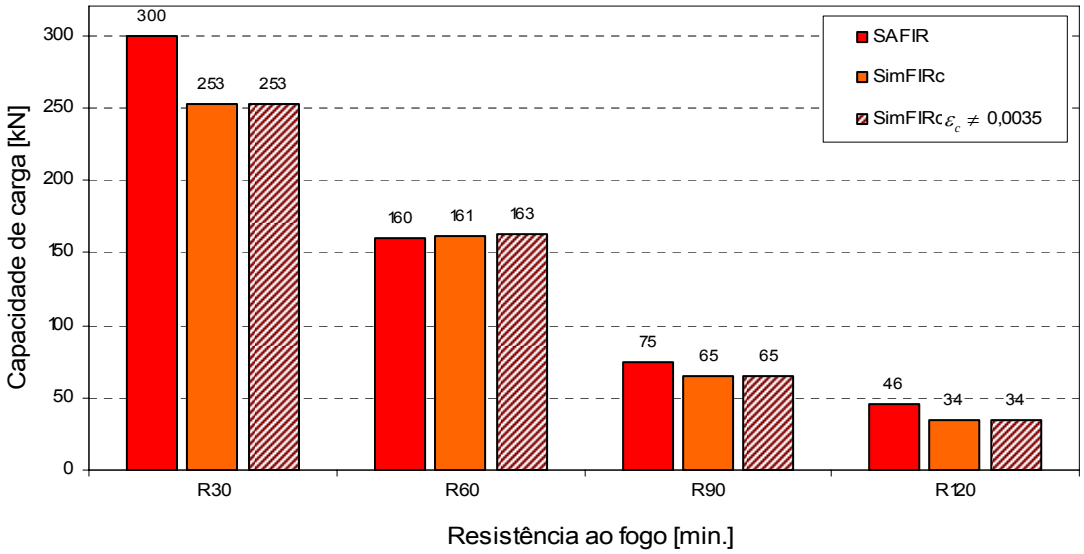


Fig. 8.38 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e 4 ϕ16 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e e SimFIRc considerando $\varepsilon_{c,máx} \neq 0{,}0035$).

Quadro 8.9 – Variação percentual da capacidade de carga – SAFIR e métodos simplificados: SimFIRc, e SimFIRc considerando $\varepsilon_{c,max} \neq 0{,}0035$.

	8m de altura - 4ϕ16			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0
SimFIRc	-16	*1*	-13	-26
SimFIRc $\varepsilon_c \neq$ 0,0035	-16	*2*	-13	-26

Da observação da Figura 8.38 verifica-se que a consideração de extensões máximas para o betão diferentes das que a EN 1992-1-2 especifica, não conduzem a resultados quantitativamente díspares. O Quadro 8.9 especifica o acréscimo de 1% no valor da capacidade de carga apenas para o instante de 60min, embora para um valor de base não conservativo quando comparado com a análise efectuada com o SAFIR. Assim, não se consideraram extensões máximas para o betão diferentes das que a EN 1992-1-2 especifica nos cálculos com SimFIRc.

8.2.4.6 – Avaliação do efeito da discretização da malha de elementos finitos no cálculo da temperatura nas armaduras

As malhas consideradas foram parcialmente apresentadas na Figura 8.1 e particularmente para a situação de armaduras de 25mm na Figura 8.1e). A diferença entre aquelas malhas corresponde a considerar 4 ou 16 elementos finitos na modelação de uma armadura de 25mm. As variações de temperatura nos varões com este acréscimo de elementos são dadas na Figura 8.3. As alterações são praticamente nulas, podendo-se observar os perfis de temperatura passando no centro de cada elemento finito no lado esquerdo da Figura 8.39, para uma discretização da armadura em 4 elementos finitos (perfis 1-1 e 2-2) e no lado direito da Figura 8.39, para uma discretização da armadura em 16 elementos finitos (perfis 1-1, 2-2, 3-3 e 4-4). Naquela figura verifica-se que o patamar correspondente aos elementos finitos representativos das armaduras está à mesma temperatura, independentemente da discretização utilizada. Na legenda da Figura 8.39 o símbolo "+" foi utilizado para especificar a malha em que a discretização da armadura foi feita com 16 elementos finitos. Naturalmente que em cada curva, correspondente a cada perfil, apenas quatro pontos especificam a temperatura em elementos de aço, pelo que são necessários os quatro perfis, para cada instante, para caracterizar a temperatura na totalidade dos 16 elementos finitos.

8.2.5 - Análise de sensibilidade dos resultados aos aspectos estruturais

Nos parágrafos anteriores realizaram-se os estudos correspondentes às questões de sensibilidade e escolha do modelo numérico para um método simplificado de cálculo (SimFIRc)

associado ao cálculo da capacidade de carga de pilares sujeitos à acção do Incêndio ISO 834. Neste parágrafo, faz-se já uma aplicação do método desenvolvido à avaliação do comportamento dos pilares quando se alteram os principais parâmetros estruturais caracterizadores desse comportamento.

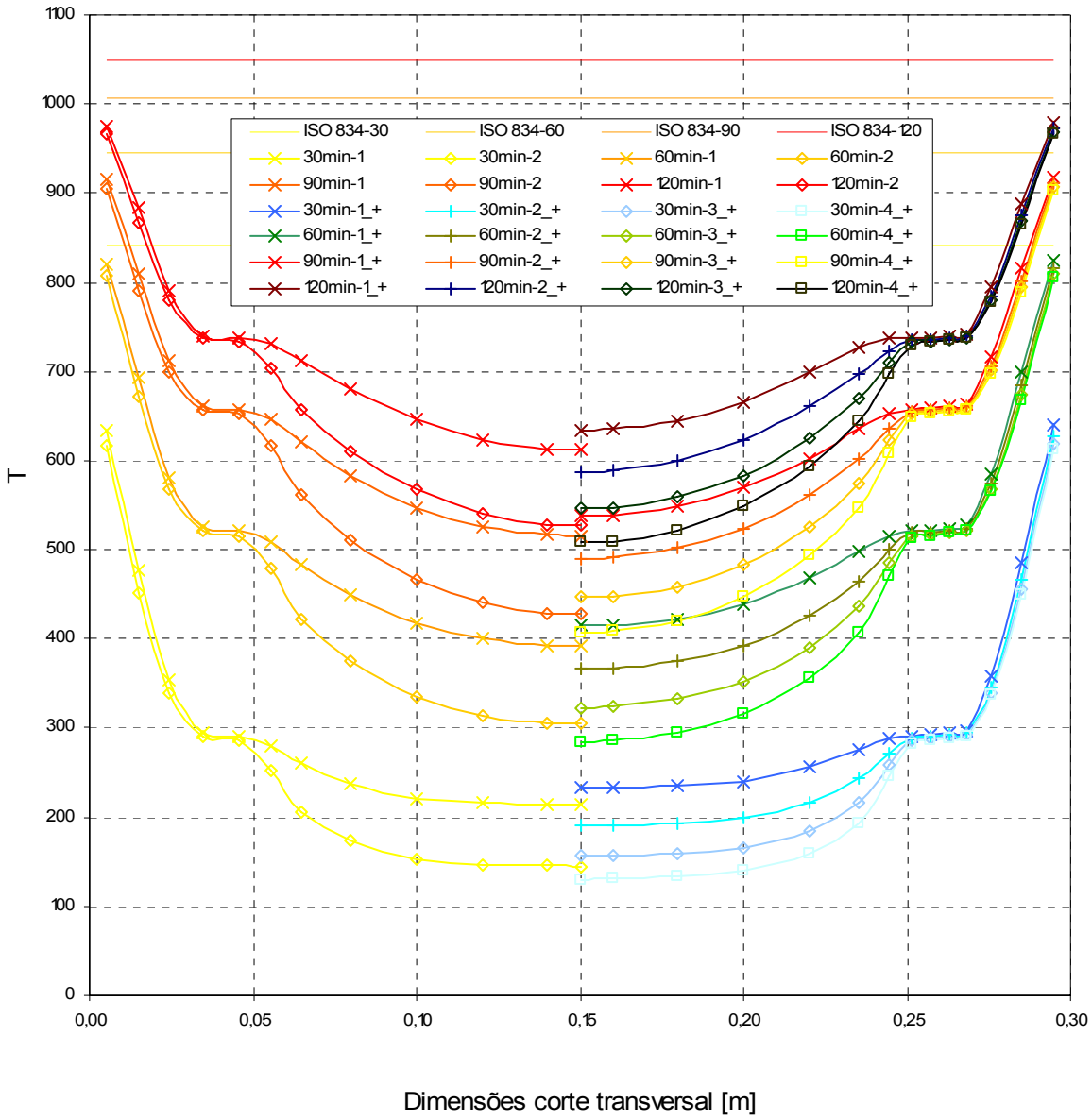


Fig. 8.39– Perfis de temperatura *1-1, 2-2, 3-3* e *4-4* nas secções do pilar de betão armado com 0,3x0,3m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm considerando 4 ou 16 elementos finitos na discretização dos varões, aos 30, 60, 90 e 120min.

8.2.5.1 - Efeito da percentagem de armadura

Em projecto, naturalmente que o aspecto que poderá ser mais díspar na diferenciação do comportamento ao fogo dos pilares com a mesma secção, será a percentagem de armadura existente nessa secção. Mais ainda do que a variação da sua altura na medida que em geral

existe uma parametrização destes elementos tendo em conta desde a morfologia de utilização às imposições regulamentares etc.

Apresenta-se de forma conjunta na Figura 8.40 os diagramas de interacção de três secções de betão com 0,3x0,3m^2 alterando apenas a quantidade de armadura: 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25, para os instantes 30, 60, 90 e 120min depois de iniciado o incêndio padrão ISO 834.

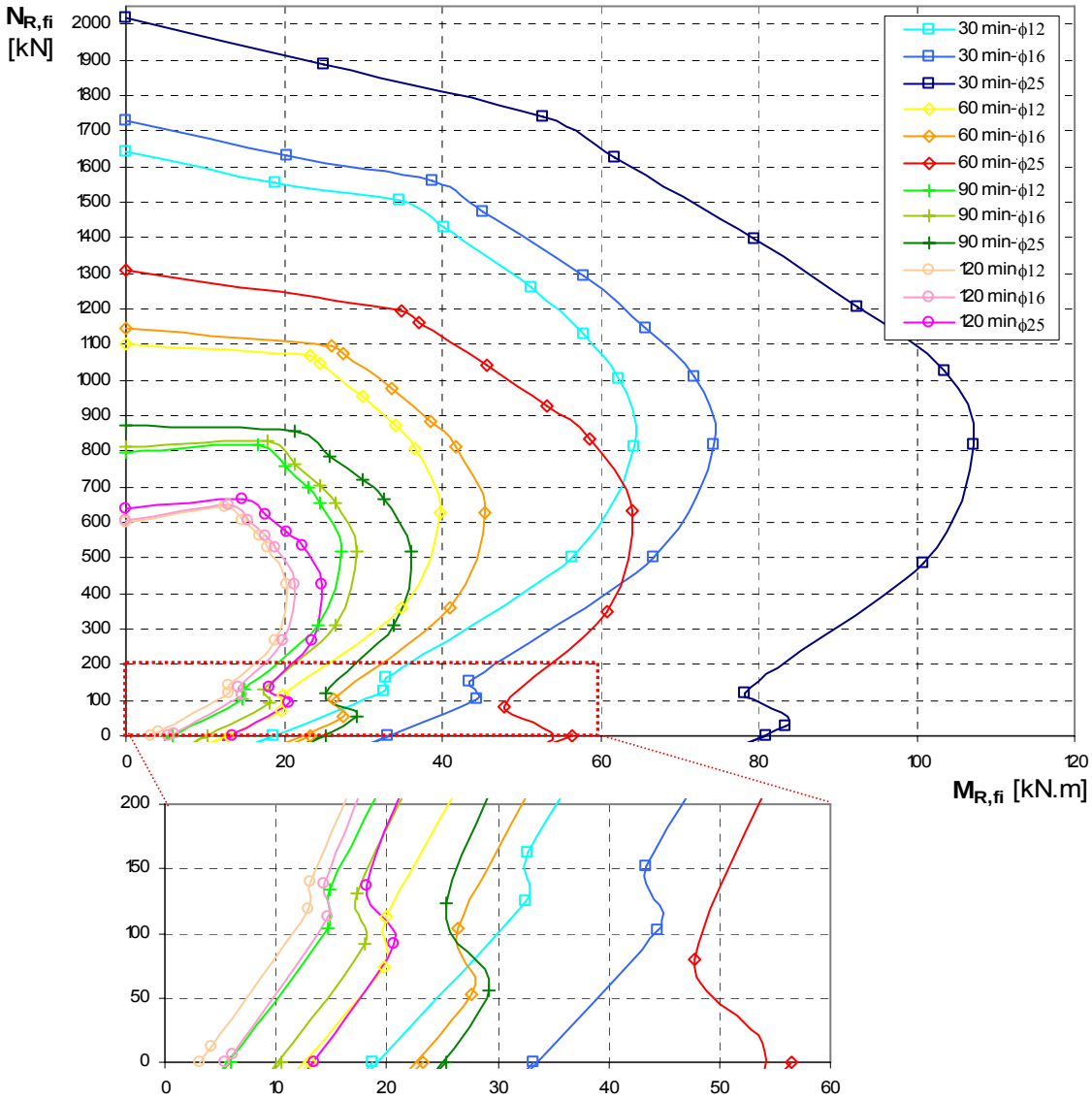
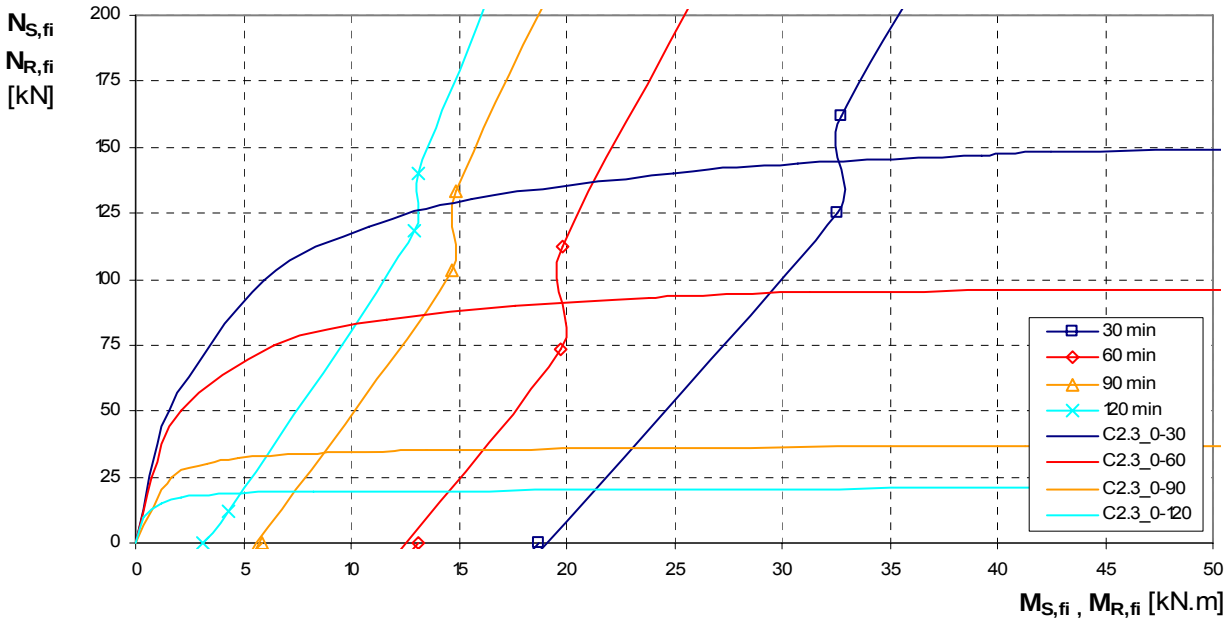


Fig. 8.40 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - SimFIRc - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25 com a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834.

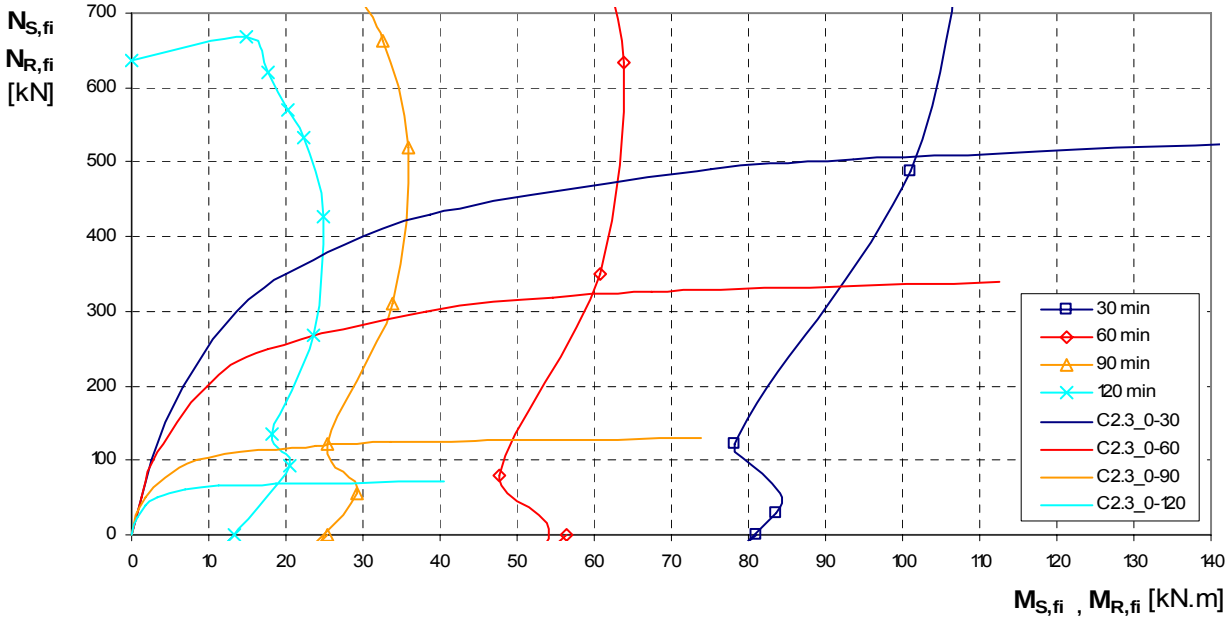
Fez-se uma ampliação correspondente ao domínio, porventura mais usual em pilares esbeltos sujeitos a efeitos de segunda ordem. Para cada instante procurou-se usar a mesma cor alterando a tonalidade para cada tipo de armadura.

A primeira conclusão a tirar é que o contributo do aço na resistência da secção é mais importante para fases iniciais do incêndio perdendo-se praticamente esse efeito aos 120min

(as curvas quase coincidem). A diferenciação das características resistentes do aço quando as extensões são superiores ou não a 0,02% faz-se notar mais nas secções mais armadas, pelo que os aspectos referidos anteriormente à Figura A3.1 do Anexo 3 são ampliados. Tal constata-se devido ao facto da resistência à flexão simples aumentar bastante para maiores percentagens de armadura, sendo a resistência à flexão simples aos 90min superior para armaduras de 25mm em relação à mesma secção com armaduras de 12mm aos 30min. Igualmente, aos 30min a resistência à flexão simples é, para a secção com armaduras de 25mm, de 80kN.m contra menos de 20kN.m para a mesma secção com armaduras de 12mm.



a) 4ϕ12



b) 4ϕ25

Fig. 8.41 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2 e *a*=4cm, sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min para 4ϕ16 (a) e 4ϕ25 (b).

Das representações gráficas apresentadas na Figuras 8.41a), 8.23 e 8.41b), retiram-se os valores das capacidades de carga correspondentes para cada instante e para cada uma das três secções em análise, respectivamente com armaduras 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25. Sintetizam-se estes resultados na Figura 8.42 e Quadro 8.10.

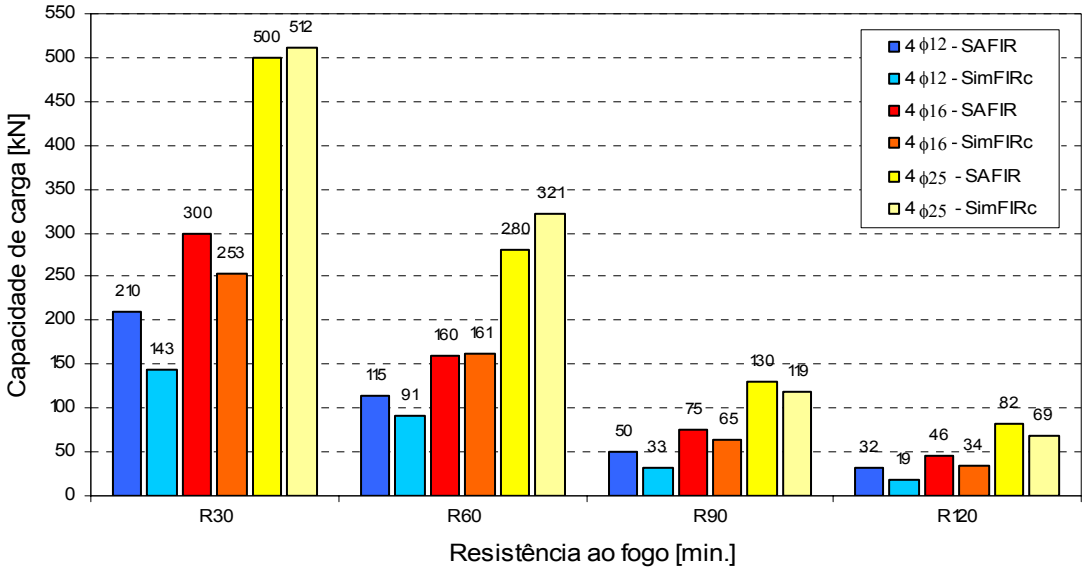


Fig. 8.42 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, *a*=4cm e com 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc).

Quadro 8.10 – Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25.

	SimFIRc			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0
8m - 4ϕ12	-32	-21	-34	-41
8m - 4ϕ16	-16	*1*	-13	-26
8m - 4ϕ25	*2*	*15*	-8	-16

As seguintes conclusões se podem tirar:

(i) O modelo SimFIRc mantém-se válido independentemente da percentagem de armadura na secção, apresentando resultados conservativos em quase todas as situações e instantes considerados. Os valores obtidos por SimFIRc apenas são não conservativos em 1% aos 60min para a secção com 4ϕ16, tal como já se tinha observado aos 30 e 60min para a secção com 4ϕ25. Os valores são no entanto pouco maiores que os obtidos pelo modelo SAFIR em que o valor acresce, para a secção com 4ϕ25, apenas 15% na situação mais desfavorável aos 60min e 2% para os 30min. Aliás, a constatação de barras da mesma cor tão próximas em altura na Figura 8.42, evidencia claramente a qualidade dos resultados obtidos com SimFIRc quando comparados com os obtidos com o SAFIR;

(ii) Para esbeltezas altas (λ>92) a importância da percentagem de armadura repercute-se significativamente do lado da solicitação já que as curvas correspondentes entram em patamar até intersectarem o limite do domínio de resistência (Figura 8.41b).

Evidencia-se na Figura 8.41a), para a secção pouco armada, com quatro armaduras de 12mm, que a capacidade resistente do pilar é atingida para extensões da armadura muito próximas ou inferiores ao valor de 0,02. Pelo contrário, para a secção com quatro armaduras de 25mm, as extensões mobilizadas nas armaduras são, para instantes inferiores a sensivelmente os 90min, superiores àquele valor. Tal facto denota, em certo aspecto, a secção se encontrar sobre-armada. O aspecto dos resultados serem tanto mais conservativos, quanto menos armadura as secções tiverem, poderá ser objecto de análise do modelo num futuro próximo, tendo como base um conjunto mais vasto de cálculos.

A apresentação só por si no Quadro 8.10 de valores percentuais da capacidade de carga dos pilares relativos aos obtidos com SAFIR tão baixos, reflecte a qualidade dos resultados alcançados pelo SimFIRc para secções com resistências tão díspares (para valores absolutos de resistência por vezes superiores a 400% e frequentemente acima dos 200%).

8.2.5.2 - Efeito da altura do pilar

A consideração da altura do pilar é sem dúvida o parâmetro mais condicionador do comportamento global do pilar e em particular quando sujeito a incêndio, sendo contudo imposto em geral por questões arquitectónicas. Assim, adoptando-se as condições fronteira mecânicas consideradas (potenciando um dos menores comprimentos de encurvadura através da consideração da sua inserção em estruturas de nós fixos), compara-se a seguir os resultados das situações analisadas.

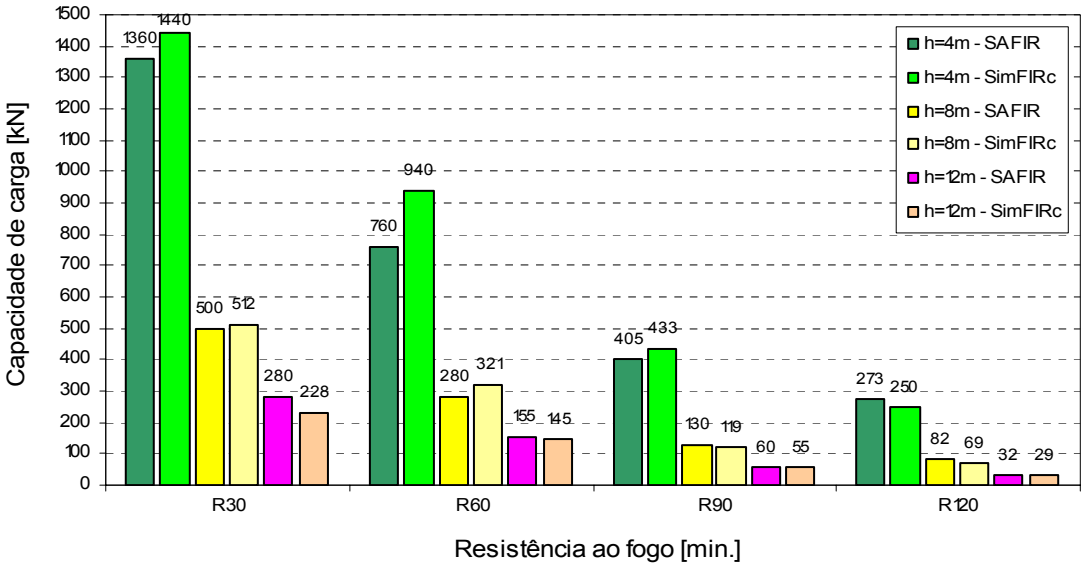
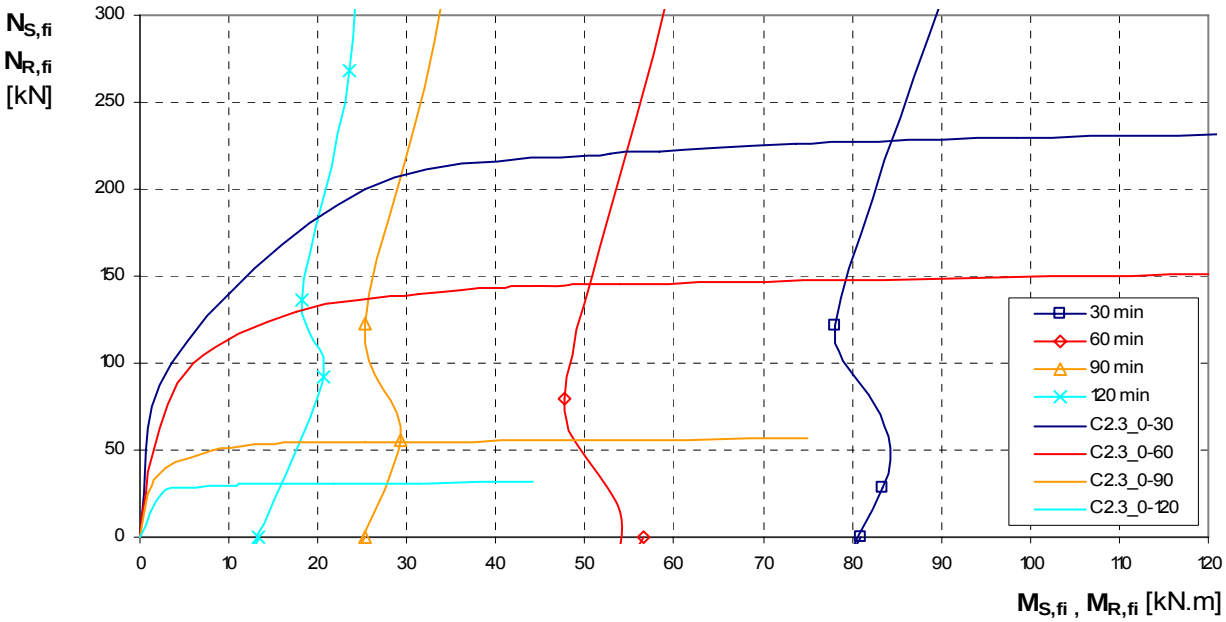


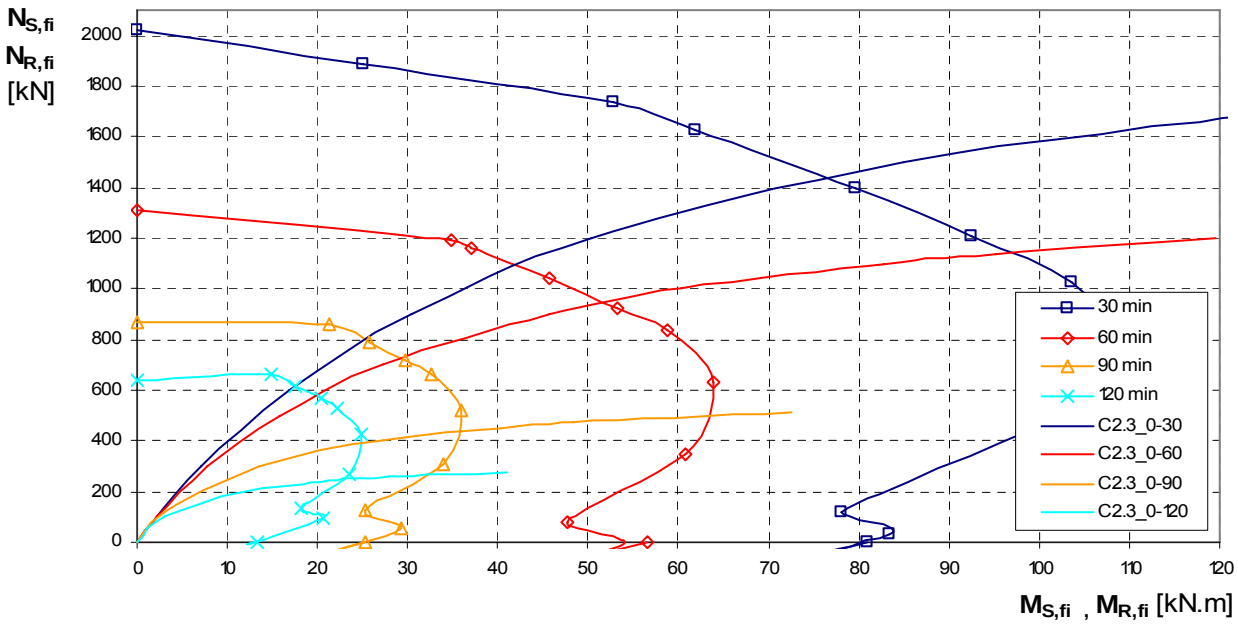
Fig. 8.43 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min de pilares de secção 0,3x0,3m^2 com 4ϕ25, *a*=4cm e 4, 8 e 12m de altura, utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc).

À semelhança do que se fez anteriormente, sintetiza-se a informação obtida na Figura 8.43 e no Quadro 8.11. Por outro, parte dos elementos constantes naquela figura e quadro foram obtidos nas Figuras 8.44a), 8.26 e 8.44b), respectivamente, para pilares com 4m, 8m e 12m.

Mais uma vez se constata que, perante uma alteração significativa da importância do efeito de segunda ordem, o método SimFIRc fornece valores muito próximos do modelo SAFIR.



b) h=12m de altura



b) h=4m de altura

Fig. 8.44 – Capacidade de carga do pilar com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min com alturas de 12m (a) e 4m (b).

Note-se que para o pilar menos esbelto (Figura 8.44b) são mobilizadas grandes partes das capacidades resistentes da secção. Contudo, o aspecto de terem obtido valores menos conservativos para este cálculo (4m – Quadro 8.11) justifica-se mais pela modelação do lado

da solicitação, nomeadamente pela menor curvatura apresentada por aquelas curvas para os 30 e 60min.

A Figura 8.43 é claramente demonstrativa que, para valores absolutos em termos de capacidade resistente bastante díspares para os três pilares, a semelhança relativa das alturas das colunas ali representadas da mesma cor (tonalidades diferentes) evidencia a qualidade dos resultados do método SimFIRc. A quantificação dessa qualidade feita através dos valores inscritos no Quadro 8.11 é bem aceitável para um método simplificado. Repare-se que para uma variação máxima de 24% nos resultados do lado não conservativo e aos 60min (Quadro 8.11), tem-se uma variação absoluta das resistências para esse instante de 650% (940 para 145kN.m para respectivamente pilares com 4m e 12m – Figura 8.43).

Quadro 8.11 – Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ25 e 4m, 8m e 12m de altura.

	SimFIRc			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0
4m - 4ϕ25	*6*	*24*	7	-8
8m - 4ϕ25	*2*	*15*	-8	-16
12m - 4ϕ25	-19	-6	-8	-9

8.2.5.3 - Efeito do recobrimento da armadura

O estudo do recobrimento da armadura é muito importante na avaliação da resistência ao fogo de pilares porque a consideração de maiores recobrimentos tem efeitos opostos. Por um lado protege a armadura do efeito térmico mas por outro permite uma menor mobilização de resistência à flexão.

O efeito do recobrimento para a situação base estudada, um pilar de 8m e 4ϕ16, é aqui realizado considerando a distância do eixo das armaduras à face, a=4cm mas também recobrimentos à face da armadura de 3 e 4cm. Feita a análise térmica, conhecidas as temperaturas nos varões (é apresentada uma figura interior à Figura 8.45 com os valores médios das temperaturas nas armaduras para os quatro instantes da análise: 30, 60, 90 e 120min), indicam-se na Figura 8.45 as consequências nos parâmetros definidores das características mecânicas do aço. Como se pode observar, as consequências para uma mesma temperatura são distintas na avaliação de cada um dos parâmetros. Não sendo sequer uniformes para diferentes temperaturas. Assim, assinalam-se na Figura 8.45, não só os valores que se tomaram para $K_s(\theta)$ para extensões na armadura superiores a 0,02, como inferiores a 0,02. Para fazer uma mais fácil avaliação relativa converteu-se na figura o valor de

"*a*" em "C_c", isto é a distância do eixo das armaduras à face em termos de recobrimento das armaduras.

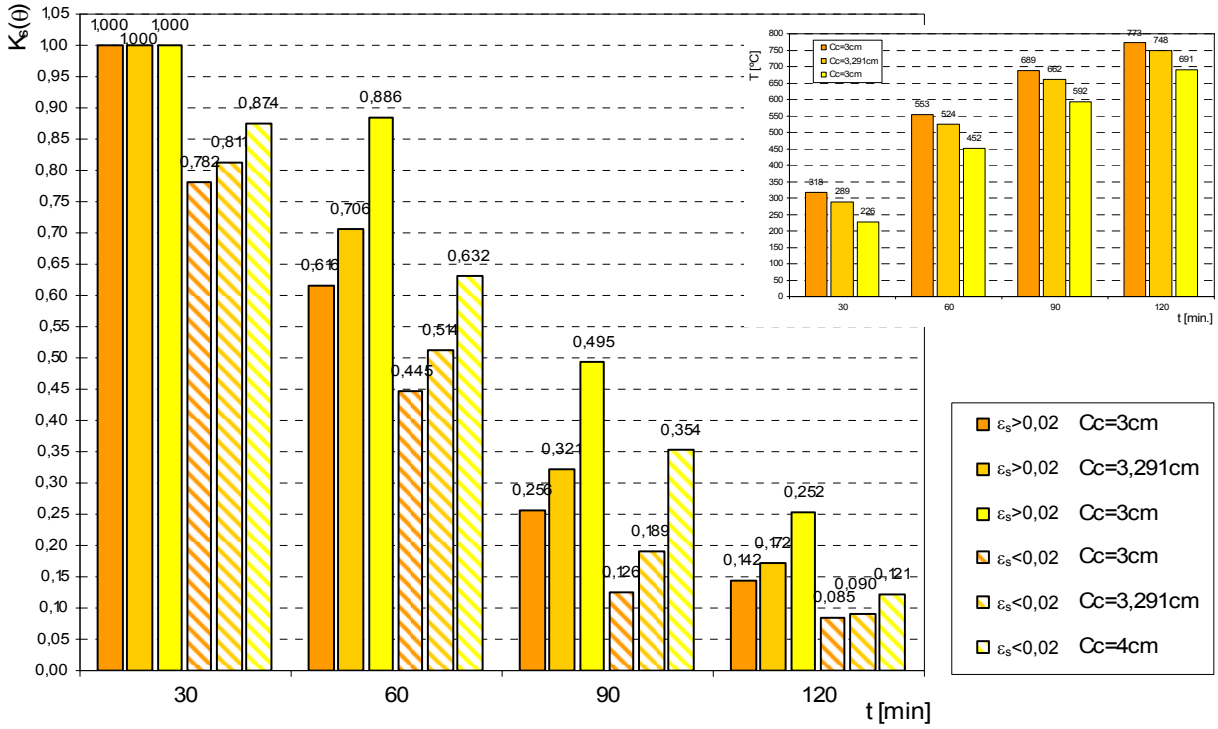


Fig. 8.45 – Valor do coeficiente de redução $K_s(\theta)$ para as temperaturas das armaduras 4ϕ16 na secção 0,3x0,3m^2, para os recobrimentos C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm quando sujeitas a extensões superiores ou inferiores a 0,02.

Verifica-se que o recobrimento distinto em cada secção, faz alterar significativamente os valores de $K_s(\theta)$ a considerar nos cálculos. Pretende-se pois avaliar o impacto de tais variações nos resultados de resistência ao fogo dos pilares através de uma análise com SimFIRc.

Complementarmente, e porque são elementos também necessários ao cálculo, apresentaram-se na Figura 8.46, as variações dos parâmetros $K_{s,p}(\theta)$ e $K_{s,E}(\theta)$ com a temperatura atingida pelas armaduras nas três secções em análise e nos quatro instantes considerados, 30, 60, 90 e 120min.

Mais uma vez, constata-se pela observação da Figura 8.46, uma influência muito significativa do recobrimento considerado para as armaduras nos valores finais daqueles parâmetros.

Apesar da razoável variação das características mecânicas do aço em função da sua temperatura, avaliadas nas figuras anteriores, o diagrama de interacção da secção de betão armado não se altera significativamente (Figura 8.47). Aliás as maiores variações verificam-se para os instantes intermédios, 60 e 90min. Por um lado o parâmetro $K_s(\theta)$ não varia para os 30min e aos 120min as variações de $K_s(\theta)$, normalmente para extensões do aço inferiores a 0,02 são também diminutas (Figura 8.45).

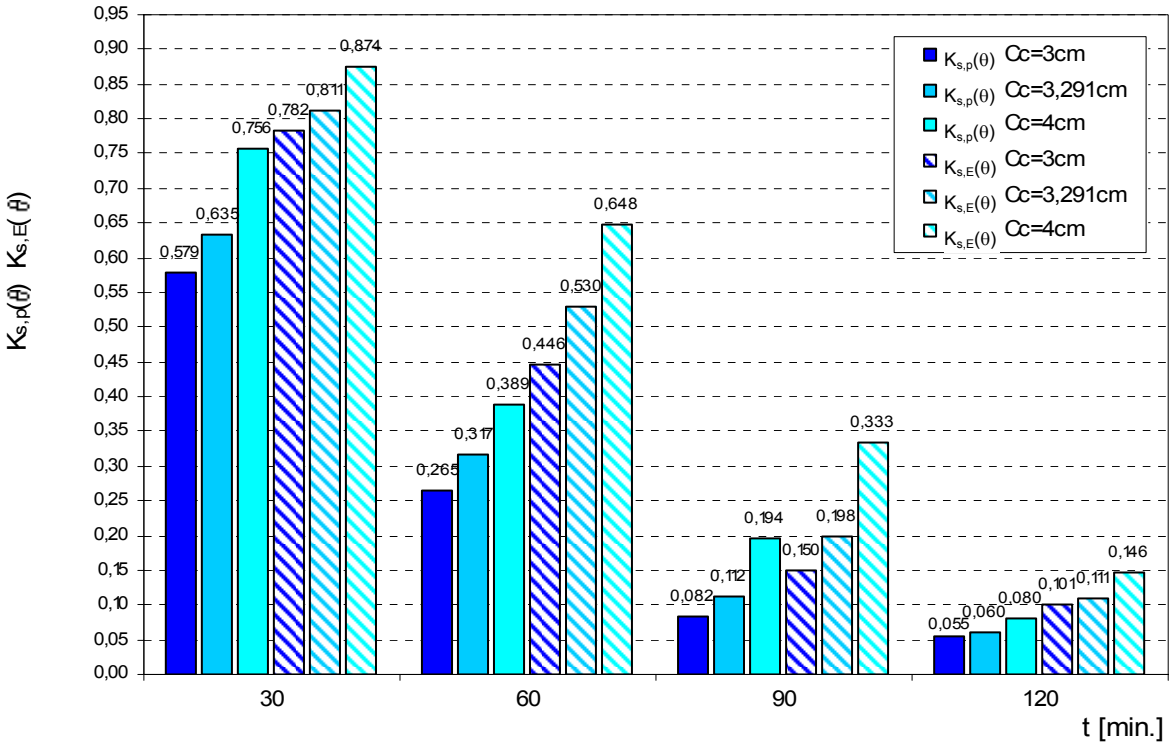


Fig. 8.46 – Valores dos coeficientes de redução $K_{s,p}(\theta)$ e $K_{s,E}(\theta)$ para as temperaturas das armaduras 4ϕ16 na secção 0,3x0,3m^2, para os recobrimentos C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm.

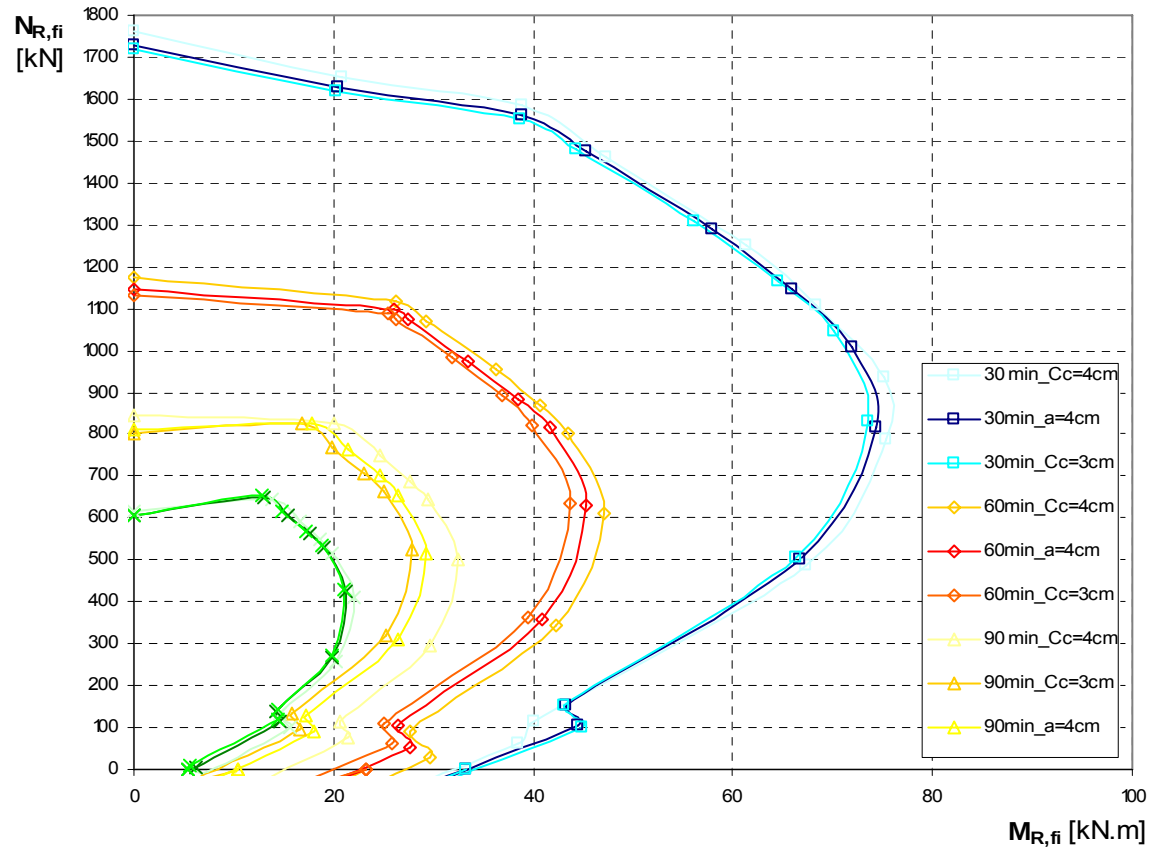


Fig. 8.47 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de 8m de altura de betão armado com secção 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm.

Relembre-se que a totalidade das figuras relativas à determinação da capacidade de carga do pilar para instantes de 120min e em particular a Figura 8.23 demonstram que o domínio possível ocorre para ε_s<0,02.

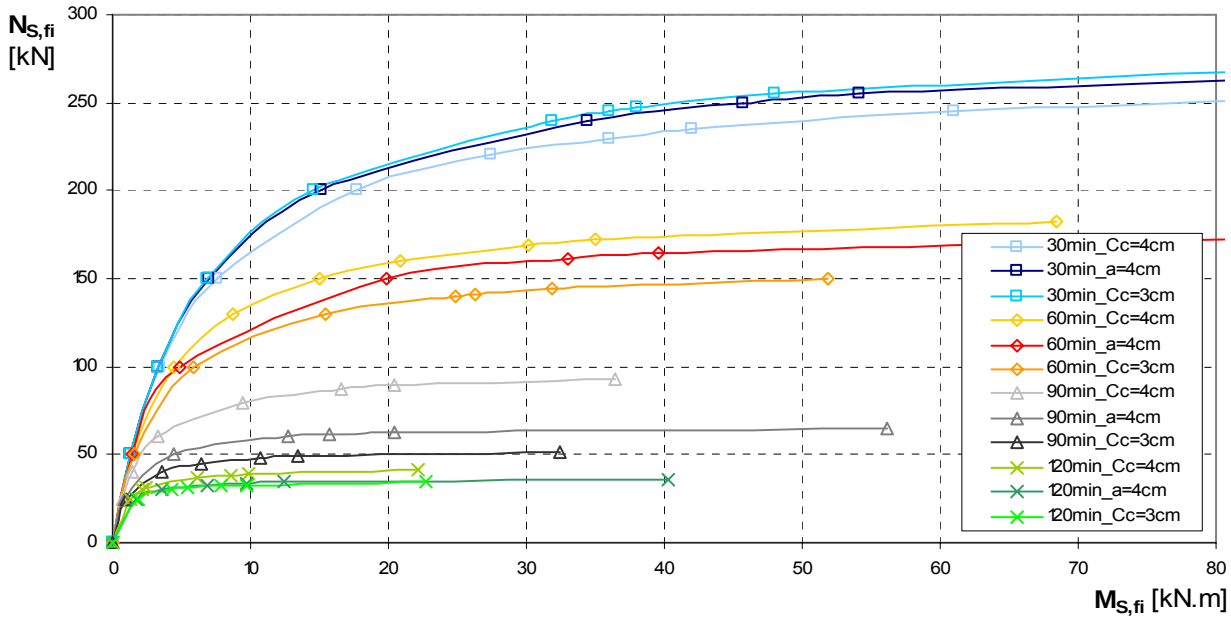


Fig. 8.48 – Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal (metodologia 3 - E_{cd}) em termos de $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para os instantes 30 60, 90 e 120min - Pilar de 8m de altura de betão armado com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834, para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm.

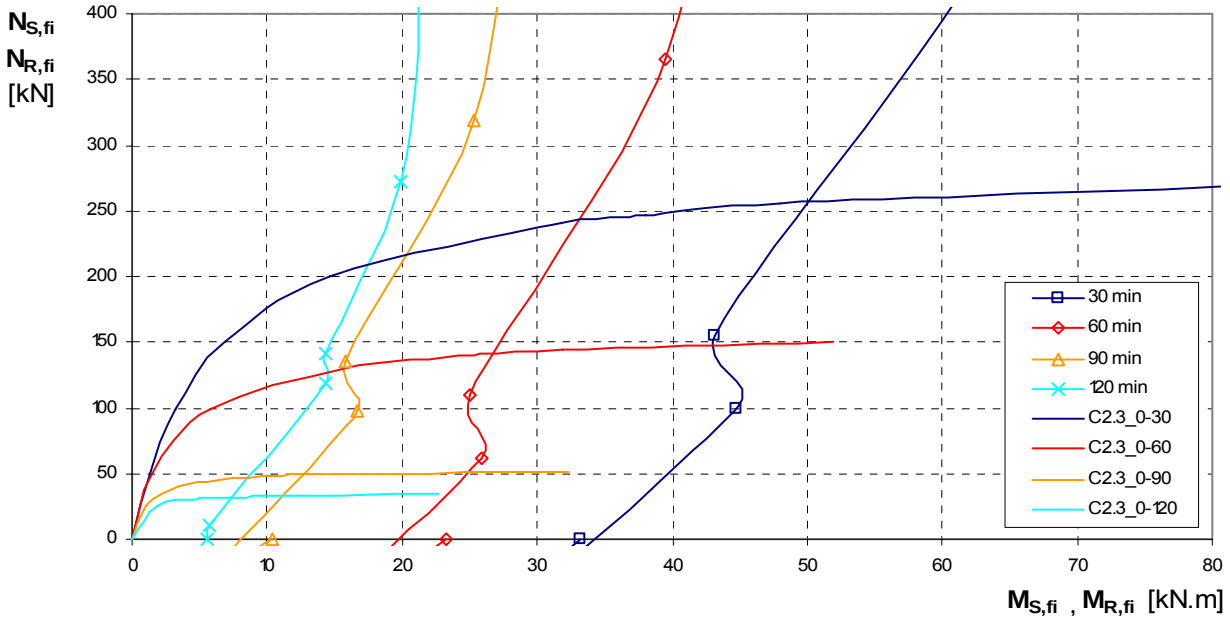
Contudo, pelo que se observa na Figura 8.48, o efeito não linear material faz-se repercutir mais no modelo não linear geométrico. Observa-se naquela figura um decréscimo significativo do esforço axial mobilizável, à medida que o recobrimento das armaduras diminui. Se a esse facto associar-se a redução do domínio resistente da secção na zona prevalecente de flexão, aonde as discrepâncias da resistência são mais acentuadas, então os valores finais podem vir significativamente afectados. É aquilo que se observa nas Figuras 8.49a), 8.23, e 8.49b), respectivamente para recobrimentos de C_c=3cm, C_c=3,291 (a=4cm) e C_c=4cm.

Essa variação é ainda quantificada em valores absolutos e percentualmente, face aos valores de SAFIR, respectivamente na Figura 8.50 e Quadro 8.12.

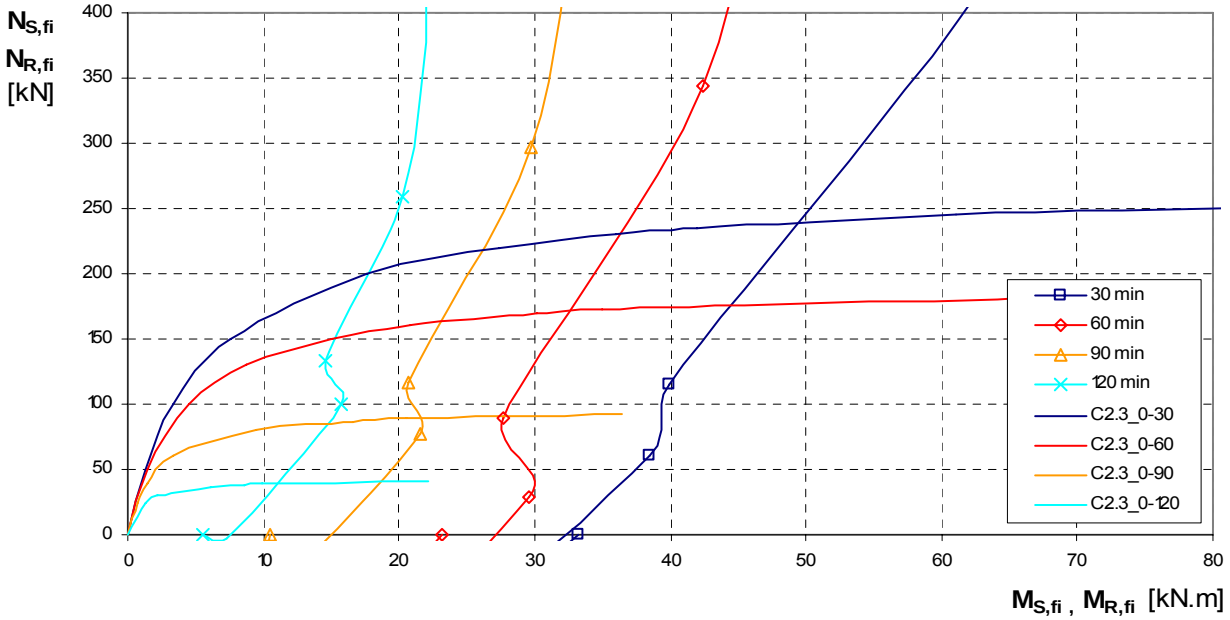
Como se observa na Figura 8.50 e Quadro 8.12, os resultados mantêm-se, para recobrimentos de armadura distintos, em consonância com os obtidos com o SAFIR. E mais importante ainda, mantendo-se o carácter conservativo.

Observa-se ainda que, independentemente do instante da análise, o recobrimento é potenciador da capacidade de carga quando sujeito a incêndio. A mais valia da protecção térmica das armaduras é maior que a menos valia da resistência à flexão devido à diminuição do braço da parcela de momento flector resistente relativo às armaduras. Esta análise é tanto válida para a análise com o método avançado de cálculo, SAFIR, como para o método

simplificado, SimFIRc. É curioso observar que para o instante 30min e para o modelo SimFIRc, se verifica na Figura 8.50 uma maior capacidade resistente quando o recobrimento é menor. Tal facto explica-se para aquele instante como sendo o efeito negativo térmico menor que o efeito positivo do acréscimo de braço relativamente às armaduras, na capacidade resistente da secção.



a) C_c =3cm



b) C_c =4cm

Fig. 8.49 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2 e 4ϕ16 com a=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min, para os recobrimentos: a) C_c=3cm, e b) C_c=4cm.

No Quadro 8.12 faz-se a análise quantitativa do método SimFIRc relativamente ao SAFIR e mais uma vez se conclui a acuidade dos resultados obtidos pelo método SimFIRc na avaliação da capacidade resistente dos pilares ao fogo quando se varia o recobrimento das armaduras.

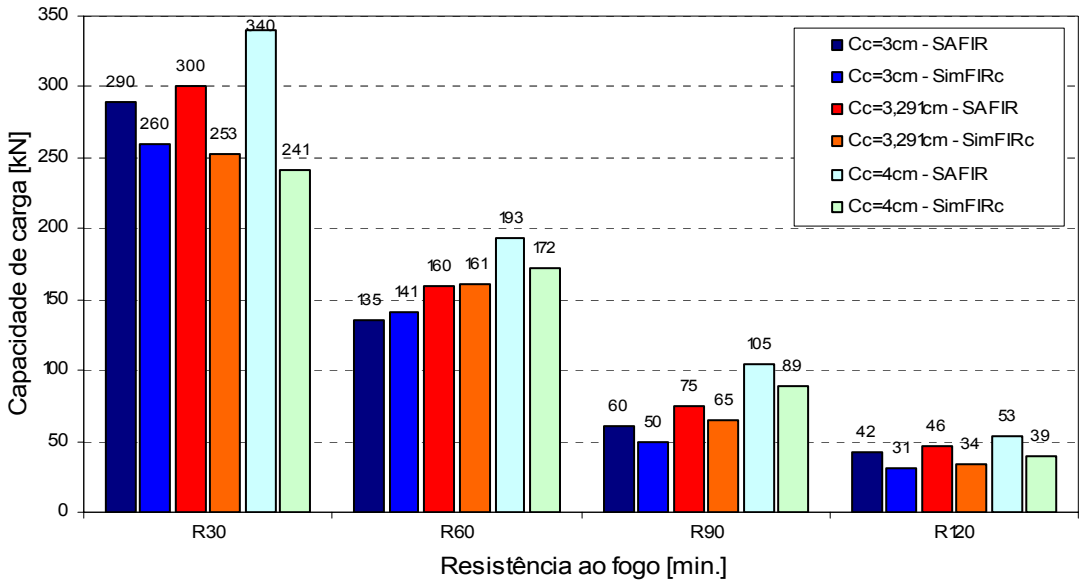


Fig. 8.50 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min de pilares de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2 e 4 ϕ16 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc), para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm.

Quadro 8.12 – Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm.

	SimFIRc			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0
8m - 4ϕ16 – C_c=3,000	-10	*4*	-17	-26
8m - 4ϕ16 – C_c=3,291	-16	*1*	-13	-26
8m - 4ϕ16 – C_c=4,000	-29	-11	-15	-26

Apenas aparecem dois valores não conservativos naquele Quadro 8.12, 1% e 4%, não tendo contudo, qualquer expressão nos resultados. Verifica-se ainda que a variação dos resultados obtidos pelos dois métodos acompanha sensivelmente o instante da análise independentemente do recobrimento considerado para as armaduras.

8.2.5.4 - Efeito da acção térmica

Embora aumente significativamente a complexidade do cálculo ao nível do método simplificado e até na avaliação do domínio resistente da secção, entendeu-se estudar a situação equivalente de um pilar embebido parcialmente num outro elemento construtivo, correspondendo, por isso a expor apenas metade do seu perímetro ao incêndio normalizado ISO 834. Avaliou-se sempre a situação mais gravosa para o pilar no que se refere à conjugação da excentricidade inicial, e_0, com a que é promovida pelo aquecimento diferencial

da secção. O objectivo deste estudo foi o de verificar se o aquecimento em metade do perímetro era mais gravoso que o aquecimento na sua totalidade. Assim, avaliou-se o grau de divergência da resistência ao fogo para as duas situações. Tanto no que se refere à análise com o método simplificado de cálculo, SimFIRc como com o método avançado de cálculo, SAFIR.

Apresenta-se o diagrama de interacção resultante obtido com SimFIRc na Figura 8.51 comparando-se com a situação de base, ou seja com o mesmo pilar sujeito em todo o seu perímetro ao incêndio normalizado ISO 834. Pela observação da Figura 8.51, verifica-se claramente um acréscimo da resistência da secção, assim como uma não existência de situação de compressão simples para aqueles limites de situações de extensões considerados inicialmente, para o aço e para o betão.

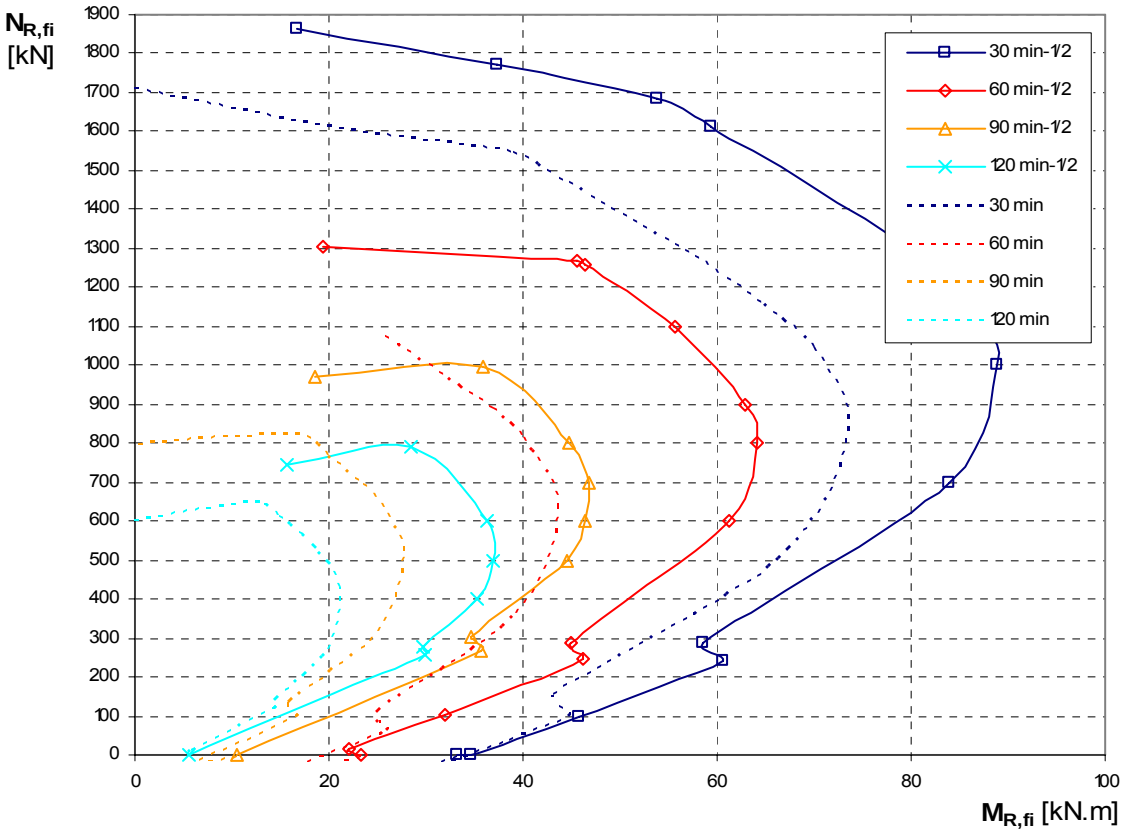


Fig. 8.51 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ obtido com SimFIRc para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 8m de altura, 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834.

A Figura 8.52 permite, através das intersecções das curvas referenciadas na Figura 8.51 e das curvas relativas à solicitação definidas pelo método SimFIRc (da mesma cor), obter os valores que se inserem na Figura 8.53, relativas à capacidade resistente dos pilares naqueles instantes.

A observação da Figura 8.53 e do Quadro 8.13 permite concluir que esta situação, apesar de potenciar um momento flector de segunda ordem superior devido ao efeito conjugado da não

linearidade geométrica com aquele promovido pelo gradiente térmico na secção, leva a resistências ao fogo superiores para o pilar.

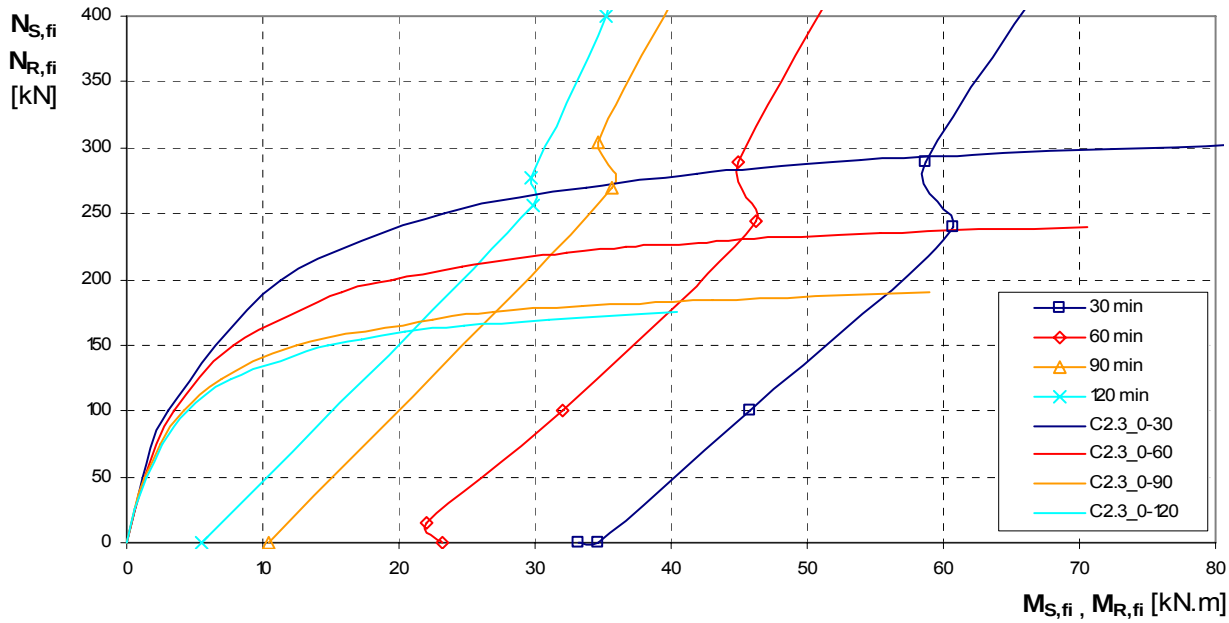


Fig. 8.52 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min.

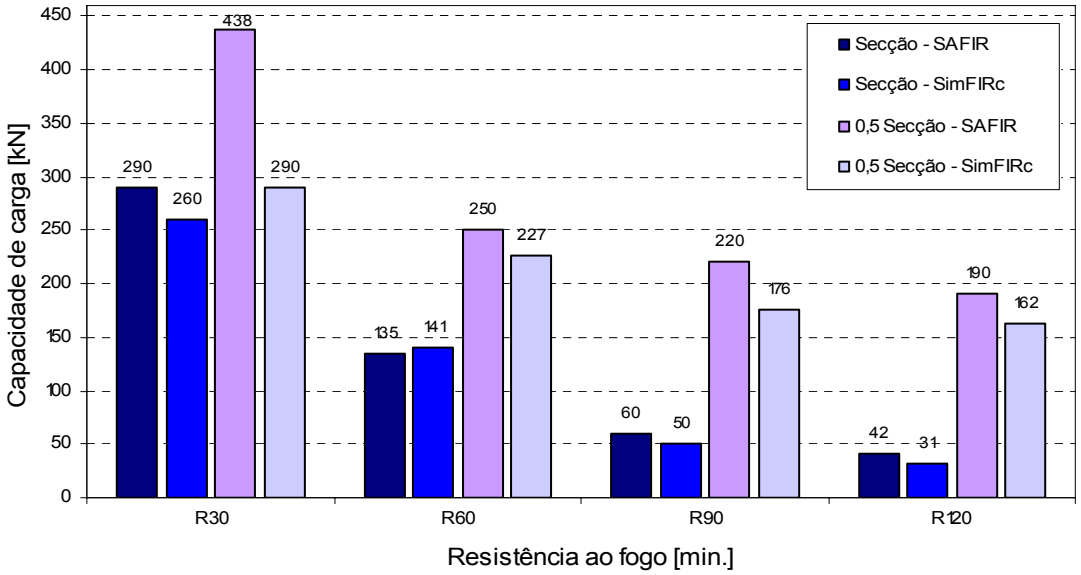


Fig. 8.53 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min do pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, 4 ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc).

Aliás francamente distintas para instantes de tempo maiores. Logicamente que a parte da secção menos solicitada termicamente pesará mais relativamente no seu todo. Assim, as variações da resistência absoluta para os pilares sujeitos aos dois tipos de solicitação térmica

vão-se acentuando para instantes superiores desde o início do incêndio. Aos 30min, a variação absoluta da capacidade de carga é de 290 para 260kN, respectivamente quando se solicita metade ou o perímetro todo do pilar ao incêndio (11% para uma avaliação com SimFIRc). No entanto essa variação já é de 447% aos 120min (162 para 31kN).

Refira-se contudo a manutenção de resultados conservativos do método simplificado desenvolvido, SimFIRc e em perfeita consonância com os resultados obtidos pelo SAFIR, (Figura 8.53).

Quadro 8.13 – Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos C_c=3cm, sujeito em metade e integralmente no seu perímetro ao Incêndio ISO 834.

	SimFIRc			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR	0	0	0	0
8m - 4ϕ16 - 1/1 Secção	-16	*1*	-13	-26
8m - 4ϕ16 - 1/2 Secção	-34	-9	-20	-15

O Quadro 8.13 apresenta a variação quantitativa dos resultados. Confirma-se pois a igualmente boa capacidade do modelo desenvolvido, SimFIRc abordar esta situação térmica.

Contudo, e porque a consideração do incêndio na totalidade do perímetro da secção do pilar é mais gravosa, deverá apenas considerar-se essa situação extrema nos cálculos tendo como objectivo encontrar a resistência ao fogo do pilar. Pelo que, apenas se considera a solicitação térmica envolvente do pilar em todas as análises subsequentes.

8.2.5.5 – Efeito da excentricidade da aplicação da carga

Por fim fez-se uma avaliação do efeito da excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar na redução da resistência do pilar, quer através da análise do método avançado de cálculo (SAFIR), quer através do método simplificado desenvolvido neste trabalho, (SimFIRc). Limitou-se contudo a análise apenas para o instante 60min, correspondendo inclusive esse o instante em que aparecem as maiores discrepâncias nos valores obtidos com os dois métodos, SAFIR e SimFIRc. Poderá, depreender-se que qualitativamente seriam de esperar resultados equivalentes, senão melhores, para outros instantes. Naturalmente que é um estudo que merecerá melhor atenção futura. Apresentam-se os resultados obtidos na Figura 8.54.

Utilizando os resultados intermédios obtidos das intersecções das curvas assinaladas na Figura 8.54, tal como se fez anteriormente para todos os outros casos e transpondo-os para a Figura 8.55 deduz-se que os resultados continuam a ser relativamente bons no que se refere à utilização do método simplificado, SimFIRc. Contudo, por se estar perante valores de

capacidade de carga muito baixos, o método tende a ficar não conservativo, à medida que a excentricidade aumenta.

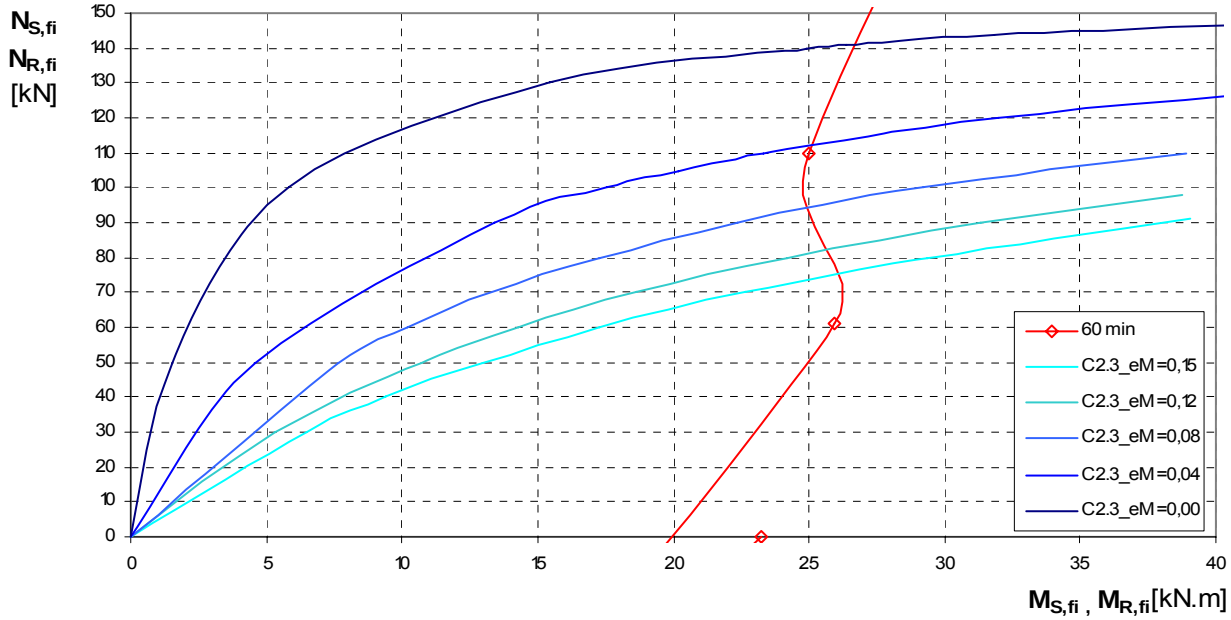


Fig. 8.54 – Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Consideração da carga axial com excentricidade e_M de 0, 0,04m, 0,08, 0,12 e 0,15m.

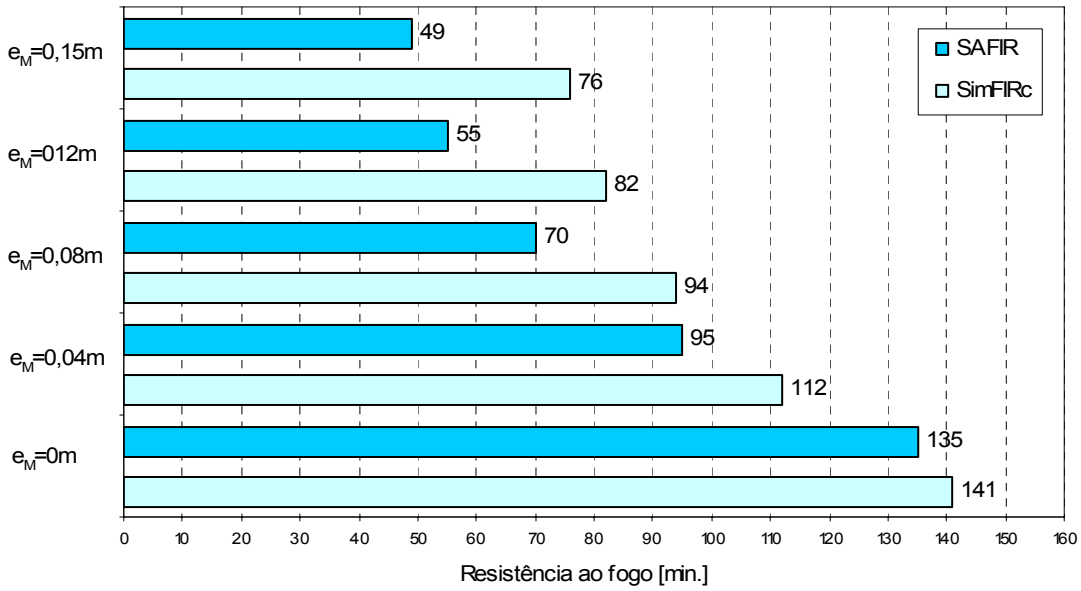


Fig. 8.55 – Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min do pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, 4 ϕ16 e C_c=3cm considerando uma carga P=135kN aplicada com excentricidade e_M de 0m, 0,04m, 0,08m, 0,12m e 0,15m.

A qualidade dos resultados evidenciada na Figura 8.55 é transposta quantitavamente para o Quadro 8.14. Contudo, para todas as situações os resultados são não conservativos.

Há pois que ter algumas reservas na aplicação de SimFIRc quando se consideram excentricidades na aplicação da carga. Mais cálculos considerando excentricidade na aplicação da carga serão necessários no futuro para reforçar o nível de aplicação de SimFIRc.

Quadro 8.14 – Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos C_c=3cm, considerando um da carga P=135kN aplicada com excentricidade de 0m, 0,04m, 0,08m, 0,12m e 0,15m.

	SimFIRc			
	R30	**R60**	**R90**	**R120**
SAFIR		0		
8m - 4ϕ16 e_M=0m		*4*		
8m - 4ϕ16 e_M=0,04m		*18*		
8m - 4ϕ16 e_M=0,08m		*34*		
8m - 4ϕ16 e_M=0,12m		*49*		
8m - 4ϕ16 e_M=0,15m		*55*		

8.3 - Análise do comportamento de pilares de betão ao incêndio ISO 834 a partir do método avançado - SAFIR

8.3.1 - Introdução

É feito neste parágrafo a análise do comportamento de pilares de betão ao incêndio ISO 834 com o método avançado de cálculo, SAFIR. Mantendo-se a secção de betão de 0,3x0,3m^2, faz-se agora um estudo mais exaustivo e abrangente nessa análise avaliando também outros parâmetros como a deformação dos pilares e a evolução dos momentos flectores ao longo do tempo. Tanto quanto é desejável, para determinados cálculos, faz-se uma análise retroactiva ao método simplificado SimFIRc. É analisada em termos daqueles novos parâmetros, a variabilidade do comportamento ao fogo dos pilares quando se variam os principais parâmetros estruturais nomeadamente: a percentagem de armadura da secção, a altura dos pilares, a combinação de ambos e o nível de carregamento no topo do pilar para as condições de exposição ao incêndio padrão ISO 834 mais gravosas verificadas no parágrafo anterior, isto é ao longo de todas as faces dos pilares. Os parâmetros variáveis objecto de estudo foram a esbelteza e a relação entre a área de armadura e a área de betão tendo ambos grande influência nos efeitos de segunda ordem.

As modelações numéricas para avaliação da distribuição térmica de algumas secções foram já apresentadas anteriormente. As restantes secções são objecto de análise no parágrafo 8.3.3.

O pilar de referência, aqui considerado, é o pilar de 8m de altura, com uma secção de betão armado de 0,3x0,3m^2, com 4ϕ16 e com um recobrimento às faces sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 de 3cm. A análise de tensões e deformações é feita para a condição de

apoio (apoio duplo na base do pilar e simples no topo) tal como se representa na Figura 8.56a).

Apresenta-se ainda naquela figura, a deformada típica para os pilares naquelas condições (Figura 8.56a), o diagrama de momentos flectores típico (Figura 8.56b), e esforços axiais (Figura 8.56a) mostrando o efeito da consideração do seu peso próprio, para além de uma pequena carga axial aplicada no seu topo. A deformação lateral do pilar e o diagrama do momento flector devem-se sobretudo ao efeito de segunda ordem acoplado à excentricidade inicial do pilar, que este tipo de estruturas fica sujeito. A figura mostra que o maior valor do momento flector ocorre a meia altura do pilar. Este é o local mais provável onde se poderá formar uma rótula plástica, se o modo de rotura ocorrer devido à flexão.

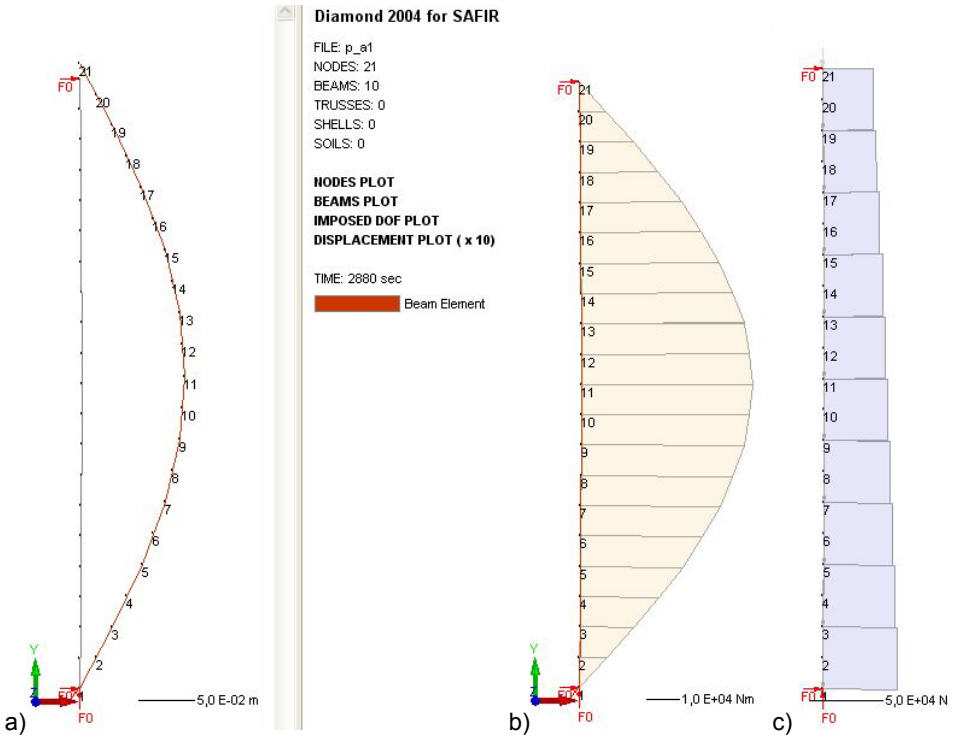


Fig. 8.56 – Discretização para a análise estrutural: a) Caracterização da malha de elementos finitos utilizados e deformação do pilar; b) Distribuição dos momentos flectores; c) Distribuição do esforço axial.

A análise estrutural do pilar é realizada a duas dimensões por se tratar de um pilar sujeito a uma solicitação térmica e mecânica simétricas. O pilar é modelado através de 10 elementos finitos de "viga 2D" com três nós cada. O pilar está sujeito a uma carga distribuída que representa o seu peso próprio para além da carga axial superior. Algumas hipóteses de base são consideradas no cálculo:

- Ao pilar são admitidas rotações na base;
- O pilar é uniformemente aquecido em altura;
- Não ocorre a esfoliação explosiva do betão (spalling);
- Não há escorregamento entre a armadura e o betão;

- A rotura não ocorre nos apoios;
- Existe uma excentricidade inicial máxima de 2cm a meia altura do pilar tendo uma variação trigonométrica (seno) em altura (valores zero na base e no topo).

8.3.2 - Configuração geométrica e propriedades materiais dos pilares analisados

O Quadro 8.15 apresenta a totalidade dos cálculos realizados tendo em vista a avaliação do comportamento típico de pilares quando sujeitos a um incêndio ISO 834 em todas as faces. Segue-se um estudo paramétrico que procura avaliar a influência da variação de vários aspectos estruturais nesse comportamento. Consideraram-se nomeadamente a variação: da altura dos pilares, da secção das armaduras e da sua disposição, do nível de carregamento e a correspondente excentricidade na sua aplicação no topo do pilar.

As designações dos cálculos seguem a mesma lógica já apresentada para os cálculos relativos aos outros elementos estruturais avaliados nos capítulos precedentes. Assim, por exemplo, na terminologia *P-A*$_1$, *P* representa o cálculo corresponde a pilares. A letra *A* corresponde a uma secção tipo, na qual o que varia é o tipo e percentagem de armaduras, neste caso correspondente a 4ϕ16. Em todos os cálculos considera-se um apoio duplo na base do pilar e um simples no seu topo. O índice que se segue apenas distingue para cada conjunto variações ao nível da altura do pilar, do recobrimento, da excentricidade da carga aplicada no topo do pilar e do nível do carregamento, normalmente uma percentagem do valor correspondente à capacidade de carga do pilar a frio, não considerando a encurvadura.

Houve uma selecção prévia das secções em estudo, e da variabilidade dos restantes parâmetros para restringir o número de cálculos procurando contudo, evidenciar as especificidades de cada tipo de secção. Com o objectivo de facilitar a comparação entre os cálculos efectuados ao longo do capítulo, apresenta-se o Quadro 8.15, no final do capítulo.

As propriedades materiais dos pilares modelados são ligeiramente distintas das apresentadas no parágrafo 8.2. De facto, ali procurava-se fazer uma comparação com os resultados publicados por outros autores. Aqui consideram-se as mesmas propriedades mecânicas para o aço e betão já utilizadas para as lajes, vigas e paredes por uma questão de uniformidade mas sobretudo para servir de estudo de base coerente, permitir a análise do capítulo seguinte relativo a pórticos constituintes com aqueles elementos estruturais simples e seja um ponto de partida para análises futuras. Assim, as propriedades materiais dos pilares modelados são as apresentadas no Quadro 8.16.

Todos os cálculos foram feitos até aos 120min. A excepção foi feita para o cálculo *P-E*$_4$ em que, por envolver uma secção muito armada e ter uma resistência ao fogo superior, foi prolongado até aos 130min.

Quadro 8.16 – Caracterização geométrica e material dos pilares analisados.

Propriedades do betão		
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	30,0MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_{cd}	18GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	Zero
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados siliciosos - EN 1992-1-2 [1]
Recobrimento mínimo de betão	C_c	30mm

Propriedades do aço da armadura		
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	400MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_s	210GPa
Modelo do aço (térmico e mecânico)		EN 1992-1-2, [1]
Diâmetro das armaduras	ϕ_s	16mm e 25mm
Comprimento da armadura		Total

Acções		
Peso próprio e cargas permanentes	G	2,25kN/m
Acção Axial no topo do pilar (1,0G+0,4Q)	P	450,500,600,900, 1050, 1200,1500,1800,2100
Acção de incêndio	$P+G$	
Exposição ao incêndio		ISO 834 (240min máximo)

8.3.3 - Análise térmica

Apresentam-se nas Figuras 8.57 a 8.59 os principais resultados da solicitação térmica das secções correspondentes aos pilares aqui analisados complementando aqueles que foram apresentados em 8.2.2.3. Apresenta-se na Figura 8.57 a evolução da temperatura média das armaduras das secções dos pilares analisados com dimensões 0,3x0,3m^2 e com as seguintes armaduras: 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25, comparando com a temperatura dada pela curva de incêndio padrão ISO 834.

Na Figura 8.58 apresenta-se as malhas de elementos finitos para as secções com as seguintes armaduras 12ϕ25 e 16ϕ25. E simultaneamente, apresenta-se os resultados das isotérmicas correspondentes a patamares de temperatura para o instante 60min quando a secção está sujeita ao incêndio nas quatro faces.

Na Figuras 8.59 apresenta-se a malha de elementos finitos considerada para a secção com armaduras 8ϕ25 e isotérmicas associadas para os instantes, 30, 60, 90 e 120min.

Pela análise das Figuras 8.58 e 8.59, para as distribuições de armadura 8ϕ25 e 16ϕ25, observa-se que as temperaturas dos varões que estão nos vértices das secções são superiores àquelas que se observam nos varões a meio das faces. A evolução da temperatura nas armaduras é assim, diferenciada na Figura 8.57 respectivamente, em exterior e interior. A diferença qualitativa das temperaturas entre os varões exteriores e interiores observada nas Figuras 8.58 e 8.59 é melhor quantificada na Figura 8.57.

Da observação das Figuras 8.57 e 8.59 e para a secção com 8ϕ25 se conclui que o diferencial de temperatura entre as armaduras colocadas nos vértices e a meio da face oscila entre

aproximadamente os 100ºC e os 200ºC entre os 30min e os 120min. Já para a secção com 16ϕ25 a variação da temperatura entre os varões "exteriores" e "interiores" é naturalmente menor diferenciando-se para os 120min em cento e poucos graus Centígrados.

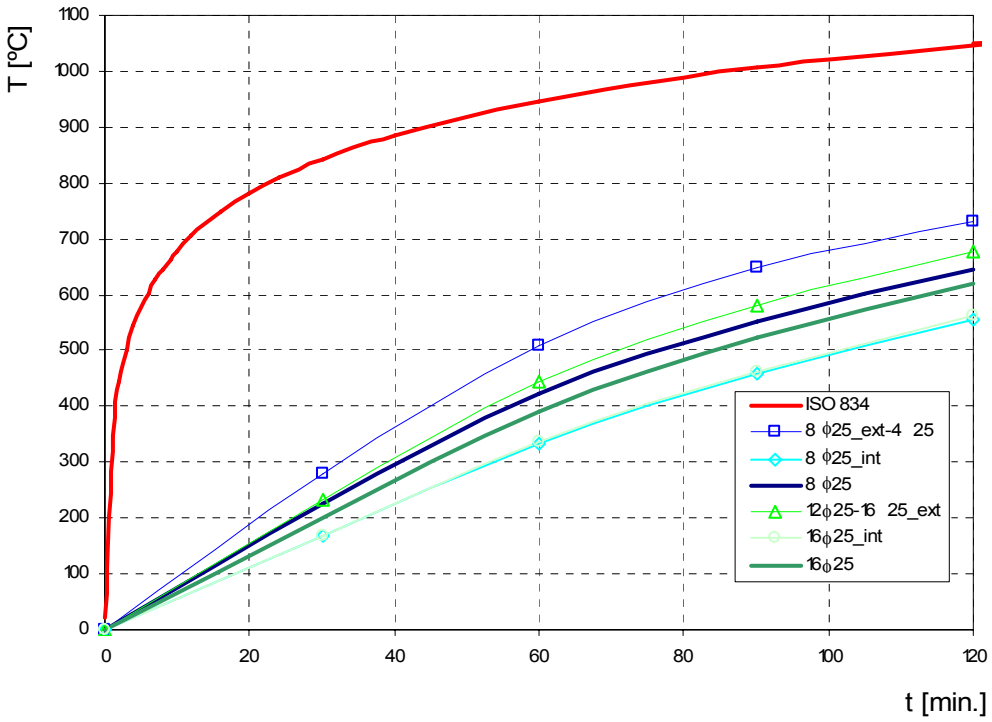


Fig. 8.57 - Evolução da temperatura em função do tempo da curva ISO 834 e das armaduras, para as secções dos pilares analisados com 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25.

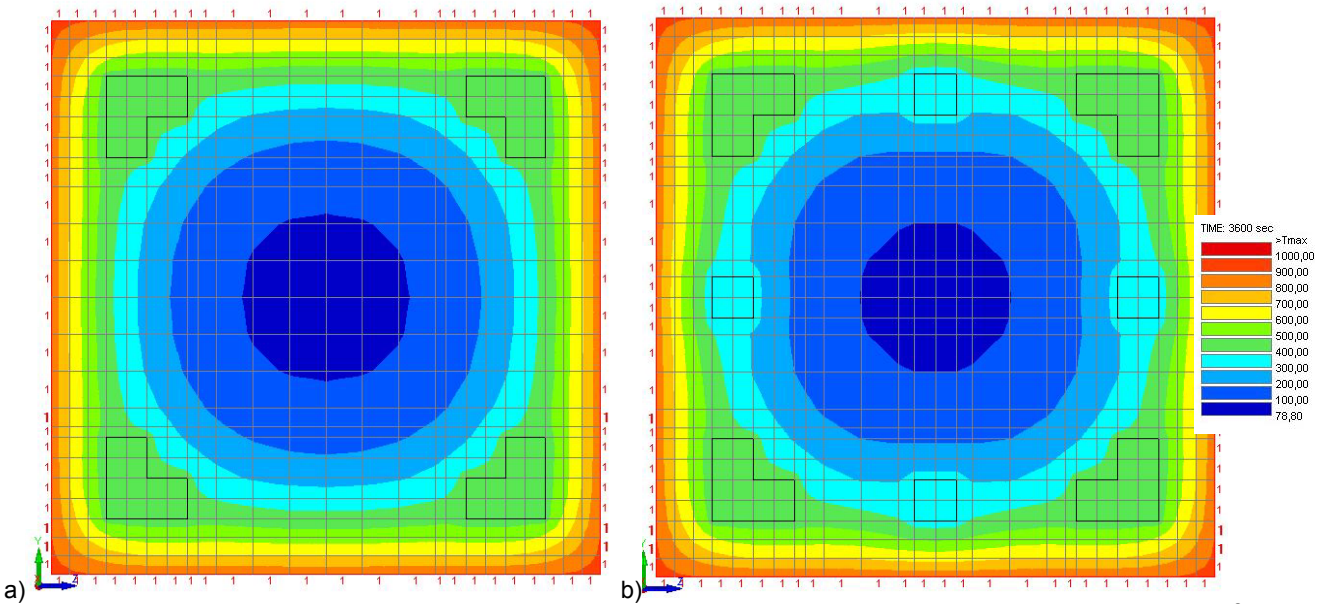


Fig. 8.58 – Malha de elementos finitos para análise térmica das secções dos pilares 0,3x0,3m^2 para os 60min com a) 12ϕ25 e b)16ϕ25.

Complementarmente, observa-se na análise da Figura 8.57 que o facto de haver mais área de armadura na secção com 16ϕ25 do que na secção com 8ϕ25, pouco altera a temperatura nas armaduras a meio das faces. Contudo, tal não se verifica nos vértices.

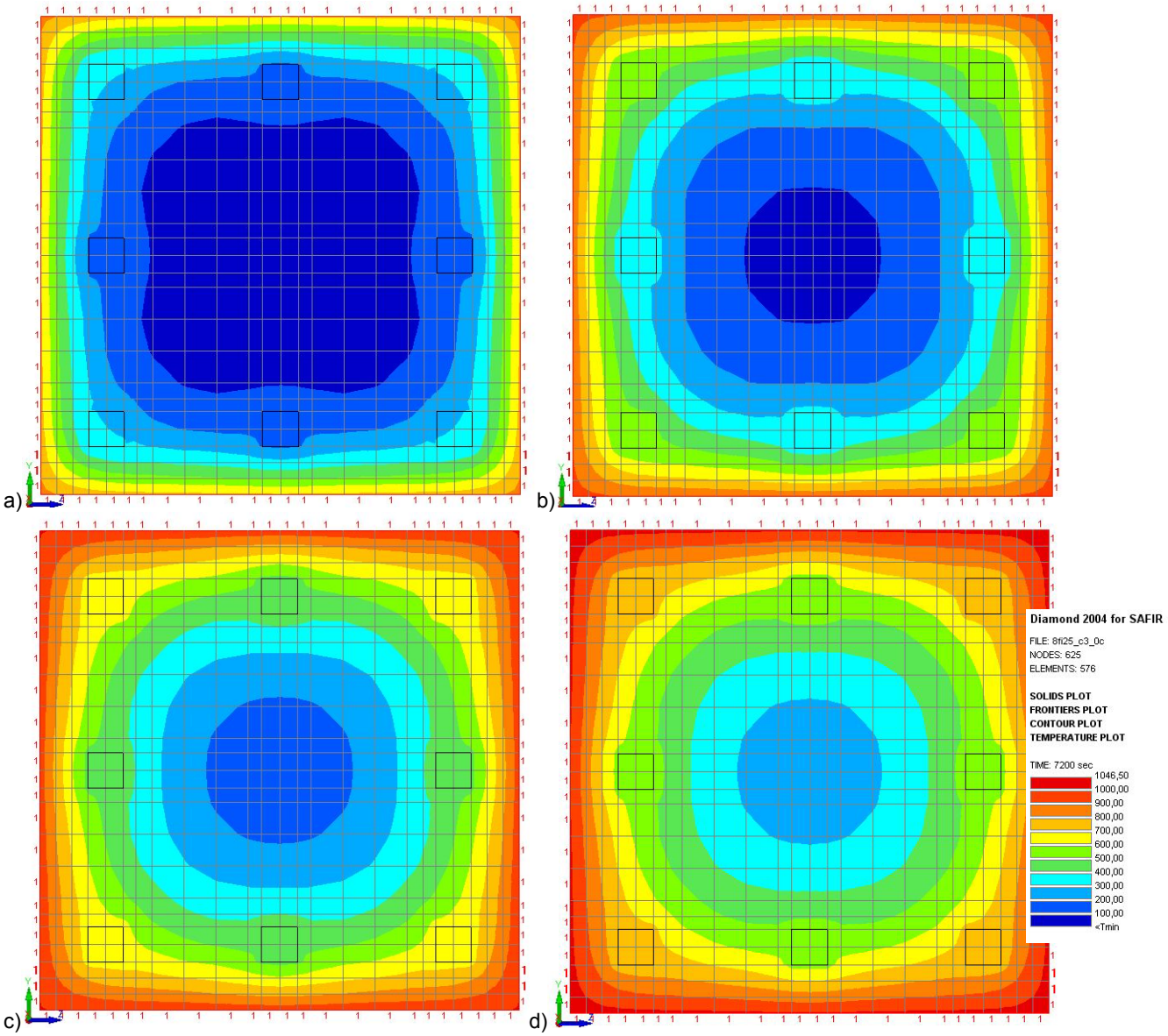


Fig. 8.59 – Malha de elementos finitos para análise térmica da secção dos pilares 0,3x0,3m^2 com 8 ϕ25 para os: a)30min, b) 60min, c) 90min e d)120min.

Complementarmente, apresenta-se na Figura A3.11, no Anexo 3, o tempo necessário para se atingir em cada armadura uma temperatura média de 500ºC. Observa-se por exemplo na secção com 8ϕ25 que, os 500ºC são atingidos nos varões de canto aos 59min, enquanto que essa temperatura só é atingida nos varões a meio das faces aos 103min. Este aspecto vai condicionar o comportamento dos pilares ao fogo, na medida em que essa diferença potencia uma diminuição mais gradual das características materiais do aço ao longo do tempo.

8.3.4 - Estudo paramétrico

Enquanto no Quadro 8.15 se apresentam a totalidade dos cálculos realizados, no Quadro 8.17 explicita-se a comparação directa entre os cálculos tendo em vista a avaliação do comportamento paramétrico dos pilares quando sujeitos a um incêndio ISO 834 nas faces.

Quadro 8.17 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada.

PARÂMETRO EM ESTUDO					
	Parâmetros comuns				**RECOBRIMENTO** C_c – a [cm]
	Altura[m]	Secção	e_M[m]	$\%N_{rd}$	
$P\text{-}A_1$	5,2	4ϕ16	0	15	***a=4***
$P\text{-}A_2$			0,08		
$P\text{-}A_3$			0		***C_c=3***
$P\text{-}A_4$			0,08		
$P\text{-}A_5$			0		***C_c=4***
P-A_6			0,08		

PARÂMETRO EM ESTUDO					
	Parâmetros comuns				**SECÇÃO**
	Altura[m]	C_c	e_M[m]	$\%N_{rd}$	
$P\text{-}A_3$	5,2	3cm	0	450kN	**4ϕ16**
$P\text{-}B_5$					**4ϕ25**
$P\text{-}C_1$					**8ϕ25**
$P\text{-}D_4$					**12ϕ25**
$P\text{-}E_4$					**16ϕ25**
$P\text{-}A_9$	2,6		0,08	30	**4ϕ16**
$P\text{-}B_2$					**4ϕ25**
$P\text{-}A_{11}$	2,6		0	30	**4ϕ16**
$P\text{-}B_1$					**4ϕ25**
$P\text{-}D_1$	3,5		0	20	**12ϕ25**
$P\text{-}E_1$					**16ϕ25**

PARÂMETRO EM ESTUDO					
	Parâmetros comuns				**EXCENTRICIDADE** e_M [m]
	Altura[m]	Secção	C_c	$\%N_{rd}$	
$P\text{-}A_9$	2,6	4ϕ16	3cm	30	**0,08**
$P\text{-}A_{11}$					**0**
$P\text{-}B_1$		4ϕ25			**0**
$P\text{-}B_2$					**0,08**
$P\text{-}B_3$	3,5				**0**
$P\text{-}B_4$					**0,08**
$P\text{-}C_1$	5,2	8ϕ25		10	**0**
$P\text{-}C_2$					**0,08**
$P\text{-}E_2$	4,3	16ϕ25		20	**0**
$P\text{-}E_3$					**0,08**

PARÂMETRO EM ESTUDO					
	Parâmetros comuns				**ALTURA** [m]
	C_c	Secção	e_M[m]	$\%N_{rd}$	
$P\text{-}A_3$	3cm	4ϕ16	0	15	**5,2**
$P\text{-}A_7$					**6,1**
$P\text{-}C_1$		8ϕ25		10	**5,2**
$P\text{-}C_4$					**7,0**
$P\text{-}C_7$				50	**3,5**
$P\text{-}C_3$					**5,2**
$P\text{-}D_1$		12ϕ25		20	**3,5**
$P\text{-}D_2$					**4,3**
$P\text{-}D_5$					**5,2**
$P\text{-}D_7$					**6,1**
$P\text{-}D_9$					**7,0**
$P\text{-}E_1$		16ϕ25		20	**3,5**
$P\text{-}E_2$					**4,3**
$P\text{-}E_5$					**5,2**
$P\text{-}E_7$					**6,1**
$P\text{-}E_9$					**7,0**

PARÂMETRO EM ESTUDO					
C_c=3cm	Parâmetros comuns				**ACÇÃO** [kN]
	Altura[m]	Secção	e_M[m]	$\%N_{rd}$	
$P\text{-}A_8$	2,6	4ϕ16	0,08	15	**450**
$P\text{-}A_9$				30	**900**
$P\text{-}A_{10}$			0	50	**1500**
$P\text{-}A_{11}$				30	**900**
$P\text{-}C_1$	5,2	8ϕ25		10	**450**
$P\text{-}C_3$				50	**2100**
$P\text{-}C_4$	7,0	8ϕ25		10	**450**
$P\text{-}C_5$				20	**900**
$P\text{-}C_6$				35	**1500**
$P\text{-}D_8$		12ϕ25		10	**500**
$P\text{-}D_9$				20	**1000**
$P\text{-}D_5$	5,2			20	**1000**
$P\text{-}D_6$				50	**2500**
$P\text{-}D_2$	4,3			20	**1000**
$P\text{-}D_3$				50	**2500**
$P\text{-}E_8$	7,0	16ϕ25		10	**600**
$P\text{-}E_9$				20	**1200**
$P\text{-}E_4$	5,2			8	**450**
$P\text{-}E_5$				20	**1200**
$P\text{-}E_6$				30	**1800**

Os parâmetros dos pilares considerados são: o recobrimento das armaduras, a altura do pilar, o efeito da carga axial aplicado no seu topo perante inúmeras alturas, a excentricidade dessa carga axial e secções das armaduras, ou seja percentagens de aço na secção.

O estudo paramétrico avalia os efeitos da variação de alguns parâmetros no deslocamento horizontal a meia altura dos pilares e no momento flector máximo produzido também a meia altura do pilar. O efeito de segunda ordem é o aspecto preponderante na determinação da rotura dos pilares. As propriedades materiais de base adoptadas na análise são as apresentadas em 8.3.2. Estas propriedades são as utilizadas tipicamente na construção corrente. Considerar-se-á igualmente uma carga axial no seu topo como influência do resto da estrutura e uma carga uniformemente distribuída no pilar correspondente ao seu peso próprio em todas as análises. No Quadro 8.17 apresentam-se as variações dos parâmetros considerados no estudo e cujas análises de resultados se apresentam nas secções seguintes.

8.3.4.1 - Efeito do recobrimento da armadura

Naturalmente que o recobrimento da armadura do pilar por betão tem uma importância fundamental no comportamento global do mesmo quando sujeito em todo o seu contorno a um incêndio. A intenção neste parágrafo foi a de modelar o comportamento dos pilares sujeitos ao incêndio padrão ISO 834 para diferentes recobrimentos das armaduras: C_c=*3cm*, C_c=*4cm* e *a=4cm*, mantendo todos os outros parâmetros inalteráveis como a secção do betão e do aço, assim como a solicitação mecânica e altura do pilar.

Os resultados apresentados na Figura 8.60 correspondem a pilares de 5,2m com uma secção 0,3x0,3m^2 e 4ϕ16 com a aplicação de uma carga no seu topo de 450kN. Apresenta-se na Figura 8.60 a resistência alcançada por cada um dos pilares em função do recobrimento C_c=3cm, C_c=4cm e *a*=4cm e da excentricidade da carga aplicada no seu topo, e_M, com valores de 0 e 0,08m (cálculos *P-A*$_1$ a *P-A*$_6$).

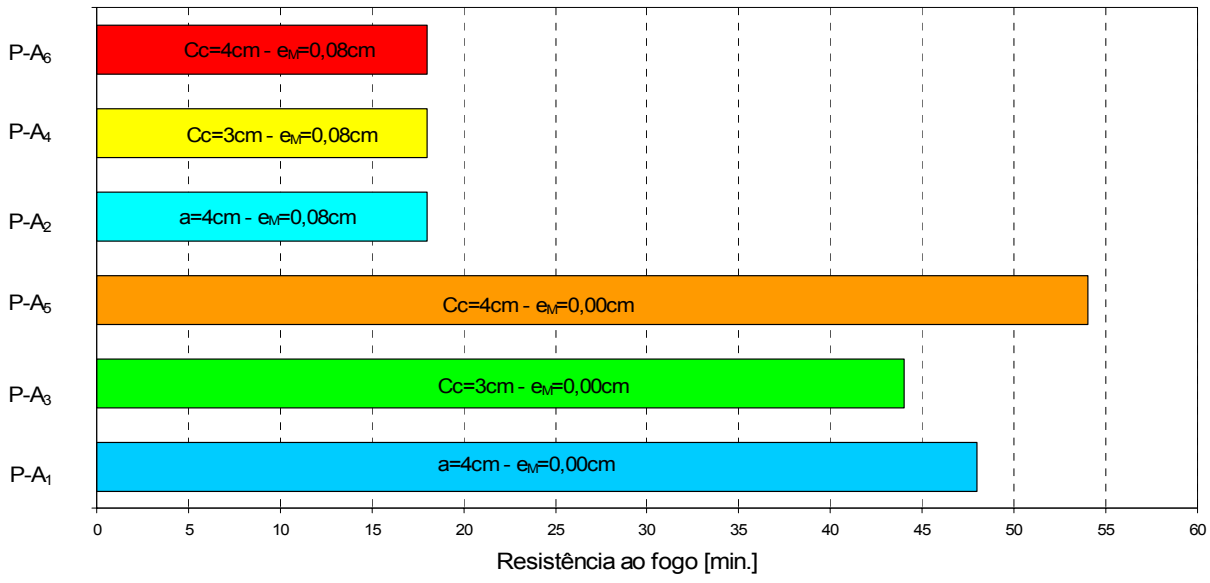


Fig. 8.60 – Resistência ao fogo de pilares para diferentes recobrimentos das armaduras e excentricidades de aplicação da carga, e_M.

Da observação da Figura 8.60, verifica-se que a excentricidade dada à acção de 450kN aplicado no topo do pilar faz reduzir drasticamente a resistência do pilar em análise: para o maior recobrimento, C_c=4cm, a resistência ao fogo passa de 54 para 18min, isto é, cerca de um terço da resistência ao fogo. Assim, o efeito de segunda ordem promovido por aquela excentricidade é o principal factor para tal redução. Esta redução faz-se mesmo para a aplicação de uma carga correspondente a apenas 15% do valor limite da resistência à compressão do pilar, não considerando a encurvadura. Portanto, as solicitações mecânica e térmica acopladas são tão severas que o efeito do recobrimento (para uma precisão nos cálculos de 2min) não se traduz em qualquer diferença no resultado da resistência ao fogo dos três pilares quando se considera a excentricidade de 0,08m na aplicação da carga, resultando uma resistência ao fogo de 18min para todos eles (Figura 8.60).

Para uma carga axial aplicada sem excentricidade, a variação da resistência ao fogo do pilar é no entanto significativa quando se aumenta o recobrimento das armaduras de 3 para 4cm. A variação é de 10min, de 54 para 44min, ou seja uma redução de 22%. Para um recobrimento das armaduras intermédio, de 3,291cm, a resistência ao fogo é de 48min.

8.3.4.1.1 - Deformação horizontal a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.61 o deslocamento a meia altura e ao longo do tempo dos pilares com armaduras 4ϕ16 considerando distintos recobrimentos para as duas situações de aplicação da carga axial no seu topo, com e sem uma excentricidade de 0,08m face ao centro de gravidade da secção.

A deformação horizontal a meia altura para os pilares analisados deve-se ao efeito de segunda ordem que a carga, sobretudo a aplicada no seu topo para além do seu peso próprio, promovem. Contudo, essas deformações são potenciadas pela excentricidade inicial considerada máxima a meia altura, e_0. Mas, mais cedo é potenciado aquela deformação a meia altura dos pilares, quando também se considera a excentricidade e_M na aplicação da carga.

À medida que o recobrimento das armaduras é incrementado, o tempo para se atingir a rotura aumenta.

Considerando a aplicação de uma carga com um momento flector no topo do pilar, para qualquer período de tempo de exposição ao fogo, os deslocamentos a meio dos pilares mantêm-se porque o efeito mecânico é preponderante sobre o térmico. Apenas para o cálculo com o recobrimento mínimo de 3cm se nota um ligeiro acréscimo daquele valor no último passo do cálculo (Figura 8.61). Os pilares apresentam uma evolução dos deslocamentos com duas taxas de crescimento distintas. Uma primeira crescente até aos 16min em que aqueles deslocamentos aumentam a uma taxa de cerca de 2,5cm por 10min e a segunda fase mais acentuada no que se refere ao deslocamento horizontal até que se atinge a rotura.

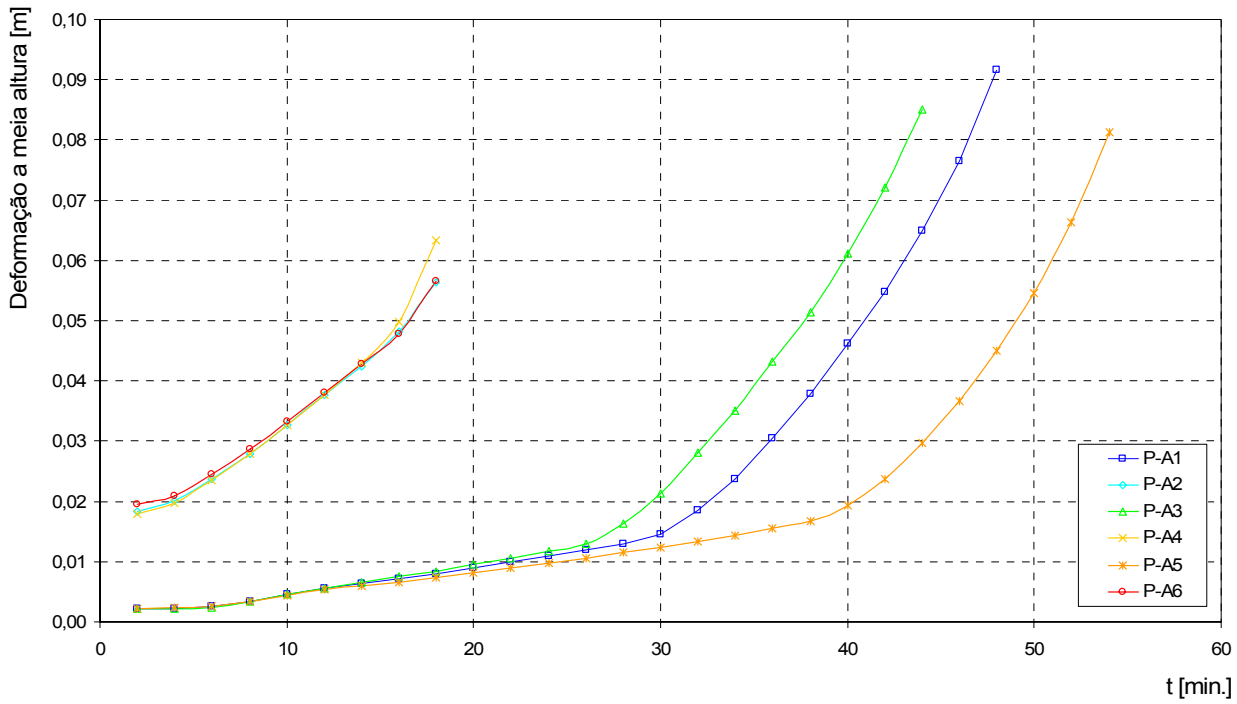


Fig. 8.61 – Deformação horizontal a meia altura dos pilares em função do tempo.

Já quando não se considera tal excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar, o comportamento do pilar fica condicionado pelo efeito térmico a partir dos 25min (Figura 8.61). Assim, apesar da evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares ser semelhante a partir daquele instante, embora desfasados no tempo, assim como o seu valor máximo atingido ser cerca de 8 a 9cm, a resistência ao fogo diferencia-se aumentando com o aumento do recobrimento das armaduras. A resistência ao fogo toma os valores de 54, 48 e 44min respectivamente para 4, 3,291 e 3cm de espessuras de recobrimento das armaduras. Estes pilares apresentam duas taxas de crescimento dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares crescentes com o tempo reflectindo, na segunda fase de taxa crescente, a importância que o efeito de segunda ordem tem no colapso destas estruturas.

8.3.4.1.2 - Momento flector a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.62 a variação dos momentos flectores a meia altura de pilares em função do tempo considerando distintos recobrimentos para duas situações de aplicação da carga axial no seu topo, com e sem uma excentricidade de aplicação da carga. Nos cálculos a secção representava uma distribuição de armadura de ϕ16 e naqueles em que se consideraram excentricidade na aplicação da carga axial no topo do pilar foi de 0,08m. Verifica-se naturalmente que, quando o recobrimento da armadura aumenta, a resistência ao fogo do pilar também aumenta para uma resistência à flexão equivalente. Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar aumenta.

Mostra-se no gráfico que, para os pilares em que não se aplica excentricidade à carga actuante no seu topo, o momento flector aumenta com um comportamento quase linear na fase inicial de aquecimento, isto é, até aos 25min. O incremento de momento flector é suave até que depois desse instante, crescem rapidamente até à rotura por encurvadura.

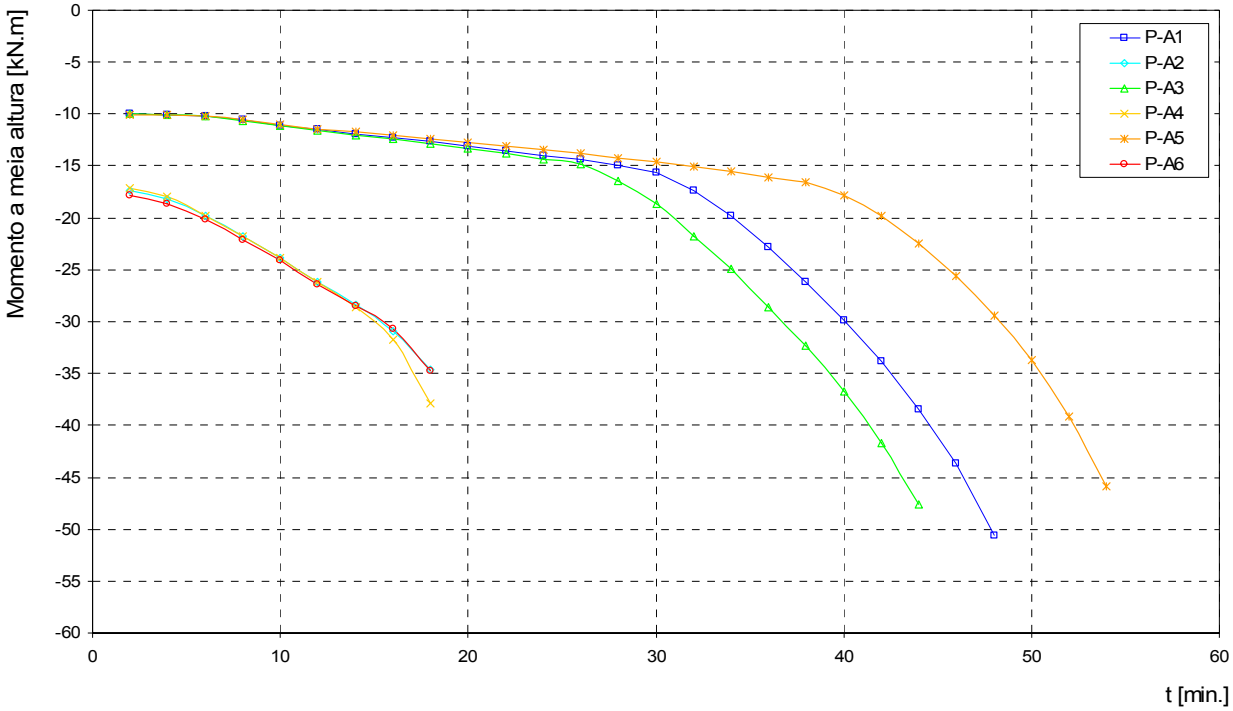
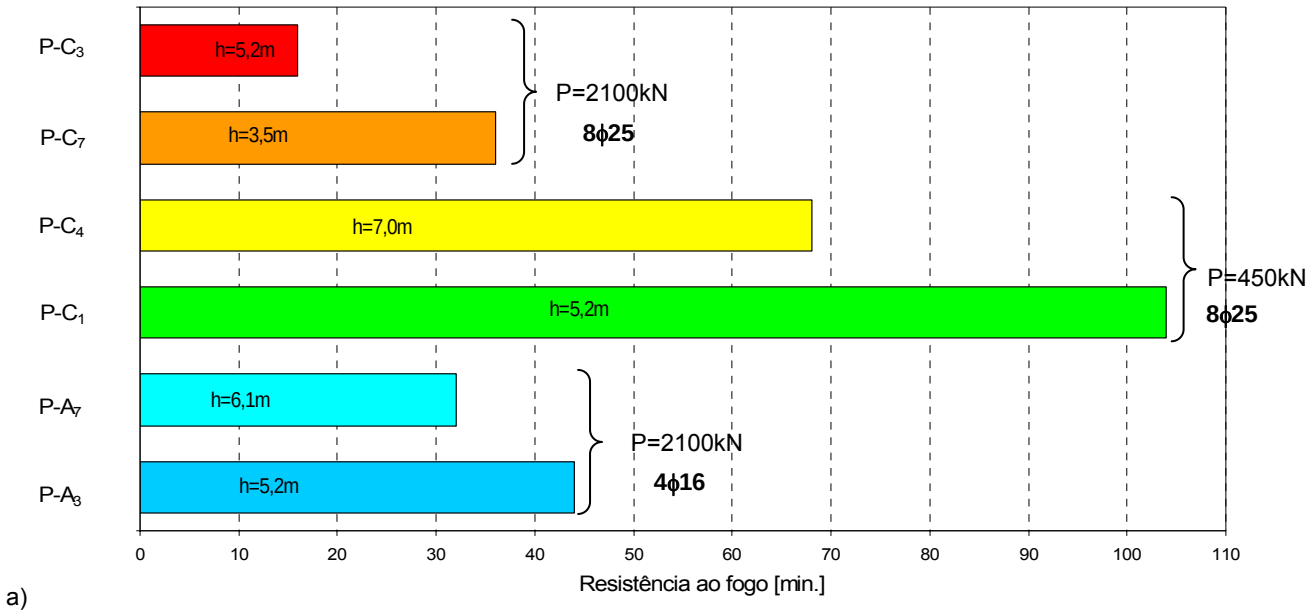


Fig. 8.62 – Momento flector a meia altura dos pilares em função do tempo.

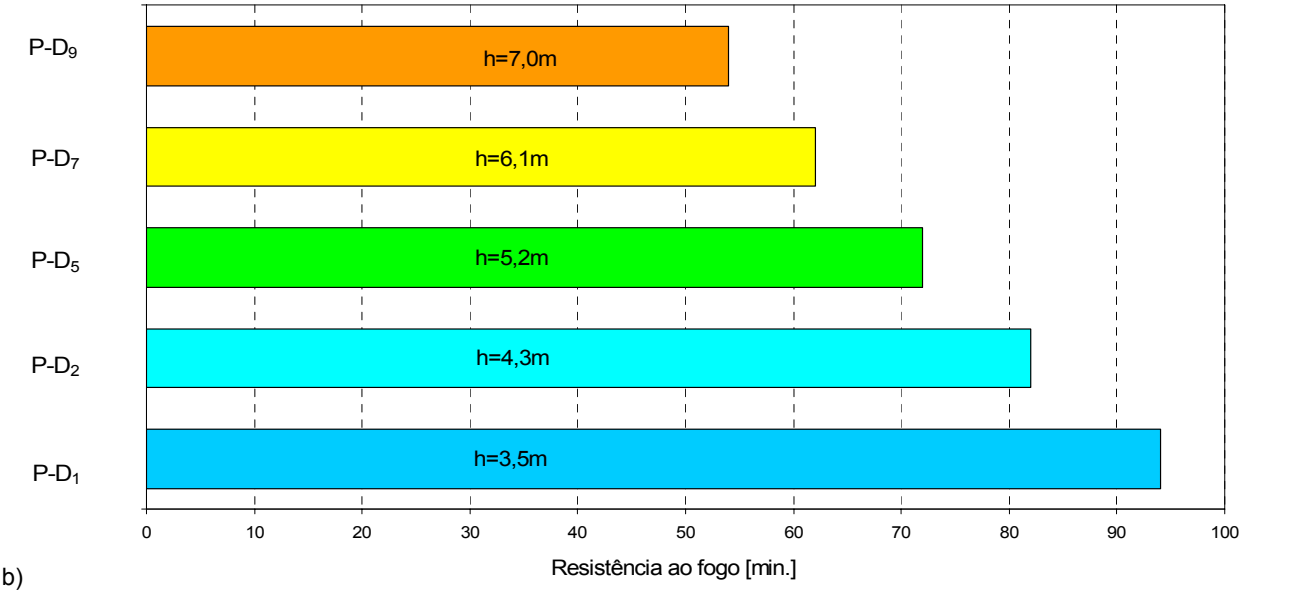
8.3.4.2 - Efeito da altura do pilar

O efeito da altura do pilar quando sujeito ao incêndio ISO 834, nas suas quatro faces, com uma carga aplicada no seu topo, para além do seu peso próprio é naturalmente, aquele que maior importância tem no comportamento global deste tipo de estrutura atendendo ao efeito de segunda ordem preponderante, como se viu já nos cálculos precedentes. Aqui, procura-se modelar o comportamento dos pilares para diferentes alturas mas em várias situações, isto é, com diferentes percentagens de armadura e níveis distintos de carregamento mantendo todos os outros parâmetros inalterados como sejam, a secção de betão e a excentricidade da aplicação da carga. A excentricidade da carga foi no entanto considerada nula nesta simulação.

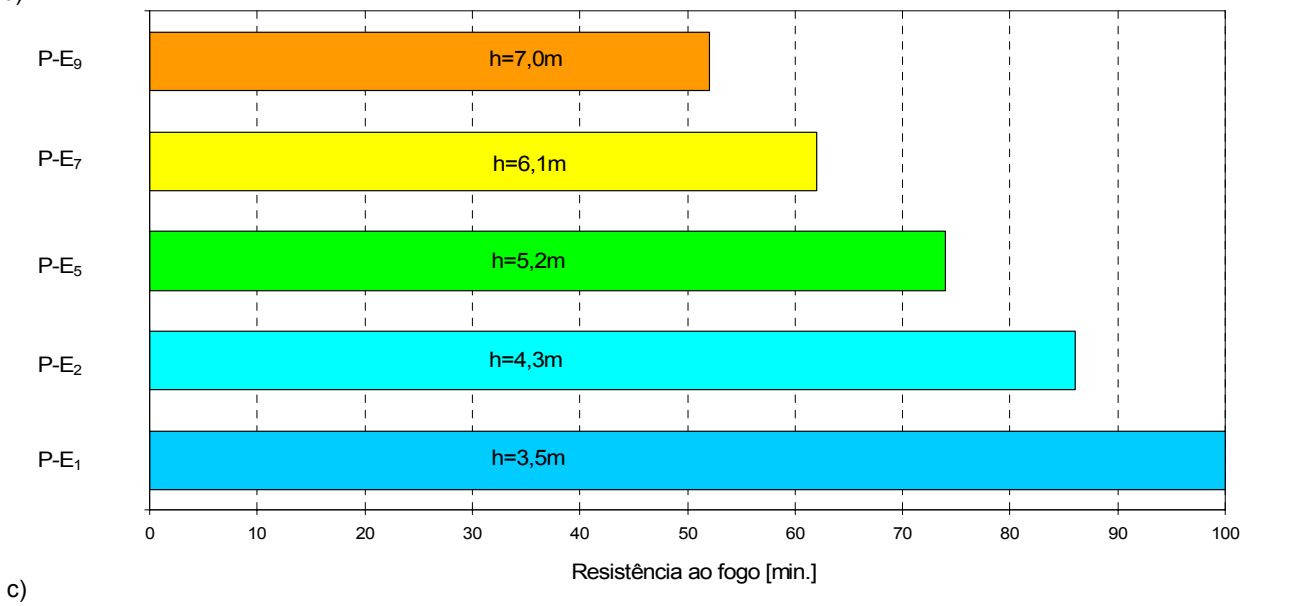
Apresenta-se na Figura 8.63 as resistências alcançadas por cada um dos pilares em função da sua altura e cargas aplicadas no seu topo de 450kN, 1000kN, 1200kN e 2100kN, para diferentes secções designadas por Tipo *A* (4ϕ16), *C* (8ϕ25), *D* (12ϕ25) e *E* (16ϕ25). Tem-se assim globalmente 3 gráficos distintos sendo o primeiro, aquele que apresenta três subconjuntos passíveis de se analisar independentemente.



a)



b)



c)

Fig. 8.63 – Resistências ao fogo de pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e aplicação de cargas no seu topo constantes de 450kN, 2100kN, 1000kN e 1200kN: a) Secções Tipo *A* e *C*, b) Secções Tipo *D* e c) Secções Tipo *E*.

Como se observa pela Figura 8.63c) a redução de altura do pilar considerada para a secção mais armada das análises realizadas (16ϕ25 – Tipo *E*) e para uma acção de 1200kN aplicado no seu topo, faz aumentar substancialmente a resistência do pilar em análise apresentando os valores de 52, 62, 74, 86, 100min para alturas correspondentes de 7,0m, 6,1m, 5,2m, 4,3m e 3,5m.

Para a secção com 12ϕ25 (Tipo *D*) mas para uma carga proporcionalmente menor 1000kN (cerca de 20%N_{rd} tal como na análise da secção com 16ϕ25), as resistências ao fogo são menores ou iguais, exceptuando-se o cálculo com o pilar de 7,0m em que a resistência ao fogo acresce 2min. O intervalo de resistências é menor já que oscila entre os 54min e os 94min devido sobretudo à distribuição distinta da armadura. Como se viu na análise térmica, quando se avalia a secção com 16ϕ25 (Tipo *E*), distingue-se a evolução da temperatura entre os varões ali designados de exteriores e interiores como se observa na Figura 8.57. Assim, é de esperar, tal como se observa nas Figuras 8.64 e 8.65 que para os cálculos com 16ϕ25 haja um período de acréscimo da deformação e dos esforços mais alargado, atendendo às distintas temperaturas dos grupos de varões. Portanto em oposição, a evolução da degradação da resistência dos pilares com 12ϕ25 é muito mais rápida.

Para alturas superiores ou iguais a 5,2m a secção mais armada resiste ao fogo mais tempo, apesar do seu maior carregamento porque os varões designados interiores estão a uma temperatura suficientemente menor para proporcionar esse acréscimo de resistência. Para 7,0m de altura verifica-se o contrário já que o acréscimo de carga (20%) prevalece sobre o efeito da menor temperatura das armaduras interiores. Tal facto deve-se à importância do efeito do momento flector acrescido (devido à maior carga) ser mais desfavorável do que o efeito favorável da menor temperatura, ou seja maior resistência das armaduras interiores. Para o pilar com 6,1m de altura, os dois efeitos compensam-se resultando uma resistência ao fogo igual de 62min. Avaliando a Figura 8.63a) observa-se que se está perante duas secções distintamente armadas: 4 ϕ16 e 8 ϕ25. E neste segundo caso perante carregamentos de 450kN e 2100kN, isto é respectivamente 10 e 50% da resistência à compressão das secções dos pilares.

Para a secção com 4 ϕ16 (Tipo *A*) observa-se uma redução de 27% na resistência ao fogo quando a altura passa de 5,2 para 6,1m de altura para um nível de carregamento de 15% N_{rd}. Refira-se que essa redução não chega aos 17% quando se está perante secções mais armadas 12ϕ25 e 16ϕ25, para níveis de carregamento de 20% N_{rd} (16,2% e 14% respectivamente).

Para a secção com 8ϕ25 (Tipo *C*) observa-se uma redução de 35% na resistência ao fogo quando a altura passa de 5,2 para 7,0m de altura, para um nível de carregamento de 10% N_{rd}. Já para um nível de carregamento de 50% N_{rd}, a redução será de 56% quando a altura do pilar passa de 3,5 para 5,2m. Para as secções com 16ϕ25 e 12ϕ25 e para um nível de carregamento de 20% N_{rd}, as reduções da resistência ao fogo quando se passa da altura de 5,2 para 7,0m são, respectivamente de 30% e 25%. Esta diferença é um pouco ilusória porque

o que se passa é que o afastamento entre os valores da resistência ao fogo é maior para a secção com mais armadura porque há varões a temperatura distinta. O pilar com mais armadura também está mais carregado em valor absoluto. A diferença de 35% para um pilar menos armado (8ϕ25) deve-se também ao facto de haver níveis de varões a temperaturas distintas.

Para um carga de 450kN e uma altura do pilar de 5,2m, a resistência ao fogo passa de 44 para 104min (136%) quando o acréscimo de N_{rd} da secção é de apenas de 42% devido ao acréscimo de armadura.

O efeito da distribuição da armadura na secção é responsável por um acréscimo da ductilidade do pilar, como aqui se observa pela evolução da deformação do pilar por um período de tempo superior ajudando a prever a proximidade da rotura.

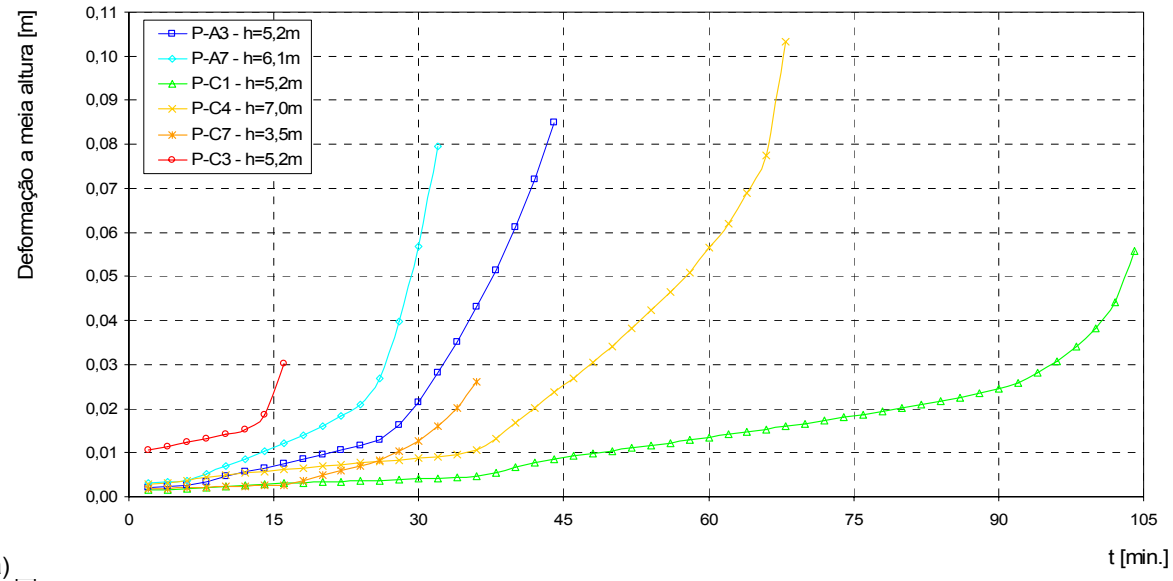
8.3.4.2.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.64 o deslocamento horizontal a meia altura do pilar ao longo do tempo dos pilares com distintas alturas para as quatro secções distintas e quatro situações de aplicação da carga no seu topo, sem excentricidade, para além do seu peso próprio e naturalmente sujeitos à referida solicitação térmica. O efeito do deslocamento horizontal para os pilares analisados deve-se ao efeito de segunda ordem que a carga axial promove para além do seu peso próprio e potenciado apenas pela excentricidade inicial, e_0, considerada.

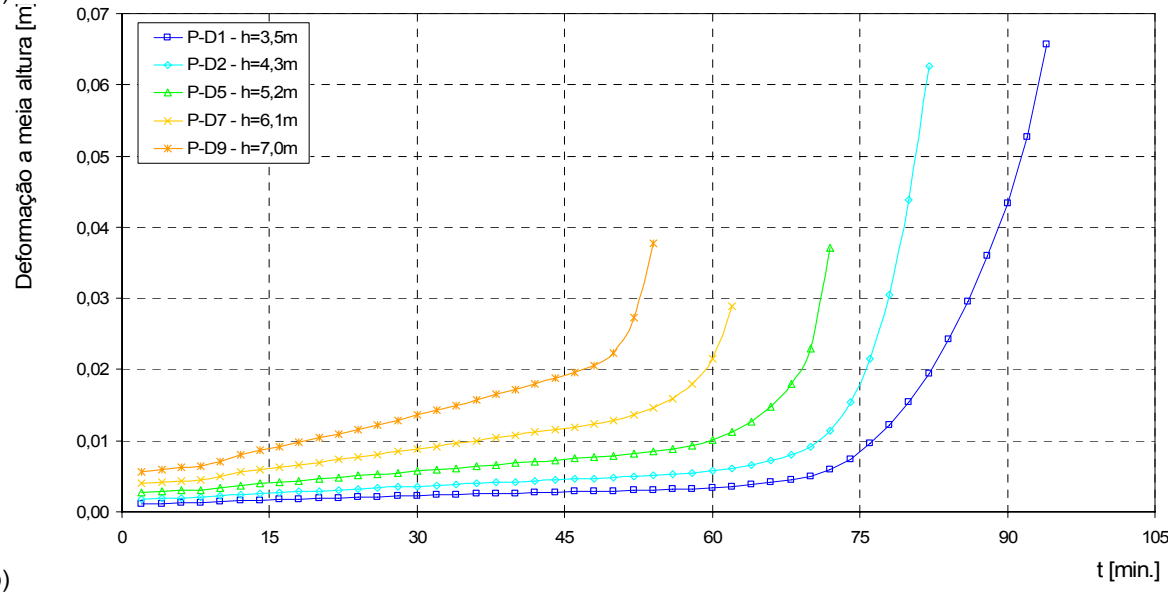
Para uma mesma secção é natural que, à medida que a altura do pilar aumenta, o tempo para se atingir a rotura diminui, facto confirmado em todas as curvas correspondentes à mesma secção apresentada na Figura 8.64. Teve-se o cuidado nesta análise de anexar na legenda das figuras a altura do pilar para uma mais directa e fácil observação.

Na Figura 8.64c) observa-se que a evolução dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares se altera sensivelmente a partir dos 45min. A taxa de crescimento daqueles deslocamentos é gradualmente crescente de forma parabólica até se atingir a rotura. Para um pilar com 3,5m, o período com taxa crescente parabólica chega aos 55min quando esse período é de cerca de 7min para o pilar com 7,0m. Contudo, quando se avalia a secção com 12ϕ25 esse período de acréscimo de deslocamento é muito mais curto. Tal facto já se identificou como sendo da responsabilidade da distribuição das armaduras.

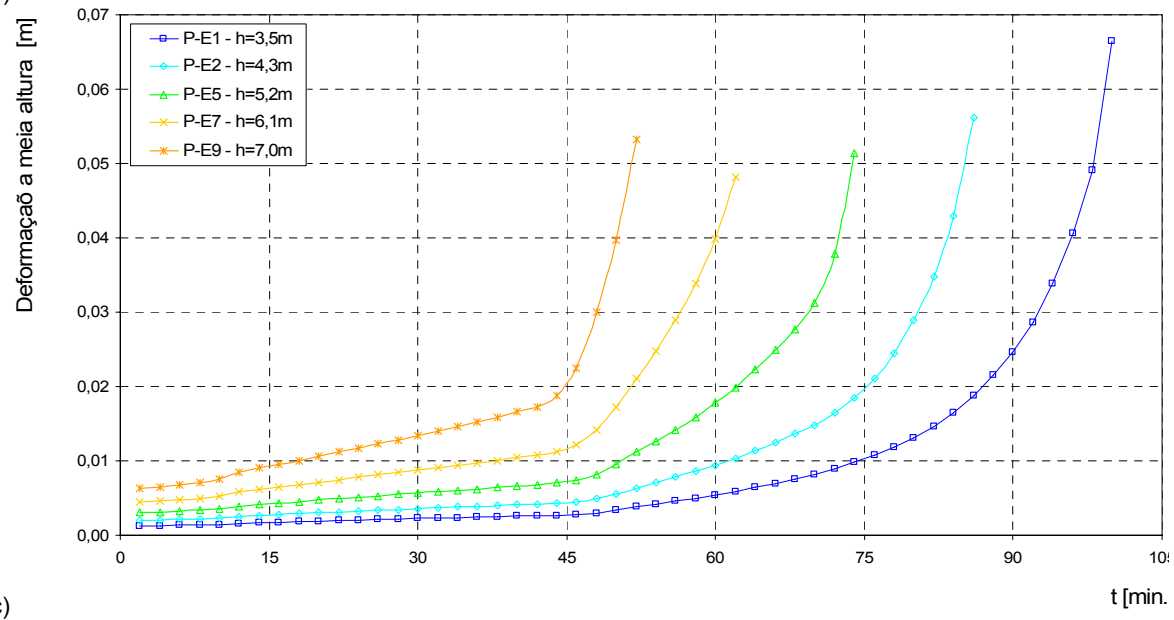
Os pilares, para as secções 4ϕ16, 12ϕ25 e 16ϕ25 apresentam uma evolução dos deslocamentos com duas taxas de crescimento distintas. Mas para a secção com 8ϕ25 existem três taxas de crescimento: uma primeira crescente até aos 35min em que as armaduras exteriores atingem os 300ºC enquanto as armaduras interiores (metade da área total das armaduras na secção) está ainda com cerca de 180ºC (Figura 8.57).



a)



b)



c)

Fig. 8.64 – Deformação horizontal a meia altura dos pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e para aplicação de cargas no seu topo constantes de 450kN (*P-A$_i$ e P-C$_i$*), 2100kN (*P-C$_i$*), 1000kN (*P-D$_i$*) e 1200kN (*P-E$_i$*).

A partir desse instante a taxa de crescimento daqueles deslocamentos aumenta, embora mantendo-se uma evolução linear do seu crescimento. A partir dos 90min para o pilar com 5,2m, ou dos 65min para o pilar com 7,0m, a taxa de crescimento do deslocamento horizontal a meia altura do pilar é não uniforme e parabolicamente crescente até se atingir a rotura. O efeito das três taxas de crescimento dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares perde-se quando o carregamento é francamente incrementado. Aqui, o efeito mecânico do carregamento prevalece sobre o efeito térmico.

Verifica-se ainda, logo no início, a importância do deslocamento horizontal do pilar quando a carga tem um valor expressivo (50% N_{rd}) e perante pilares esbeltos (7,0m). De facto, o deslocamento é logo à partida de 1cm, correspondendo desde o início um importante momento flector.

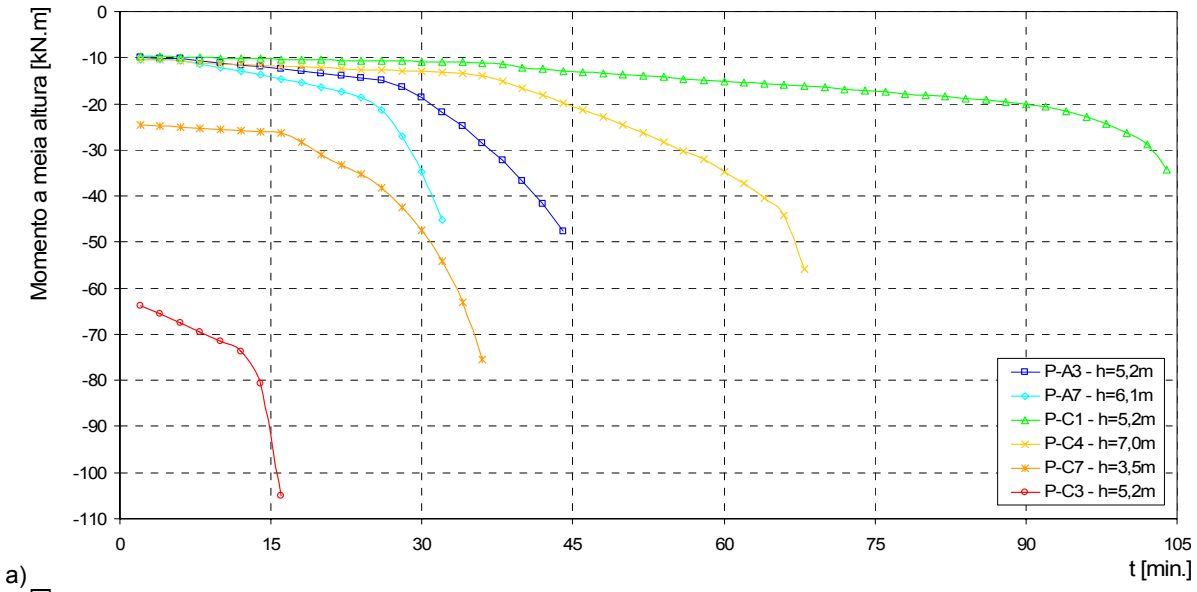
Os valores máximos dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares atingidos antes da rotura dos mesmos tende a ser maior consoante forem menores as alturas dos mesmos porque o efeito de segunda ordem tem menor peso na obtenção da resistência ao fogo do que as alterações das características mecânicas dos materiais. Dentro das excepções com valores pouco significativos há um caso distinto. Para a secção com 8ϕ25, a rotura é atingida quando os deslocamentos horizontais são de 5,6 e 10,4cm, respectivamente para alturas dos pilares de 5,2m e 7,0m. Tal facto deve-se ao baixo nível de carregamento dos pilares e haver dois conjuntos importantes de armaduras a temperaturas distintas. A rotura é aqui fortemente condicionada pelo efeito de segunda ordem.

8.3.4.2.2 – Momento flector a meia altura do pilar

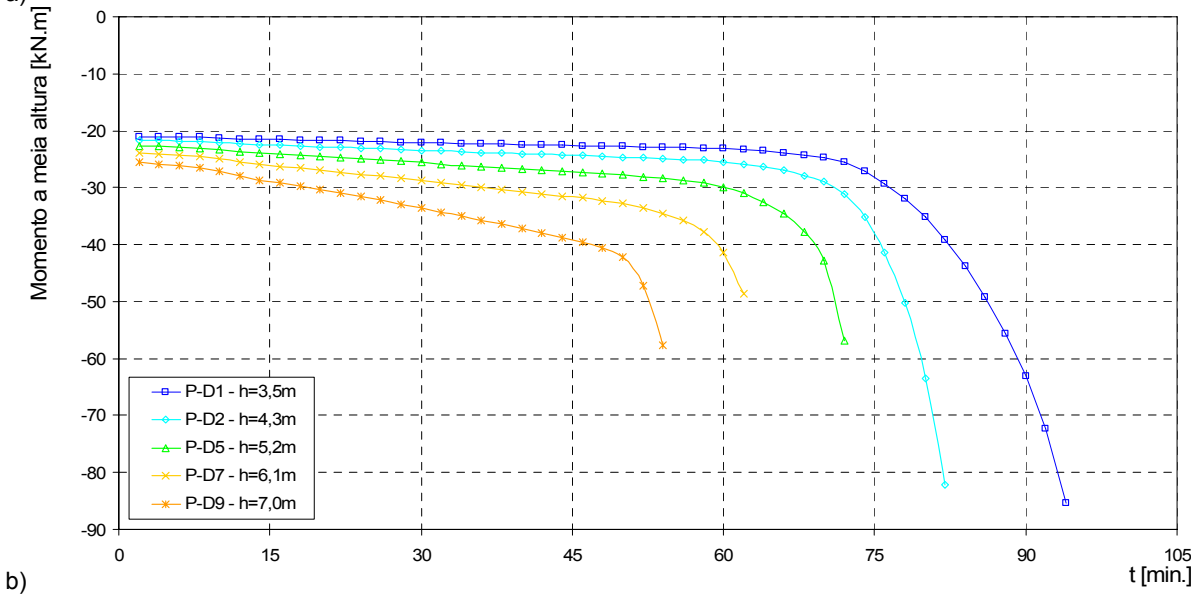
Apresenta-se na Figura 8.65 a variação dos momentos flectores a meia altura dos pilares com diferentes alturas e para distintas secções de armadura e/ou cargas aplicadas no seu topo. Verifica-se que, naturalmente para a mesma secção isto é para a mesma área de armadura, o momento flector resistente da secção é semelhante independentemente da altura considerada para o pilar e é expectável que no instante em que se dê a rotura do pilar, o momento flector mobilizado na secção mais solicitada mecanicamente esteja próximo do momento flector resistente. Acresce aqui o factor de se tratar de flexão composta, e os valores da carga axial não serem sempre os mesmos nas várias análises.

Assim, pela observação da Figura 8.65, para a secção com 16ϕ25 o valor atingido é sempre próximo de 90kN.m (para P=1200kN), para a secção com 12 ϕ25 o valor situa-se entre 50 e os 85kN.m (para P=1000kN), para a secção com 8ϕ25 o valor situa-se entre 35 e 55kN.m e entre 75 e 105kN.m (respectivamente para P=450kN e P=2100kN) e para a secção com 4 ϕ16 o valor é próximo de 50kN.m (para P=450kN).

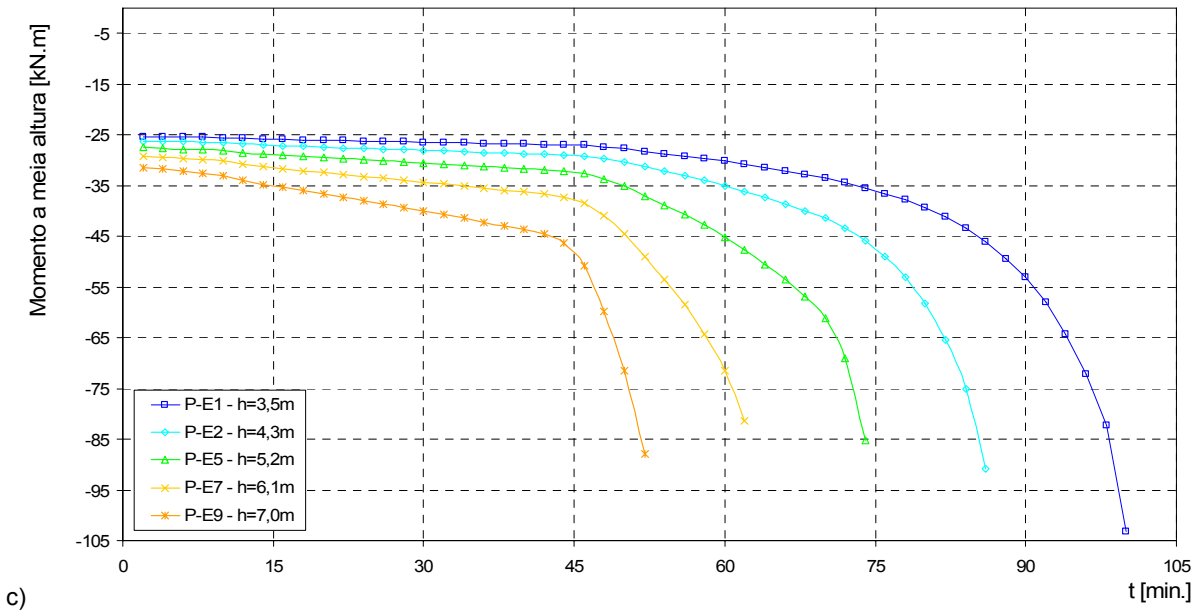
Verifica-se naturalmente que quando a altura do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente diminui para uma resistência à flexão equivalente.



a)



b)



c)

Fig. 8.65 – Momento flector a meia altura dos pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e para aplicação de cargas no seu topo constantes 450kN (*P-A$_i$ e P-C$_i$*), 2100kN (*P-C$_i$*), 1000kN (*P-D$_i$*) e 1200kN (*P-E$_i$*).

Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

Pela observação da Figura 8.65 verifica-se que a evolução do momento flector é muito semelhante à observada e comentada para a evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares.

Estabeleceu-se na primeira parte do capítulo um procedimento de análise da capacidade de carga dos pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834 através de um método simplificado. Faz-se agora, exclusivamente para a secção com armaduras de 4ϕ16 e recobrimento da armadura de 3cm, a comparação possível entre os resultados obtidos pelo método simplificado SimFIRc e a análise com o SAFIR. Com o triplo propósito de:

(i) Confirmar a qualidade dos resultados de SimFIRc para características materiais e esbelteza distintas;

(ii) Avaliar melhor a influência da variação da carga axial e excentricidade de aplicação dessa carga na qualidade dos resultados (são traçados diagramas de interacção *N-M* para instantes de duração do incêndio, específicos);

(iii) Despistar eventualmente alguma situação numérica do modelo desenvolvido SimFIRc através da utilização do método avançado de cálculo, SAFIR.

Os cálculos efectuados considerando uma excentricidade da carga aplicada no seu topo de e_M=0cm, *P-A*$_3$, *P-A*$_7$, *P-A*$_{10}$ e *P-A*$_{11}$, permitiram traçar as curvas relativas ao domínio resistente da secção e a solicitação correspondente, para os instantes em que ocorreram a rotura na análise com SAFIR (Figura 8.66).

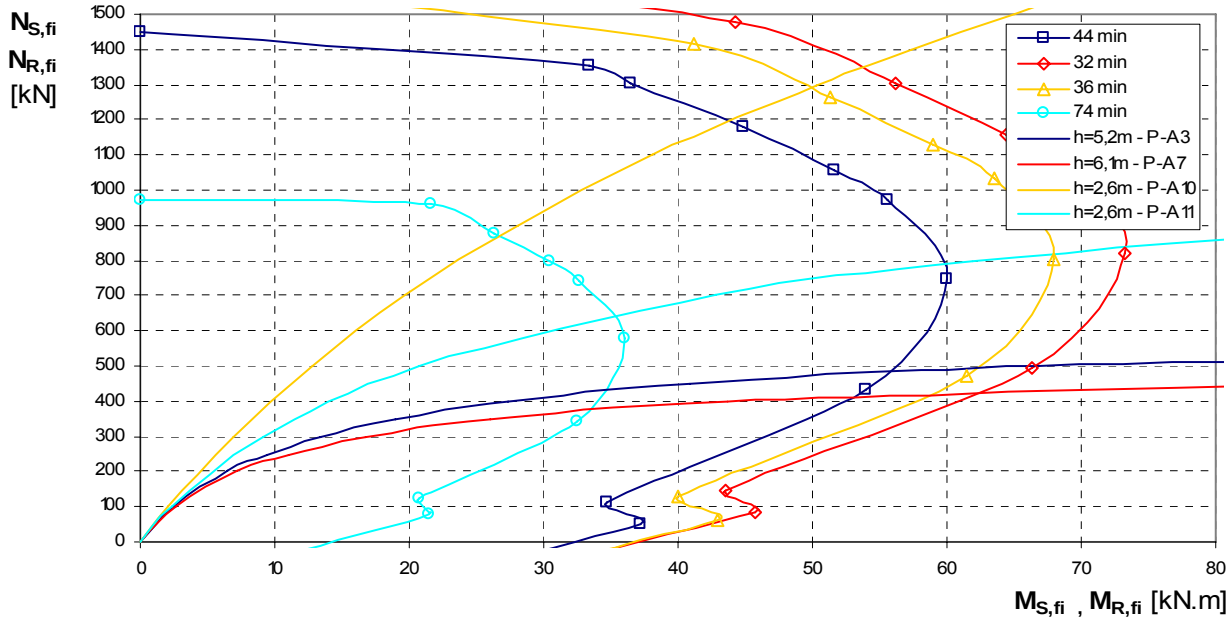


Fig. 8.66 – Capacidade resistente de pilares de 2,6m, 5,2m e 6,1m de altura com secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm com excentricidade da carga aplicada no seu topo e_M=0m. Instantes da duração do incêndio ISO 834 de 44, 32, 36 e 74min.

Esses instantes são 44, 32min para os pilares com 5,2 e 6,1m e uma carga aplicada no seu topo de P=450kN. E ainda, para o pilar menos esbelto, com 2,6m, os instantes de 36 e 74min para uma carga aplicada no seu topo, respectivamente de P=1500kN e P=900kN.

A Figura 8.67, equivalente à anterior, mas para uma carga aplicada no seu topo e uma excentricidade e_M=0,08m (Cálculos P-A_4, P-A_8 e P-A_9) representa as mesmas curvas para os instantes de 18, 50 e 16min, para respectivamente pilares com 5,2m (P=450kN), e 2,6m (P=450kN e P=900kN).

Em ambas as figuras, aqueles instantes resultam do fim do cálculo com SAFIR, correspondente à rotura dos pilares.

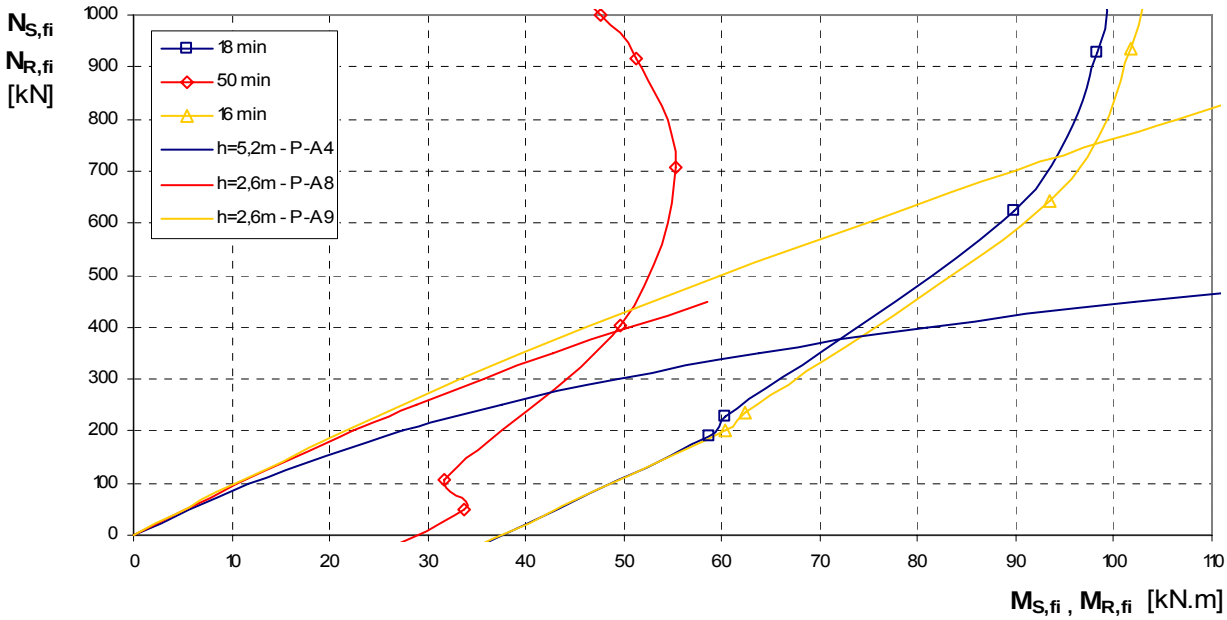


Fig. 8.67 – Capacidade resistente de pilares de 2,6 e 5,2m de altura com secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm com excentricidade da carga aplicada no seu topo e_M=0,08m. Instantes da duração do incêndio ISO 834 de 18, 50 e 16min.

Tecem-se assim, algumas considerações através dos diagramas representados:

(i) Os diagramas de interacção N-M foram traçados para os instantes em que, pelo modelo SAFIR, se definiu a rotura dos pilares, dependentes de h e de N_{sd};

(ii) Separaram-se os resultados para os cálculos sem ou com excentricidade da carga axial para uma melhor compreensão.

Apresentam-se no Anexo 3 as Figuras A3.12 e A3.13 complementares, contudo necessárias ao estabelecimento das Figuras 8.66 e 8.67. Apresenta-se na Figura A3.12 os perfis *1-1* e *2-2*, referenciados anteriormente para aqueles 7 instantes específicos, correspondentes à rotura. Apresenta-se na Figura A3.13 o diagrama de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$, para aquela secção e igualmente para os mesmos instantes.

De ambas as Figuras 8.66 e 8.67 extraem-se os resultados apresentados no Quadro 8.18. A análise é um pouco complexa por se tratarem de distintas alturas e diferentes carregamentos pelo que será necessária uma observação cuidada dos elementos fornecidos naquele Quadro. A síntese dos resultados obtidos feita naquele quadro inclui os resultados obtidos pelo SAFIR, e no que se refere à carga axial, representa-se ali e nas figuras seguintes o valor correspondente à soma da carga aplicada no topo e o peso próprio do pilar, que em cada caso, dependendo da sua altura é distinto. A representação gráfica obtida nas Figuras 8.66 e 8.67 permite concluir a qualidade dos resultados do método simplificado desenvolvido, SimFIRc, considerando esbelteza tão díspares das anteriormente consideradas quando da aplicação deste método. A semelhança nos valores de $N_{Rd,fi}$ é significativa, sendo menor essa semelhança no que se refere aos resultados de $M_{Rd,fi}$. No intuito de verificar quantitativa e relativamente a qualidade dos resultados face aos obtidos com SAFIR definiram-se as Figuras 8.68 e 8.69, respectivamente para aqueles dois conjuntos de resultados, considerando uma excentricidade de aplicação da carga no topo do pilar de 0 e 0,08m.

Quadro 8.18 – Análise comparativa para a secção 4ϕ16 e C_c=3cm dos resultados das capacidades de carga segundo os métodos SAFIR e SimFIRc.

4ϕ16			**SAFIR**		**SimFIRc**	
Cálculo	Altura do Pilar [m]	e_M [m]	$N_{Rd,fi}$ [kN]	$M_{Rd,fi}$ [kN·m]	$N_{Rd,fi}$ [kN]	$M_{Rd,fi}$ [kN·m]
P-A$_3$	5,2	0	455	48	490	56
P-A$_7$	6,1	0	455	45	425	63
P-A$_{10}$	2,6	0	903	46	645	33
P-A$_{11}$	2,6	0	1503	53	1290	50
P-A$_4$	5,2	0,08	455	38	370	72
P-A$_8$	2,6	0,08	453	28	400	50
P-A$_9$	2,6	0,08	903	37	750	96

Tecem-se algumas considerações através dos resultados apresentados nas Figuras 8.68 e 8.69:

(i) Como se pode observar na Figura 8.68, os resultados obtidos com o método simplificado desenvolvido pelo autor, SimFIRc estão de acordo com os obtidos pelo método avançado de cálculo SAFIR, sendo conservativos no que se refere ao esforço axial, *N*. Exceptua-se a situação correspondente ao pilar de 5,2m em que o resultado é não conservativo em 8%. (490 para 455kN). O desvio máximo é de 29% quando o resultado é conservativo;

(ii) Os resultados no que se refere a momentos flectores são igualmente bons mas frequentemente, não conservativos. Refira-se a natural maior sensibilidade destes resultados relativamente ao método de análise utilizado, em que há uma menor discretização da secção, em 6 zonas, contra uma discretização de centenas de elementos finitos para a utilização com o SAFIR;

(iii) Os resultados mantêm-se conservativos e próximos dos obtidos por SAFIR quando se introduz a excentricidade na aplicação da carga axial (Figura 8.69). O resultado conservativo (todos o são) mais afastado é de apenas 19%. Mais uma vez, as maiores discrepâncias de valores (do lado não conservativo) verificam-se nos valores dos momentos flectores, embora para resultados globalmente bons.

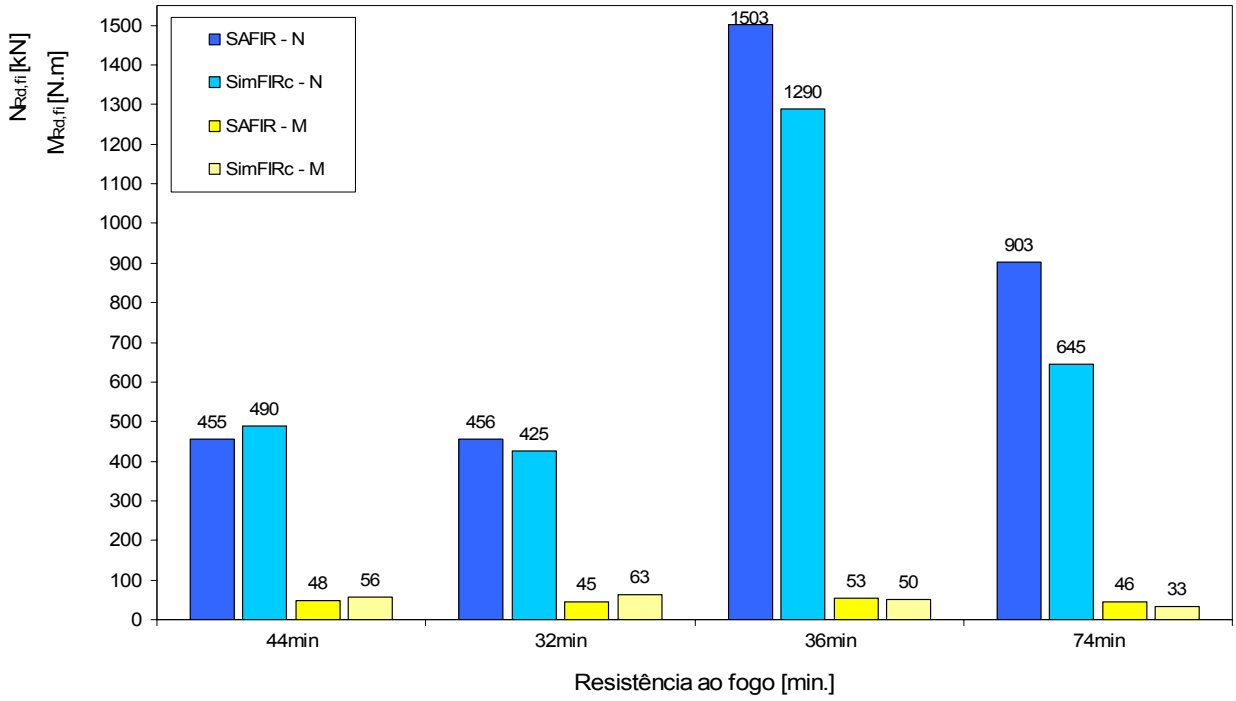


Fig. 8.68 – Valores do esforço axial e do momento flector resistentes obtidos com SimFIRc e SAFIR, de pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834, aos 44, 32, 36 e 74min para, respectivamente pilares com 5,2m, 6,1m e 2,6m de altura para cargas aplicadas com e_M=0m.

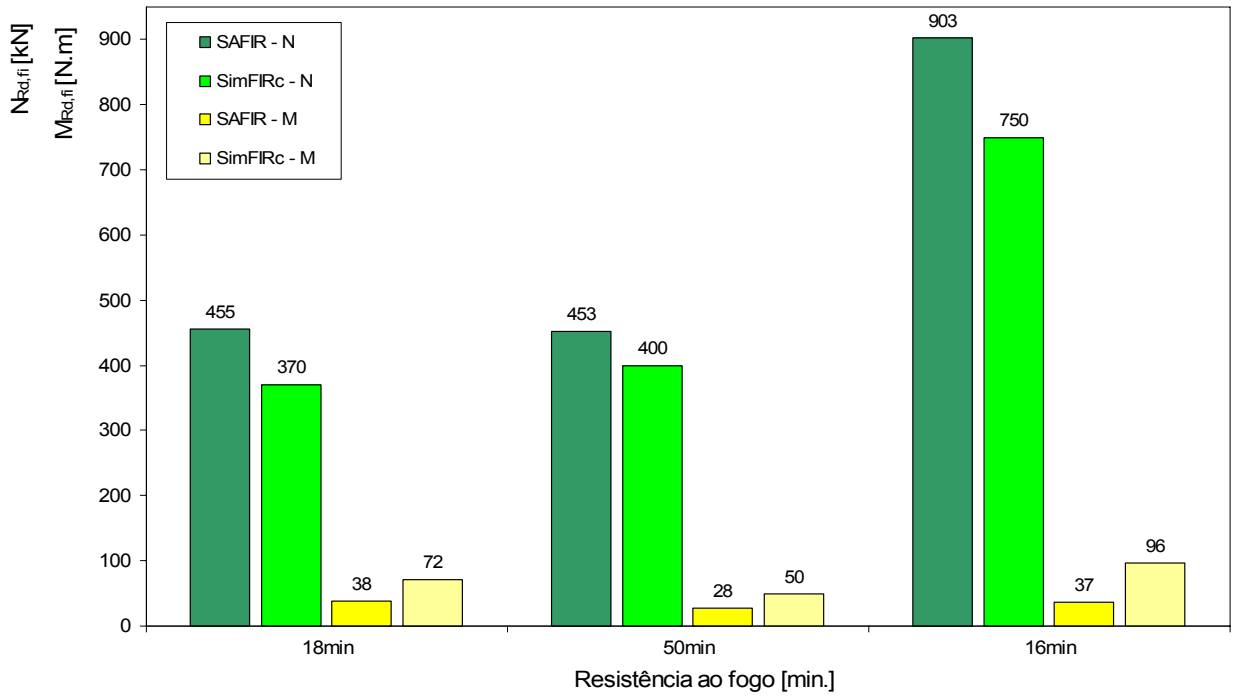
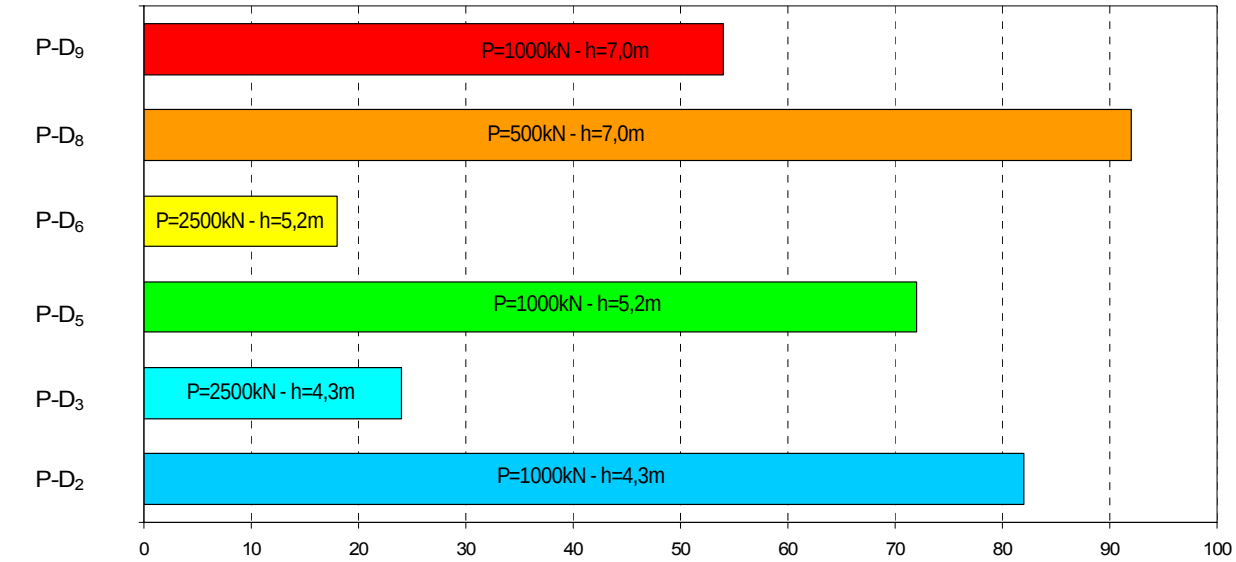


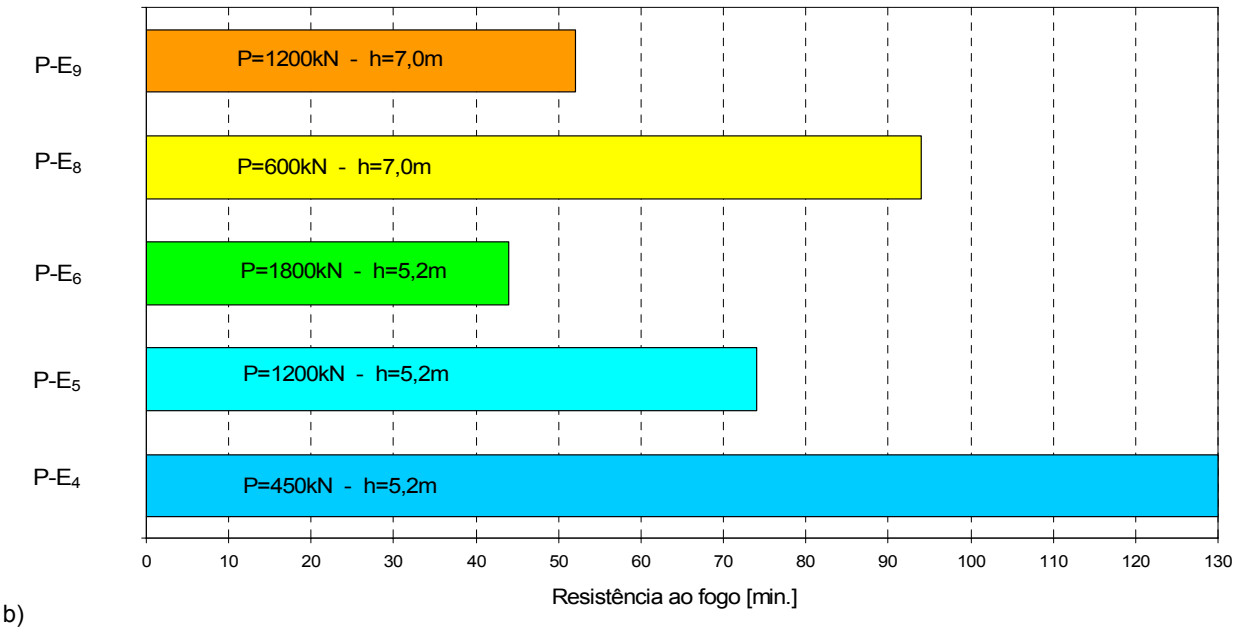
Fig. 8.69 – Valores do esforço axial e do momento flector resistentes obtidos com SimFIRc e SAFIR, de pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834, aos 44, 32, 36 e 74min para, respectivamente pilares com 5,2m, 6,1m e 2,6m de altura para cargas aplicadas com e_M=0m.

8.3.4.3 – Efeito da acção mecânica no topo do pilar

Atendendo ao efeito de segunda ordem provocado pela acção mecânica no topo do pilar e do seu peso próprio quando sujeito em todo o seu contorno ao incêndio ISO 834, a análise aqui efectuada, que corresponde fazer alterar o valor da acção para uma mesma secção, fará alterar drasticamente o valor da resistência ao fogo dos pilares. Aqui, procura-se modelar o comportamento dos pilares para diferentes acções mecânicas mas em situações diversas, isto é para conjuntos distintos de percentagens de armadura, diferentes alturas dos pilares e considerando ou não uma excentricidade para aplicação daquela acção mantendo todos os outros parâmetros inalterados como a secção de betão.



a)



b)

Fig. 8.70 – Efeito do valor da acção no topo do pilar nas resistências ao fogo dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25).

Apresenta-se na Figura 8.70 as resistências alcançadas por cada um dos pilares para as secções Tipo *D* (12ϕ25) e *E* (16ϕ25) em função da sua altura e para determinadas cargas aplicadas no seu topo, considerando em ambas as secções uma excentricidade de aplicação da carga no seu topo, e_M=0cm.

Tem-se assim globalmente dois gráficos distintos, sendo o primeiro correspondente à secção com 12ϕ25, aquele que apresenta três subconjuntos passíveis de se analisar independentemente (alturas de 4,3m, 5,2m e 7,0m) e o segundo correspondente à secção com 16ϕ25 tendo dois subconjuntos correspondentes às alturas 5,2 e 7,0m.

Na Figura 8.70a) apresentam-se as resistências dos pilares de Secção *D* (12ϕ25) e altura de 4,3m (com *P*=1000kN e *P*=2500kN), 5,2m (com *P*=1000kN e *P*=2500kN) e de 7,0m (com *P*=500kN e *P*=1000kN). Na Figura 8.70b) apresentam-se as resistências dos pilares de secção *E* (16ϕ25) e altura de 5,2m (com *P*=450kN, *P*=1200kN e *P*=1800kN) e de 7,0m (com *P*=600kN e *P*=1200kN). Como se observa na Figura 8.70a), para a secção com (12ϕ25), à menor altura correspondem maiores resistências para o valor da acção *P*=1000kN. Para o pilar de 4,3m quando se incrementa a carga axial de 1000 para 2500kN (20% para 50% do valor de N_{rd}), a resistência ao fogo diminui 70% dos 82 para os 24min. Quando se aumenta a altura para 5,2m aquela redução (para os mesmos valores de carga no topo) é de 75% dos 72 para os 18min. Para uma altura de 7,0m, quando a acção axial é incrementada de 10% para 20% de N_{rd}, o valor da resistência ao fogo diminui 41%, de 92 para 54min.

Da Figura 8.70b) se conclui que, para a secção 16ϕ25 e uma altura de 5,2m, a resistência ao fogo do pilar é de 130min quando se encontra sujeita a uma acção de 450kN, isto é 8% de N_{rd}. Quando se incrementa essa carga para 20% e 30% de N_{rd}, a resistência diminui 43% e 66% respectivamente, para os 74 e 44min.

Apresentam-se resultados na Figura 8.71 para as secções menos armadas 4ϕ16 e 8ϕ25 em que, para além da alteração da carga no topo do pilar, também se considerou o efeito de excentricidade dessa acção.

Na Figura 8.71a) apresentam-se as resistências dos pilares de Secção *A* (4ϕ16), altura de 2,6m com excentricidade nula na aplicação da carga (com *P*=900kN e *P*=1500kN), e com e_M=0,08m (com *P*=450kN e *P*=900kN). Na Figura 8.71b) apresentam-se as resistências dos pilares de Secção *C* (8ϕ25) e alturas de 5,2m (com *P*=450kN para e_M=0m e e_M=0,08m, *P*=2100kN para e_M=0cm) e 7,0m (com *P*=450kN, *P*=900kN e *P*=1500kN para e_M=0m).

Assim, observa-se na Figura 8.71a), para a secção 4ϕ16 e pilar com 2,6m de altura, uma redução da resistência ao fogo quando a carga é incrementada de 900 para 1500kN (de 30% para 50% de N_{rd}) de 74 para 36min ou seja, 51%. Mas quando se considera uma excentricidade de 0,08m na aplicação das acções de 450kN e 900kN (15% e 30% de N_{rd}), então a redução da resistência ao fogo é de 68%, de 50 para 16min. Se se comparar a mesma acção aplicada sem e com excentricidade então a redução é de 74min para 16min (78%) para uma acção de base de 30% N_{rd}.

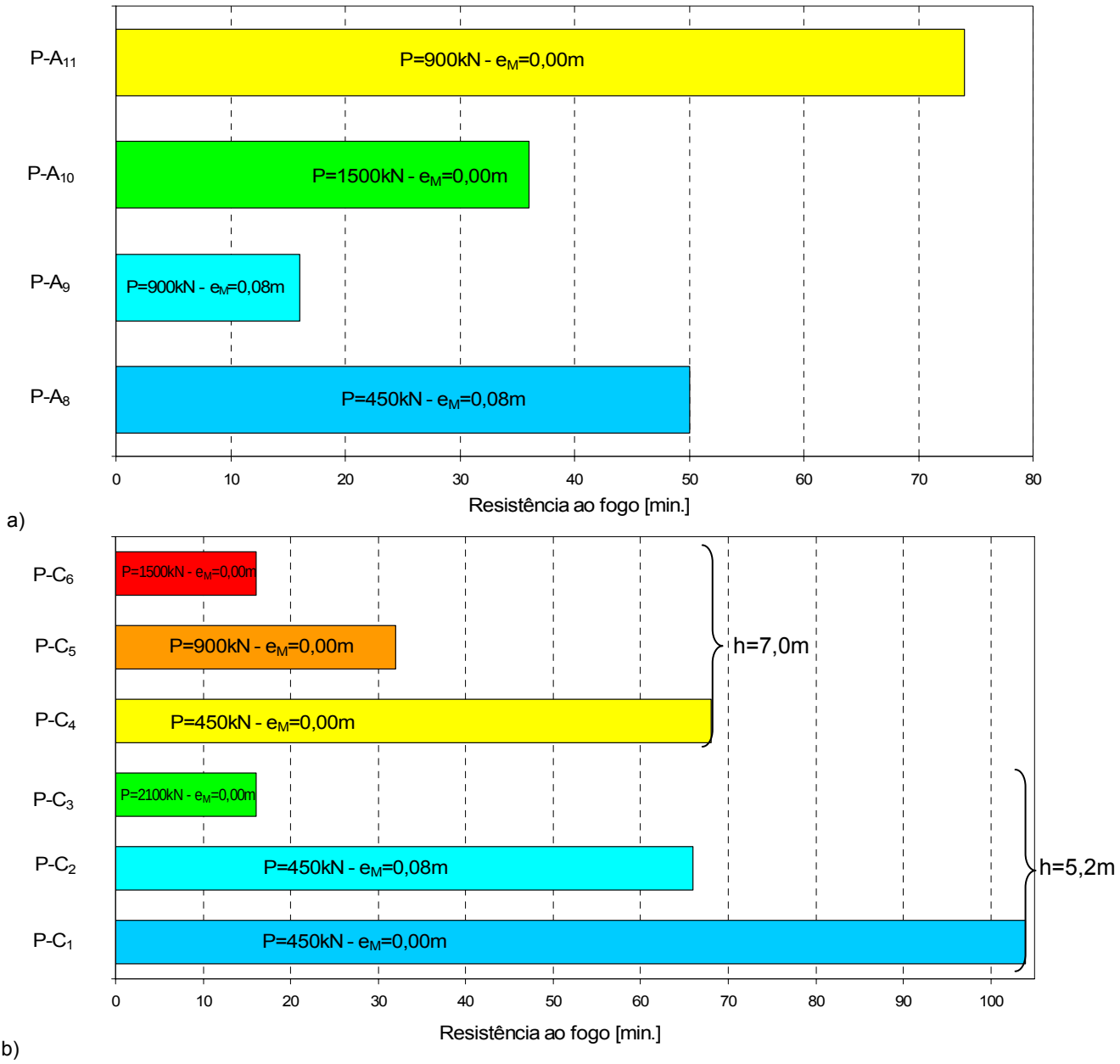


Fig. 8.71 – Efeito do valor da acção no topo do pilar, em valor e na sua excentricidade, nas resistências ao fogo dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25).

Na Figura 8.71b) observa-se os resultados para a secção 8ϕ25 e pilares com alturas de 5,2m e 7,0m. Para o pilar de 5,2m sujeito a uma carga no seu topo de 10% de N_{rd}, verifica-se uma redução da resistência ao fogo de 104 para 66min, ou seja 37%, quando se incrementa a excentricidade de 0 para 0,08m. Mas quando se considera uma excentricidade nula na aplicação das acções de 450 e 2100kN (10% e 50% de N_{rd}), a redução da resistência ao fogo é de 85%, de 104 para 16min.

Para a altura do pilar de 7,0m e para uma excentricidade de aplicação da carga nula e secção com 8ϕ25 observa-se uma redução de 53% (68 para 32min) na resistência ao fogo quando o nível de carregamento passa de 10% para 20% de N_{rd} (450 e 900kN, respectivamente). Refira-

se que essa redução não chega aos 44% (94 para 52min) quando se está perante a secção mais armada de 16ϕ25, também para níveis de carregamento de 10% para 20% N_{rd} (600 para 1200kN). Contudo, para a secção com 8ϕ25 observa-se uma redução de 50% (32 para 16min) na resistência ao fogo quando o nível de carregamento passa de 20% para 35% N_{rd} (900 e 1500kN, respectivamente).

Para a secção com 8ϕ25 observa-se uma redução de 35% (104 para 68min) na resistência ao fogo quando a altura passa de 5,2 para 7,0m de altura para um nível de carregamento de 10% N_{rd}.

Estes dois efeitos, aumento da acção axial no topo do pilar, mas com mais acuidade ainda, a consideração de um momento aplicado ao pilar fazem decrescer fortemente a resistência ao fogo dos pilares. Repare-se que mesmo para pilares relativamente pouco esbeltos.

8.3.4.3.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.72 o deslocamento horizontal a meia altura do pilar ao longo do tempo, para os pilares com as secções 12ϕ25 e 16ϕ25. Consideraram-se respectivamente três e duas alturas distintas e vários valores de aplicação da carga centrada no seu topo para além do seu peso próprio e naturalmente sujeitos à referida solicitação térmica, referenciados no Quadro 8.15. O efeito do deslocamento horizontal para os pilares analisados deve-se ao efeito de segunda ordem que a carga promove para além do seu peso próprio e potenciado pela excentricidade inicial considerada.

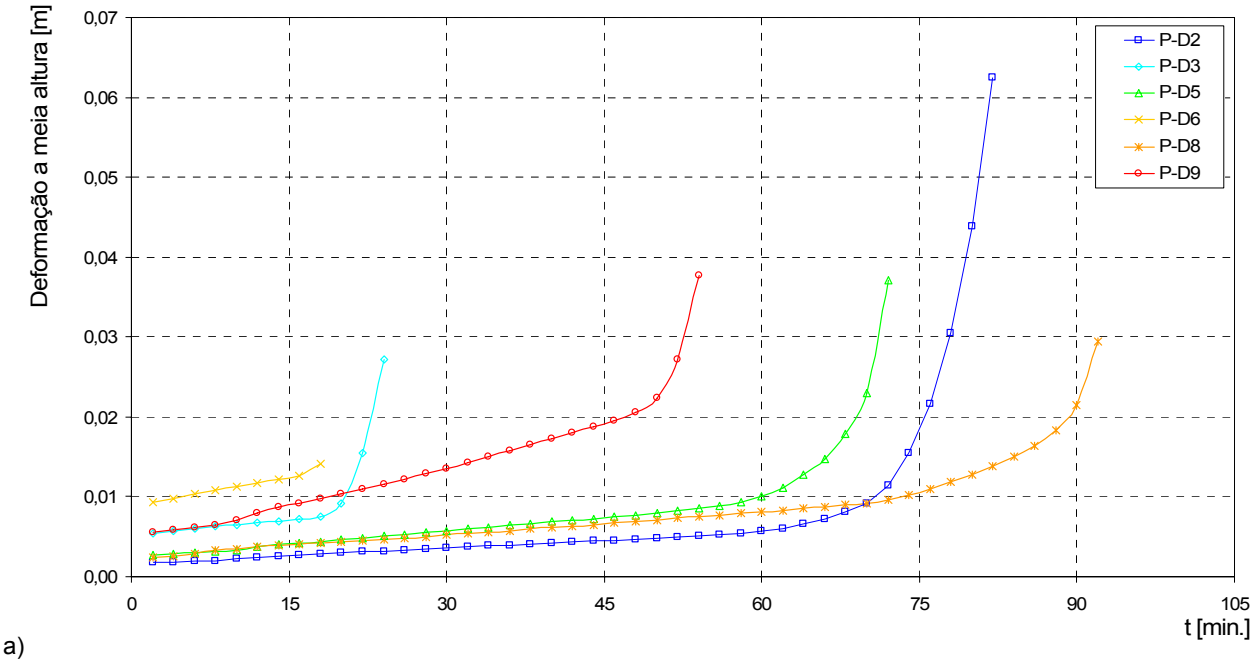
Para uma mesma secção é natural que, à medida que se considera uma maior altura do pilar, o tempo para se atingir a rotura diminui. Veja-se as resistências ao fogo de 74 e 52min para as alturas respectivas de 5,2 e 7,0m dos pilares com secção de 16ϕ25 e carregamento de 1200kN (Figura 8.70b). Igualmente, verifique-se a resistência ao fogo de 82, 72 e 54min para as alturas respectivas de 4,3, 5,2 e 7,0m dos pilares com secção com 12ϕ25 e carregamento de 1000kN (Figura 8.70a).

Na Figura 8.72a) observa-se que a evolução dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares é semelhante entre si mas com um desfasamento desde o início do cálculo quando, para a mesma solicitação (P=1000kN), se altera a altura do pilar (*P-D*$_2$, *P-D*$_5$ e *P-D*$_9$ - Quadro 8.15). Observando naquela figura a deformação para os restantes cálculos constata-se que aquele que apresenta a maior resistência ao fogo é o pilar com maior altura, 7,0m mas é também aquele que apresenta menor carregamento.

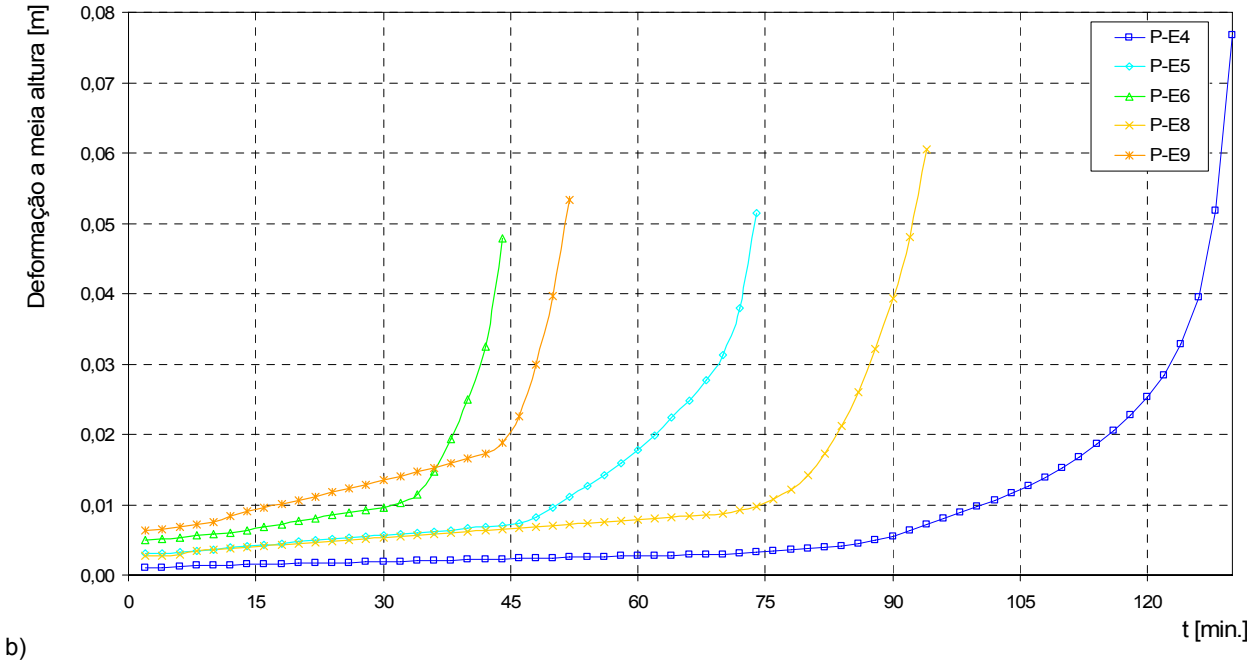
A taxa de crescimento daqueles deslocamentos é tanto maior quanto maior for o valor da carga aplicada no seu topo.

O mesmo se verifica na Figura 8.72b) para a secção com 16ϕ25 (Tipo *E*). É curioso observar a evolução dos deslocamentos para o pilar com 5,2m (cálculos *P-E*$_4$, *P-E*$_5$ *e P-E*$_6$- Quadro 8.15)

mas com carga axial crescente. A evolução parabólica dos deslocamentos é muito mais acentuada quando a carga é de apenas 450kN, evoluindo desde os 75 até aos 130min. Para um carregamento de 1200kN já se observam três taxas de crescimento distintas, correspondendo naturalmente à contribuição para a resistência da secção das armaduras "interiores" com menor temperatura para a fase intermédia. Quando a carga é de 1800kN, das duas fases de crescimento dos deslocamentos, a segunda apenas tem expressão durante 10min.



a)

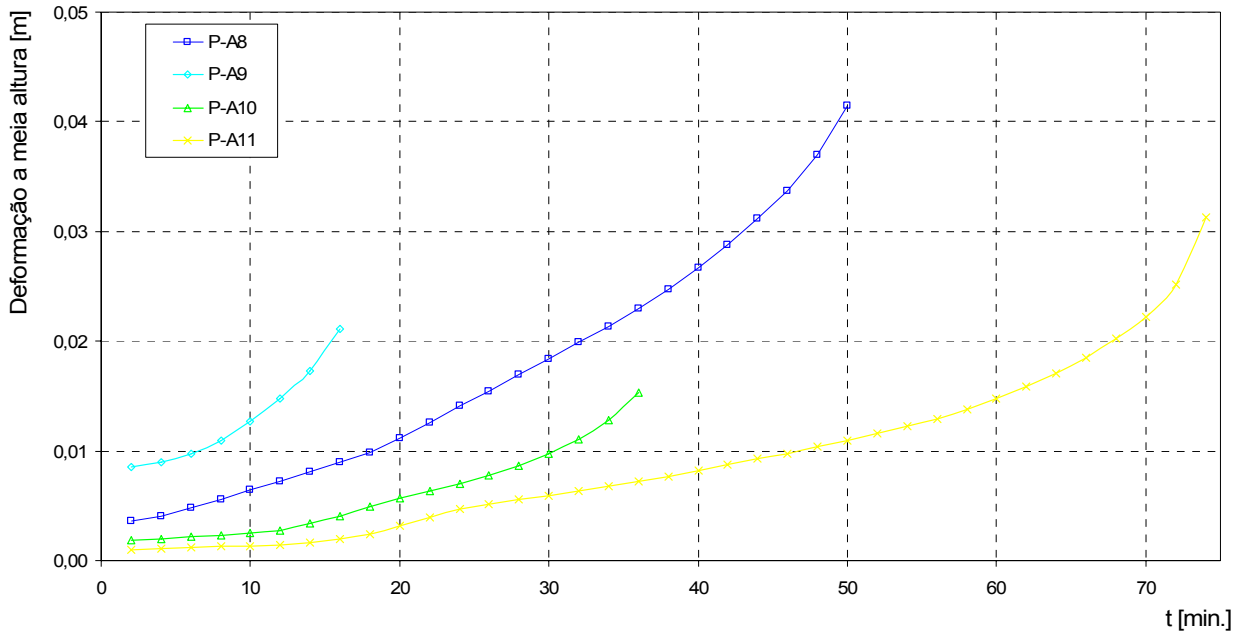


b)

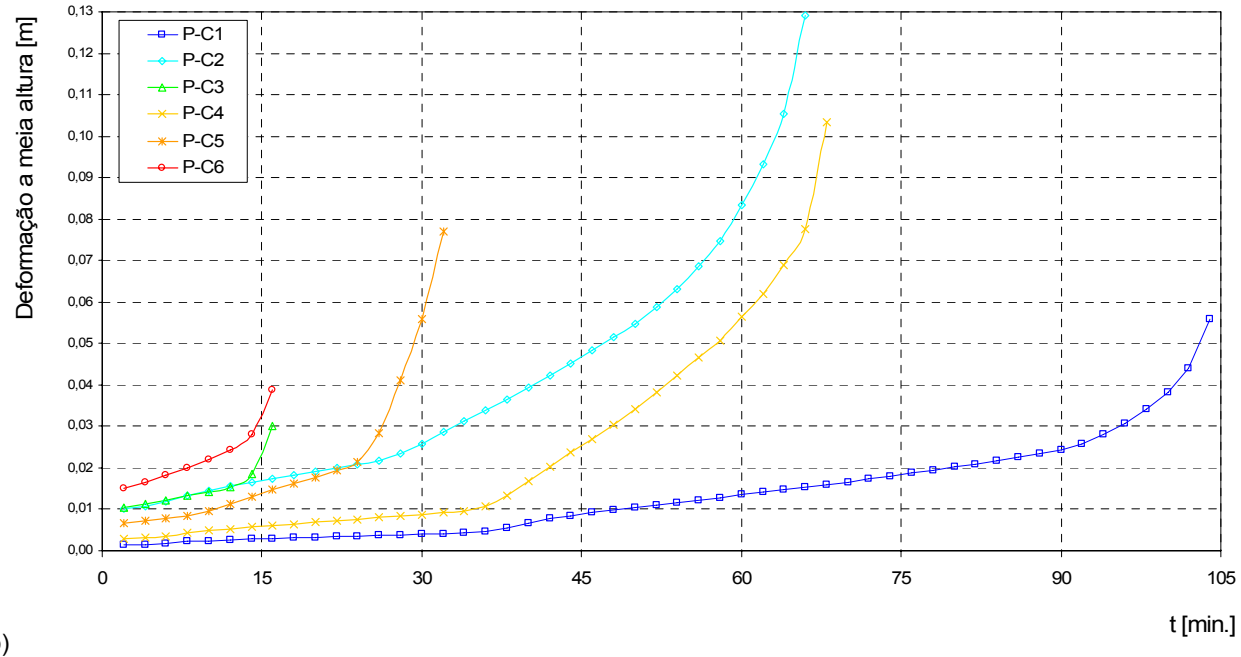
Fig. 8.72 – Deformação a meia altura dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25)

Quando maior a altura do pilar, menor é o período de tempo de crescimento parabólico dos deslocamentos devido à importância acrescida do efeito de segunda ordem.

Apresenta-se nas Figuras 8.73a) e b) a evolução dos deslocamentos a meia altura dos pilares, respectivamente das secções Tipo *A* (4ϕ16) e Tipo *C* (8ϕ25). Quando se avaliam as secções 12ϕ25 e 16ϕ25 (Tipo *D* e *E*, respectivamente), o período de crescimento acelerado daquele deslocamento é semelhante embora a extensão atingida pelos deslocamentos é cerca do dobro para a secção com mais armadura. De facto atingem-se, antes da rotura, os 6cm contra os 3cm para aquele deslocamento na secção menos armada. Tal facto identifica-se também como sendo da responsabilidade da distribuição das armaduras na secção.



a)



b)

Fig. 8.73 – Deformação a meia altura dos pilares para diferentes alturas sujeitos a cargas no seu topo com e sem excentricidade para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25).

Os pilares, para as secções 4ϕ16 e 16ϕ25 apresentam uma evolução dos deslocamentos com duas taxas de crescimento distintas, consoante se considerou, ou não, excentricidade na

aplicação da carga concentrada. Como se pode observar na Figura 8.73a), quando se considera a excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar, a evolução dos deslocamentos a meio do pilar são muito distintos dos já referidos. A evolução nunca é linear apresentando-se desde o início uma evolução parabólica suave. O mesmo acontecendo quando se aumenta o valor da carga axial (Figura 8.73a – cálculos *P-A*$_8$ e *P-A*$_9$). As duas evoluções distintas são patentes na Figura 8.73b), (cálculos *P-C*$_1$ e *P-C*$_2$).

Como se pode observar na Figura 8.73a), a aproximação do comportamento da evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares sugere que o efeito de excentricidade é francamente distinto do efeito de aumento de carga (cálculos *P-A*$_8$ e *P-A*$_{10}$) mas já é suficientemente próximo do efeito de alteração da altura do pilar como se observa na Figura 8.73b) para os cálculos *P-C*$_2$ e *P-C*$_4$. Confirma-se tal facto com a observação dos momentos flectores para os mesmos cálculos na Figura 8.75.

Verifica-se ainda logo no início do cálculo, a importância do deslocamento horizontal do pilar quando a carga tem um valor expressivo (35 e 50% de N_{rd}) agravando-se esse efeito tanto mais quanto mais altos forem os pilares. De facto, o deslocamento logo à partida é de 1cm (para h=5,2m e 50% de N_{rd}), ou 1,5cm (para h=7,0m e 35% de N_{rd}) correspondendo desde o início a valores importantes do momento flector.

Os valores máximos dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares atingidos antes da rotura dos mesmos tende a ser maior se forem aplicadas excentricidades na carga aplicada no topo do pilar (13cm para o pilar com 5,2m e excentricidade 0,08m – cálculo *P-C*$_2$). O mesmo se verifica para o pilar com 4ϕ16 e 2,6m (cálculos *P-A*$_9$ e *P-A*$_{11}$ na Figura 8.73a).

8.3.4.3.2 – Momento flector a meia altura do pilar

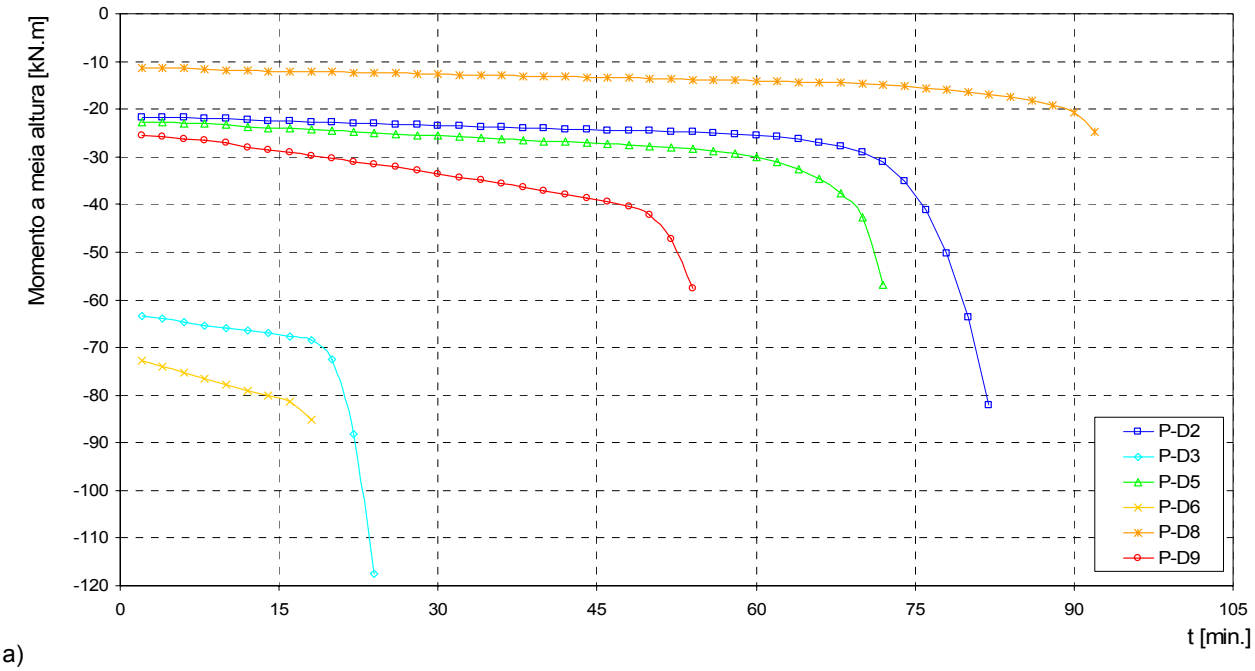
Apresenta-se nas Figuras 8.74 e 8.75 a variação dos momentos flectores a meia altura dos pilares com diferentes carregamentos no seu topo, para conjuntos distintos de alturas e secções. Verifica-se naturalmente que para a mesma secção, isto é para a mesma área de armadura, o momento flector resistente da secção é semelhante independentemente da altura considerada para o pilar e é expectável que, no instante em que se dá a rotura do pilar, o momento flector mobilizado na secção mais solicitada mecanicamente esteja próximo do momento flector resistente. Mas aqui em especial porque acresce o factor de se tratar de flexão composta, os valores da carga axial não são sempre os mesmos nas várias análises pelo que os momentos flectores máximos na rotura também são distintos.

Pela observação das Figuras 8.74 e 8.75, verifica-se que o valor do momento flector máximo atingido é tanto maior, quanto maior for a carga aplicada (exemplos: cálculos *P-D*$_3$ e *P-E*$_6$). Mesmo para secções e alturas idênticas de pilares. Tal deve-se apenas ao incremento considerado na análise numérica de 2min não ser suficiente para distinguir os resultados no

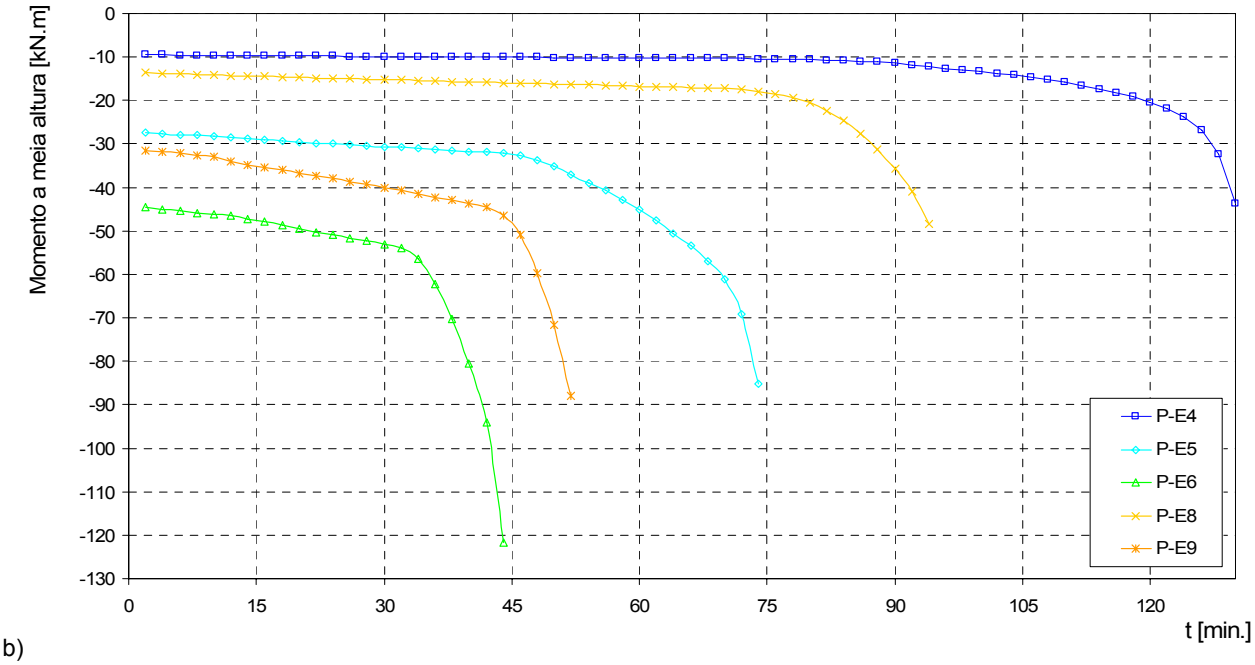
fim do cálculo quando o pilar entra em rotura. Portanto, as conclusões importantes a retirar no que se refere ao desenvolvimento dos momentos flectores são fundamentalmente três:

(i) Uma maior carga axial implica necessariamente um momento flector de primeira ordem também maior. Como se observa, para valores idênticos de carga axial os momentos flectores nos instantes iniciais do cálculo são semelhantes. Serão tanto mais crescentes com o tempo, quanto mais alto for o pilar;

(ii) Quanto maior for a carga axial mais rapidamente se encontra a rotura, desde o instante em que a taxa de crescimento dos momentos flectores se altera. De tal forma que para o cálculo *P-D*$_6$ nem se tem valores para o incremento seguinte;

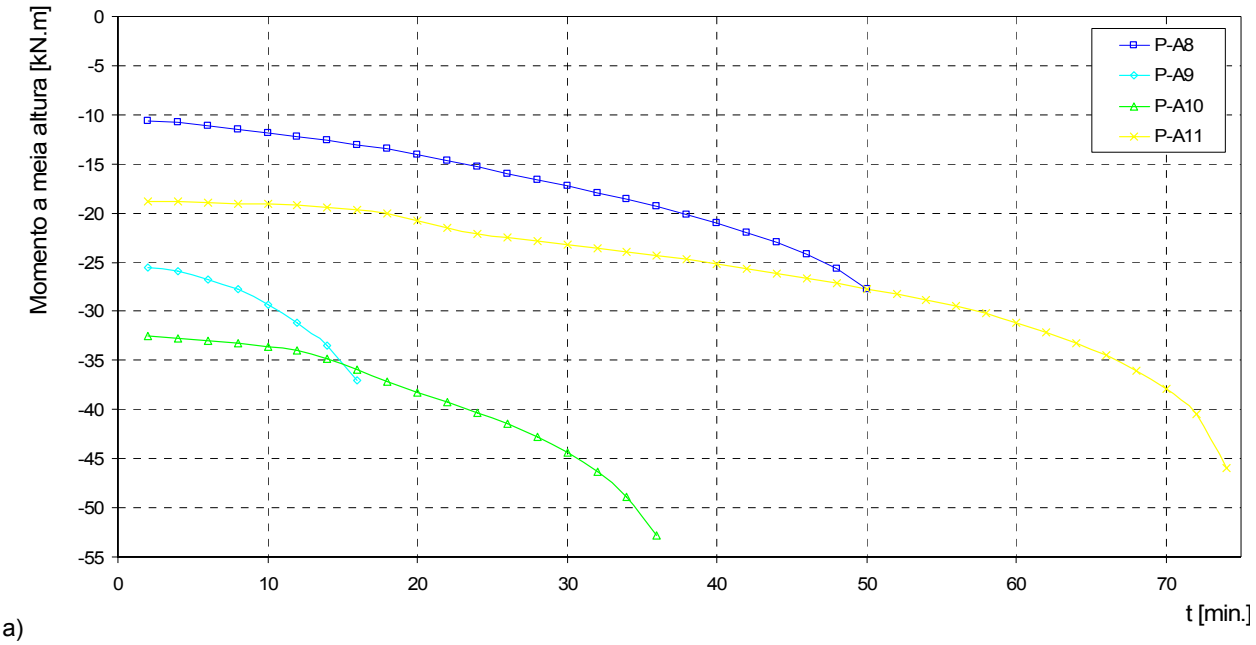


a)

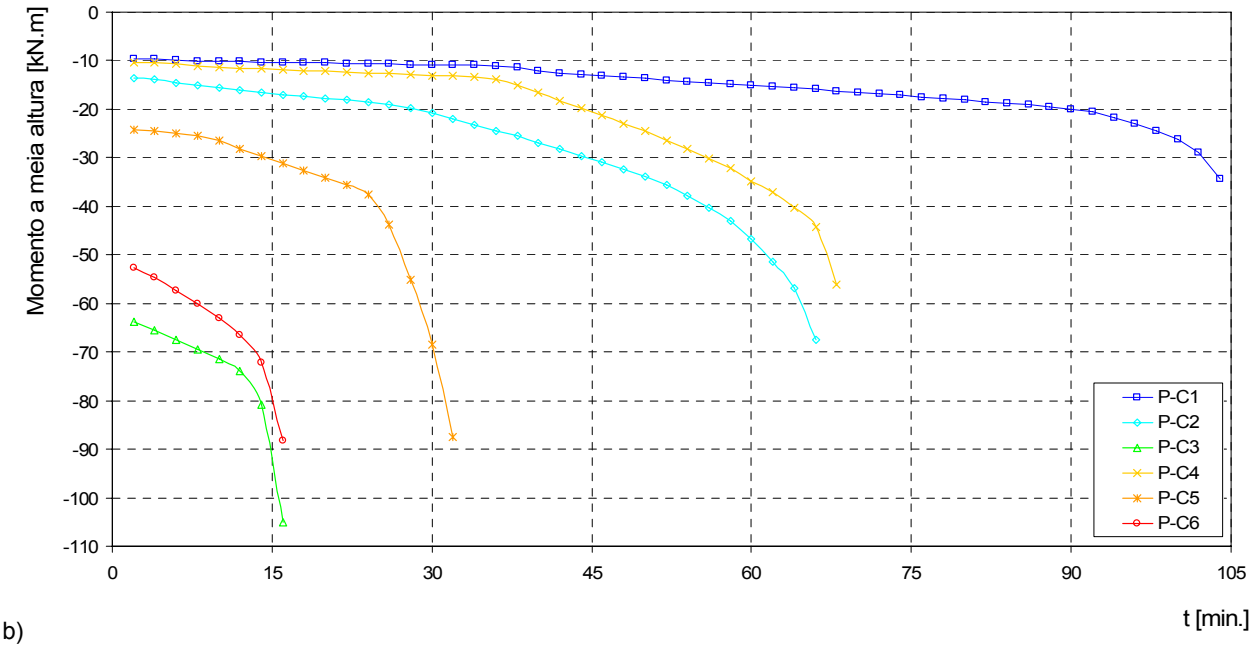


b)

Fig. 8.74 – Momento flector a meia altura dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25).



a)



b)

Fig. 8.75 – Momento flector a meia altura dos pilares para diferentes alturas sujeitos a cargas no seu topo com e sem excentricidade para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25).

(iii) O facto de haver 4 varões dos 16ϕ25 ou dos 8ϕ25 a temperatura diferente, faz com que a transição na taxa de crescimento dos momentos flectores seja mais suave.

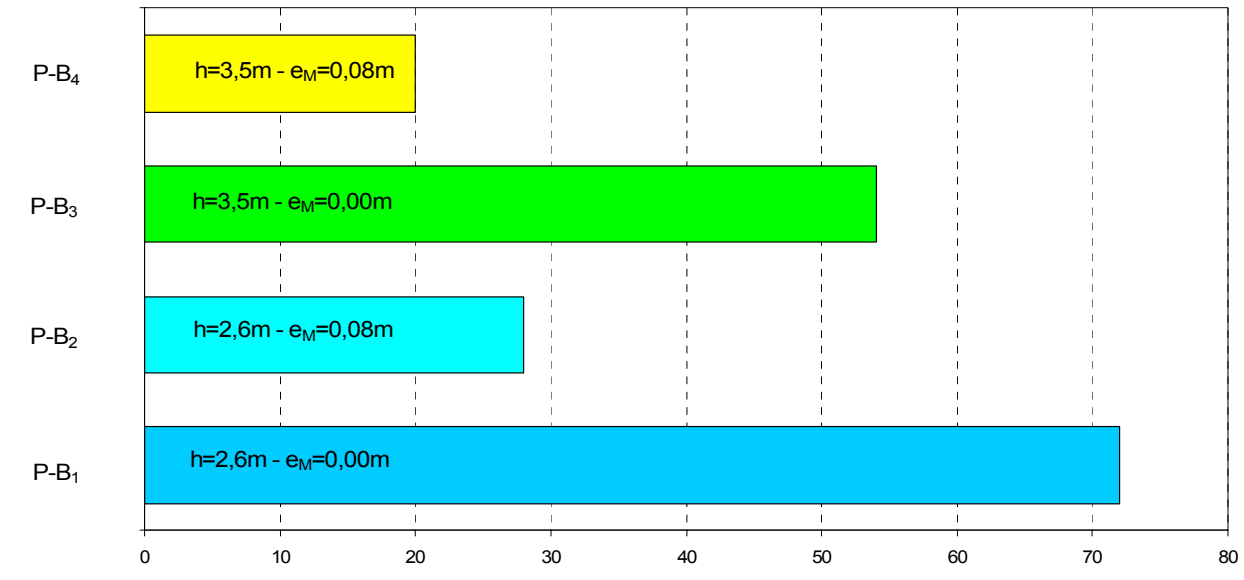
Verifica-se naturalmente que quando a altura do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente diminui. Tal sucede igualmente para o nível de carregamento para uma resistência à flexão equivalente. Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

Pela observação das Figuras 8.75a) e b) conclui-se que a evolução do momento flector é muito semelhante à observada e comentada para a evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares.

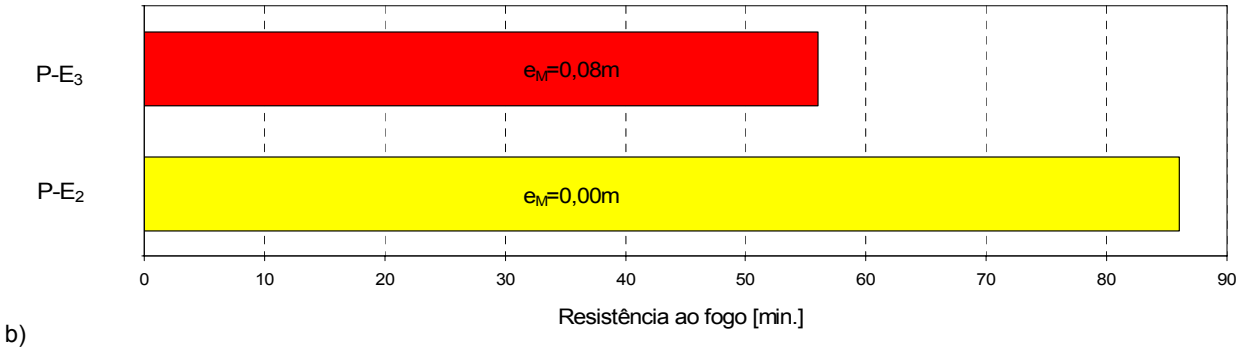
8.3.4.4 - Efeito da excentricidade da acção mecânica sobre o pilar

O efeito da excentricidade da aplicação da carga axial no topo do pilar e do seu peso próprio quando sujeito em todo o seu contorno ao incêndio ISO 834, aqui estudado e avaliado. Em cálculos anteriores fizeram-se avaliações do efeito da excentricidade para valores das acções aplicadas no topo dos pilares iguais. Naturalmente que o efeito preponderante como se viu já nos cálculos precedentes será o efeito de segunda ordem. Aqui, procura-se modelar o comportamento dos pilares quando se introduz a excentricidade de 0,08m na aplicação da carga para diferentes alturas de pilares, secções de armadura e valores de cargas mantendo estes parâmetros inalterados.

Apresenta-se na Figura 8.76 as resistências alcançadas por cada um dos pilares em função da sua altura e para duas percentagens de armadura na secção, 4ϕ25 (Tipo *B*) e 16ϕ25 (Tipo *E*). Tem-se assim globalmente dois gráficos distintos sendo o primeiro, Figura 8.76a), aquele que apresenta para a secção com 4ϕ25 duas alturas distintas de pilares: 2,6 e 3,5m para um valor da carga aplicada no seu topo de 1050kN. Na Figura 8.76b) avalia-se o efeito da excentricidade para a secção com 16ϕ25 e pilares com 4,3m, para um valor da carga aplicada no seu topo de 1200kN.



a)



b)

Fig. 8.76 – Efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar nas resistências ao fogo de pilares para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção *B* (4ϕ25) e b) 4,3m e secção *E* (16ϕ25).

Como se observa pela Figura 8.76b) a consideração da excentricidade de 0,08m para o pilar com 4,3m com a secção mais armada das análises realizadas (16ϕ25) e para uma acção de 1200kN (20% de N_{rd}) aplicado no seu topo, faz diminuir a resistência do pilar em análise de 86, para 56min (35%).

Para a secção menos armada (4ϕ25), para uma carga axial de 1050kN (30% N_{rd}) e tendo em consideração ou não a excentricidade de 0,08m na aplicação de tal carga, as resistências ao fogo para os pilares com 2,6 e 3,5m de altura diminuem em cerca de 61% e 63% respectivamente (de 72 para 28min e 54 para 20min). Para a secção (16ϕ25), para uma carga axial de 1200kN (20% N_{rd}) e tendo em consideração ou não a excentricidade de 0,08m na aplicação de tal carga, a resistência ao fogo para os pilar com 4,3m de altura diminui cerca de 35% (de 86 para 56min).

8.3.4.4.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar

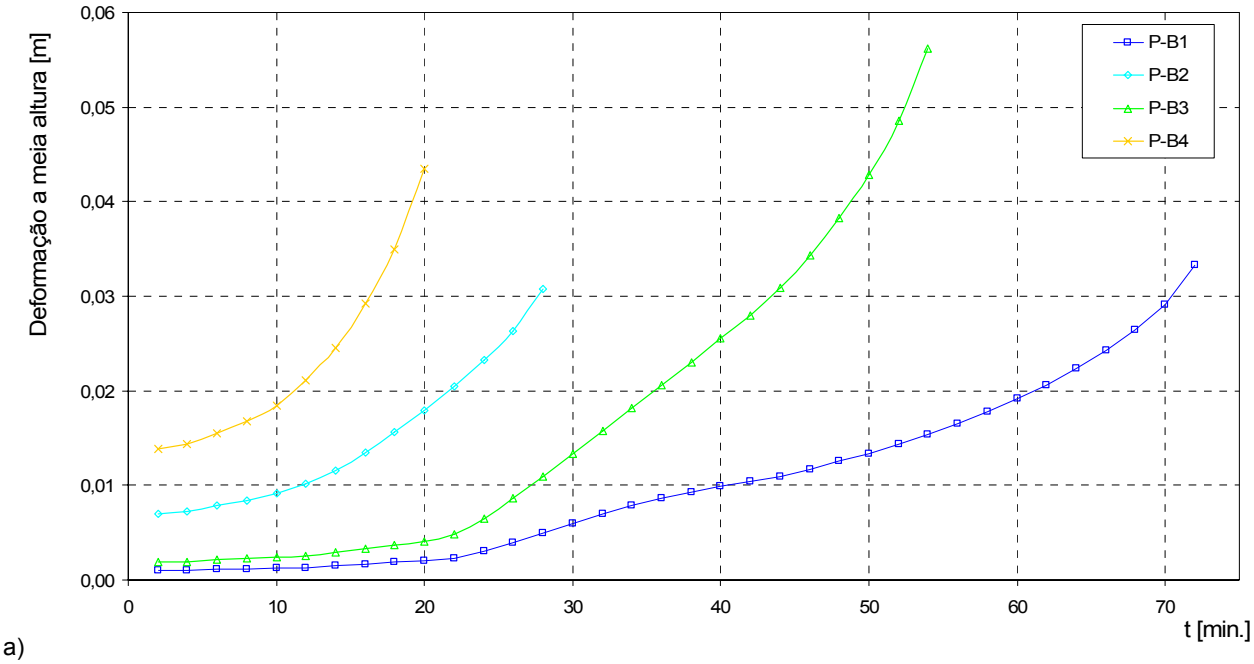
Apresenta-se na Figura 8.77 o deslocamento horizontal a meia altura ao longo do tempo dos pilares para duas secções distintas e três alturas distintas para situações de aplicação da carga no seu topo sem e com excentricidade. Na situação com excentricidade considera-se esta igual a 0,08m. Para além disso considera-se o peso próprio do pilar e a acção térmica. O efeito do deslocamento horizontal para os pilares analisados deve-se ao efeito de segunda ordem que a carga promove potenciado pela excentricidade acidental e inicial considerada.

Para secções idênticas é natural que, à medida que a altura do pilar é incrementada e a excentricidade seja considerada, o tempo para se atingir a rotura diminua.

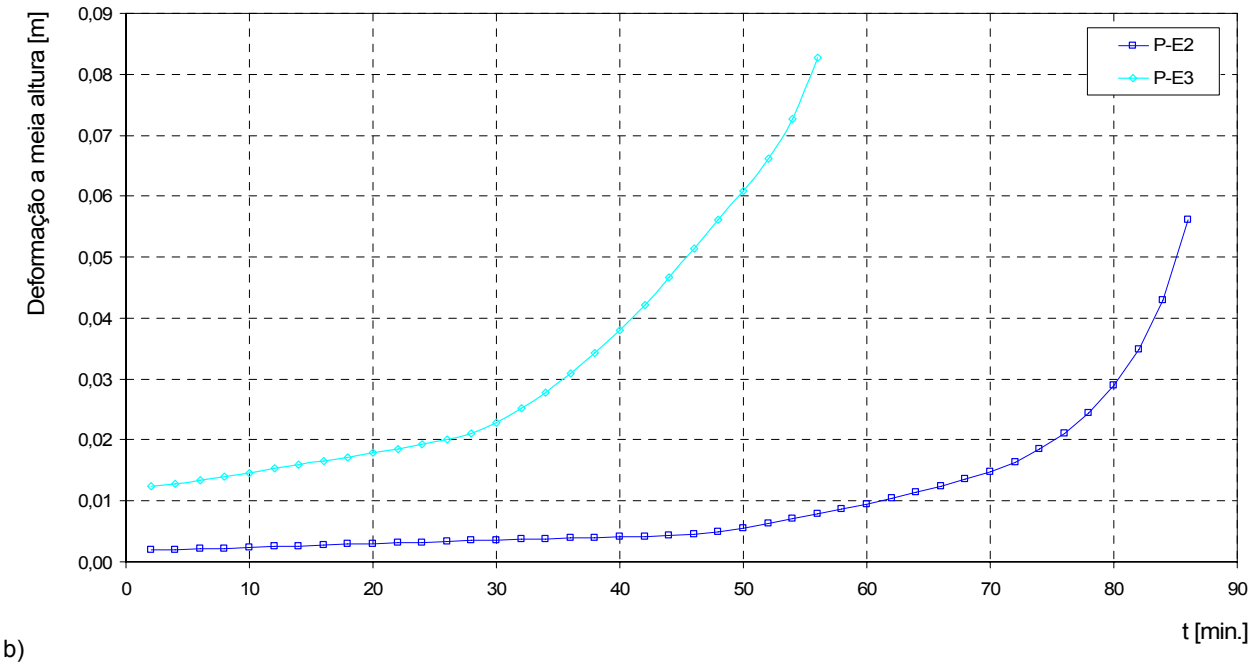
Na Figura 8.77b) observa-se que a evolução dos deslocamentos horizontais a meio do pilar se altera sensivelmente a partir dos 45min para o pilar com 4,3m (cálculo $P\text{-}E_2$) e sem aplicação de momento flector no seu topo. A taxa de crescimento daqueles deslocamentos é gradualmente crescente de forma parabólica até se atingir a rotura. Para o mesmo pilar mas aplicando a carga de forma excêntrica (cálculo $P\text{-}E_3$), o período de taxa crescente parabólica inicia-se aos 28min atingindo-se a rotura aos 56min. Como se tinha observado anteriormente, a evolução destes deslocamentos é particularmente diferente não existindo a fase inicial linear de crescimento.

Contudo, quando se avalia a secção com 4ϕ25 e porque se está perante pilares muito menos esbeltos (h=2,6 e 3,5m de altura) a deformação do pilar no tempo é mais gradual (mais rígido) permitindo que a segunda fase de crescimento gradual da taxa de deformação se inicie aos 22min e se atinja a rotura aos 74min (h=2,6m - cálculo $P\text{-}B_1$).

Quando se considera a excentricidade na aplicação da carga axial no topo do pilar, o efeito de rigidez do pilar reduz-se muito fazendo com que o período de crescimento acelerado daquele deslocamento seja muito mais curto.



a)



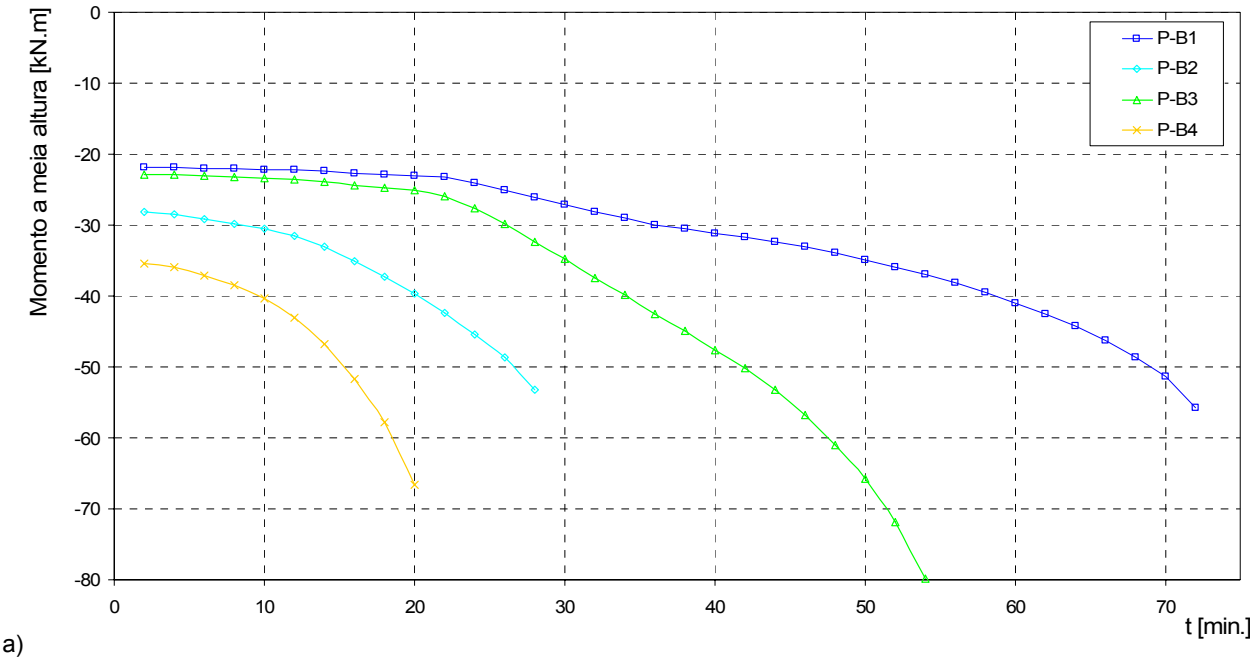
b)

Fig. 8.77 – Deformação a meia altura dos pilares considerando o efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção tipo B (4ϕ25) e b) 4,3m e secção tipo E (16ϕ25).

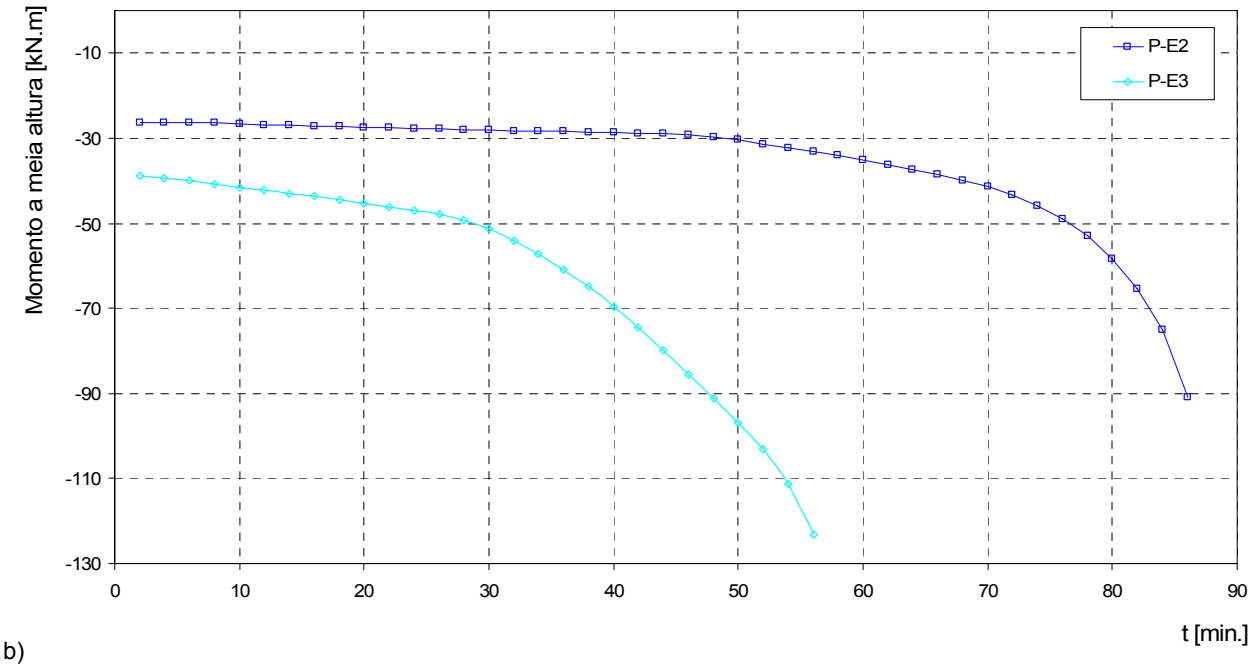
8.3.4.4.2 – Momento flector a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.78 a variação dos momentos flectores a meia altura dos pilares para as duas secções consideradas e duas cargas aplicadas no seu topo, sem e com excentricidade. Para o caso de carregamento excêntrico, o valor da excentricidade considerada é de 0,08m para alturas diferentes. Verifica-se naturalmente que para a mesma secção, isto é para a mesma área de armadura e para a mesma acção (a menos da diferença

do peso próprio do pilar), o momento flector resistente da secção é semelhante independentemente da altura considerada para o pilar e é expectável que no instante em que se dá a rotura do pilar, o momento flector mobilizado na secção mais solicitada mecanicamente esteja próximo do momento flector resistente.



a)



b)

Fig. 8.78 – Momento flector a meia altura dos pilares considerando o efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção tipo B (4ϕ25) e b) 4,3m e secção tipo E (16ϕ25).

Verifica-se naturalmente que, quando se considera excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar, a resistência ao fogo correspondente diminui para a resistência à flexão equivalente. Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

Mostra-se nas Figuras 8.78a) e 8.78b) que a evolução do momento flector é muito semelhante à observada para a evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares.

8.3.4.5 - Efeito da percentagem de armadura

O efeito da percentagem de armadura na secção do pilar quando sujeito em todo o seu contorno ao incêndio ISO 834 e a uma carga no seu topo, para além do seu peso próprio é importante no comportamento ao fogo global deste tipo de estrutura. Aqui, procura-se modelar o comportamento dos pilares para diferentes percentagens de armadura mas em várias situações, isto é para conjuntos distintos de alturas do pilar, e níveis distintos de carregamento mantendo todos os restantes parâmetros inalterados como a secção de betão e a considerando sempre um carregamento centrado.

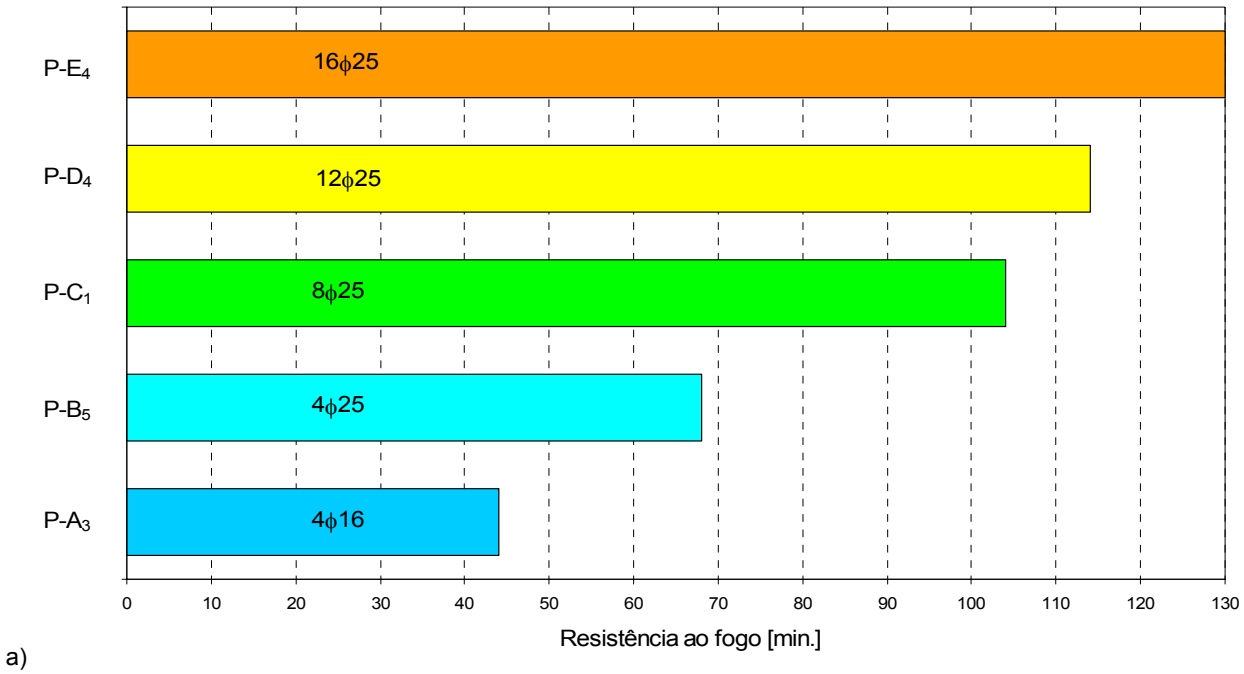
Apresenta-se na Figura 8.79 as resistências alcançadas por cada um dos pilares em função da sua secção para determinadas alturas destes e cargas aplicadas no seu topo. Tem-se assim globalmente três gráficos distintos sendo o segundo, aquele que apresenta dois subconjuntos passíveis de se analisar independentemente, por se considerar a excentricidade de 0,08m.

Como se observa pela Figura 8.79a) o acréscimo de percentagem de armadura, para uma acção mecânica constante de 450kN aplicado no seu topo, e um pilar com 5,2m de altura traduz-se em valores maiores de resistência ao fogo do pilar. Valores de: 44, 68, 104, 114 130min para secções respectivamente com armaduras: 4ϕ16, 4ϕ25, 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25.

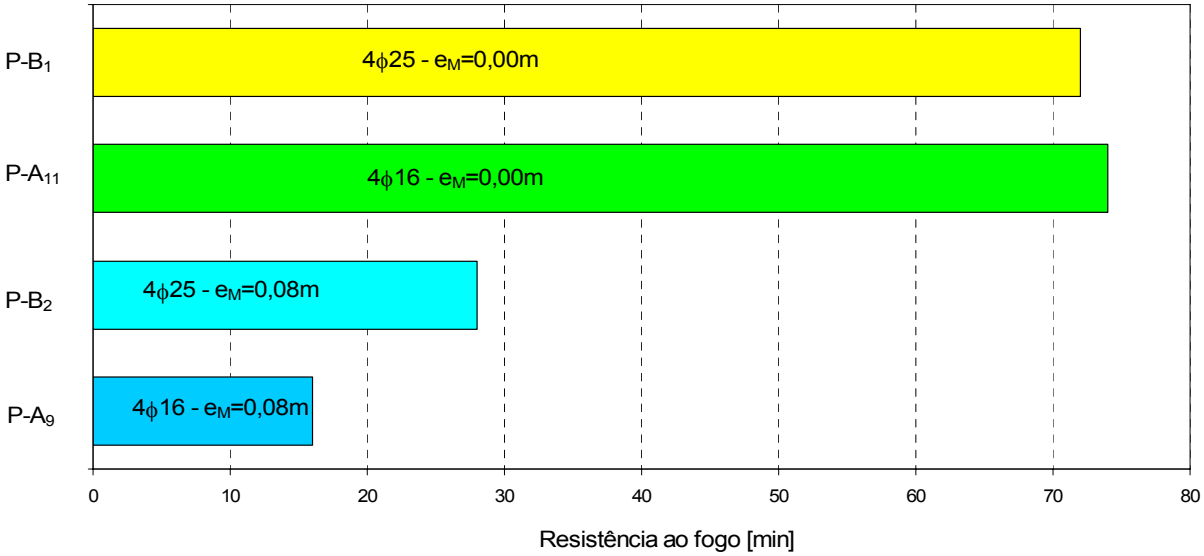
É certo que, para a mesma carga de 450kN, o pilar estava proporcionalmente menos solicitado devido ao aumento da percentagem de armadura. Ou seja, a percentagem de resistência axial mobilizada para as secções em relação ao valor máximo, era, à medida que a percentagem de armadura aumentava, de 15, 13, 10, 9 e 8%. Tomando como base a secção com armadura 16ϕ25, o aumento da solicitação, face à capacidade das secções é de 13%, 33%, 40%, e 46% para as secções respectivamente de 12ϕ25, 8ϕ25, 4ϕ25 e 4ϕ16. Mas a redução da resistência ao fogo resultou proporcionalmente a 12%, 20%, 48% e 66%.

Ou seja, maior quando se tratam de secções apenas com armaduras nos cantos e menor, quando as secções também têm armaduras a meio das faces. Não é a situação da secção 12ϕ25, mas, como se viu anteriormente, a temperatura média nas armaduras, para determinado instante, é inferior para 12ϕ25 quando comparada apenas com 4ϕ25 (Figura 8.57).

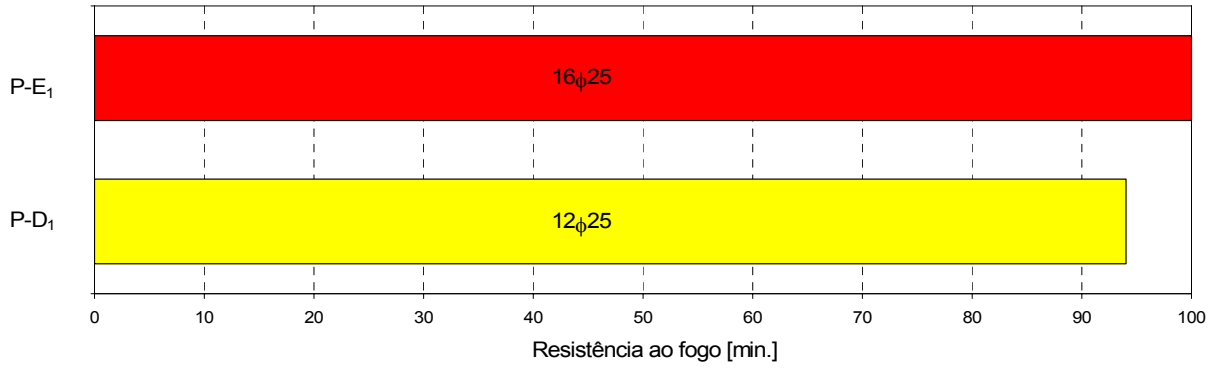
Para as secções menos armadas (4ϕ16 e 4ϕ25 – Figura 8.79b), mas para uma carga axial de 30% N_{rd}, a resistência ao fogo diminui, embora pouco, quando se aumenta a percentagem de armadura, para uma situação de carregamento centrado. Tal facto deve-se também ao aumento da carga axial proporcionalmente ao ganho de resistência da secção por ter mais armadura.



a)



b)



c)

Fig. 8.79 – Efeito da percentagem de armadura na resistência ao fogo dos pilares para excentricidades de 0 e 0,08m e para alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m.

Será igualmente de esperar tal situação quando o nível de carregamento é referenciado ao máximo (portanto de forma relativa à armadura na secção) para valores relativos dessa carga

mais elevados, 30% e ou pilares muito esbeltos. Nessas situações, a resistência ao fogo poderá não aumentar com o acréscimo de armadura.

Mas considerando uma excentricidade de 0,08m na aplicação da carga a resistência ao fogo aumenta substancialmente quando se aumenta a percentagem de armadura na secção (16 contra 28min (cálculos *P-A*$_9$ e *P-B*$_2$ - Figura 8.79b).

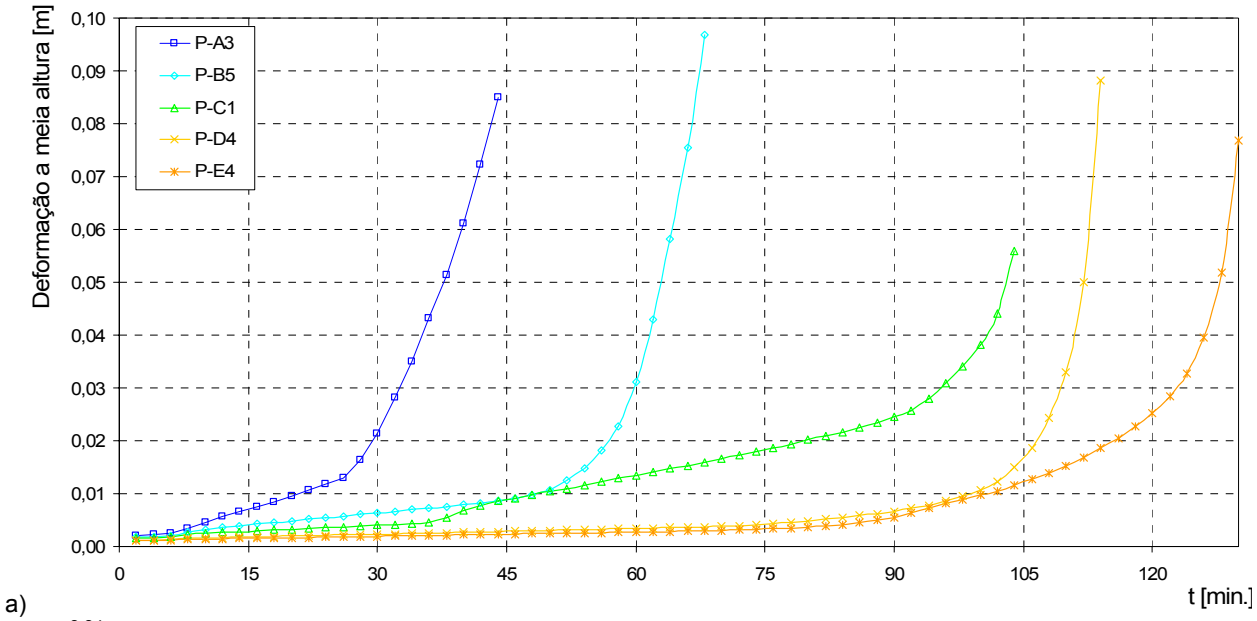
Pode-se observar na Figura 8.79c) que, para um pilar relativamente pouco esbelto e moderadamente carregado (20% N_{rd}), quando se aumenta a armadura de 12ϕ25 para 16ϕ25, apesar de se aumentar proporcionalmente a sua resistência axial, a resistência ao fogo aumenta de 94 para 100min.

8.3.4.5.1 - Deslocamento horizontal a meia altura do pilar

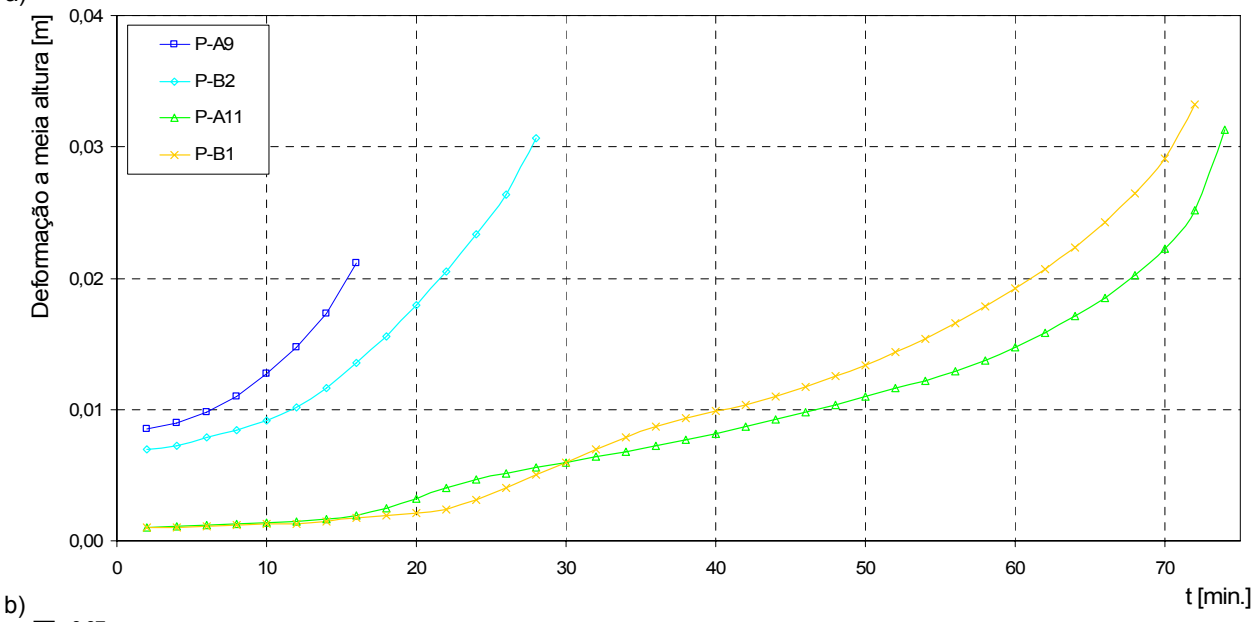
Apresenta-se na Figura 8.80 o deslocamento horizontal ao longo do tempo dos pilares para as cinco secções tipo distintas (*A, B, C, D* e *E*). Consideram-se várias alturas para os pilares: 5,2m, 2,6m e 3,5m conforme nas Figuras 8.80a), b) e c). Consideram-se ainda três situações de aplicação da carga no seu topo, sem excentricidade (apenas para a altura de 2,6m também se considerou a excentricidade de 0,08m) para além do seu peso próprio e sujeitos à referida solicitação térmica. A evolução do deslocamento horizontal a meia altura para os pilares analisados apresenta tipicamente dois comportamentos, uma fase inicial em que essa variação é linearmente crescente devido à redução das características resistentes dos materiais constituintes da secção e uma segunda fase em que a taxa de deformação é parabolicamente crescente em que se associam os dois efeitos que levam os pilares à sua rotura, a degradação das características materiais e o efeito de segunda ordem.

Para a mesma altura do pilar, à medida que a secção de armadura é incrementada, o tempo para se atingir a rotura aumenta.

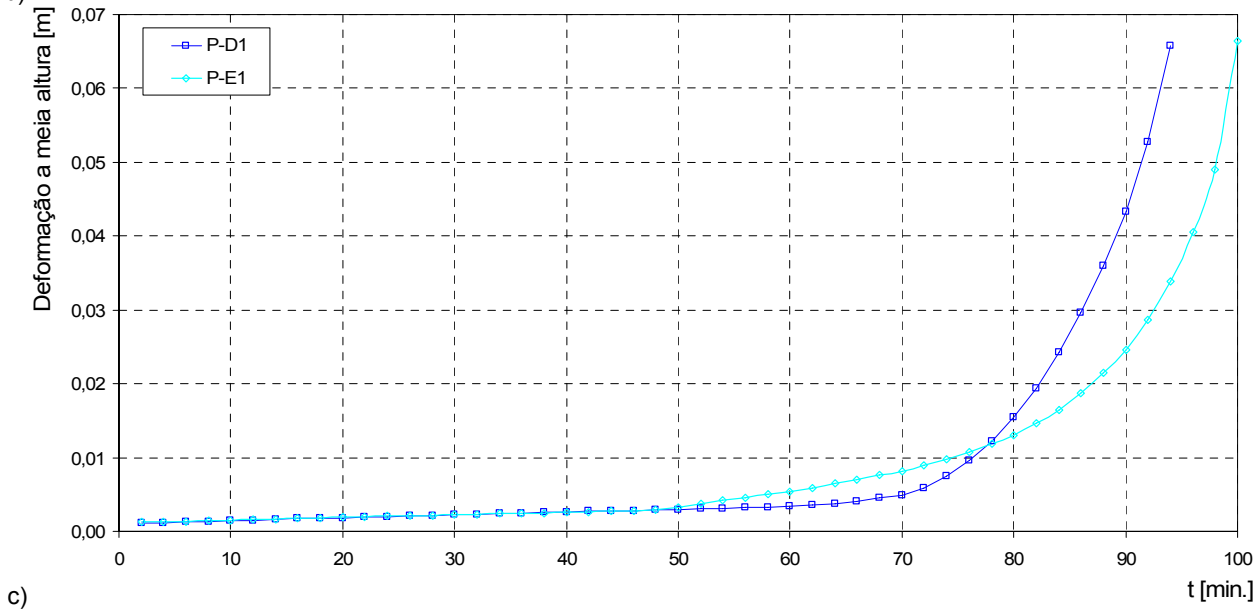
Na Figura 8.80c) observa-se que a evolução dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares se altera sensivelmente a partir dos 50 e 65min, respectivamente para as secções 12 ϕ25 (cálculo *P-D*$_1$) e 16ϕ25 (cálculo *P-E*$_1$). A taxa de crescimento daqueles deslocamentos é gradualmente crescente de forma parabólica até se atingir a rotura. Para este pilar com 3,5m o período de crescimento parabólico é de 50min para a secção 16ϕ25, quando esse período é de cerca de 30min para o pilar com secção 12ϕ25. Tal facto deve-se à responsabilidade da distribuição das armaduras na secção já que os 4 varões interiores estão sujeitos a uma temperatura inferior. Pode-se igualmente observar este fenómeno na Figura 8.80a) quando se comparam as cinco secções tipo *A, B, C, D* e *E*. De facto as secções 8ϕ25 (cálculo *P-C*$_1$) e 16ϕ25 (cálculo *P-E*$_4$) que têm as armaduras a meio das faces apresentam curvas muito mais suaves no período final das análises quando os deslocamentos a meia altura dos pilares são mais significativos.



a)



b)



c)

Fig. 8.80 – Deformação a meia altura dos pilares sujeitos a cargas no seu topo constantes aplicadas com excentricidades de 0 e 0,08m com alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m.

Os pilares, para as secções 4ϕ16 (cálculo *P-A*$_3$) e 4ϕ25 (cálculo *P-B*$_5$) apresentam uma evolução dos deslocamentos com três taxas de crescimento distintas: uma primeira suavemente crescente até aos 8 e 10min em que as armaduras ainda não atingiram temperaturas que permitam uma degradação material significativa. A partir desse instante a taxa de crescimento daqueles deslocamentos aumenta, embora mantendo-se uma evolução linear do seu crescimento. O efeito mecânico da redução das características materiais prevalece sobre o efeito de segunda ordem do carregamento. A partir dos 25 e 45min, respectivamente para aquelas secções, a taxa de crescimento do deslocamento horizontal é não uniforme e parabolicamente crescente até que se atinge a rotura. Aqui, o efeito de segunda ordem do carregamento prevalece sobre o efeito mecânico. O efeito das três taxas de crescimento dos deslocamentos horizontais a meio dos pilares perde-se quando a área de armadura é francamente incrementada.

Como se pode observar na Figura 8.80a) há um pormenor curioso quando se compara os deslocamentos a meia altura dos pilares da secção com 4ϕ25 (cálculo *P-B*$_5$) e 8ϕ25 (cálculo *P-C*$_1$). Tal facto deve-se a haver dois conjuntos importantes de armaduras a temperaturas distintas. Aos 50min, independentemente da evolução prévia destes deslocamentos ambos os cálculos apresentam o mesmo deslocamento de 1cm. De facto os deslocamentos horizontais para a secção com 8ϕ25 têm aqui marcadamente uma trajectória com fases distintas. O início da segunda fase dá-se sensivelmente aos 36min. Até aos 50min o pilar mais armado (cálculo *P-C*$_1$) apresenta menores deslocamentos, tal como para períodos posteriores. Mas a igualdade dos deslocamentos para aquele instante só pode significar que a contribuição das armaduras a meio das faces (que são duas e não quatro na direcção do estudo) já é, atendendo à sua temperatura (300ºC contra 460ºC, Figura 8.57) equivalente à perda das características materiais do aço (Anexo 2) das armaduras de canto. Tendo embora, em termos absolutos, uma enorme reserva de resistência, já que o pilar tem uma resistência ao fogo de 104min.

Pode observar-se na Figura 8.80b) outro pormenor curioso quando se compara os deslocamentos a meia altura dos pilares com a secção para distribuições de armadura de respectivamente 4ϕ16 (cálculos *P-A*$_9$ e *P-A*$_{11}$) e 4ϕ25 (cálculos *P-B*$_1$ e *P-B*$_2$). Aqui, as cargas têm, respectivamente os valores de 900 e 1050kN, embora proporcionais à sua capacidade de carga axial. Entre os instantes 17 e 30min, a secção menos armada apresenta maiores deformações a meio do pilar. Nos períodos antecedente e procedente verifica-se que os deslocamentos são sempre menores que os do cálculo com maior secção de armadura. A partir dos 20min, apesar de estar mais armada a secção, o cálculo *P-B*$_1$ apresenta uma taxa de crescimento de deslocamentos maior porque o efeito de segunda ordem tem também maior peso do que a capacidade resistente. De facto a acção mecânica é maior por estar mais armada esta secção. Como a importância do efeito de segunda ordem começa a pesar mais tarde (aos 23min) do que para o cálculo *P-A*$_{11}$, surge aquele período em que a secção menos armada tem maiores deformações.

Observa-se claramente na Figura 8.80c) o efeito da distribuição da armadura na secção. Como se observa, essa distribuição é responsável por uma acréscimo de ductilidade do pilar, isto é, o

período de tempo no qual se observa a evolução parabólica da deformação do pilar é superior ajudando a prever a proximidade da rotura.

8.3.4.5.2 – Momento flector a meia altura do pilar

Apresenta-se na Figura 8.81 a variação dos momentos flectores a meia altura dos pilares com todas as secções tipo distintas (*A, B, C, D* e *E*). As figuras correspondem a pilares de distintas alturas e/ou cargas aplicadas no seu topo. Apesar de se tratar de diferentes secções, isto é para a distintas áreas de armadura, e portanto diferentes momentos flectores resistentes da secção no instante em que se dá a rotura do pilar, os valores dos momentos flectores mobilizados nas secções estão próximos uns dos outros. Acresce aqui o facto de se tratar de flexão composta, e os valores da carga axial são sempre os mesmos nas várias análises.

Verifica-se naturalmente que, quando a área de armadura na secção do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente aumenta para uma resistência à flexão igualmente superior.

Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar aumenta.

O gráfico mostra que a evolução do momento flector é muito semelhante à observada e comentada para a evolução dos deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares.

Fica bem claro na Figura 8.81c) o efeito das temperaturas distintas nas armaduras da secção no que se refere ao período de transição de manutenção do momento flector até à rotura (25 e 50min respectivamente para 12ϕ25 e 16ϕ25).

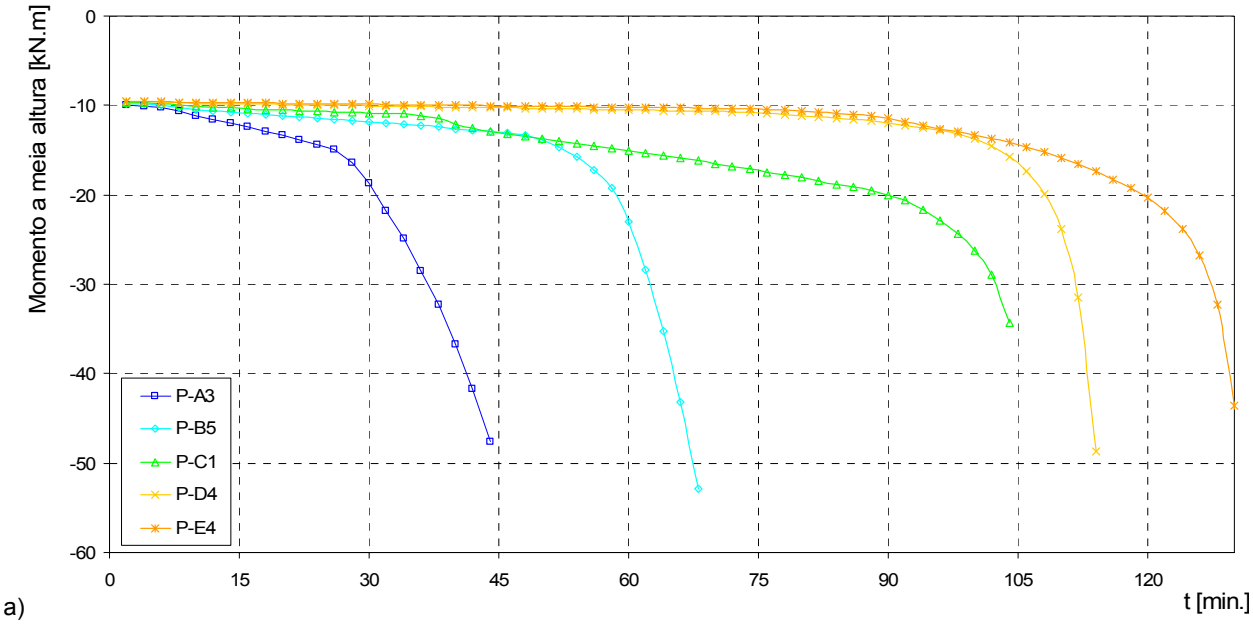
8.4 - Conclusões

Neste Capítulo, constituído por duas partes distintas, uma correspondente ao método simplificado de cálculo SimFIRc e outra ao método avançado de cálculo SAFIR, foram apresentados os resultados de inúmeras simulações numéricas realizadas com o propósito de identificar o comportamento de pilares em situação de incêndio.

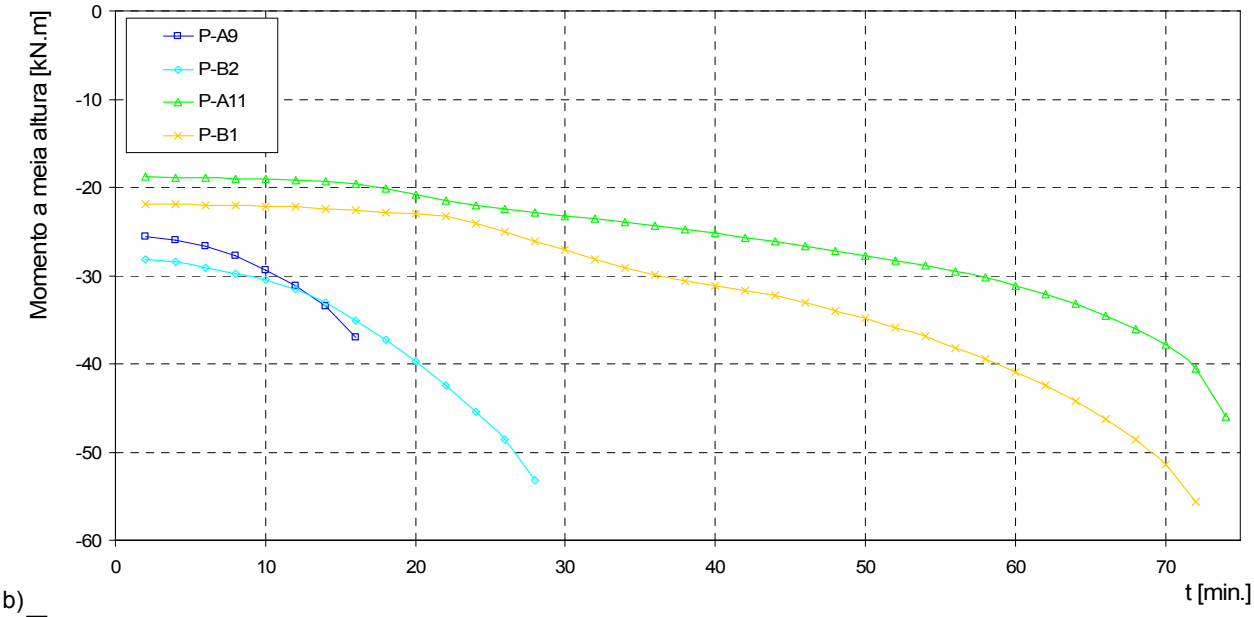
A partir dos resultados apresentados as seguintes conclusões se podem tirar:

Conclusões base

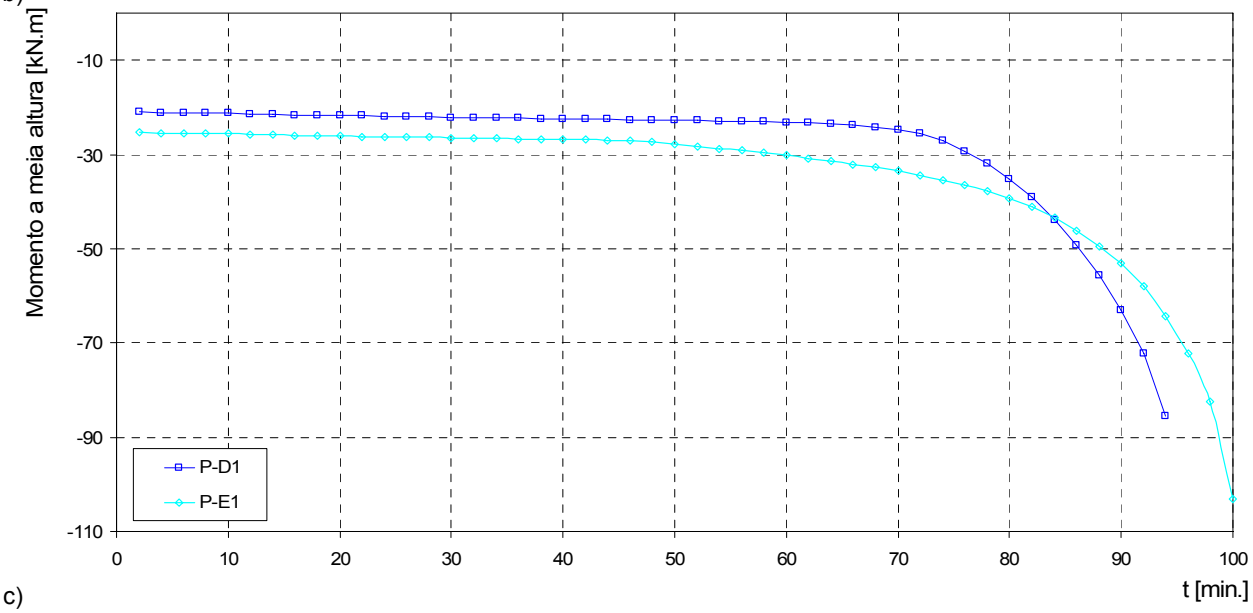
(i) É de referir que, especialmente em pilares esbeltos, os efeitos da não linearidade geométrica a altas temperaturas são bem mais importantes que à temperatura ambiente;



a)



b)



c)

Fig. 8.81 – Momento flector a meia altura dos pilares sujeitos a cargas no seu topo constantes aplicadas com excentricidades de 0 e 0,08m com alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m.

(ii) Quanto aos pilares integrados em estruturas, a restrição à livre dilatação térmica passa a ter um efeito desfavorável, aumentando as forças de compressão a que aqueles elementos já se encontravam submetidos. Estas forças de restrição vão-se tornando menores à medida que o incêndio progride, em consequência de fenómenos de fluência e relaxação. Por outro lado, o aquecimento diferencial dos elementos vizinhos ao pilar introduz momentos flectores indesejáveis, o que pode inclusivamente conduzir a que, armaduras inicialmente comprimidas, passem a trabalhar à tracção. Não parece razoável dimensionar os pilares para resistir a tais efeitos, mas uma boa compartimentação e juntas de dilatação adequadas podem reduzir as consequências dos efeitos induzidos pela não linearidade.

Conclusões referentes ao método simplificado SimFIRc

(iii) A formulação que a própria EN 1992-1-1, [2] indica para o cálculo da capacidade resistente a temperatura ambiente, e que depois de convenientemente adaptada pelo autor à especificidade com solicitação térmica (SimFIRc), potenciou resultados que se mostraram à altura dos resultados do modelos avançados de cálculo (SAFIR). Com a particularidade de na generalidade das situações apresentar resultados conservativos;

(iv) O cálculo simplificado é realizado à custa de uma metodologia cuja principal vantagem é a de abordar situações distintas daquelas que se consideram nos métodos tabelados. Foram conjugadas várias metodologias indicadas no Eurocódigo 2, Partes 1-1 e 1-2 mantendo um equilíbrio razoável da sofisticação do cálculo em todas as fases. Foi criada uma ferramenta relativamente simples e poderosa que ao contrário de outras, forneceu resultados do lado da segurança.

(v) É necessário avaliar a redução das características mecânicas (resistência e rigidez) do betão com a temperatura para a aplicação do método simplificado desenvolvido, SimFIRc;

(vi) O método simplificado baseado na estimativa da curvatura não apresenta bons resultados;

(vii) A análise de sensibilidade da fluência permitiu concluir a sua pequena influência nos resultados, pois o efeito redutor das características resistentes e elásticas do betão (E_{cd}) é prevalecente.

(viii) O método simplificado de projecto aqui desenvolvido, dá um grande passo qualitativo e quantitativo na aproximação dos resultados obtidos por modelos complexos e outros simplificados utilizados até à data, (Rigberth, [4]). Carece agora estender o estudo a mais situações de incêndio validando a capacidade do método simplificado desenvolvido;

(ix) Parece fazer sentido proceder-se futuramente ao estudo que contemple a consideração das extensões máximas para o betão diferentes das tomadas como base. Estudos de sensibilidade deverão ser realizados principalmente para pilares pouco esbeltos e pouco armados (em que é maior a contribuição relativa do betão na resistência da secção).

Conclusões referentes ao método avançado SAFIR

(x) **Altura dos pilares** - A consideração da altura do pilar é sem dúvida o parâmetro mais condicionador do comportamento global do pilar e em particular quando sujeito a incêndio devido ao efeito potenciador deste no efeito de segunda ordem devido à esbelteza crescente. Verifica-se naturalmente que quando a altura do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente diminui. Ou seja, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

(xi) **Percentagem de armadura** - A percentagem de armadura é o segundo parâmetro mais importante na definição final na resistência ao fogo dos pilares quando sujeito ao incêndio. Verifica-se naturalmente que quando a área de armadura na secção do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente aumenta para uma resistência à flexão igualmente superior. Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

A segunda conclusão a tirar é que a contribuição do aço na resistência da secção é mais importante para fases iniciais do incêndio perdendo-se praticamente esse efeito aos 120min. A resistência à flexão simples aumenta muito para maiores percentagens de armadura. Essa resistência é superior aos 90min para a secção com armaduras de 25mm em detrimento duma resistência de 30min para a secção com armaduras de 12mm. O efeito da distribuição da armadura na secção é responsável por um acréscimo de ductilidade do pilar, isto é, o desenvolvimento da deformação do mesmo dá-se por um período de tempo superior ajudando a prever a proximidade da rotura. A diferenciação das características resistentes do aço quando as extensões são superiores ou não a 0,02% faz-se notar mais nas secções mais armadas.

(xii) **Recobrimento -** O efeito de recobrimento faz-se sentir muito na redução da temperatura das armaduras. Independentemente do instante da análise, o recobrimento é potenciador da capacidade de carga de um pilar quando sujeito a incêndio. O estudo do recobrimento da armadura é muito importante na avaliação da resistência ao fogo de pilares porque a consideração de maiores recobrimentos tem efeitos opostos. Por um lado protege a armadura do efeito térmico mas por outro permite uma menor mobilização de resistência à flexão. A mais valia da protecção térmica das armaduras é maior que a menos valia da

resistência à flexão devido à diminuição do braço da parcela de momento flector resistente relativo às armaduras. Apesar da razoável variação das características mecânicas do aço em função da sua temperatura, o domínio resistente da secção de betão armado não se altera significativamente. Contudo, o efeito não linear material faz-se repercutir mais no modelo do lado da solicitação, isto é afectando a não linearidade geométrica.

Observa-se um decréscimo significativo do esforço axial mobilizável à medida que o recobrimento das armaduras diminui. Se a esse facto associar-se a redução do domínio resistente da secção na zona prevalecente de flexão, aonde as discrepâncias da resistência são mais acentuadas, então os valores finais podem vir significativamente afectados. A solicitação mecânica e térmica acoplada são tão severas quando se considera excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar que o efeito do recobrimento (para uma precisão de 2min no cálculo) não se traduz em qualquer diferença na resistência ao fogo. Em contrapartida, para uma carga axial aplicada sem excentricidade, a variação da resistência ao fogo ainda é significativa quando se aumenta o recobrimento das armaduras de 3 para 4cm. Se se adoptar a temperatura para o centro da armadura num ábaco de isotérmicas tiradas na EN 1992-1-2, os valores tomados são conservativos mas muito próximos de uma avaliação mais rigorosa realizada por um modelo avançado de análise térmica como o SAFIR;

(xiii) **Acção térmica** – A situação termo-mecânica mais gravosa, para um pilar sujeito a incêndio, corresponde sempre a considerar a secção com todo o seu perímetro sujeito a incêndio. Para uma situação distinta desta, ou seja apenas parte do perímetro do pilar se encontra sujeito à acção térmica, verifica-se um acréscimo da resistência na secção assim como uma não existência de situação de compressão simples para aqueles limites de situações de extensões máximas (ou seja, existe sempre um momento flector aplicado ao pilar por efeito térmico). Esta situação, apesar de potenciar um momento flector de segunda ordem superior devido ao efeito conjugado da não linearidade geométrica com o efeito promovido pelo gradiente térmico na secção, conduz a resistências ao fogo superiores para o pilar devido a parte do pilar manter as suas características materiais à temperatura ambiente. À medida que se consideram instantes de tempo maiores, maiores são as diferenças nas capacidades resistentes entre os pilares sujeitos ou não a incêndio em todo o seu perímetro. Logicamente que a parte da secção menos solicitada termicamente pesará mais na resistência global do pilar. Refira-se contudo a manutenção de resultados conservativos do método simplificado desenvolvido SimFIRc e em perfeita consonância com os resultados obtidos pelo SAFIR;

(xiv) **Excentricidade da carga axial** – O efeito da excentricidade na aplicação da carga axial é excepcionalmente penalizador na diminuição da resistência ao fogo dos pilares.

8.5 - Recomendações para a prática de projecto

Enumeram-se algumas conclusões retiradas do estudo do comportamento ao fogo de pilares de betão armado para a prática de projecto:

● Formulou-se neste trabalho uma ferramenta de cálculo simples e eficaz para a avaliação da capacidade de carga de pilares de betão armado sujeitos a incêndio e portanto, traduzindo a sua resistência ao fogo. Esse modelo de cálculo foi avaliado e aferido através da compreensão do comportamento ao fogo de pilares através de um modelo avançado de cálculo, o SAFIR. Assim, é possível avaliar, para além da verificação proporcionada por um dos métodos tabelados do Eurocódigo, este tipo de estruturas através de um método simplificado.

● O estudo efectuado permitiu concluir a importância que a distribuição da armadura na secção tem na melhoria da resistência ao fogo dos pilares. E em particular o efeito de incremento de ductilidade no comportamento ao fogo quando as armaduras são distribuídas pelas faces dos elementos.

● O aumento do recobrimento das armaduras é mais benéfico no comportamento ao fogo do que na redução do momento flector resistente da secção, pela diminuição inerente do braço do momento flector mobilizado nas armaduras, sendo que, em projecto, se deverá dar preponderância ao critério do recobrimento das armaduras.

● O aumento da percentagem de armaduras (área) é bastante benéfica no comportamento dos pilares ao fogo, permitindo evitar roturas frágeis e repentinas.

8.6 – Referências bibliográficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] EN 1992-1-1, (April 2002), "*Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[3] Franssen, J.-M., (2000), "*A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*", Univ. of Liège, Belgium.

[4] Rigberth, J., (2000), "*Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns – An evaluation of Eurocode and Swedish Building Code against Advanced Computer Models*", Department of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden Report 5063, Lund, Sweden.

[5] Forsén N. E., (1982), "*A Theoretical Study of Fire Resistance of Concrete Structures*", FCB-SINTEF, Report STF65 A82062, Trondheim, Norwegian.

[6] Hertz, K., (1999), "*Analyses of Concrete Structures Exposed to Fire*", Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.

[7] ISO 834, (1975), '*Essais de Résistance au Feu*', *Organisation Internationale de Normalisation*. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

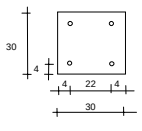
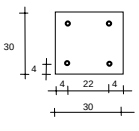
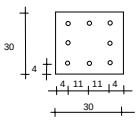
[8] ENV 1992-1-2, (1995-11-03), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", Adopted European Prestandard, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[9] EN 1992-1-1, (1999), "*Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[10] Holmberg, S. e Anderberg, Y., (1993), "*Concrete Structures and Fire – Computer Simulations and a Design Method for Fire Exposed Concrete Columns*", Document N. 92050-1 Swedish Fire Research Board, S-115 87 Stockholm, Sweden.

[11] Anderberg, Y. (2001), "*Structural Fire Design for Composite Slabs and Beams*", Fire Safety Design, Mamö, Sweden.

Quadro 8.15 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados.

	A  4ϕ16 (A=8,04cm2)-> W= 0,12											B  4ϕ25 (A=19,64) W= 0,29					C  8ϕ25 (A=39,27cm2) -> W= 0,58						
e_0 =2cm Rec.=3cm(*)																							
l/b	60						70	30				30		40		60	60			80			40
Caso	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**
Cálculo	**P-A_1**	**P-A_2**	**P-A_3**	**P-A_4**	**P-A_5**	**P-A_6**	**P-A_7**	**P-A_8**	**P-A_9**	**P-A_{10}**	**P-A_{11}**	**P-B_1**	**P-B_2**	**P-B_3**	**P-B_4**	**P-B_5**	**P-C_1**	**P-C_2**	**P-C_3**	**P-C_4**	**P-C_5**	**P-C_6**	**P-C_7**
P kN	450	450	450	450	450	450	450	450	900	1500	900	1050	1050	1050	1050	450	450	450	2100	450	900	1500	2100
N//Acfcd+Asfs %	15	15	15	15	15	15	15	15	30	50	30	30	30	30	30	13	10	10	50	10	20	35	50
e_M cm	0	8	0	8	0	8	0	8	8	0	0	0	8	0	8	0	0	8	0	0	0	0	0

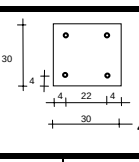
	D 12ϕ25 (A=58,92cm2) -> W= 0,872									E 16ϕ25 (A=78,56cm2) -> W= 1,164								
l/b	40	50		60		70	80			40	50		60			70	80	
Caso	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**	**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**	**41**
Cálculo	**P-D_1**	**P-D_2**	**P-D_3**	**P-D_4**	**P-D_5**	**P-D_6**	**P-D_7**	**P-D_8**	**P-D_9**	**P-E_1**	**P-E_2**	**P-E_3**	**P-E_4**	**P-E_5**	**P-E_6**	**P-E_7**	**P-E_8**	**P-E_9**
P kN	1000	1000	2500	450	1000	2500	1000	500	1000	1200	1200	1200	450	1200	1800	1200	600	1200
N//Acfcd+Asf %	20	20	50	9	20	50	20	10	20	20	20	20	8	20	30	20	10	20
e_M cm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0

(*) Para os cálculos **P_A_1 e P_A_2 a** distância da face da secção ao eixo do varão é de4cm - Para os cálculos **P_A_5 e P_A_6** o recobrimento do varão é de 4cm

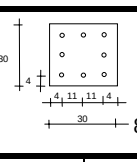
Quadro 8.15 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados.



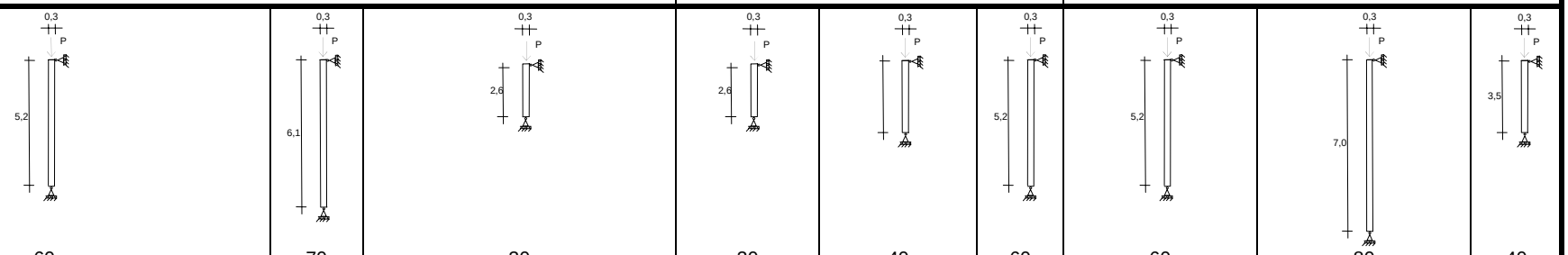
4ϕ16 (A=8,04cm2)-> W= 0,12



4ϕ25 (A=19,64) W= 0,29



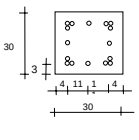
8ϕ25 (A=39,27cm2) -> W= 0,58



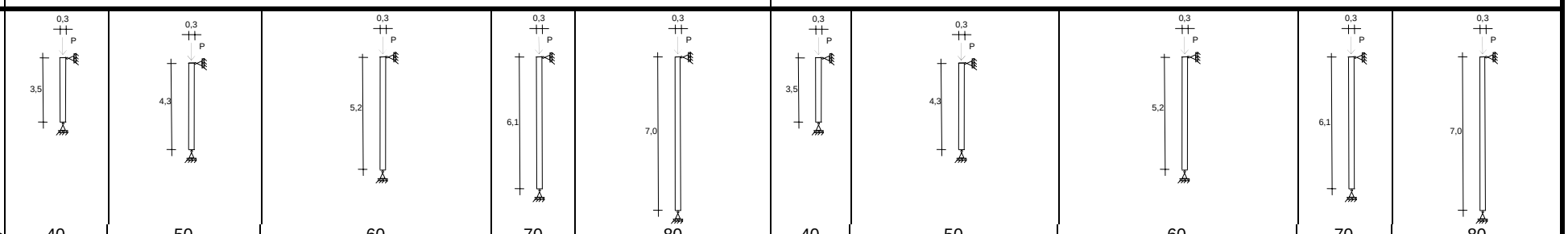
Caso		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Cálculo		**P-A$_1$**	**P-A$_2$**	**P-A$_3$**	**P-A$_4$**	**P-A$_5$**	**P-A$_6$**	**P-A$_7$**	**P-A$_8$**	**P-A$_9$**	**P-A$_{10}$**	**P-A$_{11}$**	**P-B$_1$**	**P-B$_2$**	**P-B$_3$**	**P-B$_4$**	**P-B$_5$**	**P-C$_1$**	**P-C$_2$**	**P-C$_3$**	**P-C$_4$**	**P-C$_5$**	**P-C$_6$**	**P-C$_7$**
P	kN	450	450	450	450	450	450	450	450	900	1500	900	1050	1050	1050	1050	450	450	450	2100	450	900	1500	2100
N//Acfcd+Asfs	%	15	15	15	15	15	15	15	15	30	50	30	30	30	30	30	13	10	10	50	10	20	35	50
e_M	cm	0	8	0	8	0	8	0	8	8	0	0	0	8	0	8	0	0	8	0	0	0	0	0



12ϕ25 (A=58,92cm2) -> W= 0,872



16ϕ25 (A=78,56cm2) -> W= 1,164



Caso		24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Cálculo		**P-D$_1$**	**P-D$_2$**	**P-D$_3$**	**P-D$_4$**	**P-D$_5$**	**P-D$_6$**	**P-D$_7$**	**P-D$_8$**	**P-D$_9$**	**P-E$_1$**	**P-E$_2$**	**P-E$_3$**	**P-E$_4$**	**P-E$_5$**	**P-E$_6$**	**P-E$_7$**	**P-E$_8$**	**P-E$_9$**
P	kN	1000	1000	2500	450	1000	2500	1000	500	1000	1200	1200	1200	450	1200	1800	1200	600	1200
N//Acfcd+Asf	%	20	20	50	9	20	50	20	10	20	20	20	20	8	20	30	20	10	20
e_M	cm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0

(*) Para os cálculos **P_A$_1$ e P_A$_2$ a** distância da face da secção ao eixo do varão é de4cm - Para os cálculos **P_A$_5$ e P_A$_6$** o recobrimento do varão é de 4cm

Capítulo 9

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

Capítulo 9

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

9.1 - Introdução

Analisar-se-á neste capítulo o comportamento estrutural de pórticos de betão armado à acção do incêndio. Os pórticos analisados resultam duma associação de elementos estudados nos capítulos anteriores. Avalia-se em primeiro lugar, dois pórticos simples, concluindo-se com a análise de outros dois pórticos de três e quatro andares e quatro e três tramos respectivamente. Destaque-se que, na sequência dos capítulos anteriores, se associam paredes e lajes de betão numa estrutura tipo “túnel” formando um pórtico simples e outro de três andares por quatro tramos, designados respectivamente de “Pórtico simples túnel” e “Pórtico 3x4 túnel”. Dois outros pórticos de elementos reticulados pilar-viga se avaliaram dando sequência aos elementos já estudados individualmente em capítulos precedentes designados respectivamente de “Pórtico três tramos reticulado” e “Pórtico 4x3 reticulado”, constituído por quatro andares e três tramos.

As condições fronteira mecânicas e térmicas correspondem globalmente àquelas que anteriormente se estudaram e que simultaneamente fazem sentido no enquadramento da construção típica em Portugal. Foram consideradas paredes encastradas nas fundações e sem qualquer efeito de contraventamento por paredes ortogonais a estas, que correspondem a uma situação globalmente mais desfavorável para a estrutura. A estrutura reticulada tem os pilares com possibilidade da mobilização de rotações junto às suas fundações e superiormente têm uma restrição ao deslocamento horizontal. A avaliação estrutural termina com a análise de uma estrutura mais complexa, nomeadamente um pórtico de três tramos e quatro andares considerando, para além de apoios duplos na base dos pilares, uma única restrição aos deslocamentos horizontais ao nível do primeiro piso.

No “Pórtico simples túnel”, apenas o lado interior dos elementos laje e paredes é aquecido (Figura 9.1a). Diferentes temperaturas se atingirão através da espessura do elemento. Isto causará uma expansão térmica não uniforme através da secção do elemento, potenciando a encurvadura das paredes para fora. A laje também aquecida inferiormente terá tendência para dilatar e flectir para o interior do pórtico, dada a sua pequena restrição aos deslocamentos horizontais através da rigidez à flexão das paredes. Considerou-se ainda uma excentricidade

acidental de 1cm para o mesmo lado para ambas as paredes, para potenciar o mecanismo de rotura num sentido. Não se apresenta mas simulou-se a situação com a deformação acidental de 1cm para lados opostos em ambas as paredes correspondendo uma situação menos desfavorável em termos de resistência ao fogo de apenas 1min. Mais uma vez, por corresponder a uma situação geralmente mais desfavorável, fez-se a ligação do elemento parede com o elemento laje ao nível de ambos os centros de gravidade das secções. Refira-se que, se a ligação entre aqueles elementos for feita a ¼ da altura da laje, obteria-se uma menor resistência ao fogo se a restrição à dilatação da laje fosse suficientemente importante. Para o estudo aqui efectuado de um piso inteiro sujeito a incêndio (o R/C, por ter os elementos verticais mais solicitados na situação de pórtico complexo), os níveis de restrição à dilatação dos elementos horizontais não são suficientemente importantes para potenciar a inflexão dos elementos horizontais. Feitos alguns cálculos prévios para o pórtico simples, verificou-se que a situação a estudar mais gravosa, corresponde à união dos elementos pelo centro de gravidade de cada um. No “Pórtico 3x4 túnel”, por se mobilizar muita resistência ao fogo, considerou-se o incêndio no R/C e assimetricamente, num compartimento do primeiro piso (Figura 9.2a).

Nos pórticos reticulados considerou-se o aquecimento em todas as faces dos pilares ao nível do R/C. Nas vigas considerou-se o aquecimento na face inferior e na totalidade das faces laterais (Figura 9.1b). No pórtico simples de três tramos considerou-se incêndio em todos os tramos embora a análise fosse apenas realizada em metade da estrutura potenciando a simetria da estrutura e das solicitações. No pórtico “Pórtico 4x3 reticulado” considerou-se o incêndio apenas ao nível do R/C, (Figura 9.2b).

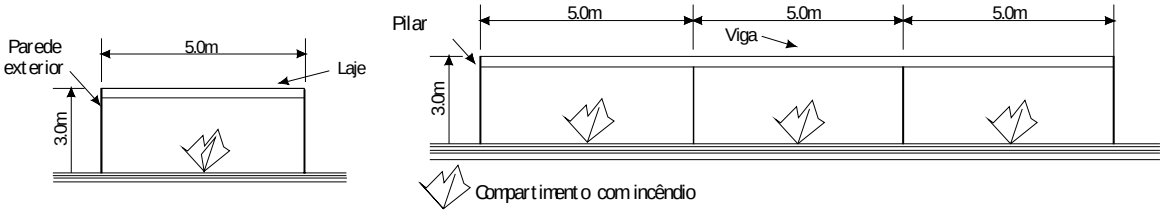


Fig. 9.1 – Pórticos simples de um edifício: a) Pórtico em “túnel”, b) Pórtico reticulado.

Quando deflagra um incêndio no interior de um edifício, as paredes resistentes encontram-se sujeitas a variados tipos de acções, para além das tensões induzidas pelo calor. Assim, as paredes podem também estar sujeitas a, acções do vento, acções resultantes da dilatação da estrutura envolvente, ou até do colapso duma estrutura adjacente. Numa fase inicial do incêndio, a estrutura superior que se apoia na parede sujeita ao aquecimento pelo fogo exerce tensões de compressão no topo das paredes. Numa fase posterior do incêndio, com a dilatação da laje e até numa situação da alteração estrutural devido à formação de algumas rótulas plásticas ou até na eminência da formação de um mecanismo de rotura, a estrutura envolvente impõe forças de tracção e/ou compressão que, dependendo da natureza e extensão do incêndio no pórtico, mobilizarão momentos flectores e esforços transversos na parede. O conteúdo e a tipologia do próprio edifício pode também impor tensões nas paredes sendo o exemplo mais característico o colapso das sub-estruturas. Este processo referido aos

pórticos tipo “túnel”, será em tudo idêntico à situação dos pórticos reticulados, vigas e pilares, podendo-se observar através dos dois exemplos referidos neste Capítulo.

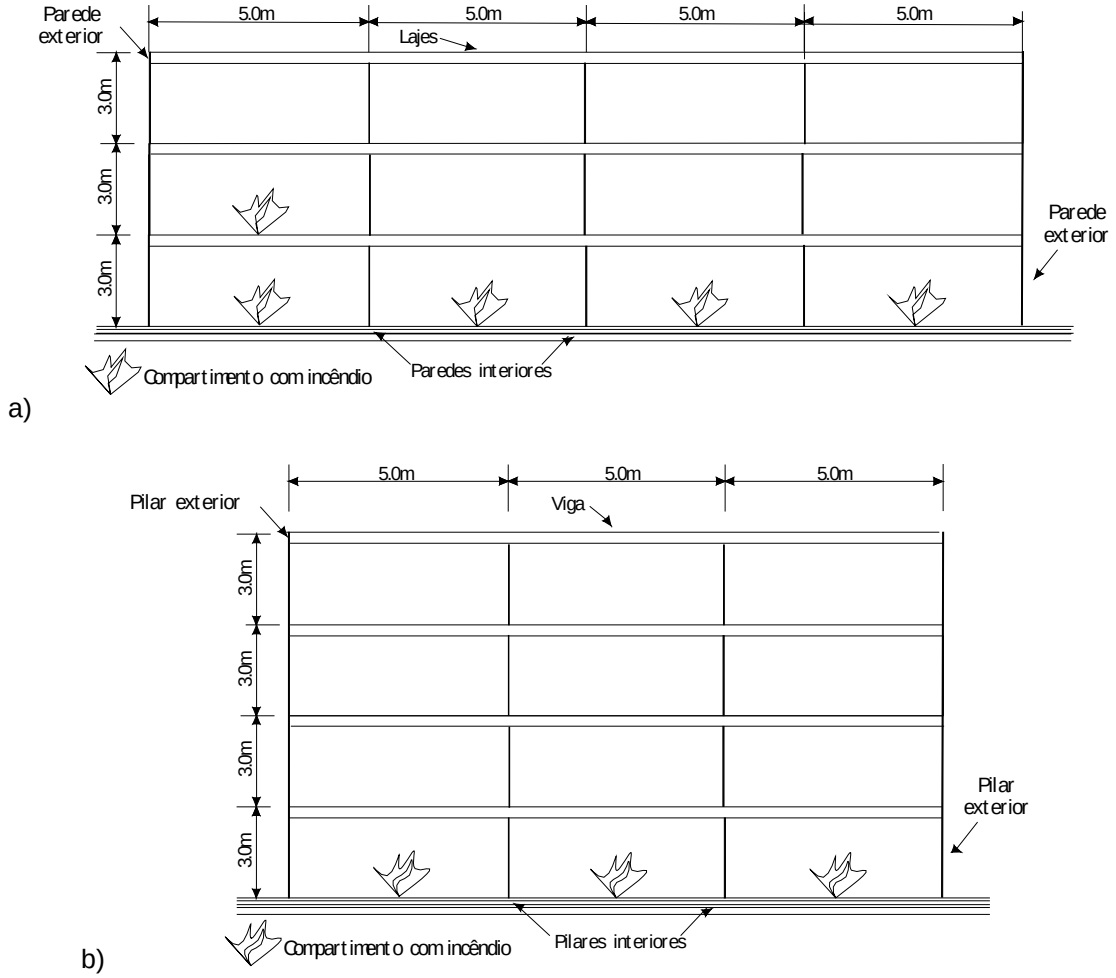


Fig. 9.2 – Pórticos de um edifício: a) “Pórtico 3x4 túnel”, b) “Pórtico 4x3 reticulado”.

9.2 - Considerações iniciais sobre o comportamento de um pórtico sujeito a incêndio

As análises feitas nos Capítulos precedentes permitiram avaliar o comportamento ao fogo dos elementos estruturais individuais de um edifício. Esta secção avaliará o comportamento de estruturas mais complexas. Começa-se por avaliar um pórtico de um e três tramos com um piso. Sujeita-se a estrutura ao incêndio padrão ISO 834, [1], porque corresponde ao limite superior da acção térmica. O comportamento de um pórtico ao incêndio é muito mais difícil de avaliar que simples elementos estruturais, pelo que se inicia esta secção por uma avaliação qualitativa.

Num pórtico exposto a um incêndio, como o representado na Figura 9.3, uma das paredes pode estar sujeita a um incêndio severo enquanto a outra parede pode se manter

relativamente fria. A curvatura térmica que a parede aquecida fica sujeita associada à expansão térmica da laje causará, no início do incêndio, ainda que com uma representação exagerada naquela figura, uma deformada do pórtico para o exterior como se apresenta (Figura 9.3). Ao mesmo tempo, a laje será aquecida e rapidamente se deformará tendendo a sua curvatura a inverter a acção do deslocamento da parede para o interior.

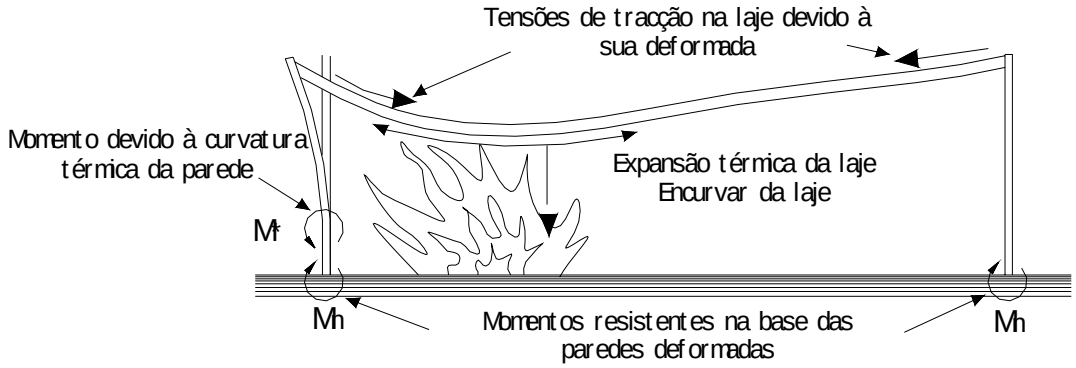


Fig. 9.3 – Acções e reacções dum pórtico sujeito a altas temperaturas.

A oscilação do pórtico devido à curvatura térmica da parede aquecida é contrariada pelos elementos estruturais do pórtico que estão mais frios e portanto menos afectados pelo incêndio. Na fase inicial do incêndio, a resistência mobilizada no pórtico, para contrariar a oscilação do pórtico é mobilizada através das tensões na laje. Em fases posteriores do incêndio, os efeitos de segunda ordem, associados ao impulso devido à deformação da própria laje podem tornar-se muito grandes para serem equilibrados apenas por aquelas tensões. Será então necessário mobilizar, por esforço transverso, a resistência das paredes frias do pórtico. A resistência dessas paredes é mobilizável através da transferência de forças pela laje. As paredes frias resistem à deformação lateral através dos momentos flectores resistentes.

Se não houver uma suficiente oposição à deformação lateral por parte da laje e da parede não aquecida, o pórtico colapsará como se representa na Figura 9.4a). Contudo, se essa restrição à deformação lateral for suficiente, a laje aquecida colapsará arrastando as paredes para o interior como se mostra na Figura 9.4.b).

Se a resistência ao fogo do pórtico não for suficiente e ocorrer um modo de rotura, este último é mais desejável para prevenir a ocorrência de danos na propriedade vizinha adjacente. Assim, dentro de limites de tempo aceitáveis, será crucial considerar-se que a deformação da laje deverá ocorrer “rapidamente” para que seja mobilizado aquele modo de rotura. À medida que o incêndio se desenvolve a partir da sua origem, afectará inúmeros elementos estruturais e subestruturas. É igualmente desejável que o modo de rotura que ocorre na primeira subestrutura, no caso de afectar a estrutura completa, permita e afecte o resto da estrutura de forma a ter um modo de rotura semelhante.

O estudo efectuado nas secções precedentes mostrou que as paredes encastradas não garantem a desejável forma de colapso da estrutura e representam o limite inferior da

resistência ao fogo. O pórtico colapsará para fora a não ser que a laje providencie suficiente restrição. Quando uma parede do pórtico é aquecida, a parede fria suportará maiores forças e consequentemente fendilhará na sua base. Assim, a estabilidade da estrutura será dependente da parede aquecida. Será necessário dar a devida importância às condições de restrição que as paredes frias adjacentes da aquecida poderão desempenhar, de forma ao edifício ter o comportamento ao fogo mais desejável. Naturalmente que esta indicação sugere um estudo continuado daquele que se fará, sendo necessário num estudo bem mais avançado, analisar incêndios locais em estruturas tridimensionais.

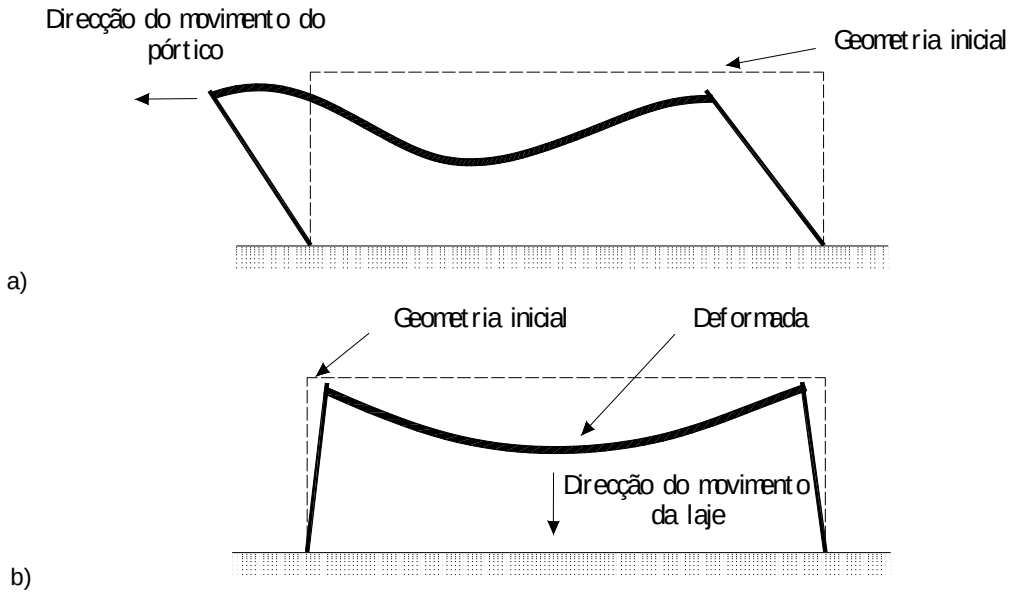


Fig. 9.4 - Modo de rotura do pórtico: a); Não desejável; b) Desejável.

Há que ter um cuidado especial nas ligações entre a laje e a parede para que não ocorra um colapso súbito da laje mas sim um modo de rotura “desejável”, envolvendo todos os elementos estruturais (porque corresponde a uma resistência ao fogo francamente superior e esperada). Saliente-se que é precisamente a situação de colapso brusco que é preponderante na análise da resistência ao fogo de uma qualquer estrutura e que se procura a todo o custo eliminar.

9.3 - Modelos estruturais

9.3.1 - Introdução

Os pórticos analisados compreendem tramos com 5m de desenvolvimento e 3m de altura. A representação geométrica foi apresentada na Figura 9.1 para um pórtico simples constituinte com elementos parede e laje e outro com pilar e viga (Figura 9.5), respectivamente. A geometria dos dois pórticos completos analisados, com 3 e 4 andares, foram apresentados na Figura 9.2.

Assumiu-se, como se mostra nas Figuras 9.1 e 9.2, um incêndio totalmente desenvolvido localizado no primeiro andar dos pórticos.

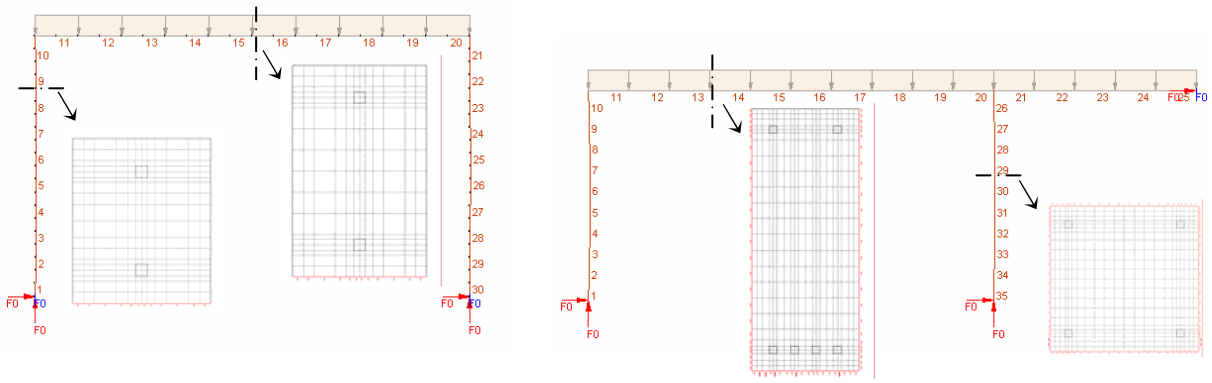
Os outros andares dos pórticos são afectados indirectamente pelo incêndio, mas não o suficiente para degradar a resistência estrutural dos elementos respectivos. Por conseguinte, a parte não aquecida do pórtico é capaz de promover restrição lateral à acção do incêndio na subestrutura sujeito a incêndio. Esta é uma hipótese simplista a respeito do comportamento do incêndio mas considerada suficiente para este estudo.

O pórtico reticulado simples representado na Figura 9.1b) é modelado dividindo-o em duas metades através do eixo de simetria estrutural e de solicitação. No eixo de simetria assumiu-se que as rotações e os deslocamentos horizontais são restringidos mas não os deslocamentos verticais.

Nas análises com pórticos constituintes da construção tipo “túnel” pressupor-se-á que a rotura do pórtico é retardada pela acção da laje e da resistência à flexão das paredes, sobretudo paredes frias ligadas àquela laje. Nos pórticos reticulados admite-se a rotação em todos os apoios estando os pórticos restringidos aos deslocamentos ao nível do primeiro piso.

9.3.2 - Configuração geométrica dos pórticos analisados. Condições fronteira

Na Figura 9.5 apresentam-se os modelos estruturais mais simples analisados neste capítulo: um pórtico constituído por elementos laje e paredes (Figura 9.5a) e outro por elementos pilar e viga (Figura 9.5b) cujas secções são simplificadamente apresentadas na figura.

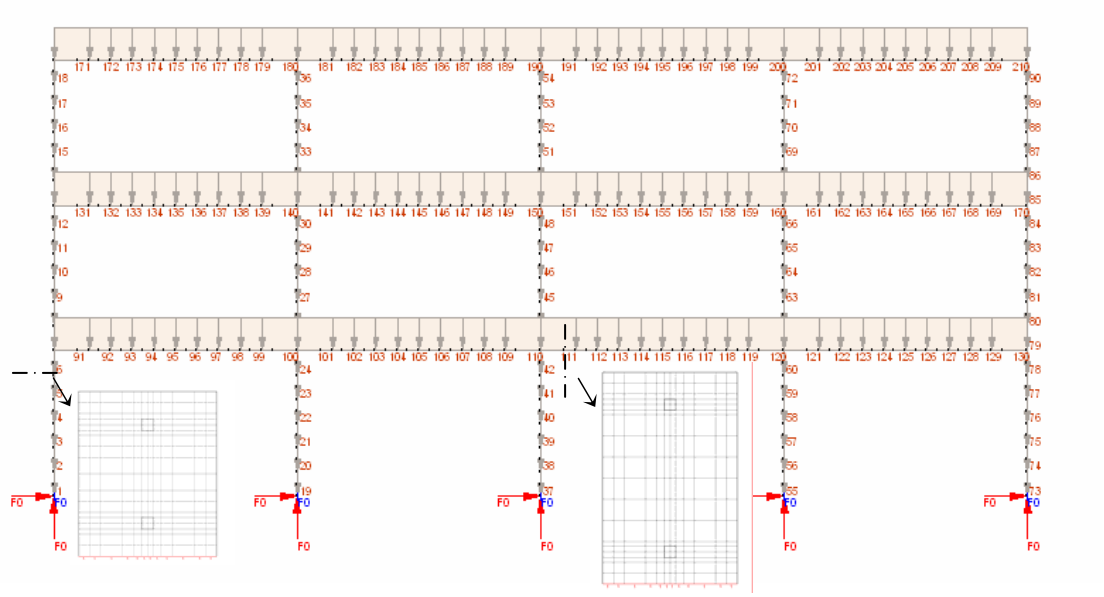


a) Estrutura tipo “Túnel” b) Estrutura reticulada

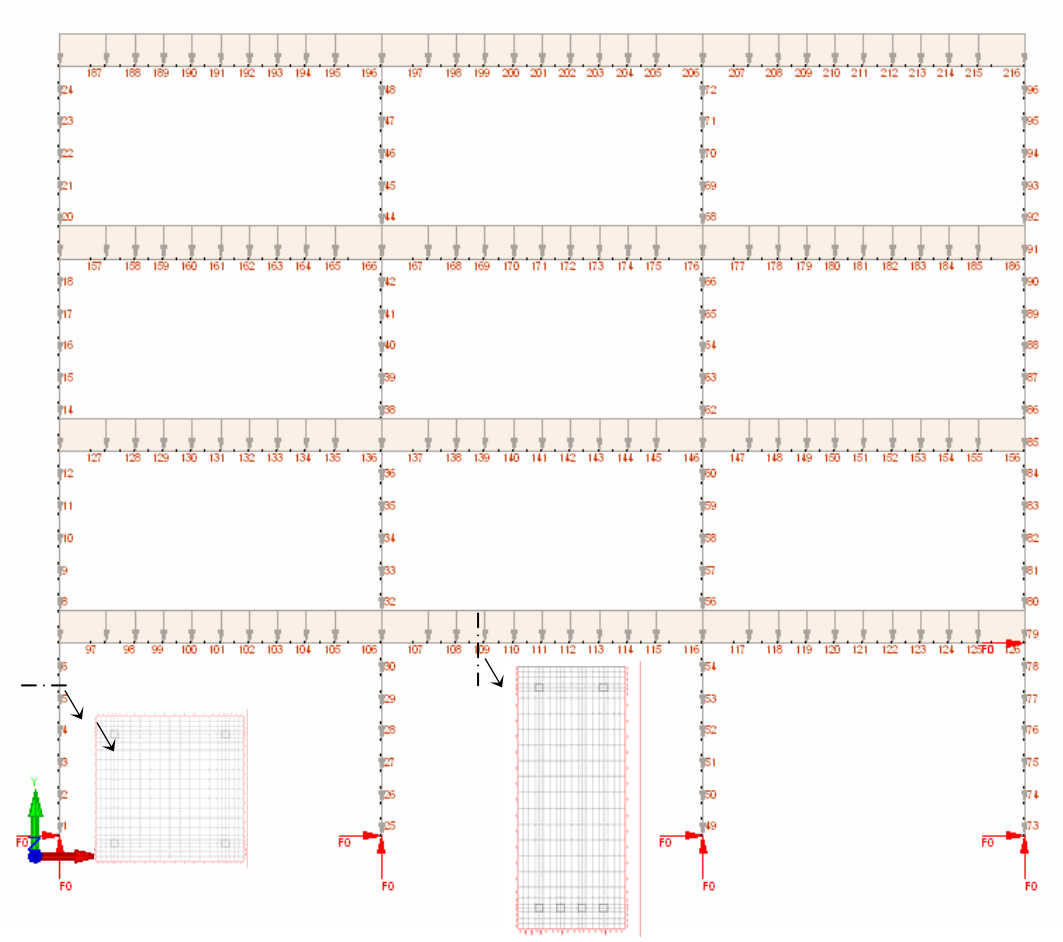
Fig. 9.5 - Modelos estruturais dos pórticos simples e respectivas secções dos elementos estruturais constituintes da construção em a) “Túnel”, b) Reticulada.

A Figura 9.5 apresenta a discretização em elementos finitos das estruturas de pórticos simples calculadas com o modelo numérico SAFIR no que se refere à numeração dos elementos e

carregamento. Esta numeração permite a localização geométrica na avaliação realizada nas secções posteriores. A curva de incêndio aplicada às estruturas foi a do incêndio normalizado ISO 834. No pórtico representado na Figura 9.5a), a curva de incêndio aplicou-se a apenas nas faces interiores das paredes e na face inferior da laje.



a) Estrutura tipo “Túnel”



b) Estrutura reticulada

Fig. 9.6 - Modelos estruturais mais complexos: a)“Pórtico 3x4 túnel”, b) “Pórtico 4x3 reticulado”.

No pórtico reticulado representado na Figura 9.5b), assumiu-se um incêndio generalizado no primeiro piso, pelo que se avaliou metade do pórtico. Por se tratar de pilares admitiu-se todo o seu perímetro sujeito a incêndio, enquanto que nas vigas apenas se consideraram três faces, duas laterais e uma inferior, sujeitas ao incêndio. Em ambas as análises, considerou-se um incêndio abrangendo todo o R/C. No primeiro considerou-se ainda o incêndio no 1º andar e no primeiro tramo potenciando um desequilíbrio para que o mecanismo de rotura seja atingido antes dos 240min.

Apresenta-se na Figura 9.6 os modelos estruturais mais complexos: um pórtico com quatro tramos e três pisos constituído por elementos laje e parede e outro de três tramos e quatro andares. Apresenta-se ainda as secções das paredes, lajes, pilares e vigas utilizadas na análise. Em ambos os pórticos se numeraram os elementos finitos para identificação posterior das características estruturais analisadas.

9.3.3 - Propriedades materiais dos elementos constituintes dos pórticos

No Quadro 9.1 apresenta-se as propriedades materiais e geométricas das paredes, lajes, pilares e vigas dos pórticos considerados neste capítulo.

Quadro 9.1 - Caracterização geométrica e material dos elementos estruturais considerados nas analises dos pórticos.

Propriedades das PAREDES		
Altura das paredes	H_w	3.0 m
Espessura das paredes	t_w	150 mm
Largura das paredes	L_w	125 mm
Esbelteza	λ	69,3
Condições de apoio		Encastrada na base

Propriedades das LAJES		
Comprimento das lajes	C_w	5.0 m
Espessura das lajes	h_w	200 mm
Largura das Lajes	L_w	25 mm

Propriedades das PILARES		
Altura dos pilares	H_p	3.0 m
Secção dos pilares	$b_p x h_p$:	300x300 mm^2
Esbelteza	λ	34,6
Condições de apoio		Duplo apoio na base

Propriedades das VIGAS		
Comprimento das vigas	C_v	5.0 m
Altura das vigas	h_v	500 mm
Largura das Vigas	L_v:	200 mm

Quadro 9.1 (Cont.) - Caracterização geométrica e material dos elementos estruturais considerados nas analises dos pórticos.

Propriedades do betão		
Modelo do betão (térmico e mecânico)		Agregados siliciosos, EN 1992-1-2, [2]
Tensão de compressão (temperatura ambiente)	f_{cd}	30MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_c	18GPa
Tensão de tracção	f_{ct}	Zero
Densidade	ρ_c	24,0kN/m^3
Recobrimento mínimo de betão	C_c	3 e4cm e a=4cm

Propriedades do aço da armadura		
Modelo do aço (térmico e mecânico)		EN 1992-1-2, [2]
Tensão de cedência (temperatura ambiente)	f_{sy}	430MPa
Módulo de Elasticidade (temperatura ambiente)	E_s	210GPa
Densidade	ρ_s	78,50 kN/m^3
Quantidade de armaduras	ϕ ρ ω	1005mm^2/m, 0,67% - 2ϕ12 (PAREDES) 2x1005mm^2/m, 0,67% - 2ϕ12 (LAJES) 4ϕ16 (PILARES) 4+2ϕ16 (VIGAS)
Coeficiente de Poisson	υ_s	0,30
Comprimento da armadura		Total

9.3.4 - Acções mecânicas e térmicas

As acções mecânicas consideradas aplicadas na estrutura são, o peso próprio dos elementos estruturais verticais, paredes e pilares e para os elementos estruturais horizontais: o peso próprio acrescido de todas as cargas permanentes e sobrecargas como se indica nos Quadros 9.2 e 9.3 respectivamente, para os pórticos em "túnel" e reticulados. No Quadro 9.2 especifica-se a acção a considerar por metro de desenvolvimento da construção em túnel, sendo contudo a análise feita a elementos com um desenvolvimento de 0,125m. Na quantificação das acções para pórticos reticulados apresentada no Quadro 9.3 considerou-se uma largura de influência das vigas de 3m.

A quantificação das cargas em situação de incêndio foi realizada através da combinação de acções de acidente explicitada na EN 1990, [3]:

$$E_{fi,d,t} = \sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \left(+ \sum A_d(t)\right) \qquad (9.1)$$

em que:

G_k Valor característico das acções permanentes

$Q_{k,1}$ Valor característico da acção variável principal

$Q_{k,i}$ Valor característico das restantes acções variáveis

$A_d(t)$ Valor de cálculo das acções de incêndio (principalmente acções indirectas devido a restrições de elongação térmicas)

γ_{GA} Coeficiente de segurança parcial para as acções permanentes em situação de incêndio (=1)

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ Coeficientes de combinação de acordo com a EN 1990, [3]

A curva de incêndio normalizado ISO 834 é aplicada numa das faces para as paredes exteriores e em ambas as faces para as paredes interiores. Na laje admite-se apenas a face inferior sujeita à solicitação térmica. Os pilares interiores e exteriores têm solicitação térmica em todo o seu perímetro. As vigas só não estão sujeitas a incêndio na face superior. A evolução das temperaturas nestes elementos foi apresentada em cada um dos Capítulos respectivos.

Quadro 9.2 - Caracterização da acção mecânica considerada nas analises dos pórticos em "túnel".

Pórticos: Construção em "túnel" (0,125m de largura de influência)			
ANÁLISE	Temperatura ambiente 1,5 (G+Q) [kN/m]	Peso próprio parede G [kN/m]	Incêndio ISO 834 G+0,3Q [kN/m]
Cobertura	10,8		6,400
Piso corrente	10,8	3,76	6,400

Quadro 9.3 - Caracterização da acção mecânica considerada nas analises dos pórticos reticulados.

Pórticos reticulados Pilar-viga (Largura de influência de 3m)			
ANÁLISE	Temperatura ambiente 1,5 (G+Q) [kN/m]	Peso próprio Pilar G [kN/m]	Incêndio ISO 834 G+0,3Q [kN/m]
Cobertura	20,60		11,65
Piso corrente	27,60	2,25	14,20

9.3.5 - Hipóteses de cálculo

Foram consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- As paredes estão encastradas na sua base;
- Os elementos são aquecidos uniformemente ao longo dos seus comprimentos;
- Não ocorre o spalling no betão;
- Não se considerou o escorregamento entre o betão e a armadura de aço;
- A rotura não ocorre nas fundações;
- Não se consideraram excentricidades iniciais nas paredes e nos pilares;
- As ligações entre os elementos, no que se refere à resistência ao fogo, não estão em causa:
- É mobilizada a restrição aos deslocamentos horizontais por parte dos elementos estruturais não aquecidos.

9.4 - Análise do comportamento de pórticos de betão armado sujeito à acção do incêndio ISO 834

9.4.1 - Pórtico simples - “Estrutura em túnel”

Fizeram-se inicialmente dois cálculos principais para a estrutura em túnel de um pórtico simples com o propósito de fazer uma análise qualitativa dos resultados em termos da deformada e do diagrama de momentos flectores. Considerou-se os pórticos sujeitos no seu interior ao incêndio padrão ISO 834 e duas situações distintas de condicionamento dos deslocamentos horizontais ao nível da laje, sem e com restrição completa. Assim, apresenta-se na Figura 9.7, aqueles resultados correspondentes à estrutura pórtico com as condições apresentadas na Figura 9.1a), ou seja apenas com as paredes encastradas nas suas bases. Apesar de se ter tido em conta todo o estudo efectuado nos capítulos 5 e 7, respectivamente para lajes e paredes, fizeram-se cálculos complementares para análise qualitativa daqueles resultados, quando se sujeitou a laje daquele pórtico a uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da sua secção ou a ¼ de altura a partir da base da laje. Os principais resultados que permitem a avaliação qualitativa são apresentados na figura 9.8.

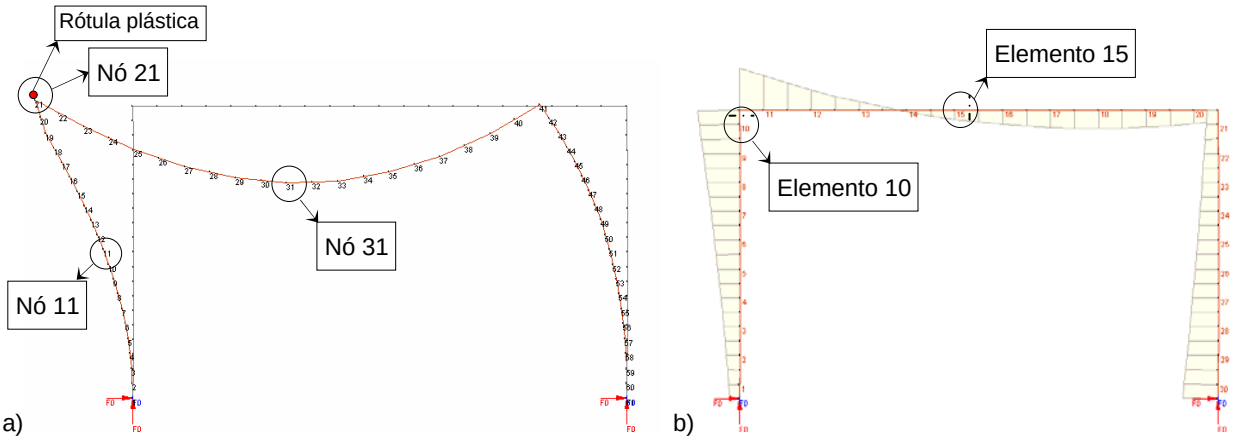


Fig. 9.7 – a) Deformada e b) Diagrama de momentos flectores da estrutura em pórtico simples, sujeita pela face interna ao incêndio ISO 834 no instante antes da rotura, aos 91min.

Observa-se na Figura 9.7a) uma deformação do pórtico para o exterior, com a formação de uma rótula na ligação do topo da parede esquerda com a laje. A dilatação da laje, associada à curvatura térmica da parede para o exterior, condicionou aquele modo de rotura. A rotura para o “interior” seria possível se a degradação das características mecânicas da laje fossem precoces e preponderantes face aos efeitos referidos responsáveis pelo colapso do pórtico.

Como se pode observar na Figura 9.8a), quando a segunda parede não é submetida ao aquecimento padrão, o diagrama de momentos flectores mobilizado na estrutura é distinto, para uma deformação semelhante mas menos acentuada do que a apresentada na Figura 9.7a).

Para a estrutura com restrição infinita ao nível da laje apresenta-se na Figura 9.8b) a deformada característica (semelhantes caso a restrição se faça a ¼ da altura a partir da base da laje ou no seu centro de gravidade - Figura 9.8b). Os diagramas de momentos flectores serão distintos consoante a restrição se faça a ½ da altura a partir da base da laje ou a ¼ da altura da laje como se observa, respectivamente nas Figuras 9.8c) e 9.8d). Com o objectivo de mobilizar uma inversão nos esforços na laje foi necessário colocar a restrição inferiormente e não considerar qualquer excentricidade acidental nos elementos verticais. Tal facto fez com que o mecanismo de rotura fosse atingido aos 79min em vez dos 89min. Nos estudos subsequentes não se considerou qualquer excentricidade acidental e as restrições são mobilizadas sempre no centro de gravidade dos elementos individuais. Refira-se que a restrição infinita aos deslocamentos horizontais mobiliza um esforço axial para o pórtico muito superior quando comparado com o valor atingido para uma restrição mobilizada pela estrutura adjacente (49kN neste exemplo contra 1,5kN no pórtico completo).

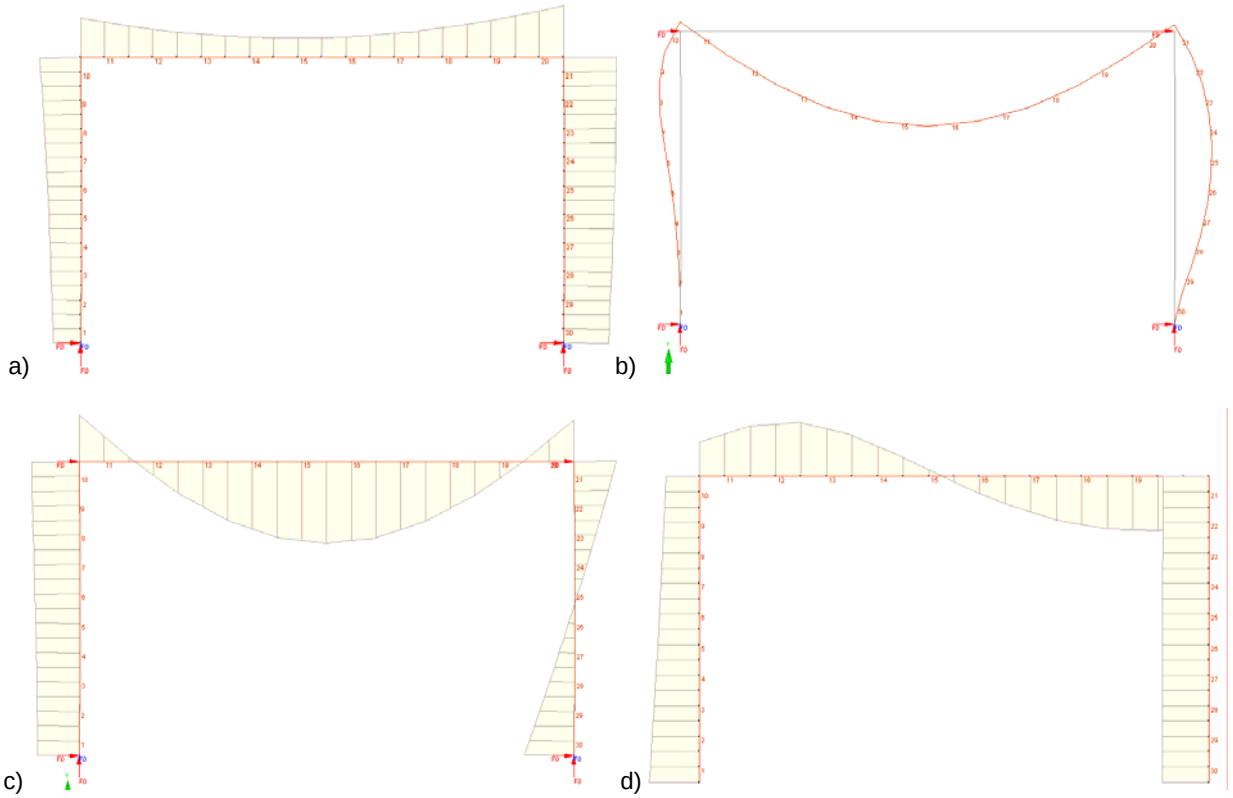


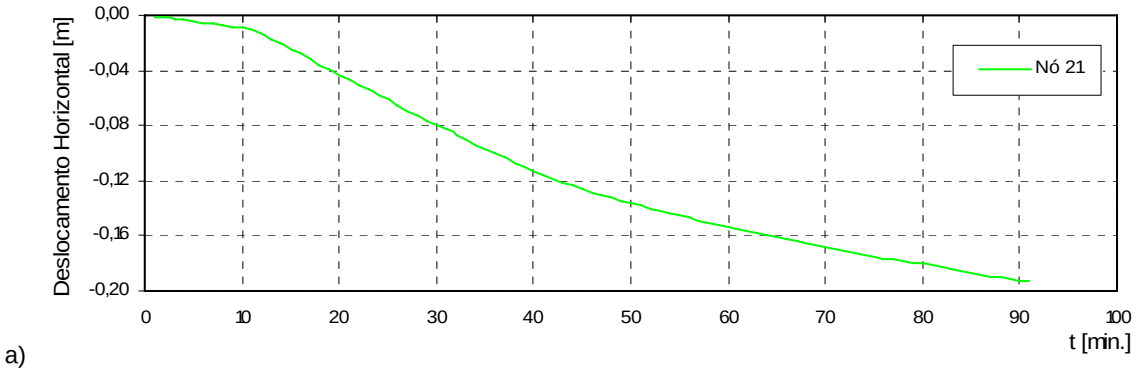
Fig. 9.8 – a) Diagrama de momentos flectores quando a parede da direita não se encontra sujeita a incêndio ISO 834; b) Deformada da estrutura considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje, c) Momentos flectores considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje, d) Momentos flectores considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje a ¼ da altura da laje.

9.4.1.1 - Deformadas dos elementos estruturais

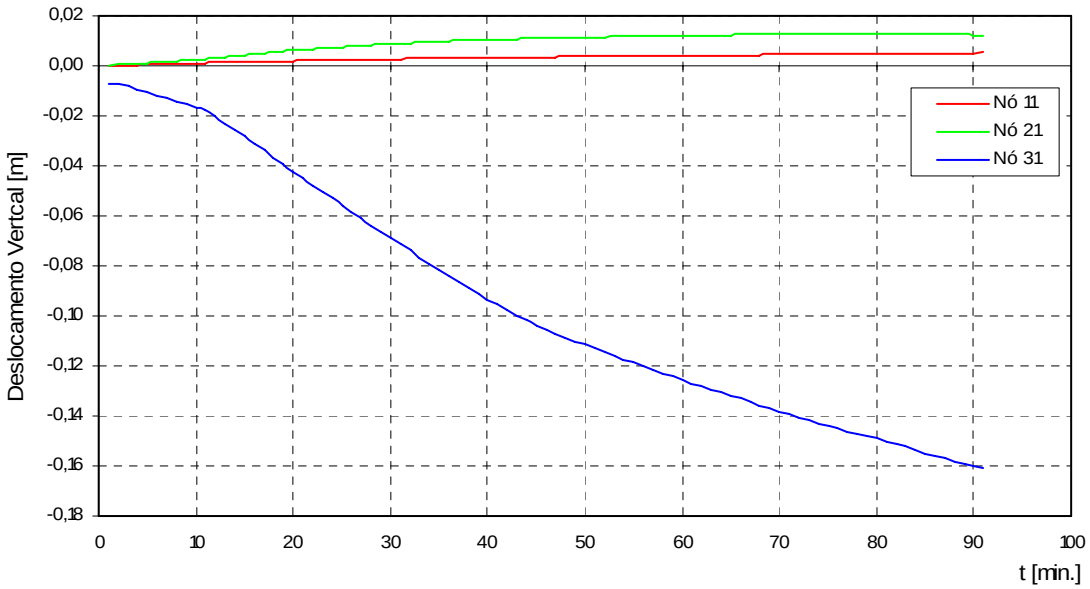
Apresenta-se na Figura 9.9a) a variação do deslocamento horizontal do nó 21, que é característico de quase todos os nós das várias partes da estrutura. O deslocamento negativo

no gráfico representa uma deformação da parede para a esquerda da estrutura. Complementarmente, apresenta-se na Figura 9.9b) a variação dos deslocamentos verticais em três nós característicos da estrutura: a meio da parede (nó 11), a meio vão da laje (nó 31), e na ligação daqueles elementos (nó 21). Todos estes nós foram realçados na Figura 9.7.

A laje e parede deformam-se horizontalmente muito gradualmente até aproximadamente aos 12min. A partir desse instante, a taxa de crescimento dos deslocamentos horizontais é grande até aos 45min sendo mais baixo depois desse instante (Figura 9.9a). Desde os 45min até aos 91min, altura da formação do mecanismo de rotura, a laje apresenta um menor crescimento deste deslocamento, arrastando as paredes consigo (Figura 9.8a). Os nós 11 e 21, pertencentes à parede, têm um deslocamento vertical positivo devido à dilatação da parede, sendo este prevalecente relativamente ao efeito negativo da encurvadura da parede no deslocamento vertical daqueles pontos (Figura 9.9b). Verifica-se ainda sensivelmente a dupla grandeza do deslocamento vertical do nó 21 face ao nó 11, atendendo ao comprimento de parede envolvido na dilatação.



a)



b)

Fig. 9.9 – a) Variação ao longo do tempo do deslocamento horizontal da parede no seu topo (nó 21), b) Variação do deslocamento vertical em três nós da estrutura (nós 11, 21 e 31).

Quando a parede esquerda é aquecida pelo seu interior, a expansão térmica não uniforme ao longo da secção da parede causa a curvatura para o exterior. A laje que se une à parede no

seu topo restringe a curvatura da parede para o exterior. Contudo, algum deslocamento para o exterior ocorre no topo da parede devido à elongação da laje que também se encontra sujeita à dilatação térmica. Depois do deslocamento inicial da parede para o exterior, ela nunca chega a ser reposicionada pela laje à sua posição original, quando a força horizontal gerada pela deformação da laje excede o efeito da curvatura térmica da parede, porque esta também sofre dilatação. A parede é “empurrada” muito rapidamente pela laje para o seu exterior porque a laje, tem na fase inicial uma deformação vertical relativamente pequena para, através da sua deformação, absorver o acréscimo de dilatação horizontal. Aos 91min, forma-se uma rótula plástica no topo da parede esquerda (círculo vermelho), representada na Figura 9.7a), causando o colapso do pórtico para o seu exterior. Esta rótula plástica forma um mecanismo na estrutura, causando o colapso total da estrutura.

9.4.1.2 - Momentos flectores

Apresenta-se na Figura 9.10 a variação dos momentos flectores no extremo da parede, próximo do apoio da laje (elemento 10) e a meio vão da laje (elemento 15). Os momentos flectores na secção, correspondente sensivelmente ao 2º ponto de Gauss do elemento respectivo, são assinalados na Figura 9.8b).

O momento flector no topo da parede é crescente até aos 13min, momento a partir do qual se começa a formar a rótula plástica não se podendo mobilizar mais momento flector resistente naquela secção. O momento flector atinge o valor máximo de 5,7kN.m, diminuindo a partir daquele instante para um momento flector máximo mobilizado de 4,3kN.m, atendendo à degradação das características materiais com a temperatura, até que se esgota a capacidade resistente da totalidade das armaduras naquela secção aos 91min.

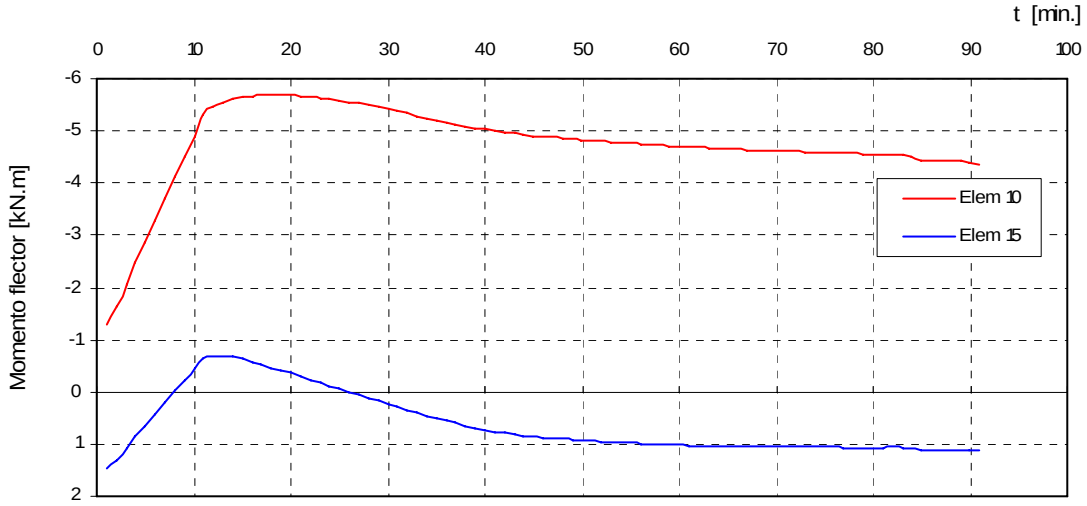


Fig. 9.10 – Variação no tempo do momento flector na parede perto da ligação laje-parede e a meio vão da laje.

Na fase inicial do incêndio, os momentos flectores na laje diminuem a meio vão e aumentam no apoio linearmente. Este facto deve-se à redistribuição dos momentos flectores do meio vão

para os apoios. Contudo, a redução e aumento do momento flector, respectivamente nos elementos, faz-se até um máximo de 13min. Depois do momento flector no elemento 10 atingir o valor máximo diminui quase linearmente. A redução do momento flector deve-se fundamentalmente à redução da resistência do aço com o aumento da temperatura. Aproximadamente aos 91min, forma-se a rótula plástica na ligação parede-laje esgotando completamente a capacidade resistente do aço da secção. Perde a sua restrição à rotação, formando-se um mecanismo na estrutura provocando o seu colapso.

9.4.1.3 - Esforços axiais

Apresenta-se na Figura 9.11 a variação do esforço axial (sempre no regime de compressão) nas paredes e na laje. O esforço axial de compressão é transferido ao longo do tempo da parede direita para a esquerda.

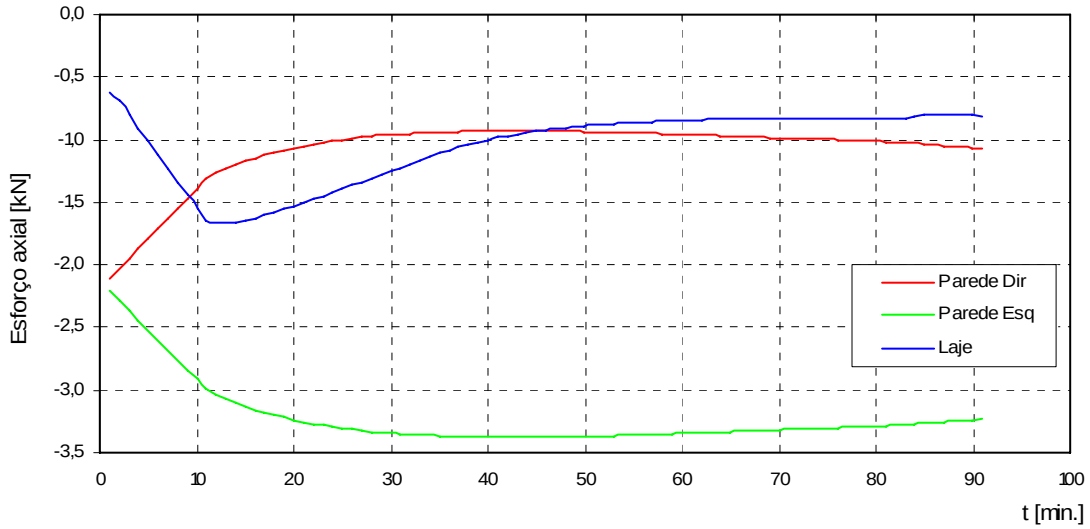


Fig. 9.11 – Variação no tempo do esforço axial nas paredes e na laje.

O esforço de compressão gerado na laje é francamente mais complexo. Aquele esforço deve-se à resultante de três componentes, duas que contribuem para a sua redução e outra na sua ampliação. A redução do esforço de compressão deve-se à curvatura das paredes para o exterior devido ao efeito térmico e ao efeito de encurtamento proveniente da deformação no plano perpendicular à laje. O efeito ampliador daquele esforço deve-se à restrição da dilatação promovida pela resistência à flexão das paredes. O esforço axial de compressão na laje aumenta linearmente até aos 11min quando a restrição da dilatação desta, por flexão das paredes, deixa de se fazer sentir. Assiste-se a uma redução gradual daquele esforço devido sobretudo ao efeito térmico das paredes. Quando se dá aos 60min a estabilização do valor daquele esforço, superior ao inicial, dir-se-á que a deformação da laje é compensada pela dilatação da mesma.

9.4.1.4 - Mecanismo de colapso

Com o aquecimento do pórtico, a laje sofre deformações tanto devidas ao aquecimento como ao seu carregamento (Figura 9.7a). O aumento da deformação a meio vão da laje é inicialmente devido à redução do módulo de elasticidade do aço quando a temperatura aumenta e portanto devido à redução da rigidez à flexão da laje. A outra razão para aquela deformação é devida à extensão por cedência do aço pois esta é muito sensível a altas temperaturas.

Enquanto a laje se deforma, a parte superior das paredes deforma-se para fora devido à curvatura térmica, tentando arrastar a laje consigo. O efeito de excentricidade acidental introduzido inicialmente na verticalidade das paredes induz a deformação das paredes para um mesmo lado, o esquerdo. Assim, ao mesmo tempo, a parte inferior de ambas as paredes deformam-se para o exterior. Muita informação se extrai da observação da evolução das tensões mobilizadas nas armaduras duma secção da parede próxima da ligação à laje (Figura 9.12).

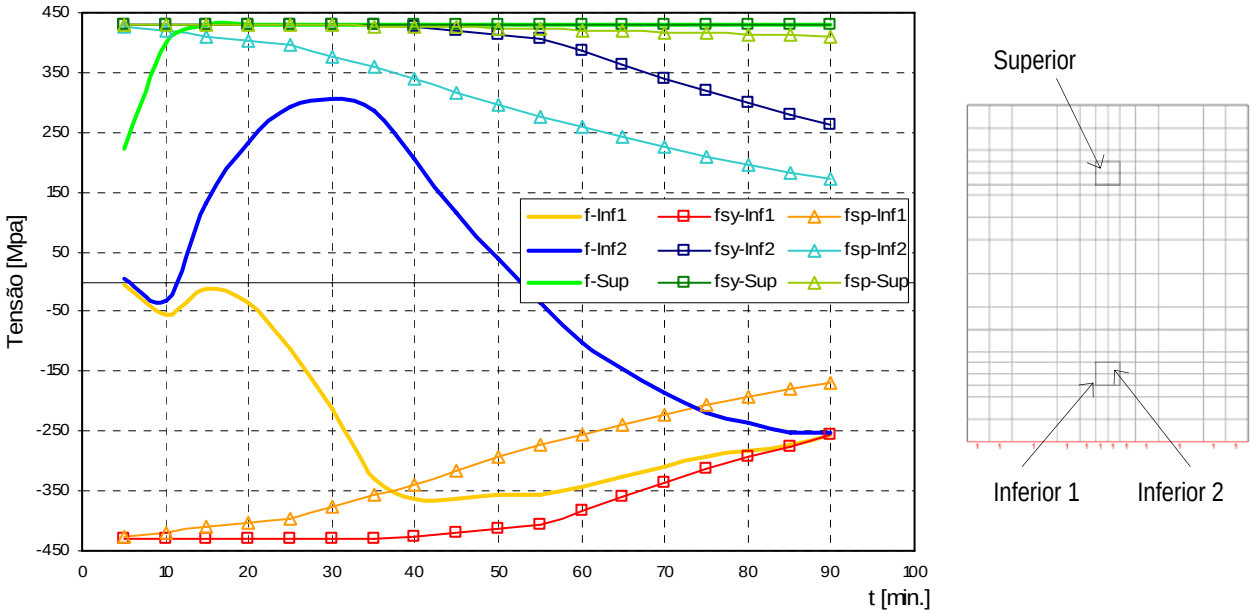


Fig. 9.12 – Tensões ao longo do tempo nas armaduras na secção da parede próxima da ligação parede-laje.

Como se observa na Figura 9.5a) e esquematicamente também representado na Figura 9.12, cada varão de 12mm é representado na secção por quatro elementos finitos. Apresenta-se na Figura 9.12, a evolução das tensões dos dois varões daquela laje.

Contudo, o varão sujeito ao maior efeito térmico por estar perto da face interior da parede sujeita a incêndio tem um gradiente de tensões de tal maneira elevado que se apresentam as tensões em dois dos quatro elementos, como se apresenta na secção anexa àquela figura, designados por "*Inf1*" e "*Inf2*", diminutivos de Inferior 1 e Inferior 2, respectivamente. "*f*"

representa a tensão no elemento de armadura, "f_{sy}" representa a tensão de cedência e "f_{sp}" representa a tensão limite de proporcionalidade do aço nos instantes considerados.

Como se observa na Figura 9.12, a armadura superior está sujeita a tracções atingindo o valor de cedência do aço cedo, aos 12min. Por se tratar de uma armadura cujo efeito de aquecimento é muito reduzido, as características materiais do aço praticamente não se alteram. O contrário sucede à armadura perto da face sujeita a incêndio. As curvas a azul e a vermelho com marcas, são semelhantes e foram representadas intencionalmente em ambos os lados positivo e negativo das tensões. Quando se deixou de se poder mobilizar mais tracções na armadura superior houve uma transferência dos esforços para a armadura inferior havendo lugar inclusive à inversão dos esforços de tensões nos elementos de aço, no varão inferior. A partir dos 36min parte da armadura inferior passa a trabalhar em regime elasto-plástico, atingindo-se aos 40min o seu valor mais elevado. A partir dos 53min volta a haver inversão dos esforços, passando agora, tal como nos primeiros instantes, toda a armadura inferior a trabalhar à compressão. Enquanto a armadura superior se encontra desde os 14min em cedência, na armadura inferior todos os quatro elementos finitos entram em cedência aos 90min como se pode observar na Figura 9.12, antecipando em cerca de 1min o colapso da estrutura motivado pela incapacidade da estrutura absorver qualquer acréscimo de esforços.

9.4.2 - Pórtico de 4 tramos e 3 pisos - "Estrutura em túnel"

No estudo aqui realizado não se considerou qualquer excentricidade acidental nos elementos verticais e as restrições são mobilizadas sempre no centro de gravidade dos elementos.

Apresenta-se na Figura 9.13 a deformada do pórtico quando sujeito ao incêndio padrão ISO 834 em todos os seus tramos do R/C e no tramo esquerdo do primeiro andar como apresentado na Figura 9.2a). Na Figura 9.14 apresentam-se os esforços axiais quando a estrutura entra em colapso. Apresenta-se na Figura 9.15 os diagramas de momentos flectores no instante inicial e no instante da rotura para se estabelecer, nos parágrafos seguintes, a compreensão do comportamento ao fogo do pórtico.

O colapso da estrutura só foi atingido por se considerar o desequilíbrio condicionado pela acção de incêndio no primeiro andar para além da sua consideração em todo o R/C. As lajes do 1º piso que no início, devido à dilatação restringida, se encontram sujeitas a compressão terminam o cálculo aos 71min, como se observa na Figura 9.14, em tracção. O efeito prevalecente aqui é o da deformação da laje.

Como se pode observar nas Figuras 9.15a) e 9.15b), o aquecimento da estrutura nos tramos considerados tem dois efeitos principais: em primeiro lugar, a mobilização de momentos flectores negativos em toda a laje do primeiro piso sendo maiores nos apoios desta sobre as paredes e em segundo lugar, a mobilização dos momentos flectores nas paredes abaixo da laje que estão sujeitas às dilatações desta, as paredes extremas do pórtico.

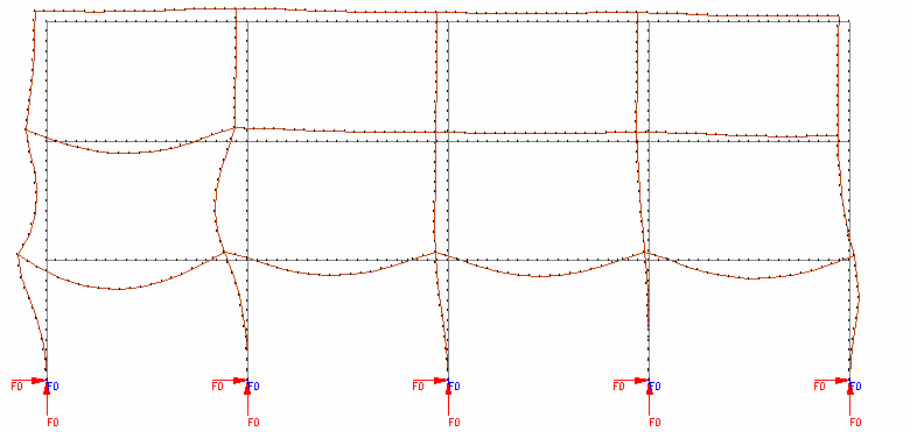


Fig. 9.13 - Deformada da estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 na rotura (71min).

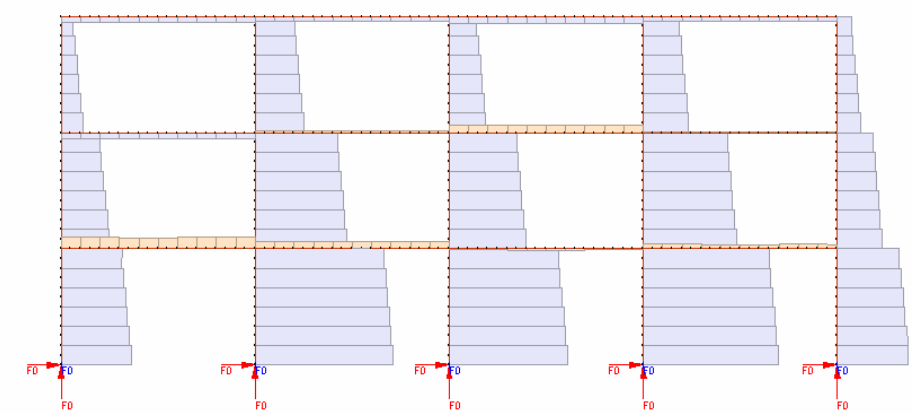
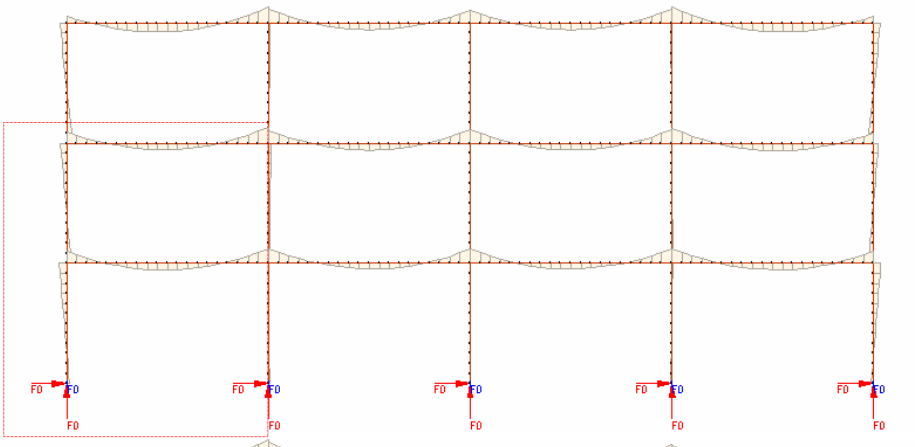


Fig. 9.14 – Esforços axiais na estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 na rotura (71min).

a)



b)

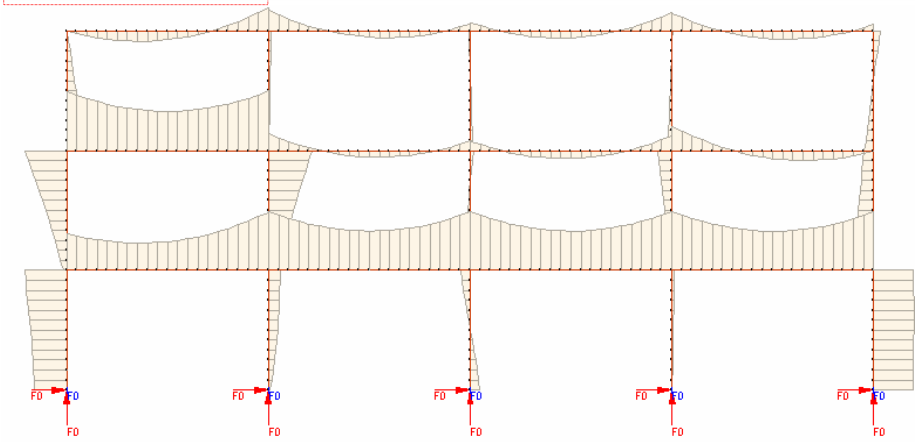


Fig. 9.15 – Momentos flectores da estrutura: a) ao 1min; b) aos 71min.

9.4.2.1 - Deformadas dos elementos estruturais

Apresenta-se na Figura 9.16 a variação dos deslocamentos verticais em quatro nós característicos da estrutura representados numa parte da estrutura ao lado (assinalada na Figura 9.16a): nas ligações das paredes às lajes (nó 13 e 62) e a meio vão das lajes do 1º e 2º pisos (nós 195 e 271, respectivamente). Ambas as lajes estão inferiormente sujeitas a incêndio. Contudo, a laje do 1º piso está também sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 na face superior.

Pela observação da Figura 9.16, a laje do 1º piso deforma-se muito gradualmente até aproximadamente aos 18min, tendo, ao contrário da laje do 2º piso, uma temperatura média da secção superior à do 1º piso.

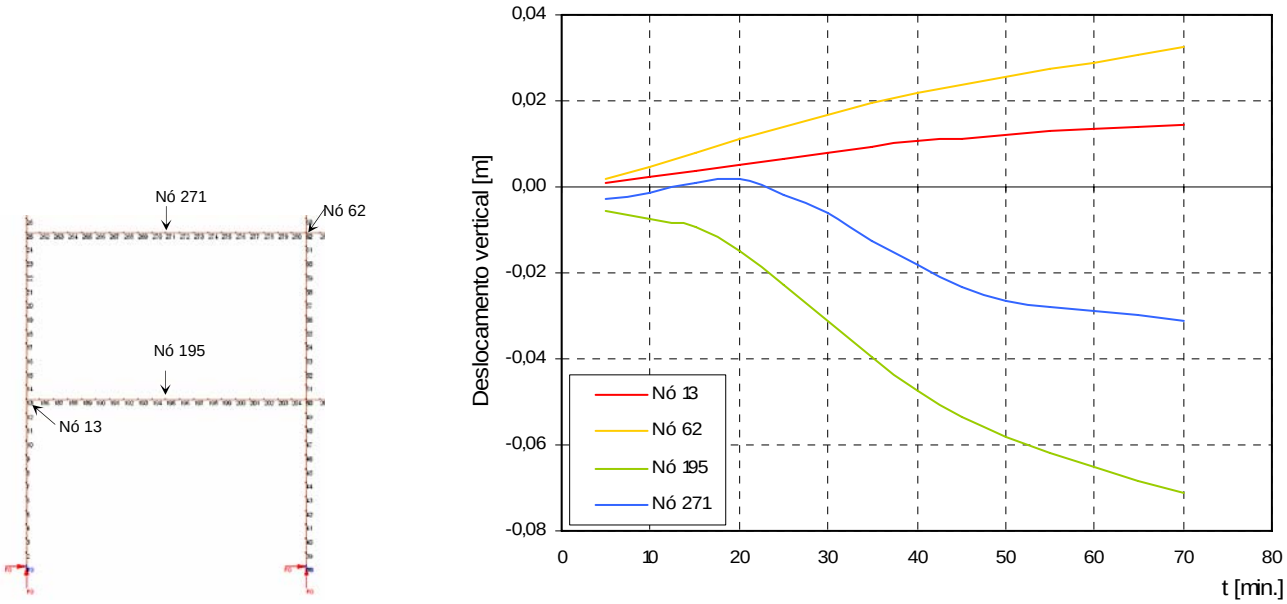


Fig. 9.16 – Variação no tempo do deslocamento vertical nos nós 13, 62, 195 e 271.

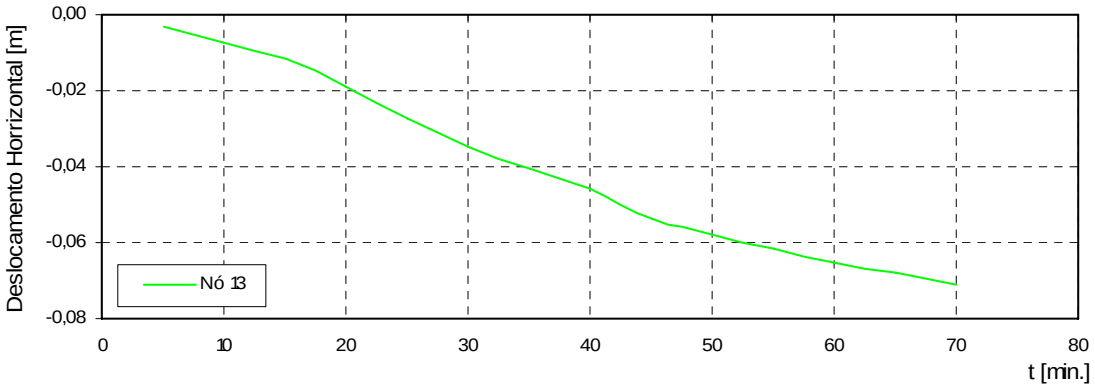


Fig. 9.17 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do nó 13 da parede do “pórtico”.

A laje do 2º piso está igualmente sujeita a dois efeitos que a impelem para deslocamentos verticais tendencialmente positivos, no início do incêndio (Figura 9.16). São eles, por um lado a

dilatação das paredes correspondentes a dois pisos elevando toda a estrutura acima daquele nível e por outro uma curvatura térmica das paredes inferiores que, permitindo uma maior rotação nos nós extremos (Figura 9.13), impelem a laje para cima, sobretudo a meio vão, devido à curvatura induzida por aquela rotação. A partir dos 20min o efeito térmico na redução da resistência e rigidez da laje prevalecem sobre aqueles efeitos, mostrando uma trajectória dos deslocamentos verticais semelhantes aos do nó 195, da laje do 1º piso. Observando a Figura 9.13, verifica-se uma menor translação horizontal no 2º piso do subestrutura e assim, o efeito de dilatação dos elementos verticais faz-se notar particularmente nos deslocamentos verticais do nó do meio vão da laje superior como se referiu, até aos 20min. A partir deste instante, a taxa de crescimento dos deslocamentos é, para ambas as lajes, semelhante mantendo-se sensivelmente até aos 45min. Desde esse instante e até aos 70min, altura da formação do mecanismo de rotura, a laje superior apresenta um menor crescimento dos seus deslocamentos.

Os nós 13 e 62, pertencentes às paredes, têm um deslocamento vertical positivo devido à dilatação dos elementos verticais a que pertencem. A duplicação do deslocamento vertical do nó 62 em relação ao nó 13, deve-se ao facto de serem dois pés direitos de parede sujeitos a dilatação. Contudo, no final do cálculo aquele deslocamento é superior ao dobro do nó 13 devido ao efeito de translação e rotação do nó 13.

Apresenta-se na Figura 9.17 a evolução da variação do deslocamento horizontal do nó 13 que é característico de quase todos os nós das várias partes da estrutura, sendo quantitativamente maiores para os nós mais situados à esquerda, e em particular este nó. O deslocamento negativo no gráfico representa uma deformação do pórtico para a esquerda.

9.4.2.2 - Momentos flectores

Por uma questão de melhor visualização, apresentou-se na Figura 9.18 uma representação esquemática dos elementos finitos utilizados para discretizar o pórtico 4x3 em “túnel” com o intuito de melhor se identificar as secções em que se avaliam os momentos flectores.

Apresenta-se na Figura 9.19 a variação dos momentos flectores nos extremos das paredes próximos dos apoios das lajes (elementos 6 e 12) e nas lajes perto daquelas paredes (elementos 91 e 131) e nos apoios correspondentes às paredes situadas interiormente mas ainda no primeiro tramo (elementos 100 e 140). Assinalaram-se ainda na Figura 9.18 os elementos 95, 105 e 135 cujos esforços axiais são avaliados na Figura 9.20.

Como se pode observar na Figura 9.19, os momentos flectores em todas as secções representadas são crescentes sensivelmente até aos 20min, exceptuando-se para a secção do elemento 131, cujo valor máximo é atingido aos 31min e o elemento 91 que ocorre aos 14min. A partir desses instantes, porque naturalmente as armaduras já se encontram em cedência, os momentos flectores reduzem-se gradualmente com tempo, tal como as características

mecânicas dos materiais, e em particular do aço. Aqueles instantes representam o tempo a partir do qual se começa a formar a rótula plástica naquelas secções, não se podendo mobilizar mais momento flector. A excepção é a secção do elemento 91 significando portanto que a mobilização máxima das tensões nas armaduras não é atingida.

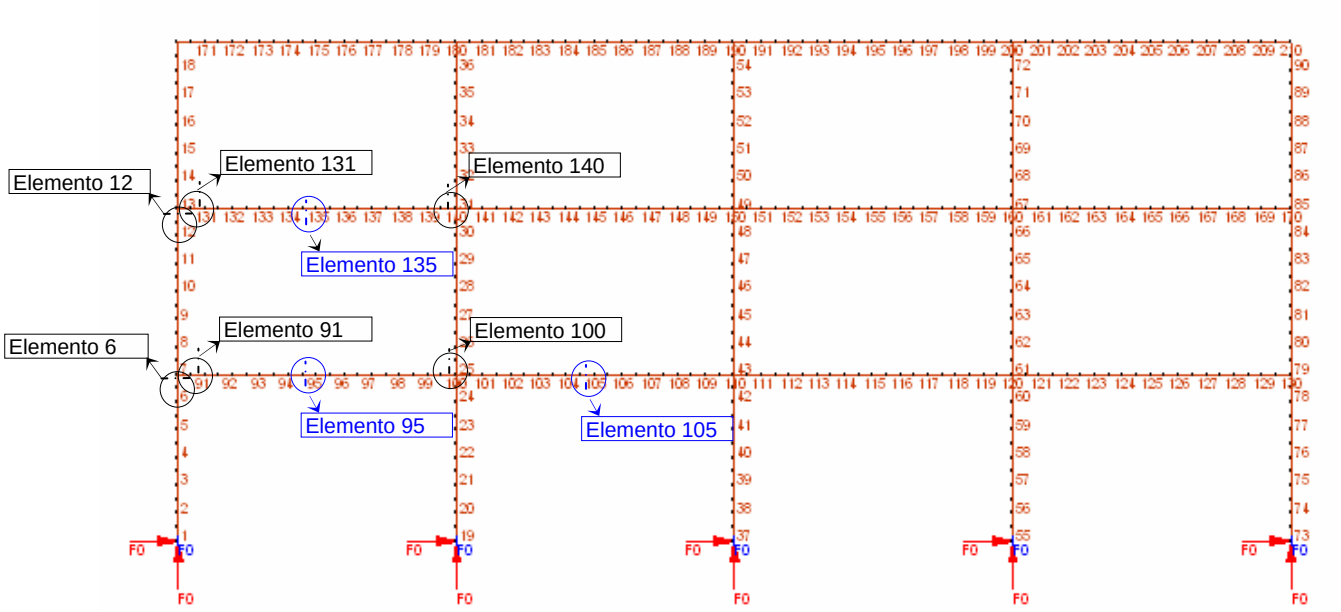


Fig. 9.18 – Representação da malha de elementos finitos para discretizar o pórtico.

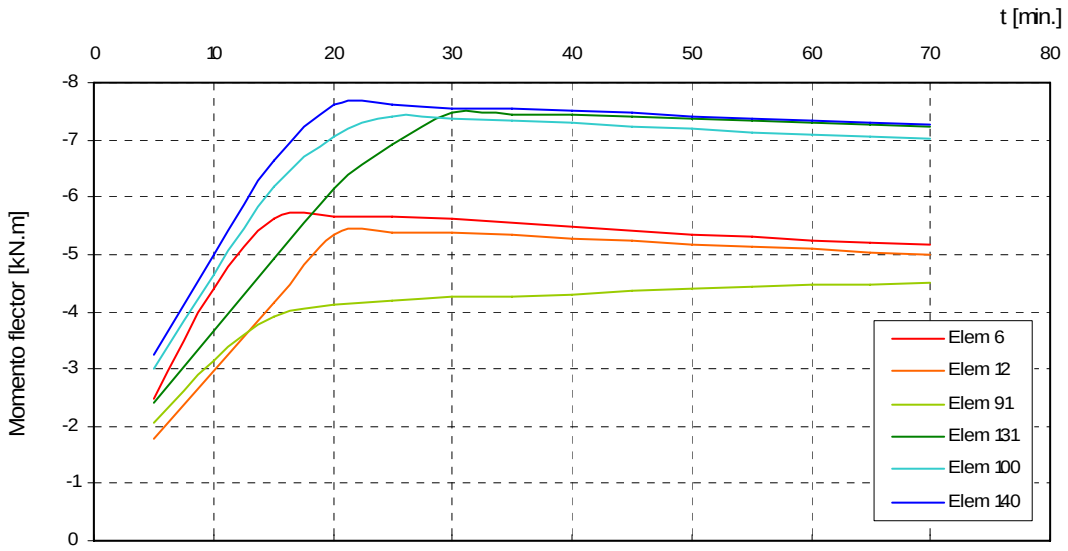


Fig. 9.19 – Variação no tempo do momento flector nas paredes e lajes perto das ligações laje-parede.

Os momentos flectores nas lajes sujeitas a incêndio diminuem a meio vão e aumentam linearmente no apoio. Aproximadamente aos 70min, forma-se um mecanismo de rotura devido à associação de um conjunto de rótulas plásticas nas ligações parede-laje esgotando a capacidade resistente do pórtico no seu conjunto, como se depreenderá da Figura 9.21.

9.4.2.3 - Esforços axiais

Apresenta-se na Figura 9.20 a variação do esforço axial nas lajes ao nível do 1º e 2º pisos, para elementos que estão assinalados na Figura 9.18. Verifica-se que, inicialmente todas as lajes estão em compressão. O esforço axial de compressão nas lajes do primeiro piso (elementos 95 e 105) é crescente até aos 12-14min devido ao efeito de dilatação parcialmente restringida destas por estarem inseridas num pórtico.

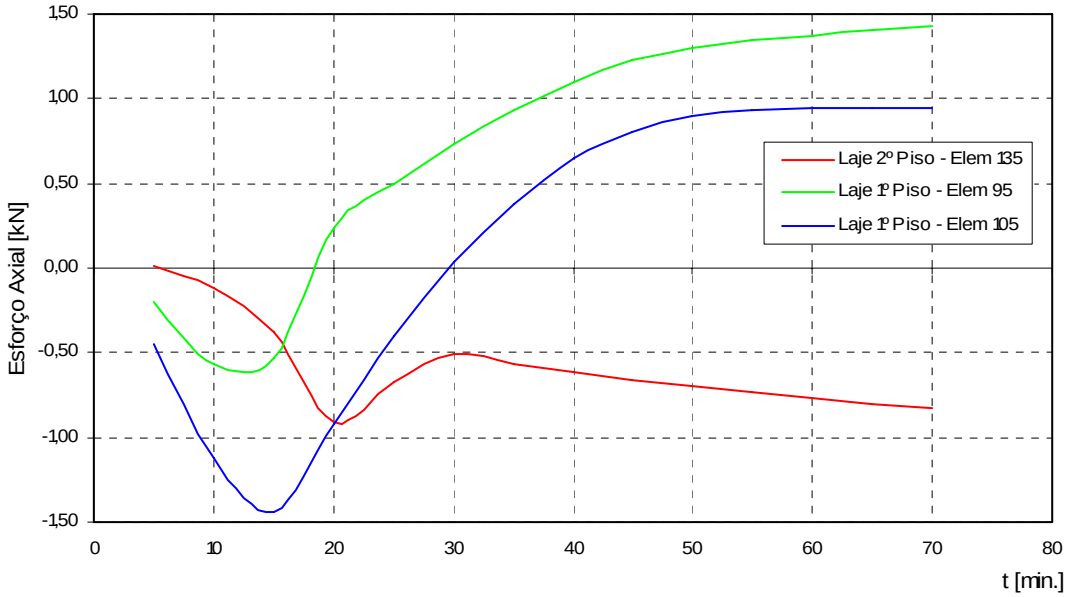


Fig. 9.20 – Variação no tempo do esforço axial em algumas lajes do pórtico.

A partir dos 18 e 30min, as lajes do primeiro piso passam a estar sujeitas a tracção devido ao efeito das rotações dos seus nós extremos e ao efeito da acção mecânica acoplada à deformação entretanto experimentada por aquelas lajes. A laje do segundo piso que também está sujeita a aquecimento tem um comportamento semelhante. Contudo, nunca fica sujeita a tracções devido ao efeito de tracção da laje inferior, que lembre-se está mais sujeita termicamente, que a laje do segundo piso.

9.4.2.4 - Mecanismo de colapso

Com o aquecimento do pórtico em cinco dos seus compartimentos, mobilizam-se rótulas nos topos superiores das duas paredes extremas do R/C e nas lajes do primeiro piso em todas as ligações interiores com as paredes como se indica na Figura 9.21. Ao nível do primeiro piso formam-se igualmente duas rótulas no compartimento de incêndio, ambas nas ligações das paredes com as lajes. Esta constatação foi possível, apenas pela observação atenta das Figuras 9.22 que representam as tensões mobilizadas nas armaduras em várias secções do pórtico (não esgotando, contudo a observação feita para outras secções do pórtico).

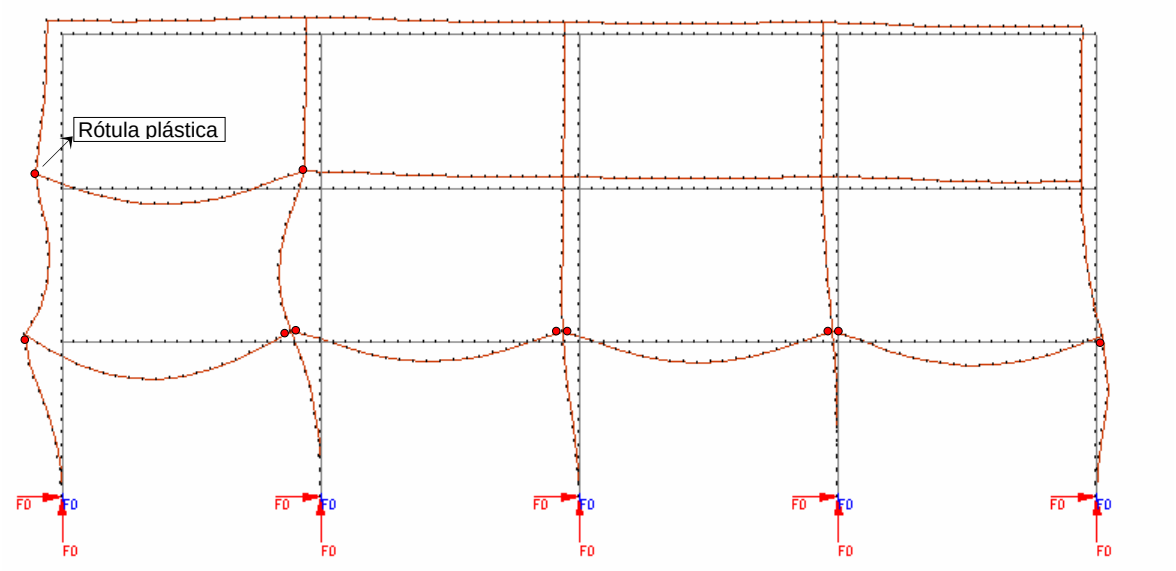


Fig. 9.21 – Mobilização de rótulas plásticas no pórtico.

Como se observa na Figura 9.22, e referenciando a posição dos elementos na Figura 9.18, a evolução das tensões nas armaduras superiores para as secções nos extremos dos elementos parede e laje mais expressivas, é a de ampliação das tracções atingindo o valor de cedência do aço aos 15min para a parede exterior e 25min para a ligação da laje com a parede interior. Verifica-se que aquela armadura superior não entra em cedência na secção da laje, perto da parede exterior, designada por elemento 91. Assim, sucessivamente observando cada secção em particular, apresenta-se a Figura 9.21 com todas as rótulas plásticas formadas até ao fim do cálculo (círculos vermelhos).

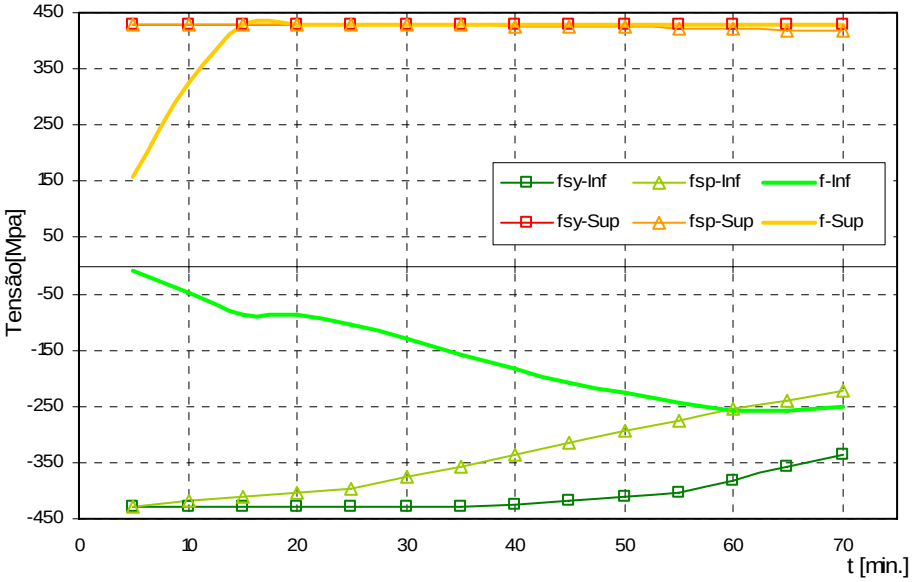
Para a parede mais solicitada, a exterior, e observando na Figura 9.22a) a evolução das tensões nas armaduras da secção perto do apoio da laje, (elemento 6), verifica-se que, a partir dos 60min a armadura inferior passa a trabalhar em regime elasto-plástico, nunca se atingindo contudo a tensão de cedência do aço.

As lajes têm em geral a armadura superior a trabalhar em cedência por cima dos apoios, exceptuando-se para os elementos extremos 91 e 130 (Figura 9.22c). A armadura inferior encontra-se sempre afastada da tensão limite de proporcionalidade, "f_{sp}".

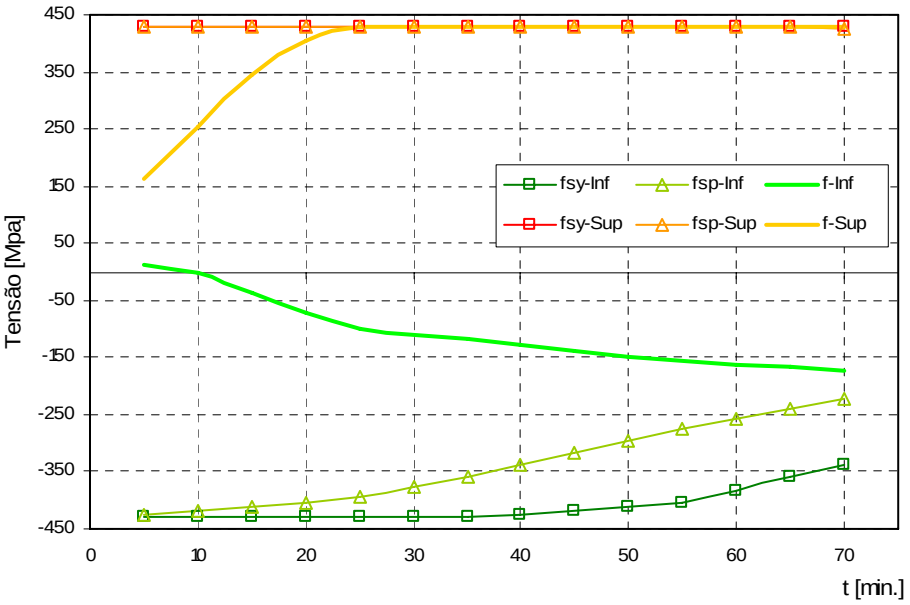
O mecanismo de rotura é formado então por aquele conjunto de rótulas indicado na Figura 9.21 tornando a estrutura incapaz da absorver qualquer acréscimo de esforços, levando-a à ruína aos 70min.

9.4.3 - Pórtico simples de 3 tramos - "Estrutura reticulada"

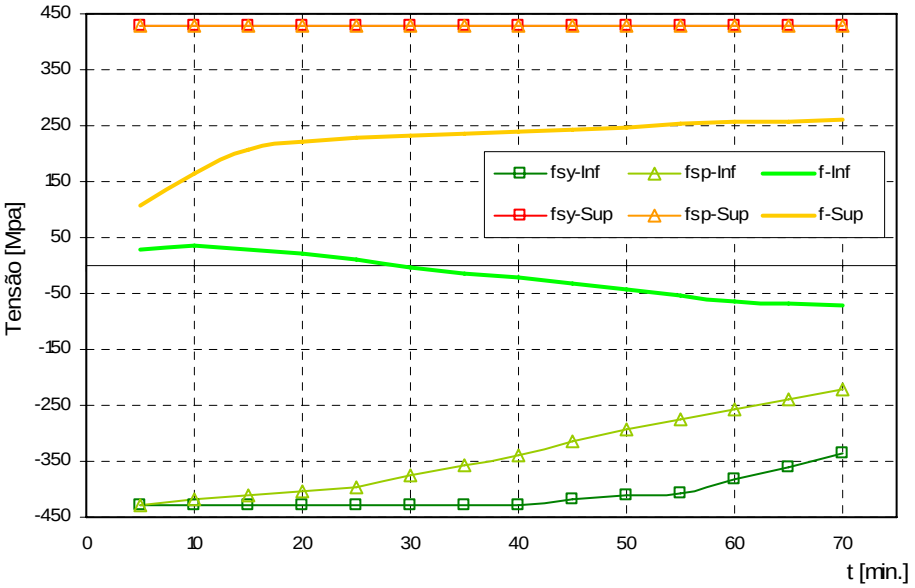
Inicia-se neste parágrafo, a análise dos pórticos constituídos por estruturas reticuladas vigas-pilares, começando naturalmente essa análise do comportamento ao fogo por uma estrutura simples de três tramos e um piso, já anteriormente referida e caracterizada.



a)



b)



c)

Fig. 9.22 – Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções próximas da ligação parede-laje nos elementos finitos: a) 6, b) 100 e c) 91.

À semelhança das análises anteriores, começa-se a avaliação do seu comportamento ao fogo pela observação da deformada da estrutura apresentada na Figura 9.23a) e do diagrama de momentos flectores correspondente, quando todo o pórtico está sujeito ao incêndio padrão ISO 834. Aqueles elementos são os obtidos para o instante imediatamente anterior ao colapso da estrutura, aos 141min. Contudo, tendo em conta todo o estudo efectuado nos capítulos 6 e 8, respectivamente para vigas e pilares, adoptou-se a secção típica de pilar 0,30x0,30m^2 com 4ϕ16 e a viga de 0,20x0,50m^2 com 4ϕ16+2ϕ16, ali designada em termos de secção tipo, por B_4.

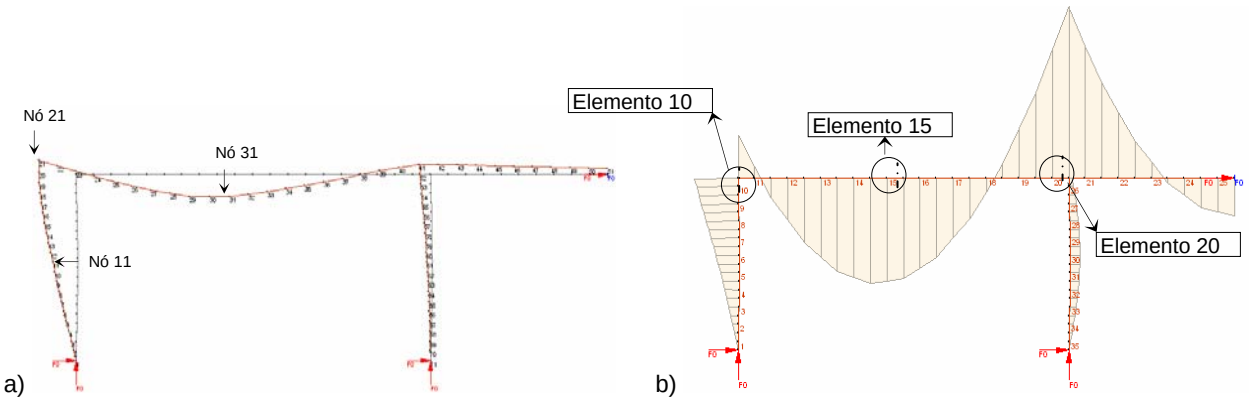


Fig. 9.23 – a) Deformada e b) Diagrama de momentos flectores do pórtico simples reticulado sujeito ao incêndio ISO 834 no instante de rotura, 141min.

Observa-se claramente na Figura 9.23a), o efeito da dilatação horizontal da viga e vertical dos pilares. O diagrama de momentos flectores representado na Figura 9.23b) evidencia a potencial formação de rótulas plásticas a meio vão da viga extrema e sobre o apoio intermédio, ambas por mobilização da resistência à flexão daquele elemento, assim como no topo do pilar extremo. Figuras apresentadas posteriormente confirmarão a formação de tais rótulas, exceptuando a do meio vão da viga.

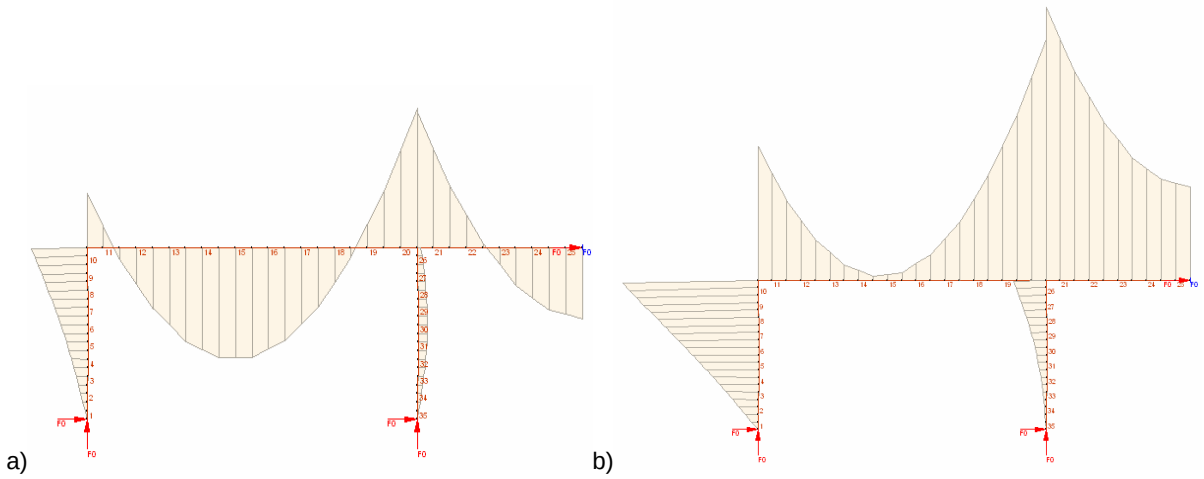


Fig. 9.24 – a) Momentos flectores da estrutura no instante inicial do cálculo; b) Momentos flectores da estrutura no instante em que se mobilizam os maiores valores, 50min.

Contudo, pareceu importante avaliar a evolução daqueles momentos flectores pelo que se representaram novos diagramas na Figura 9.24, para os instantes, inicial e aos 50min. Este

último correspondeu à mobilização dos maiores momentos flectores nas secções mais solicitadas da estrutura ao longo do cálculo. Assim se conclui que a forma do diagrama não se altera qualitativamente desde o início até ao fim do cálculo. Verifica-se contudo, que aos 50min os momentos flectores mobilizados são muito superiores aos do fim do cálculo, 141min. Assim, tem lugar uma degradação importante das características materiais, e em particular do aço, a partir daquele instante, podendo-se referenciar a proximidade da formação de rótulas.

Tendo em vista a análise das deformadas, momentos flectores e das tensões mobilizadas nas armaduras das secções mais importantes no comportamento ao fogo da estrutura, evidenciaram-se na Figura 9.23, tal como se fez anteriormente para outras estruturas, os elementos em que se inserem tais secções.

9.4.3.1 - Deformadas dos elementos estruturais

Apresenta-se na Figura 9.25 a variação dos deslocamentos verticais em três nós característicos da estrutura: a meio do pilar (nó 11), a meio vão da viga (nó 31), e na ligação daqueles elementos (nó 21), (nós assinalados na Figura 9.23a).

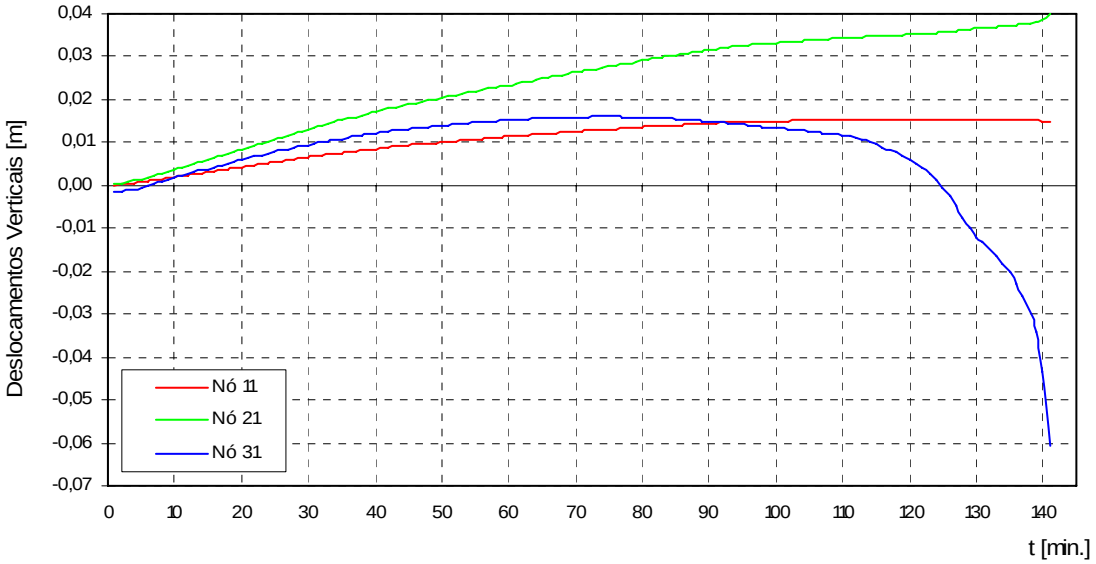


Fig. 9.25 – Variação no tempo dos deslocamentos verticais nos nós 11, 21 e 31.

A viga deforma-se muito gradualmente até aproximadamente aos 125min, instante a partir do qual a dilatação dos pilares deixa de prevalecer em relação à deformação da viga, de forma que os deslocamentos verticais são, até aí, positivos. A partir deste instante, a taxa de crescimento dos deslocamentos verticais aumenta assimptóticamente até que ocorre a rotura do pórtico aos 141min. Os nós pertencentes ao pilar têm um deslocamento positivo devido à sua dilatação. O efeito de ampliação daquele deslocamento no topo do pilar face à sua meia altura (cerca de metade do valor) é semelhante ao já referido para o pórtico simples em “túnel”.

Apresenta-se na Figura 9.26 a variação do deslocamento horizontal do nó 21 que é o maior valor do deslocamento horizontal de toda a estrutura, considerando o eixo de simetria no seu centro.

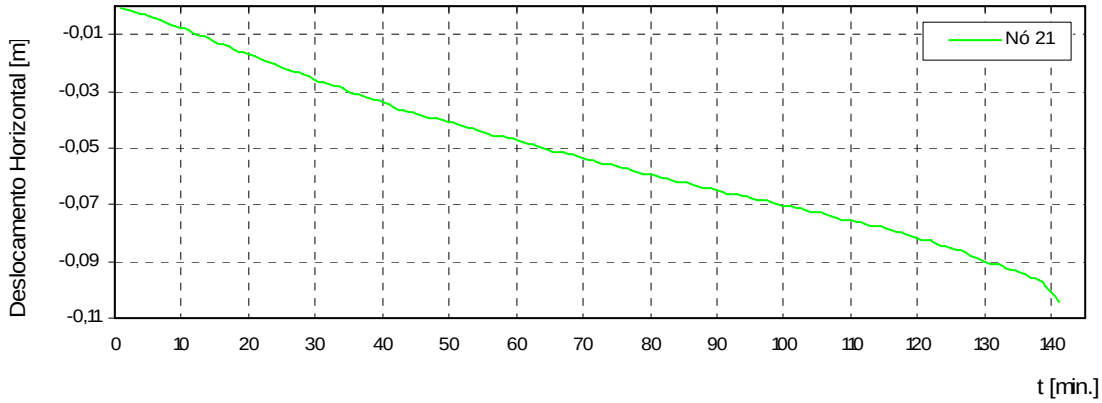


Fig. 9.26 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do extremo do pilar (nó 21).

O deslocamento de valor negativo, com taxa de crescimento sensivelmente uniforme observada na Figura 9.26 representa, pelo primeiro aspecto, a deformação do pilar para o exterior da estrutura e pelo segundo, a importância da não restrição na base do pilar para que o crescimento seja uniforme. Ou seja, tal como se observa na Figura 9.23b), será um pilar sujeito a um diagrama linear de momentos flectores, de valor nulo na sua base, e por conseguinte a deformação horizontal ficará sobretudo dependente da deformação imposta pela viga que se lhe apoia.

9.4.3.2 - Momentos flectores

Apresenta-se na Figura 9.27 a variação dos momentos flectores no extremo do pilar próximo do apoio da viga (elemento 10), a meio vão da viga (elemento 15) e no extremo interior da viga no primeiro tramo (elemento 20), elementos estes que estão assinalados na Figura 9.23b). O momento flector é crescente no nó esquerdo até aos 30min, instante a partir do qual se começa a formar a rótula plástica não se podendo mobilizar mais momento flector e até decrescendo, resultado dos limites de resistência dos materiais cada vez menores, devido ao efeito térmico. A plastificação total das armaduras do pilar esquerdo naquela secção é traduzida pelo patamar horizontal do elemento 10.

O momento flector na viga sobre o apoio intermédio diminui mais gradualmente, fruto da redistribuição dos esforços ao longo da viga, não apresentando qualquer patamar. A meio vão da viga observa-se uma variação dos momentos flectores longe dos limites resistentes da secção, independentemente do instante considerado.

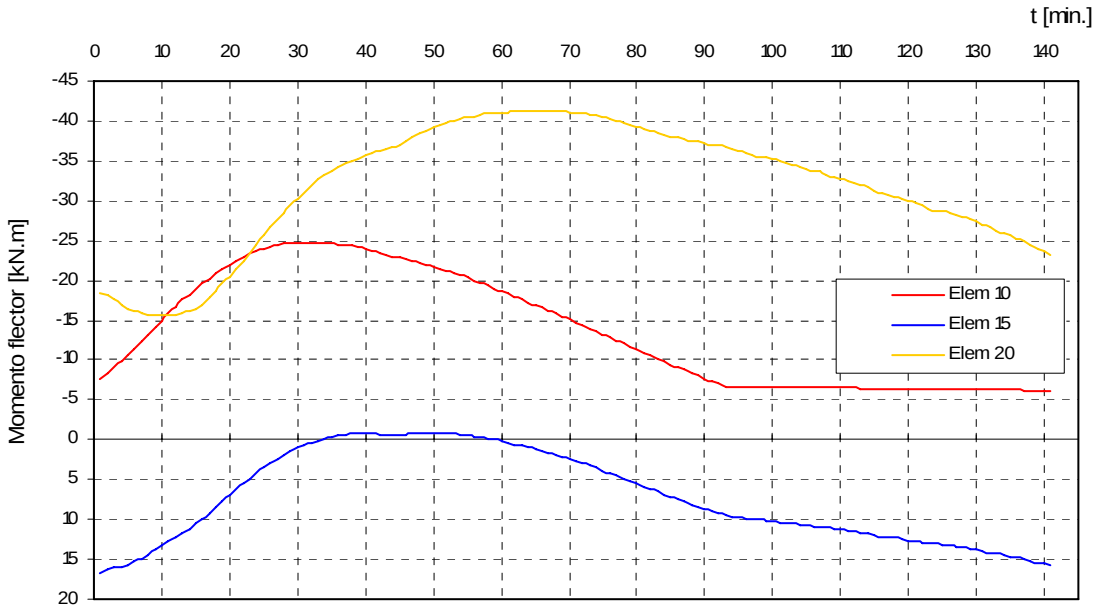


Fig. 9.27 – Variação no tempo do momento flector no pilar perto da ligação pilar-viga (elemento 10), a meio vão da viga (elemento 15) e no extremo direito da viga (elemento 20).

9.4.3.3 - Esforços axiais

Apresenta-se na Figura 9.28 a variação do esforço axial nos pilares e na viga, estando estes sempre em compressão durante o cálculo. O esforço axial de compressão é transferido parcialmente ao longo do tempo do pilar direito para o esquerdo, tendendo a inverter a partir dos 15min até que, aos 95min o pilar esquerdo atinge o menor valor desde o início do cálculo. Há tendência para que, no fim do cálculo, as tensões em ambos os pilares, correspondam às experimentadas no início.

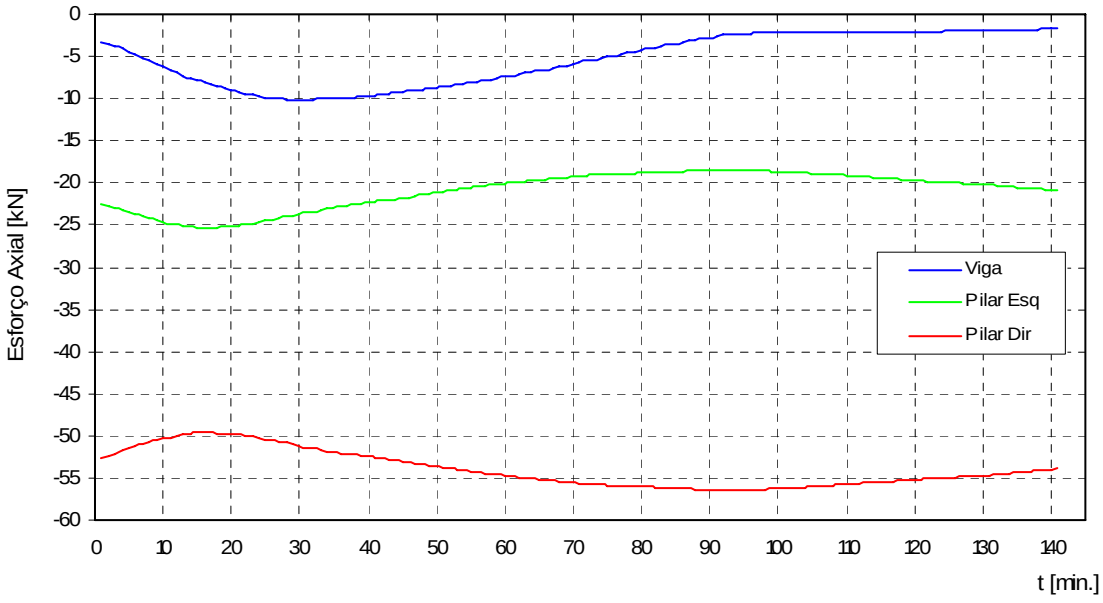


Fig. 9.28 – Variação no tempo do esforço axial nas paredes e laje.

A viga fica sujeita a esforços de compressão crescentes até aos 30min devido à restrição à dilatação imposta pelos pilares. Depois reduz-se essa compressão, pelo aumento de ductilidade da ligação do pilar e viga, até que a partir dos 92min predomina o efeito de curvatura da viga sobre o efeito de restrição dos pilares, tornando-se praticamente nulo aquele esforço axial na viga.

9.4.3.4 - Mecanismo de colapso

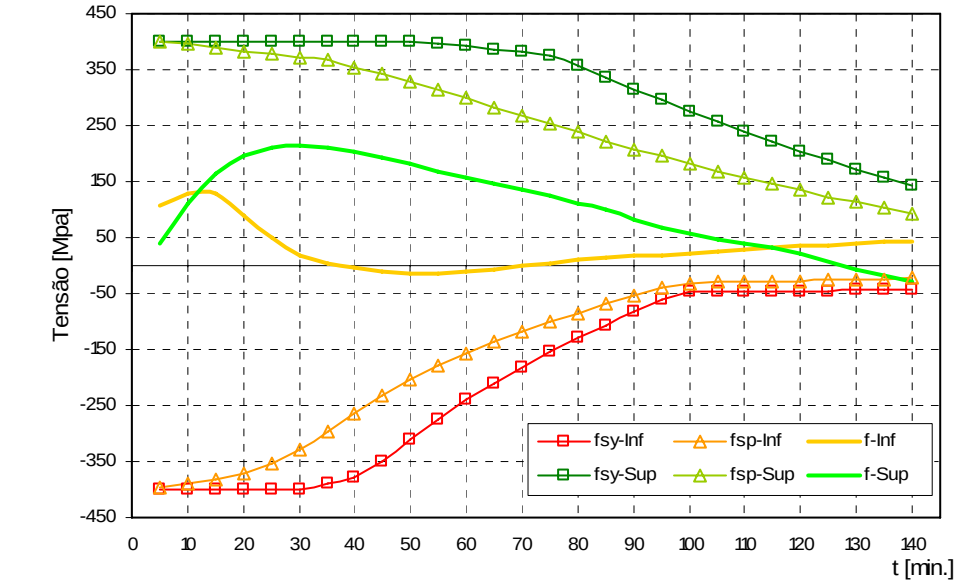
Com o aquecimento do pórtico, a viga sofre deformações tanto devidas ao aquecimento como ao seu carregamento (Figura 9.23a). Tal como foi referido para o pórtico em “túnel”, o aumento da deformação a meio vão da viga é devido essencialmente à redução da sua rigidez à flexão. Através da observação da Figura 9.29 na qual se observa o comportamento das tensões das armaduras em secções potencialmente críticas na estrutura ao longo do tempo, deduz-se o mecanismo de rotura representado na Figura 9.30.

Como se observa na Figura 9.29b), para a secção do pilar próxima da sua ligação com a viga (elemento 10), a armadura superior está sujeita a tracções atingindo o valor de cedência do aço aos 65min. Em relação à viga, a secção direita extrema, na ligação com o pilar interior tem a armadura superior também em cedência aos 140min, correspondendo ao colapso da estrutura, e por conseguinte, responsável pela formação do mecanismo de rotura daquela estrrutura. No caso da viga, por se tratar de um elemento cujo efeito térmico se faz ao longo de três das suas quatro faces, as características materiais do aço alteram-se francamente para as armaduras inferiores mas também significativamente para as armaduras superiores, (Figura 9.29c).

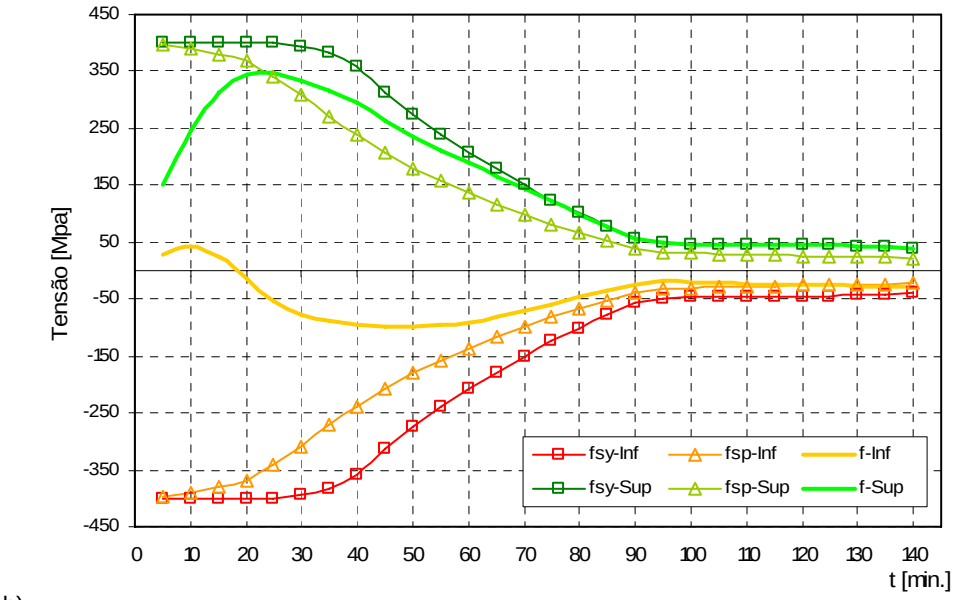
Relativamente ainda a essa secção, quando se deixou de se poder mobilizar mais tracções na armadura superior houve uma transferência dos esforços para a armadura inferior havendo lugar à inversão da tendência crescente dos esforços de compressão nos varões inferiores. A partir dos 90min, a armadura inferior passa a trabalhar em regime elasto-plástico, para uma tensão constante até à rotura.

Enquanto a viga se deforma, a parte superior dos pilares deforma-se para fora devido à dilatação térmica da viga que prevalece sobre os efeitos coincidentes e opostos da curvatura induzida pelo aquecimento uniforme dos pilares, e devido à condição fronteira mecânica imposta do lado direito da estrutura. Muita informação se extrai da observação da evolução das tensões mobilizadas nas armaduras das secções do topo do pilar e do extremo da viga, próximas das ligações entre eles.

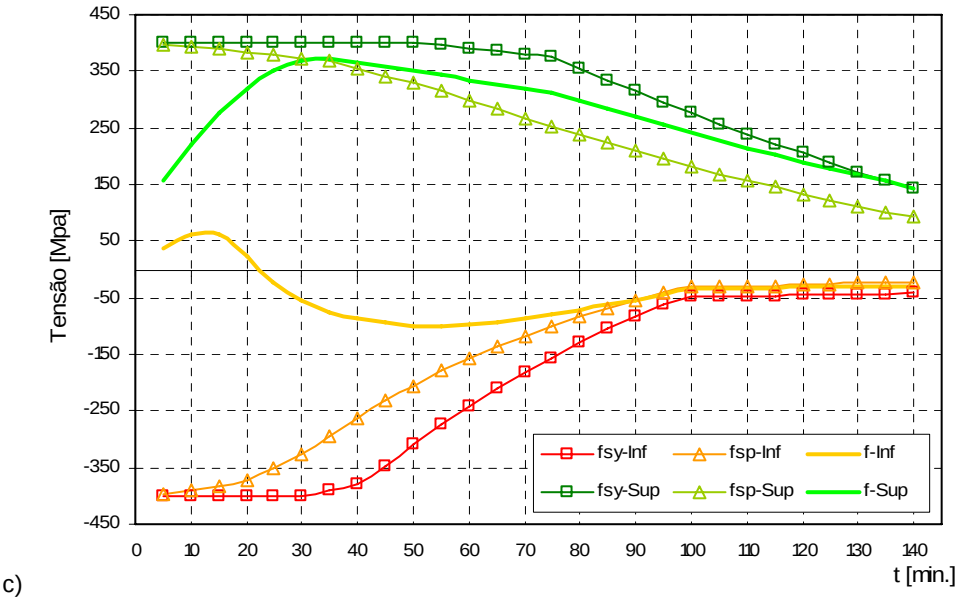
O mecanismo de rotura surge claramente quando se forma a segunda rótula aos 140min, no extremo direito da viga. Quando ocorre a rotura (141min), a viga não se deforma o suficiente para arrastar a parede para o interior. Formam-se duas rótulas, uma no topo do pilar esquerdo e outra no extremo direito da viga, como se sugere na Figura 9.30.



a)



b)



c)

Fig. 9.29 – Tensões nas armaduras nas secções: a) Meio vão da viga (elemento 15); b) Pilar na ligação pilar-viga, (elemento 10) e c) Viga na ligação pilar interior-viga (elemento 20).

A acção térmica actuante na viga induz uma força horizontal nos topos dos pilares, a qual gera momentos flectores nos pilares. A redução dos esforços mobilizados a meio do cálculo, nestas secções, deve-se às reduções acentuadas das características materiais, havendo contudo uma transferência de esforços fazendo com que a formação da segunda rótula se dê mais tarde. Esta segunda rótula plástica, associada à rótula entretanto formada no outro extremo do pilar na ligação com viga do pórtico, faz com que a estrutura se comporte como um mecanismo e portanto ocorra a rotura.

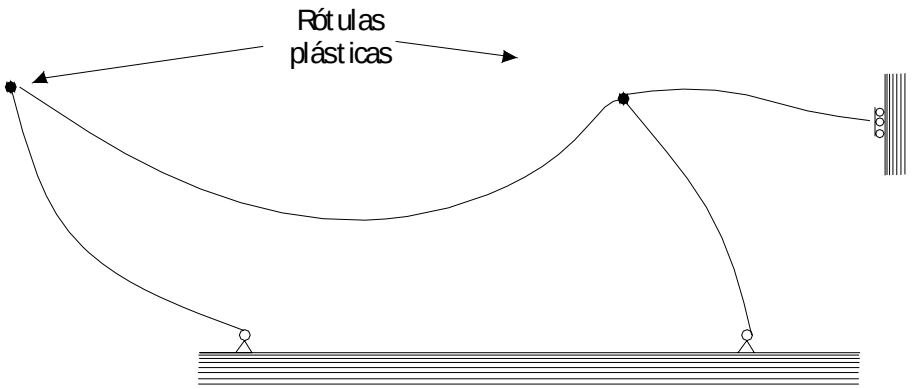


Fig. 9.30 - Modo de rotura do pórtico reticulado pilar-viga exposto ao incêndio ISO 834.

9.4.4 - Pórtico de 3 tramos e 4 pisos - “Estrutura reticulada”

Na análise deste pórtico não se considerou qualquer excentricidade acidental nos elementos verticais e as ligações entre elementos pilar e vigas são mobilizadas nos respectivos centros de gravidade das secções. Apresenta-se na Figura 9.31 a análise qualitativa da deformada do pórtico quando sujeito ao incêndio padrão ISO 834 em todos os tramos do R/C.

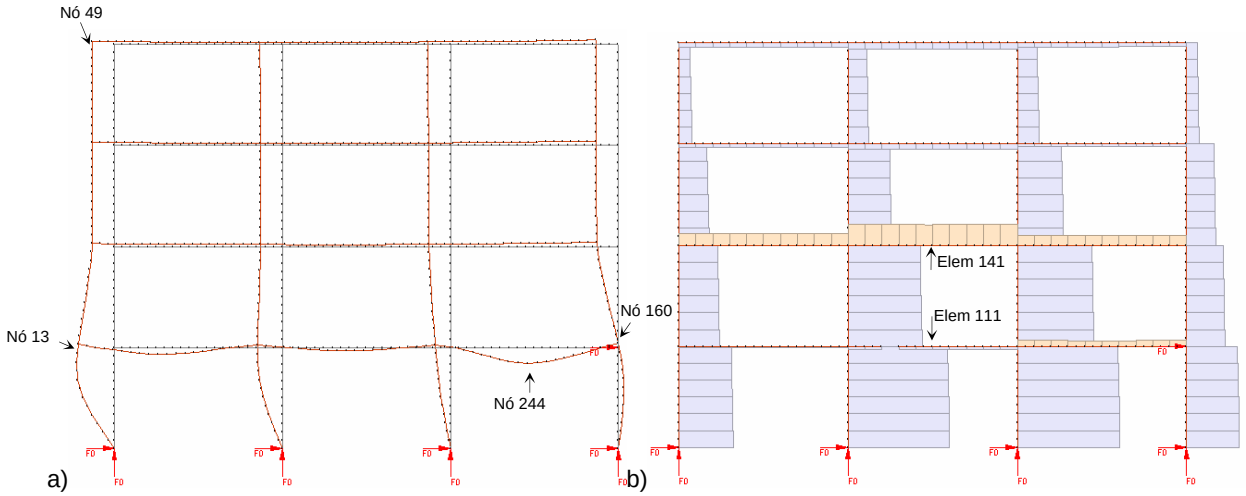
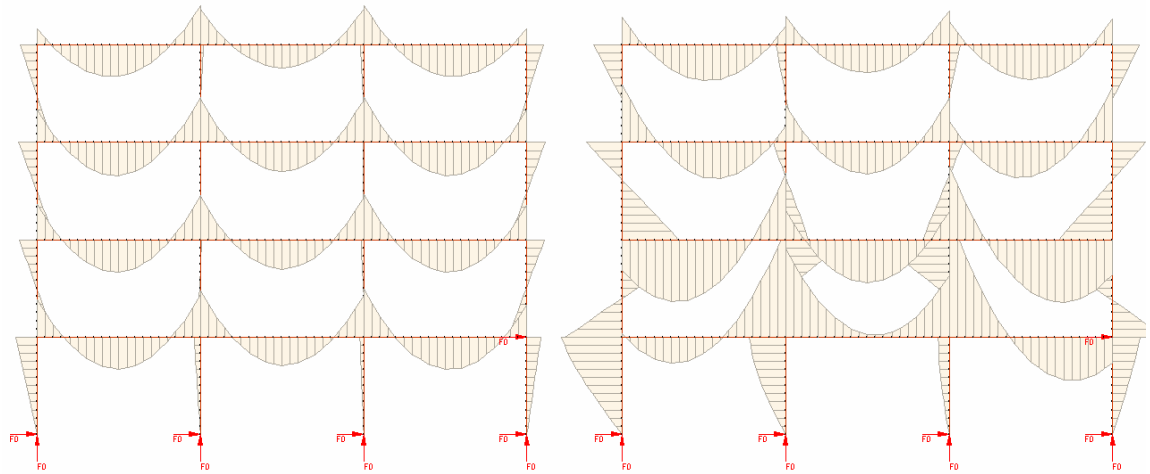


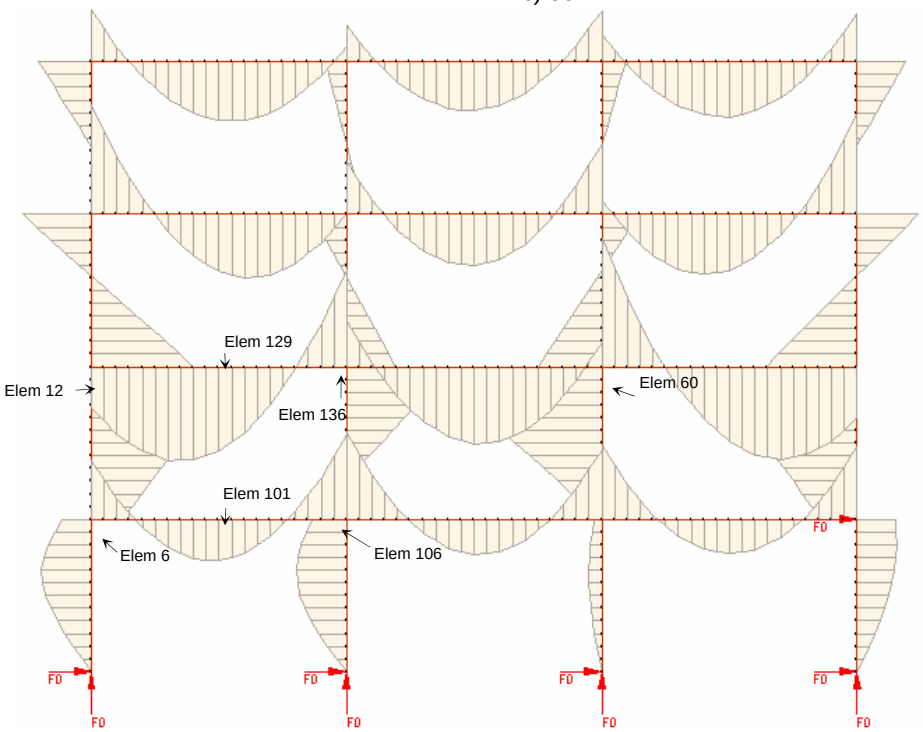
Fig. 9.31 – a) Deformada da estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 no instante prévio à rotura (125min), b) Esforços axiais mobilizados na estrutura.

Os resultados principais em relação ao esforço axial mobilizado nos elementos são também ali apresentados, sendo particularmente importante a análise das vigas (Figura 9.31b). A identificação dos nós e dos elementos, nos quais se reproduzirão os valores respectivos das deformações, esforços e tensões, é assinalada nas Figura 9.31a) e 9.31b).

Identifica-se claramente os apoios na Figura 9.31a), através da terminologia já anteriormente utilizada, “F0”, representativa de mobilização de forças de reacção e deslocamentos nulos na direcção assinalada. E identifica-se em particular, o apoio que fixa um dos nós (160) em termos de deslocamentos horizontais ao nível da viga do primeiro piso, fazendo com que do pórtico tenha no fim do cálculo uma translação global para a esquerda.



a) 1min b) 50min



c) 129min

Fig. 9.32 – Momento flector da estrutura quando esta se encontra sujeita ao incêndio ISO 834 no R/C, para além das acções mecânicas: a) ao 1min; b) aos 50min e c) aos 129min.

Como se pode observar na Figura 9.31b), no instante prévio ao colapso da estrutura, os esforços axiais nas vigas do segundo piso são de tracção (a amarelo) devido ao efeito de

restrição que este piso tem relativamente à dilatação da viga do primeiro piso devido ao efeito térmico. As vigas dos restantes pisos estão geralmente em compressão (a lilás), sendo a única excepção o tramo mais à direita da viga do primeiro piso. A rotura da viga no terceiro tramo do primeiro piso, evidenciado pelo maior deslocamento vertical a meio daquele tramo (Figura 9.31a) foi o motivo que induziu aquele tramo da viga àqueles esforços de tracção.

Apresenta-se na Figura 9.32 os diagramas de momentos flectores no instante inicial (Figura 9.32a), aos 50min correspondendo ao instante em que os momentos flectores são máximos na generalidade da estrutura, (Figura 9.32b), e no instante da rotura global da estrutura aos 129min, quando se forma um mecanismo de rotura através de inúmeras rótulas (Figura 9.33c). Completa-se na Figura 9.32c) a identificação dos elementos, para os quais, conjuntamente com a identificação dos outros já feita na Figura 9.31b), se reproduzirão valores dos esforços e das tensões, necessários à explicação do comportamento deste pórtico ao fogo.

9.4.4.1 - Deformadas dos elementos estruturais

Apresenta-se na Figura 9.33 a variação dos deslocamentos verticais em três nós característicos da estrutura: no topo do pilar ao nível do primeiro piso (nó 13), no topo do pórtico (nó 49) e no nó 244, da viga do primeiro piso e terceiro tramo a meio vão, cujo deslocamento vertical é máximo no fim do cálculo (veja-se a Figura 9.31a).

Os nós 13 e 49 têm um comportamento muito semelhante já que ambos reflectem a dilatação do pilar ao nível do R/C, por apenas este troço estar sujeito a dilatação. A variação não linear dos deslocamentos positivos daqueles nós apenas reflecte o efeito de encurvamento do pilar e a menor importância que o acréscimo médio da temperatura na secção tem, sendo praticamente significante e notório a partir dos 40-50min.

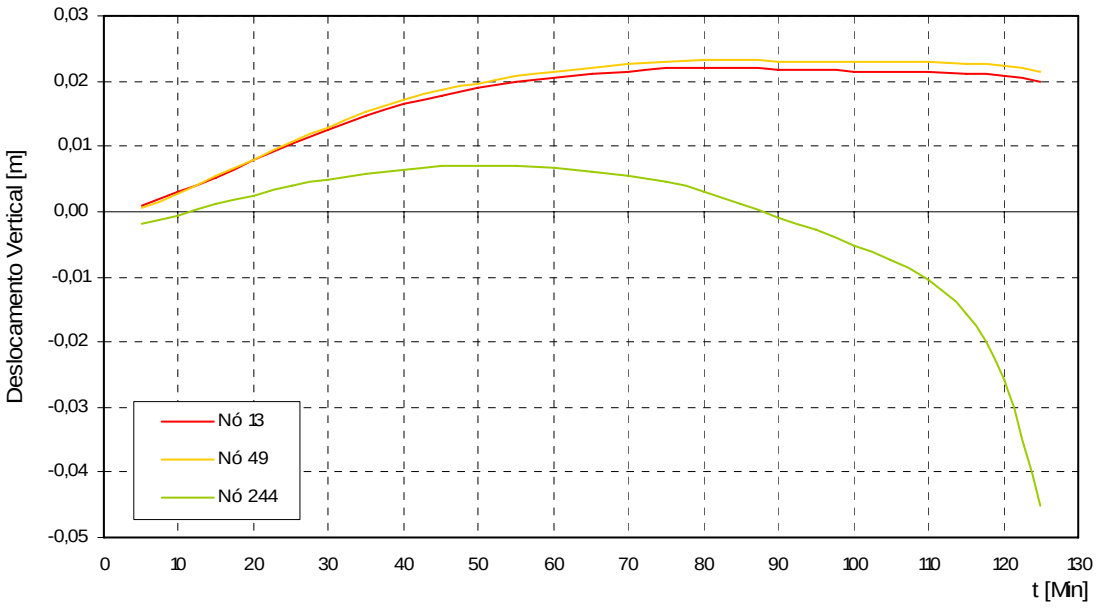


Fig. 9.33 – Variação no tempo do deslocamento vertical nos nós 13, 49 e 244.

A viga (nó 244) deforma-se pouco e mais gradualmente até aproximadamente aos 50min. Porque no seu deslocamento vertical estão contemplados dois efeitos contrários. A componente vertical negativa que se deve à deformada da própria viga sujeita sobretudo à flexão. Essa flexão deve-se à acção mecânica sendo ampliada pela redução das características materiais da viga devido ao aquecimento promovido pelo incêndio. Por outro lado, a componente vertical positiva naquele deslocamento vertical deve-se à dilatação induzida nos apoios da viga devido à dilatação dos pilares. A partir dos 50min, a primeira componente da deformada começa a preponderar, novamente por dois motivos. Em primeiro lugar e tal como se observa na Figura 9.33, pela tendência de manutenção do deslocamento vertical positivo dos outros dois nós, a viga praticamente já dilatou o que havia para dilatar. Em segundo lugar, devido ao efeito térmico, a viga já perdeu bastante da sua rigidez à flexão. A taxa de crescimento dos deslocamentos verticais aumenta mantendo-se sensivelmente até aos 110min. Desde esse instante e até aos 125min, altura da formação do mecanismo de rotura, a viga apresenta naquele nó um acentuado aumento dos seus deslocamentos, arrastando os pilares, reflectindo-se este facto no esforço de tracção mobilizado no elemento (Figura 9.32b).

Apresenta-se na Figura 9.34, a variação do deslocamento horizontal dos anteriores nós 13 e 49, característicos de quase todos os nós das várias partes da estrutura. O deslocamento negativo no gráfico representa uma deformação conjunta dos pilares para a esquerda, justificada pela translação já referida do pórtico. O valor do deslocamento horizontal do nó 13 é pouco menos do dobro do nó 49 por dois motivos. Em primeiro lugar, porque a estrutura está fixa em relação aos deslocamentos horizontais apenas ao nível do primeiro piso no nó 160, mais à direita da viga que contém o nó 13 (Figura 9.32a). E em segundo lugar porque a dilatação devido ao aquecimento dos tramos apenas se dá neste elemento horizontal devido ao incêndio imposto apenas no R/C.

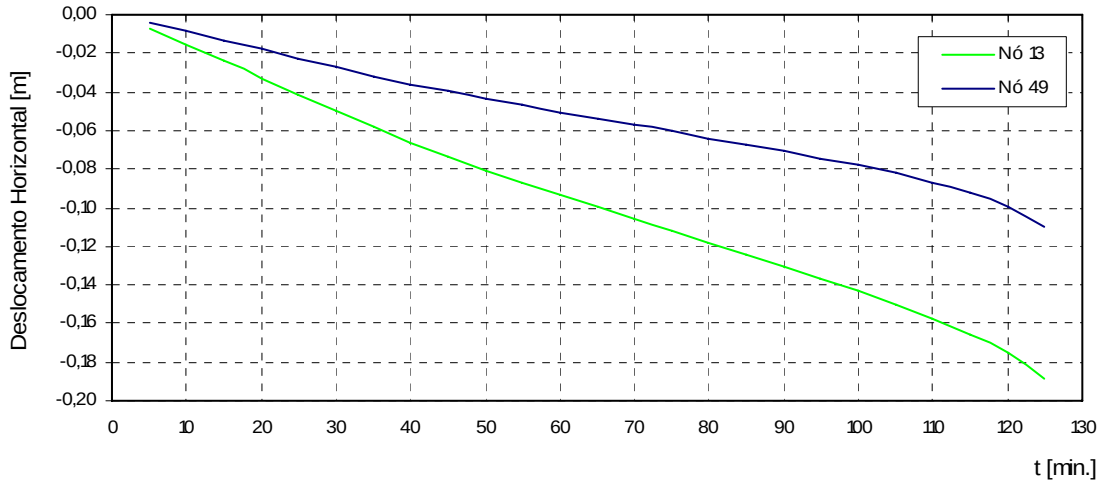


Fig. 9.34 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do pórtico nos nós 13 e 49.

É precisamente pelo facto daquele nó 160 no primeiro piso estar condicionado horizontalmente que leva a que o pórtico se deforme, devido à dilatação do piso, para a esquerda. O deslocamento horizontal no nó 13 é máximo, posicionando o restante pórtico, numa posição

intermédia face aos deslocamentos horizontais da viga devido à sua dilatação. O deslocamento horizontal global do pórtico é então referenciado pelo deslocamento do nó 49.

9.4.4.2 - Momentos flectores

Apresenta-se na Figura 9.35 a variação dos momentos flectores no extremo superior de três pilares, próximos do apoio da viga: no pé-direito do R/C (elemento 6) e no pé direito do 1º andar (elementos 12 e 60). Também se apresentam os momentos flectores nos extremos das vigas (elementos 106 e 136) e a meio vão (elementos 101 e 129), respectivamente no primeiro e segundo pisos. A referenciação daqueles elementos foi feita na Figura 9.32c).

Da leitura da Figura 9.35 se conclui que os momentos flectores são crescentes até à rotura em todas as secções dos elementos que não estão sujeitas directamente ao aquecimento (elementos 12, 129, 136 e 60). Todas as outras secções apresentam uma redução na mobilização dos momentos flectores devido à degradação das características materiais com a temperatura.

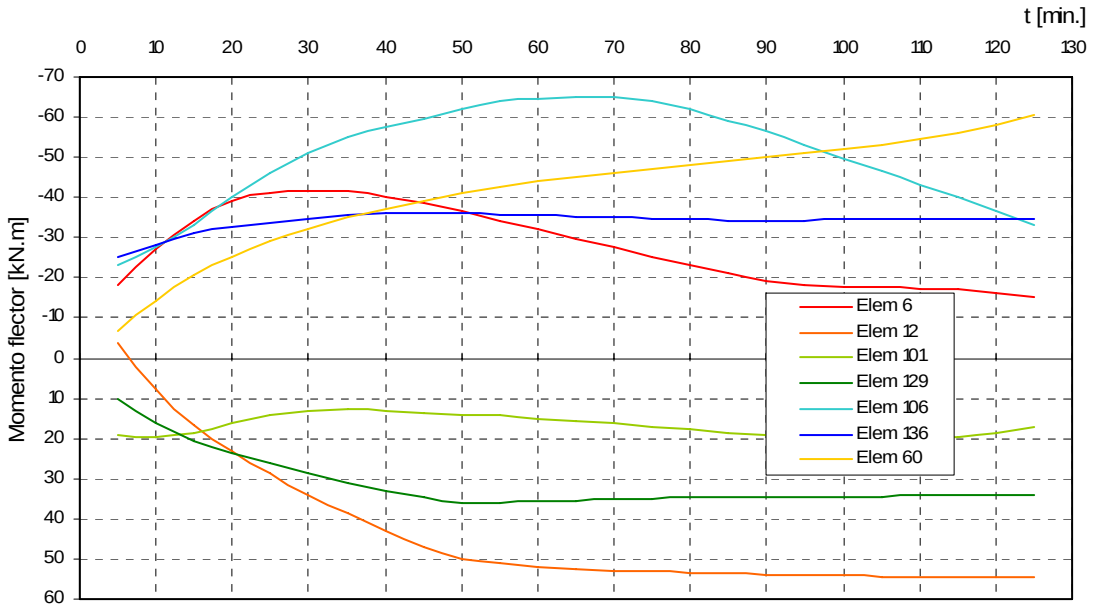


Fig. 9.35 – Variação no tempo dos momentos flectores em algumas secções dos elementos do pórtico, nomeadamente perto das ligações viga-pilar e a meio vão das vigas.

Na fase inicial do incêndio, os momentos flectores na viga sujeita a incêndio diminuem a meio vão (elemento 101) e aumentam no apoio linearmente (elemento 106). Este facto deve-se à redistribuição dos momentos flectores do meio vão para os apoios. Contudo, a redução e aumento do momento naqueles elementos, faz-se respectivamente até um máximo de 50min. Nesse instante, a redistribuição dos esforços para a viga superior deixa de se poder fazer satisfatoriamente por se atingir o limite de transferência pela formação de rótulas nos topos dos pilares do primeiro piso como se pode observar pela Figura 9.37. Esse fenómeno reflecte-

se na estabilização do valor do momento flector no elemento 12 como se observa na Figura 9.35.

9.4.4.3 - Esforços axiais

Apresenta-se na Figura 9.36 a variação do esforço axial nas vigas do primeiro e segundo pisos (respectivamente elementos 111 e 141, assinalados na Figura 9.31b). O esforço axial de compressão no primeiro piso, reflexo da dilatação restringida desta viga pelo remanescente pórtico é transferido ao longo do tempo para a viga do segundo piso. Enquanto que o aumento da compressão na viga do primeiro piso se dá sensivelmente até aos 45min o aumento das tracções na viga do segundo piso faz-se notar até aos 80min. A redução dos esforços de compressão na viga inferior a partir dos 45min é marcadamente influenciada pela degradação das características materiais.

As tracções na viga superior reduzem-se mais tarde porque, não estando sujeita à solicitação térmica, e estando integrada no pórtico, o efeito vem diferido face ao que se verifica na viga inferior. Particularmente, como se observou na Figura 9.31b), a viga no troço da direita e no primeiro piso está, pelo contrário, sujeita a tracções porque a deformada da viga é significativa.

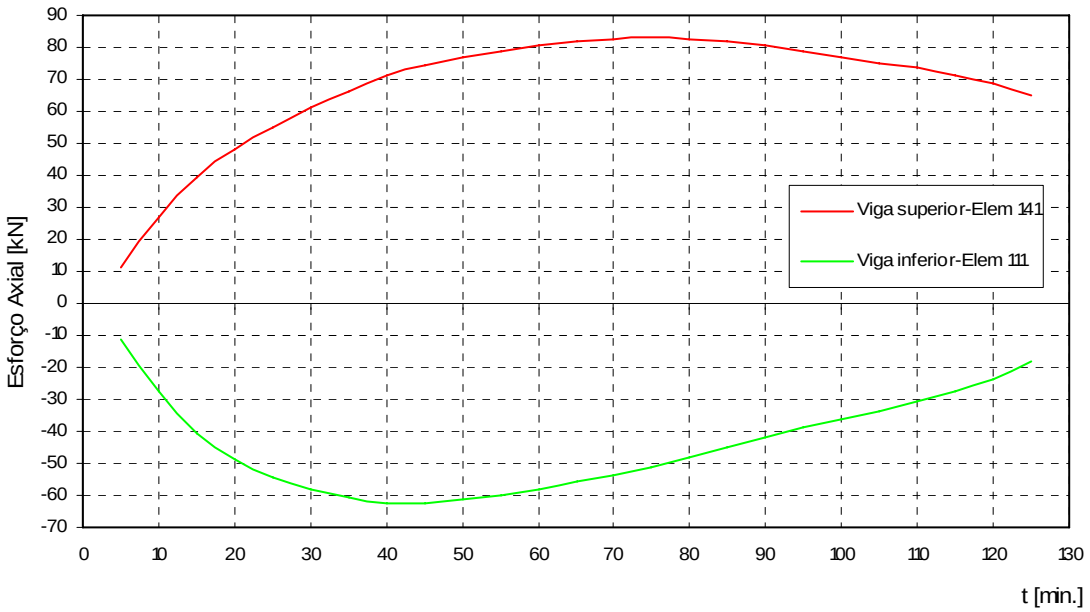


Fig. 9.36 – Variação no tempo do esforço axial nas vigas (elementos 111 e 141).

9.4.4.4 - Mecanismo de colapso

Com o aquecimento do pórtico ao nível do R/C, a viga mais solicitada, a do primeiro piso, sofre deformações tanto devido ao seu carregamento como ao aquecimento.

Ao fim de determinado tempo, distinto para cada caso, começam por se mobilizar rótulas plásticas nos topos superiores dos pilares extremos, seguindo-se a formação de rótulas nos extremos das vigas do primeiro piso e nas ligações da viga com os pilares. Posteriormente, formam-se as rótulas plásticas nos topos dos pilares extremos do primeiro piso e finalmente nas vigas do primeiro piso a meio dos seus tramos como se indica na Figura 9.37. O mecanismo de rotura ocorre quando se formam as duas últimas rótulas ao nível dos topos dos pilares do primeiro piso como se observa particularmente na Figura 9.38c) para o elemento 60.

A evolução das tensões nas armaduras das secções dos pilares e das vigas, como se observa respectivamente nas Figuras 9.38 e 9.39, permitem identificar as três situações típicas de formação de rótulas plásticas em função do aquecimento dos elementos em causa: a) aquecimento uniforme em todas as armaduras (pilares), b) não aquecimento (pilares e vigas); c) aquecimento distinto nas armaduras inferiores e superiores, respectivamente (vigas do primeiro piso). Representam-se naquelas duas figuras as secções extremas no que se refere à máxima mobilização de tensões nas suas armaduras, quer para os pilares, quer para as vigas, tendo no entanto sido feita uma análise aos restantes elementos sujeitos ou não a aquecimento, com secções potenciais na formação de rótulas plásticas.

Os pilares têm aquecimento em toda a sua envolvente com uma redução das características materiais semelhante em todos os varões e as vigas sujeitas a aquecimento em três das suas quatro faces têm uma redução menos acentuada das características dos dois varões superiores. Observa-se que, na Figura 9.38 relativa às tensões nas armaduras das secções dos extremos superiores dos pilares, apenas a secção do elemento 6 (Figura 9.38a), tem as características materiais fortemente alteradas ao longo do tempo por se situar no R/C e portanto corresponder a pilares sujeitos a incêndio.

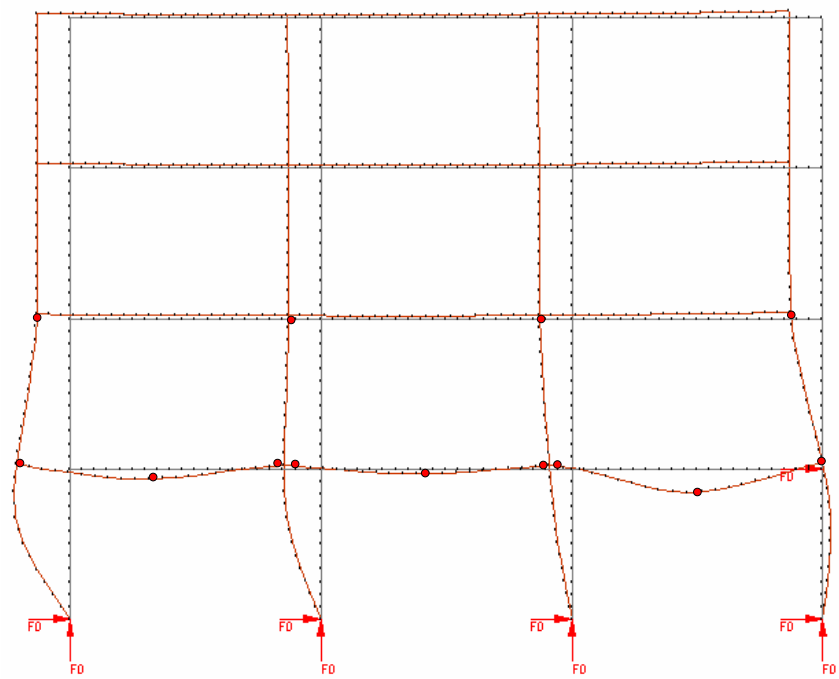
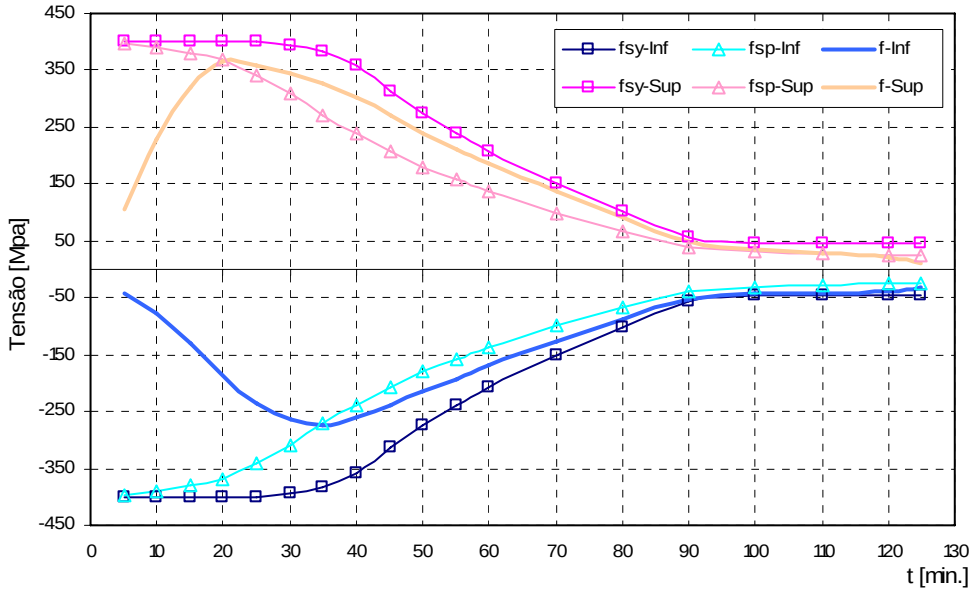
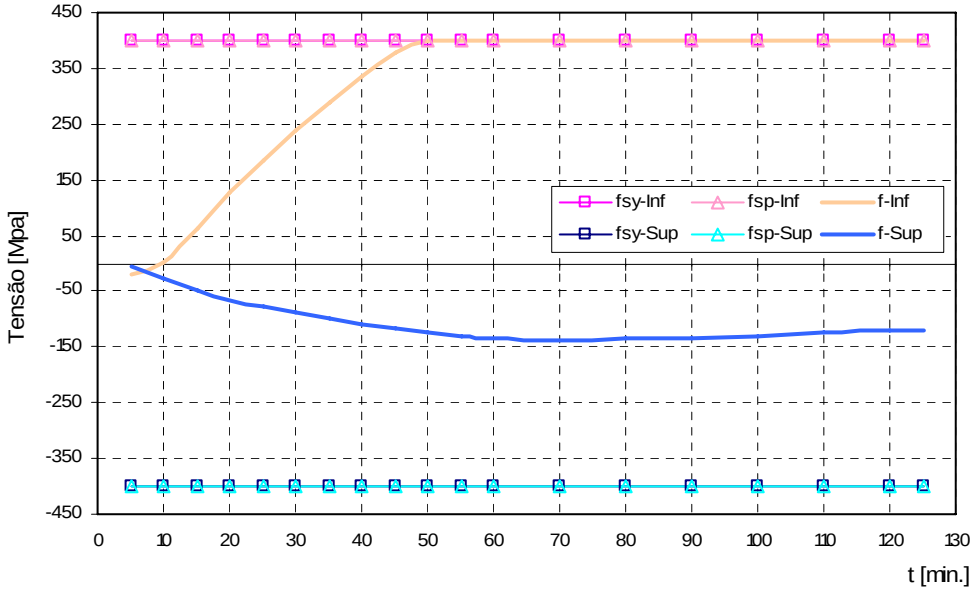


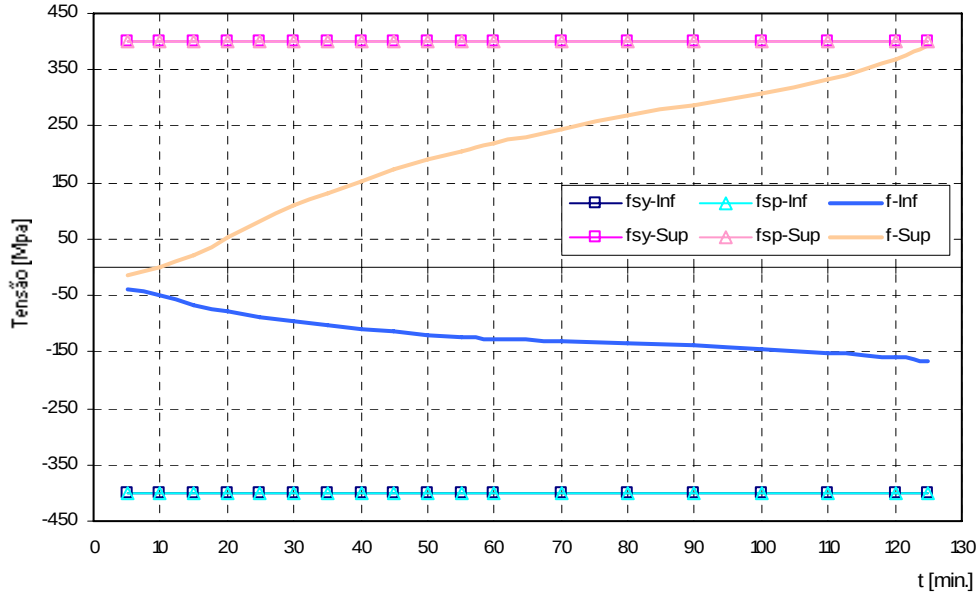
Fig. 9.37 – Mobilização de rótulas plásticas no pórtico.



a) Elemento 6

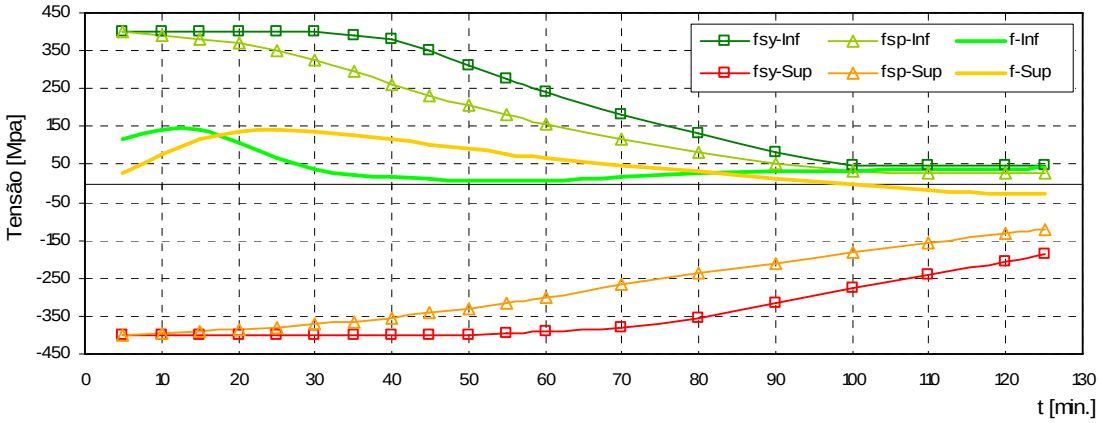


b) Elemento 12

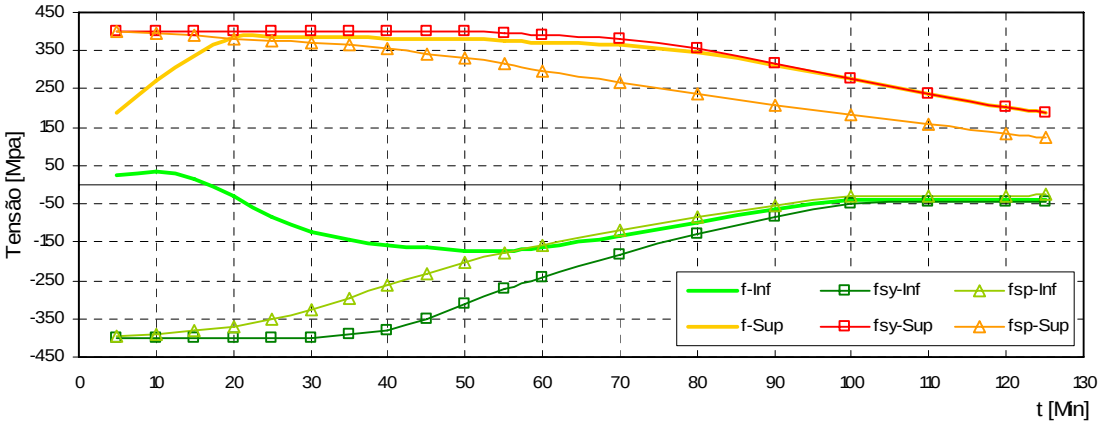


c) Elemento 60

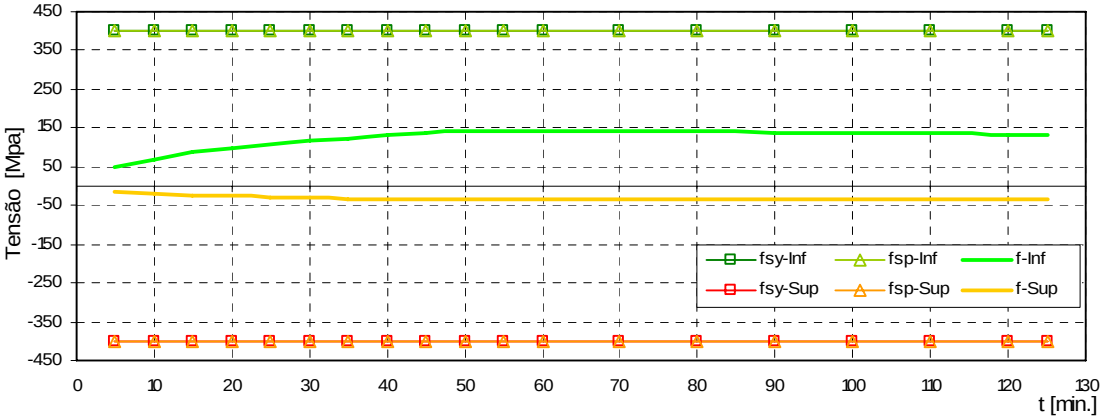
Fig. 9.38 – Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções dos pilares, próximas da ligação pilar-viga, nos elementos: a) 6, b) 12 e c) 60.



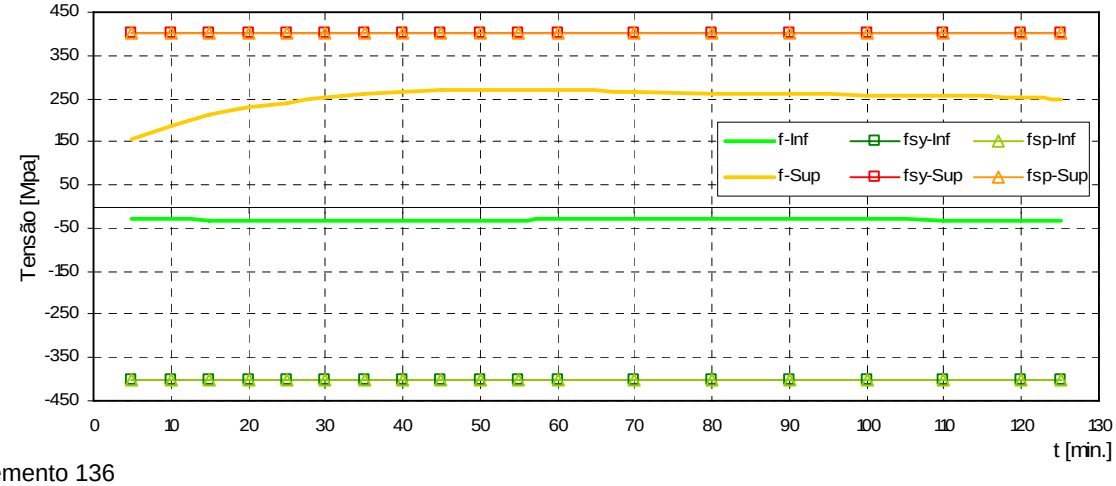
a) Elemento 101



b) Elemento 106



c) Elemento 129



d) Elemento 136

Fig. 9.39 – Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções das vigas, próximas da ligação pilar-viga, nos elementos: a) 101, b) 106, c) 129 e d) 136.

Naturalmente, tal não se verifica nas Figuras 9.38b) e 9.38c), relativas às secções dos pilares situados no segundo piso. Contudo, verifica-se que as tensões nas armaduras, nas secções dos elementos 12 e 60, atingem o valor da tensão de cedência respectivamente, aos 50 e125min, para uma temperatura ambiente. Quando se forma a rótula plástica no elemento 60, dá-se a formação do mecanismo de rotura.

Na Figura 9.39 observa-se a evolução das tensões nas armaduras das vigas em secções criteriosamente escolhidas. Observa-se claramente a formação da rótula plástica na viga junto à ligação com o pilar interior no elemento 106 (Figura 9.39b). Inicialmente, aos 20min a tensão das armaduras superiores aproxima-se muito da tensão de cedência, acontecendo o mesmo fenómeno aos 100min para as armaduras inferiores quando a tensão de cedência máxima já é só de 50MPa devido ao maior aquecimento das armaduras inferiores. Verifica-se naturalmente que para as armaduras superiores cujo efeito de aquecimento é menos intenso, as características materiais do aço apenas se reduzem no caso da tensão de cedência, até sensivelmente metade do valor original aos 125min.

Para os tramos extremos das vigas do primeiro piso, solicitadas mecânica e termicamente, apenas as armaduras inferiores das secções a meio vão entram em cedência a partir dos 100min (Figura 9.39a). Estas armaduras inferiores passam a trabalhar em regime elasto-plástico perto dos 100min, altura em que os valores da tensão de cedência e tensão limite de proporcionalidade quase coincidem. Porque a secção está sujeita a momentos flectores positivos e porque o efeito térmico é preponderante nas armaduras inferiores, as armaduras superiores nunca atingem, nem a tensão limite de proporcionalidade nem de cedência do aço. Antes pelo contrário, elas próprias até aos 90min ajudam a resistir aos momentos flectores positivos como se pode observar pelo sinal da tensão mobilizado nestas armaduras.

Verifica-se por outro lado, que nas vigas não sujeitas termicamente ao nível do segundo piso, e correspondentes a secções a meio vão ou na ligação aos pilares, cujos exemplos são os elementos 129 e 136 representados respectivamente, na Figura 9.39c) e Figura 9.39d), não se mobilizam tensões, sequer perto das tensões limite de proporcionalidade.

Conclui-se que o mecanismo de rotura da estrutura é então formado pelo conjunto de rótulas plásticas indicado na Figura 9.37, tornando a estrutura incapaz da absorver qualquer acréscimo de esforços, ou mais concretamente, resistir às acções que está submetida atendendo à contínua degradação das características materiais de alguns elementos sujeitos ao incêndio.

9.5 - Conclusões

Foram analisadas quatro estruturas tipo: dois pórticos simples e dois pórticos completos, dois constituintes da construção em túnel (laje e paredes de betão armado) e dois de estrutura reticulada vigas-pilares. As estruturas estão sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 ao nível

do R/C (e excepcionalmente para o pórtico completo em túnel, também num tramo do primeiro piso) tendo colapsado em instantes distintos, em função dos mecanismos de rotura mobilizados e que foram objecto de análise nos parágrafos precedentes.

As altas temperaturas do incêndio causam, em conjunto com a migração de esforços provenientes da acção gravítica em conjunto com as acções térmicas indirectas, a cedência do aço em secções particulares dos elementos estruturais constituintes dos pórticos, potenciando a formação de rótulas plásticas e alterando em consequência a tipologia da estrutura. Esta alteração faz reduzir drasticamente a capacidade de carga da nova estrutura tendo como consequência o colapso da estrutura.

Assim assiste-se à formação de quatro mecanismos de rotura, tantos quantas as estruturas, das quais se destacam os principais aspectos:

Pórtico 1: Pórtico simples em "túnel"

O colapso desta estrutura verifica-se ao fim de 91min quando se forma uma rótula plástica na ligação entre a laje e o topo da parede.

Verifica-se que o colapso da estrutura se dá para o exterior porque o colapso é muito dependente da resistência e rigidez da laje (que ao contrário de um elemento metálico, tem aqueles valores muito elevados). Independentemente da formação da rótula plástica no topo da parede, o pórtico só colapsará quando houver o esgotamento total das capacidades resistentes do aço em qualquer secção. Variando a tipologia do pórtico e a sua geometria, assim como dos elementos constituintes, três hipóteses de colapso podem ocorrer:

- Formação de uma rótula plástica na base da parede antes da formação de qualquer rótula na laje. O pórtico não colapsará antes da formação de um mecanismo através do aparecimento de rótulas na laje;
- Formação de duas rótulas plásticas na laje (antes da formação de uma rótula plástica na base da parede) provocando a deformação crescente da laje, "puxando" os painéis de parede para o interior. Este facto poderá eventualmente provocar a cedência das armaduras na base da parede formando-se a terceira rótula plástica, necessária à mobilização do mecanismo de rotura.
- Colapso da estrutura por encurvadura antes da formação de rótulas. Para que este ocorra, serão necessários valores de esbelteza elevados (um valor indicativo será maior que 100) para as paredes que constituem o pórtico.

A laje com determinado carregamento é responsável pelo comportamento de toda a estrutura. O processo de prevenir o colapso para o exterior passa por potenciar que o pórtico tenha restrição dos deslocamentos horizontais e ainda, potenciar que seja a laje, o elemento a reduzir a resistência ao fogo em primeiro lugar para que se processe o mecanismo de rotura desejável.

Pórtico 2: Pórtico em "túnel" - 4 tramos e 3 pisos

O colapso verifica-se ao fim de 72min quando se forma um conjunto de rótulas plásticas nas lajes, nas ligações entre as lajes do primeiro piso e o topo das paredes, rótulas plásticas nos topos das paredes extremas do pórtico e ainda, rótulas do segundo piso potenciadoras do desequilíbrio necessário ao colapso.

A estrutura analisada sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 colapsou pela mobilização de um mecanismo de rotura através da formação de rótulas plásticas nas lajes do primeiro piso e no topo das paredes extremas. E ainda de mais duas rótulas no piso seguinte devido ao desequilíbrio provocado pelo aquecimento de mais aquele tramo. As altas temperaturas do incêndio causam a cedência do aço das armaduras da laje, reduzindo a sua capacidade de carga. A formação daquelas rótulas têm como consequência o colapso da estrutura com as paredes do segundo piso a cairem para o seu interior quando por fim se formam as últimas rótulas nos topos dessas paredes.

Será necessário dar a devida importância às condições de restrição que as paredes frias adjacentes das aquecidas poderão desempenhar, de forma ao edifício ter o comportamento ao fogo mais desejável. Naturalmente que esta indicação sugere um estudo continuado daquele que se fez, sendo necessário num estudo posterior, analisar incêndios locais em estruturas tridimensionais.

Pórtico 3: Pórtico simples reticulado – 3 tramos

O colapso verifica-se ao fim de 141min quando se formam as duas rótulas plásticas na ligação entre a viga e o topo dos pilares e que, associadas às rótulas existentes na base dos pilares, formalizam o mecanismo de rotura.

O mecanismo de rotura surge claramente quando se forma a segunda rótula aos 140min. Quando ocorre a rotura (141min), a viga não se deforma o suficiente para arrastar o pilar para o interior. Formam-se duas rótulas na viga como se sugere na Figura 9.30. A acção da viga induz uma força horizontal nos topos dos pilares, a qual gera momentos flectores nos mesmos. A redução dos esforços nestas secções deve-se às reduções acentuadas das características materiais, havendo contudo uma transferência de esforços na estrutura, fazendo com que a formação da segunda rótula se dê mais tarde. Esta segunda rótula plástica, associada à rótula plástica entretanto formada no outro extremo da viga, na ligação com o pilar do pórtico, faz com que a estrutura se comporte como um mecanismo e portanto ocorra a rotura.

Pórtico 4: Pórtico completo reticulado - 3 tramos e 4 pisos

O colapso verifica-se ao fim de 131min quando se formam um conjunto de rótulas plásticas capazes de formar o mecanismo de rotura. As rótulas plásticas começam por se formar nas vigas, nas ligações entre a viga e o topo dos pilares no primeiro piso, seguindo-se a formação das rótulas a meio vão das vigas nos tramos extremos do primeiro piso. O colapso ocorre

quando a redistribuição de esforços leva à formação de rótulas nos topos dos pilares do 2º piso.

9.6 – Recomendações para a prática de projecto

O comportamento ao fogo das lajes e vigas condiciona o comportamento da totalidade da estrutura, sendo portanto necessário dar particular atenção a estes elementos estruturais horizontais. Verificou-se igualmente a importância a dar à restrição aos deslocamentos horizontais do pórtico, pelo que é fundamental preservar a compartimentação do incêndio no edifício.

9.7 – Referências bibliográficas

[1] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Feu*", Organisation Internationale de Normalisation. Norme Internationale. Genève, Switzerland.

[2] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules – Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[3] EN 1990, (July 2001), "*Eurocode - Basis of Structural Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

Capítulo 10

SINTESE, CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

Capítulo 10

SINTESE, CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

10.1 - Considerações gerais

A presente dissertação teve como objectivo fundamental o desenvolvimento de modelos computacionais baseados nos métodos simplificados, indicados no Eurocódigo 2 Parte 1-1, [1] e Parte 1-2, [2], destinados ao estudo do comportamento térmico e termo-mecânico dos elementos estruturais de betão armado dos edifícios sujeitos à acção do incêndio.

Como se referiu, uma das alterações mais profundas que decorre da análise de segurança contra incêndios vem do desenvolvimento de modelos numéricos e em particular dos modelos que definem a resposta térmica dos elementos estruturais e modelos de análise da capacidade resistente de estruturas sujeitas a incêndio. Esses modelos necessitam ainda de um maior esforço de investigação porque alguns deles, como é o caso de modelos aplicados ao betão armado encontram-se ainda em fase inicial.

Para uma percepção mais clara do que foi realizado, enumeram-se os principais aspectos considerados:

- Enquadramento do objectivo nas tendências internacionais e nacionais;
- Condicionalismos exigênciais da regulamentação;
- Métodos de determinação das características térmicas e especificações dos materiais quando sujeitos a incêndio;
- Modelos de comportamento mecânico dos elementos estruturais de betão e principais factores condicionantes desse comportamento;
- Especificidades dos modelos de comportamento e numéricos dos elementos estruturais quando sujeitos à acção do incêndio;

Tendo em vista a concretização deste trabalho foi necessário desenvolver programas computacionais com as possibilidades que, seguidamente, em síntese, se enumeram:

- Análise de transmissão de calor por condução (através do programa SAFIR);
- Utilização das propriedades dos materiais variáveis com a temperatura;
- Obtenção da evolução no tempo dos campos de temperaturas, de tensões e de deformações;
- Validação dos modelos numéricos através da comparação dos resultados obtidos com os resultados de exemplos publicados nas revistas da especialidade;

Por último refira-se que os programas desenvolvidos foram implementados num PC, Pentium 4 CPU a 2,80GHz e 512Mb de RAM.

As principais dificuldades do trabalho prenderam-se sobretudo com os seguintes aspectos:

- Carácter lato dos objectivos do trabalho que obrigou a abordar diferentes domínios, nem sempre com a profundidade que os mesmos requereriam;
- A discretização fina dos elementos adoptada no modelo de simulação numérica, requer um tempo de cálculo considerável;
- A execução de alguns exemplos numéricos é influenciada por múltiplos aspectos que têm que ser cuidadosamente avaliados e seriados por forma a despistar a sua influência e interpretar correctamente os resultados obtidos;

Pensa-se que os aspectos positivos do trabalho são:

- Contribuir para uma visão integrada de alguns dos aspectos essenciais do comportamento ao fogo das estruturas de betão aos efeitos do incêndio;
- Corresponder às preocupações de alguns sectores da construção que entende que a segurança passiva contra incêndio dos edifícios tem um peso social, económico e funcional significativo na construção actual, devendo ser objecto de maior atenção;
- Verificar que é possível, recorrendo aos modelos numéricos desenvolvidos, avaliar a capacidade resistente dos vários tipos de elementos estruturais de betão sujeitos a incêndio, mesmo que menos usuais, e verificar a satisfação das exigências legais correspondentes aplicáveis ao nosso País e enquanto enquadrado nas directivas legais da União Europeia;
- Constatar que é possível melhorar de forma não desprezável a avaliação do comportamento térmico e mecânico dos elementos estruturais de betão recorrendo a modelos numéricos mais sofisticados, ainda que no âmbito dos métodos simplificados de cálculo.

10.2 - Conclusões

10.2.1 - Análise geral do trabalho

Tal como referiu Brian, [3] na interacção dos métodos de cálculo com os regulamentos exigênciais devem ser integrados três aspectos nos quais se salienta a necessidade de criar documentos como por exemplo: ”Prática da Engenharia para o Cálculo da Resistência Estrutural Contra Incêndio”. Neste documento deveria ser indicado o processo de análise mais adequado atendendo à estrutura, deveriam ser incluídas as propriedades dos materiais, referidas as dimensões mínimas dos vários elementos estruturais, estabelecer orientações específicas de cálculo para estruturas especiais, indicar potenciais temperaturas de colapso, avaliar o efeito da protecção passiva ao fogo, estabelecer procedimentos analíticos, etc. Se for convenientemente desenvolvido, este documento pode fornecer a informação necessária para efectuar o cálculo da resistência estrutural ao fogo. A intenção deste trabalho foi a de desenvolver um método que permita fornecer um modelo analítico, possível de ser referenciado por um documento como aquele.

10.2.2 - Análise do comportamento de Lajes

Um estudo numérico foi realizado com o propósito de identificar os principais mecanismos de comportamento de um sistema de laje de betão armado exposto inferiormente a um incêndio. Foram avaliados vários níveis de restrição à dilatação longitudinal da laje, quanto ao seu posicionamento e quando à rigidez axial, e até à flexão, da mola considerada nos apoios. Complementarmente, consideraram-se elementos contínuos com dois e três tramos, para níveis de restrição longitudinal correspondentes aos considerados nas análises das lajes com um tramo. As principais conclusões são as que se enunciam nos parágrafos seguintes.

10.2.2.1 - Geral

● A modulação numérica de pavimentos de betão armado com restrição ao nível dos seus apoios é difícil devido à baixa informação que se tem do sistema fronteira das lajes na construção actual. Especialmente aquela que diz respeito à altura na secção para a qual se geram forças de restrição à dilatação, podendo inclusivé mudar o seu posicionamento durante o incêndio. Outra dificuldade é a encontrada na modelação numérica causada pela interrupção dos cálculos devido aos elevados níveis de tensão de compressão atingidos.

10.2.2.2 - Lajes com restrição axial longitudinal total (rotação nos apoios)

● O comportamento das lajes sujeitas a restrição longitudinal é muito sensível à localização da designada linha de restrição e do grau de restrição horizontal promovida.

● Para as lajes analisadas neste estudo, a restrição axial é benéfica desde que a linha de restrição se encontre nos 50mm inferiores da laje. As deformações destas lajes são pequenas e invertidas para cima.

● Se a força de restrição à dilatação se localizar acima do valor de 50mm, as deformações são grandes (*L/20*), sendo gerada uma força de tracção tardiamente durante o incêndio.

● Se estas forças axiais de tracção não puderem ser suportadas pelos apoios, a laje entra em ruína mais cedo que uma laje simplesmente apoiada.

10.2.2.3 - Lajes com restrição axial longitudinal parcial (rotação nos apoios)

● A força de restrição axial gerada durante o incêndio é fortemente dependente da rigidez axial do sistema de apoio. Uma rigidez alta produz forças de restrição elevadas.

● Para as lajes analisadas, com a linha de restrição a 50mm de altura da face inferior, exposta ao incêndio, é necessário pelo menos uma rigidez axial de 50% do valor da laje, para incrementar a resistência à flexão da laje.

● Se a rigidez axial é inferir a 50% do valor referência que é a própria laje, ela deforma como uma laje simplesmente apoiada gerando-se inclusive tensões axiais de tracção na laje.

10.2.2.4 - Lajes com restrição total à rotação e axial longitudinal parcial

● Lajes com restrição total à rotação têm melhor resistência ao fogo que as simplesmente apoiadas e têm menores deformações que lajes com apoios com liberdade à rotação.

● Para lajes com rigidez axial superior a 25%, as deformações são menores do que as sem qualquer rigidez axial em que as deformadas atingem um valor de *L/60*.

● Se as lajes têm uma rigidez axial superior a 25%, as lajes atingem a rotura formando inicialmente uma rótula a meio vão seguindo-se por outras duas rótulas plásticas nos apoios. O tempo para o qual atingem a rotura diminui com o aumento da rigidez axial da mola no apoio.

● Para rigidez inferior a 5%, formam-se cedo as rótulas nos apoios resultando enormes deformações devido à curvatura térmica. Contudo, estas lajes não colapsam porque não chega a formar-se a terceira rótula plástica a meio vão.

10.2.2.5 - Recomendações para projecto e execução de lajes

Enumeram-se as seguintes recomendações para projecto e execução de lajes:

● Para lajes com possibilidade de rotação nos apoios, alguma armadura inferior deverá ser ancorada nos apoios para evitar roturas catastróficas devido a deformações excessivas. Armaduras dúcteis deverão ser utilizadas para que estas absorvam grandes rotações nos apoios. A sua quantidade deverá ser calculada, baseada na redução da resistência devido aos efeitos da temperatura.

● Para lajes contínuas, as armaduras superiores nos apoios não devem ser excessivamente reduzidas para permitir a redistribuição dos momentos flectores e permitir em consequência uma maior resistência ao fogo das lajes.

● A redução da armadura superior nos apoios deve ser determinada a partir dos momentos flectores negativos calculados na análise numérica com SAFIR.

● O projectista deverá ainda considerar o efeito das forças de restrição longitudinal promovidas pelos elementos vizinhos aquecidos da estrutura vizinha.

10.2.2.6 - Recomendações para investigação futura relativamente a lajes

O autor sugere algumas ideias para investigação futura, nomeadamente a consideração de:

● Os efeitos promovidos por vários arranjos e reduções de armadura (superior e inferior) ao longo da peça na resistência ao fogo, devido sobretudo à quantidade de redistribuição de momento conseguida durante a exposição ao incêndio.

● O comportamento das lajes quando sujeitas a condições realistas dos apoios e sob cargas assimétricas.

10.2.3 - Análise do comportamento de Vigas

Depois das análises efectuadas neste trabalho e no que se refere especificamente às vigas recomenda-se o investimento em esforço de investigação no desenvolvimento ou melhoria dos métodos simplificados de cálculo, especificamente SimFIRb. De qualquer modo são métodos de determinação da redução da resistência de elementos estruturais que têm uma utilização prática havendo necessidade de completar a sua área de validade.

Por outro lado, em vez de uma análise estrutural de elementos simples de viga através da secção, se se avaliar ao nível do elemento, os resultados poderão ser mais ou menos do lado da segurança dependendo das condições de fronteira dos elementos.

As conclusões são explicitadas pela mesma ordem pelas quais foram abordadas, isto é, através das análises ao nível da secção e ao nível do elemento, tendo subjacentes abordagens numéricas e metodológicas de diferente natureza. Para além das conclusões indicam-se ainda

algumas recomendações para projecto e execução de vigas e algumas recomendações que dão continuidade à investigação aqui realizada e passíveis de seguir numa investigação futura. As conclusões que se podem tirar do estudo realizado são referidas nos parágrafos seguintes.

10.2.3.1 – Análise ao nível da secção

● Os métodos da Isotérmica dos 500ºC e Zona dão razoáveis resultados para secções sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 exposto em zonas de tracção e compressão, sendo contudo, não conservativos;

● O método simplificado de cálculo desenvolvido SimFIRb, permite uma abordagem simples e consistente sendo suficientemente preciso e útil quando comparado com os método avançado de cálculo;

● O método de Zona, para o cálculo da redução da secção permite considerar a curva de redução da resistência, pois o método baseia-se na distribuição de resistência e rigidez da secção exposta ao incêndio;

● O método da Isotérmica dos 500ºC foi originalmente desenvolvido para betões siliciosos correntes mas pode-se modificar para aplicar a outros tipos de betão;

● O desvio do momento flector resistente das secções é aceitável para aqueles em que se passa de secção normal para sobre armada devido ao incêndio na zona de compressão.

10.2.3.2 – Análise ao nível do elemento

Um estudo numérico com o SAFIR foi realizado com o propósito de identificar os principais mecanismos de comportamento de uma de viga de betão armado exposta lateral e inferiormente ao incêndio ISO 834. Foram avaliados vários níveis de restrição à dilatação longitudinal da viga, quanto ao seu posicionamento e quando à rigidez da mola considerada. Considerou-se ainda vários níveis de rigidez à flexão nos apoios. Complementarmente, consideraram-se elementos contínuos com dois e três vãos para níveis de restrição longitudinal correspondentes à rigidez axial de um vão. As principais conclusões retiradas dos estudos são as apresentadas nos parágrafos seguintes.

10.2.3.2.1 – Geral

● A modulação numérica de pavimentos de betão armado com restrições ao nível dos seus apoios é difícil devido à baixa informação que se tem do sistema fronteira das vigas na construção actual, especialmente aquela que diz respeito à altura na secção para a qual se

geram forças de restrição à dilatação, podendo inclusive mudar o seu posicionamento durante o incêndio. Outra dificuldade é a encontrada na modelação numérica causada pela interrupção dos cálculos devido aos elevados níveis de tensão de compressão atingidos.

10.2.3.2.2 - Vigas com restrição axial longitudinal total (rotação nos apoios)

● O comportamento das vigas sujeitas a restrição longitudinal é muito sensível à localização da linha de restrição e do grau de restrição horizontal promovida.

● Para as vigas analisadas neste estudo, a restrição axial é benéfica para a viga desde que a linha de restrição se encontre no quarto inferior da altura da viga. As deformações destas vigas são pequenas e em sentido contrário ao da gravidade.

● Se a força de restrição à dilatação é localizada superiormente aquele valor de 1/4h, as deformações são grandes (*L/20*), com forças de tracção geradas tardiamente durante o incêndio.

● Se estas forças axiais de tracção não puderem ser suportadas pelos apoios, a viga entra em ruína mais cedo que uma viga simplesmente apoiada.

10.2.3.2.3 - Vigas com restrição axial longitudinal parcial (rotação nos apoios)

● A força de restrição axial gerada durante o incêndio é fortemente dependente da rigidez axial do sistema de apoio. Rigidez alta produz forças de restrição elevadas.

● Para as vigas analisadas, com a linha de restrição a 1/4h da face inferior, exposta ao incêndio, é necessário pelo menos uma rigidez axial de 50% para incrementar a resistência à flexão da viga.

● Se a rigidez axial é inferior a 50%, ela deforma como uma viga simplesmente apoiada gerando-se tensões axiais de tracção.

10.2.3.2.4 - Vigas com restrição total à rotação e axial longitudinal parcial

● Vigas com restrição total à rotação têm melhor resistência ao fogo que as simplesmente apoiadas e têm menores deformações que as equivalentes com apoios com liberdade à rotação.

● Para vigas com rigidez axial superior a 25%, as deformações são menores do que as sem qualquer rigidez axial em que as flechas atingem um valor de *L/60*.

● Se as vigas têm uma rigidez axial superior a 25%, estas atingem a rotura formando inicialmente uma rótula a meio vão seguindo-se por outras duas rótulas plásticas nos apoios. O tempo para o qual se atinge a rotura diminui com o aumento da rigidez axial da mola considerada no apoio.

● Para uma rigidez axial da mola inferior a 5%, formam-se rótulas nos apoios cedo, resultando em conjunto com curvatura térmica, grandes deformações. Contudo, estas vigas não colapsam porque não chega a formar-se a terceira rótula plástica a meio vão.

10.2.3.3 - Recomendações para projecto e execução de vigas

Enumeram-se as seguintes recomendações para projecto e execução de vigas:

● Para vigas com possibilidade de rotação nos apoios, alguma armadura inferior deverá ser ancorada nos apoios para evitar roturas catastróficas devido a deformações excessivas. Armaduras dúcteis deverão ser utilizadas para que estas absorvam grandes rotações nos apoios. A sua quantidade deverá ser calculada baseada na redução da resistência devido aos efeitos da temperatura.

● Para vigas contínuas, as armaduras superiores nos apoios não devem ser excessivamente reduzidas para permitir a redistribuição dos momentos flectores e permitir em consequência uma maior resistência ao fogo das vigas.

● A redução da armadura superior nos apoios deve ser determinada a partir dos momentos flectores negativos calculados na análise numérica com SAFIR.

● O projectista deverá ainda considerar o efeito das forças de restrição longitudinal promovidas pelos elementos vizinhos aquecidos da estrutura vizinha.

10.2.3.4 - Recomendações para investigação futura

O autor sugere algumas recomendações para investigação, nomeadamente a consideração de:

● Os efeitos promovidos por vários arranjos e reduções de armadura (superior e inferior) ao longo da peça na resistência ao fogo, devido sobretudo à quantidade de redistribuição de momento flector conseguida durante a exposição ao incêndio.

● O comportamento das vigas quando sujeitas a condições realistas dos apoios e sob cargas assimétricas.

10.2.4 - Análise do comportamento de Paredes

Este trabalho permitiu analisar o comportamento de paredes de betão isoladas ou inseridas em estruturas mais complexas. Assumiu-se que as paredes estavam encastradas na sua base e que nenhum pilar se lhe encontrava acoplado.

A análise foi realizada com o modelo desenvolvido SimFIRb e com o SAFIR. O objectivo da análise envolveu o comportamento de paredes simplesmente encastradas, paredes encastradas com um apoio e paredes acopladas com lajes.

O comportamento das paredes de betão é muito sensível à relação de esbelteza das mesmas. Paredes com elevados valores de esbeltezas apresentam grandes deformações quando expostas ao incêndio numa das faces. As deformações, devidas tanto à curvatura por efeito térmico como aos efeitos de segunda ordem, geram o colapso da parede para o exterior se esta não tiver suficiente resistência à flexão na base ou se as fundações não resistirem ao momento derrubador.

10.2.4.1 - Paredes encastradas

Se os painéis de parede não tiverem efectivamente ligados a uma estrutura estabilizadora deverão ser tomadas as seguintes medidas para evitar a curvatura térmica:

- Realizar pilares intermédios fixados às paredes;
- Aumentar a espessura das paredes;
- Aumentar a quantidade de armadura das paredes.

10.2.4.2 - Paredes encastradas na base e apoiadas no topo

Os painéis de parede não experimentam grandes deformações fora do seu plano quando estão sujeitas ao incêndio numa das suas faces. As paredes deformam-se em direcção ao posicionamento do fogo formando uma rótula plástica na base. Depois da formação da rótula plástica na base da parede e acompanhada por uma significativa fendilhação, as paredes podem sofrer encurvadura devido ao seu peso próprio. Paredes mais esbeltas têm maiores deformações fora do seu plano e resistem menos tempo que paredes menos esbeltas. Estas últimas por seu lado impõem maiores forças horizontais à estrutura que providencia o apoio.

10.2.4.3 - Paredes e lajes acopladas

Paredes simplesmente encastradas resistem exclusivamente devido à sua resistência à flexão.

Se as paredes estão acopladas a uma laje que actua como um diafragma, as paredes colapsam para o interior da estrutura sem sofrerem encurvadura, para uma situação de restrição horizontal total. Estudos paramétricos poderão permitir tirar a conclusão que o fenómeno de encurvadura só ocorra para paredes com esbeltezas muito altas (maiores que 100). O efeito do incêndio causa o surgimento de rótulas plásticas na laje. Assim, sucede o surgimento de uma nova rótula plástica na base da parede até que a laje puxe a parede para o interior colapsando a estrutura através dum mecanismo de rotura. Assim, é desejável que o elemento menos resistente ao fogo seja a laje para que o colapso não seja para o exterior, prevenindo simultaneamente que o colapso ocorra por encurvadura dos painéis de parede.

10.2.4.4 - Recomendações de projecto

O projecto de painéis de parede em edifícios deverá ser acompanhado pela realização de elementos estruturais que promovam uma acção de diafragma para se garantir o essencial bom comportamento da estrutura durante o incêndio. Simultaneamente não haverá vantagem na maior resistência ao fogo da laje porque pode permitir o atraso do colapso da estrutura possibilitando o surgimento do fenómeno de encurvadura das paredes ou um modo de rotura indesejável para o exterior.

As ligações deverão ser detalhadas e projectadas para resistir às forças e momentos flectores devidos aos efeitos de curvatura térmica das paredes. Mesmo que a parede esteja dimensionada para resistir a grandes deformações e momentos flectores, poderá colapsar se as ligações da sua base cederem ou se o sistema de fundação for insuficiente para absorver o momento derrubador.

10.2.5 - Análise do comportamento de Pilares

Para pilares, exceptuando o método de Hertz, todos os resultados obtidos por outros autores estão do lado da não segurança. Uma possível comparação do método dos valores tabelados da EN 1992-1-2, [2] com os 45 ensaios laboratoriais de Hass mostra que a avaliação é geralmente feita do lado da não segurança, Hertz, [4]. Uma simples avaliação qualitativa dos resultados pode ser vistos na Figura 10.1.

A questão a colocar actualmente é a seguinte: como se pode utilizar a informação gerada, nomeadamente, os conhecimentos tecnológicos alcançados e a compilação formatada de dados relativamente a elementos estruturais de betão, nos cálculos de avaliação de resistência das estruturas? Até à data seria admissível como resposta, a utilização de métodos simplificados de cálculo. Parece, agora mais do que nunca que esses métodos podem ser mais desenvolvidos e estabelecer um conjunto de modelos numéricos para estruturas expostas ao fogo ao nível de projecto. A utilização conjunta com os modelos estruturais poderão

optimizar a avaliação em projecto de estruturas sujeitas a incêndio garantindo altos níveis de segurança.

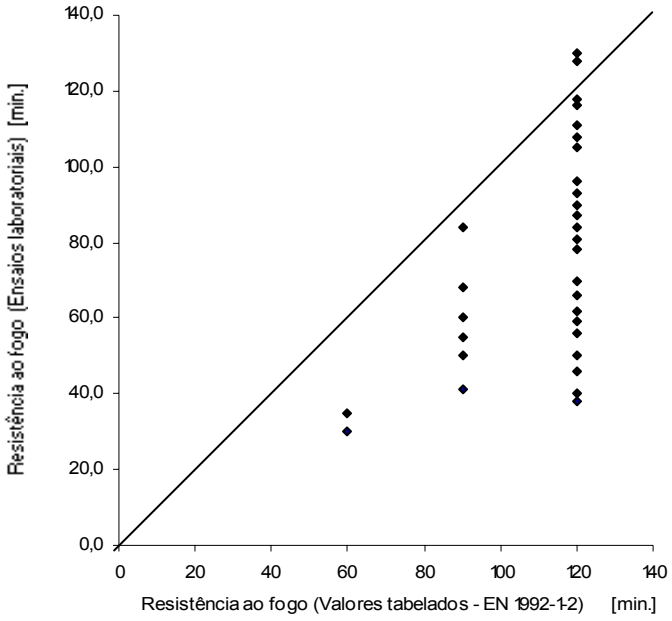


Fig. 10.1 – Comparação do método dos valores tabelados EN 1992-1-2, [2] com ensaios laboratoriais à escala natural de pilares, Hertz, [4].

As principais conclusões que se podem tirar são referidas nos parágrafos seguintes.

10.2.5.1 - Conclusões base

(i) É de referir que, especialmente em pilares esbeltos, os efeitos da não linearidade geométrica a altas temperaturas são bem mais importantes que a 20ºC.

(ii) Quanto aos pilares integrados em estruturas, a restrição à livre dilatação térmica passa a ter um efeito desfavorável, aumentando as forças de compressão a que aqueles elementos já se encontravam submetidos. Estas forças de restrição vão-se tornando menores à medida que o incêndio progride, em consequência de fenómenos de fluência e relaxação. Por outro lado, o aquecimento diferencial dos elementos vizinhos ao pilar introduz momentos flectores indesejáveis, o que pode inclusivamente conduzir a que, armaduras inicialmente comprimidas, passem a trabalhar à tracção. Não parece razoável dimensionar os pilares para resistir a tais efeitos, mas uma boa compartimentação e juntas de dilatação adequadas podem reduzir as consequências dos efeitos induzidos pela não linearidade.

10.2.5.2 - Método Simplificado

(iii) A formulação que a própria EN 1992-1-1, [2] indica para uma temperatura ambiente, e que depois de convenientemente adaptada pelo autor à especificidade de solicitação térmica (SimFIRc), potenciou resultados que se mostraram à altura dos modelos avançados de cálculo (SAFIR). Com a particularidade de apresentar resultados conservativos na generalidade das situações. Foram aqui introduzidas várias alterações promovidas pelo autor. Os cálculos efectuados mostraram a utilização adequada daquele método para uma gama razoavelmente alargada dos parâmetros principais, definidores do comportamento ao fogo dos pilares.

(iv) O cálculo simplificado é realizado à custa de uma metodologia cuja principal vantagem é a de abordar situações distintas daquelas que se consideram nos métodos Tabelados. O autor decidiu conjugar várias metodologias indicadas nos Eurocódigos mantendo um equilíbrio razoável da sofisticação do cálculo em todas as fases. Foi criada uma ferramenta, SimFIRc relativamente simples e poderosa que fornecem resultados do lado da segurança.

(v) É fundamental avaliar a redução das características mecânicas (resistência e rigidez) do betão com a temperatura na aplicação do método simplificado, SimFIRc.

(vi) O método baseado na estimativa da curvatura não apresenta bons resultados.

(vii) A análise de sensibilidade da fluência permitiu concluir a sua pequena influência nos resultados, pois o efeito redutor das características resistentes e elásticas do betão (E_{cd}) é prevalecente. Não se trata de um parâmetro a ser considerado em projecto já que a fluência depende do tempo.

(viii) O método simplificado de projecto aqui desenvolvido, dá um grande passo qualitativo e quantitativo e na aproximação dos resultados obtidos por modelos complexos e outros simplificados utilizados até à data, Rigberth, [5]. Parece agora fazer sentido estender o estudo, aqui realizado, a outras situações de incêndio avaliando a capacidade do método desenvolvido;

(ix) Parece fazer sentido proceder-se futuramente ao estudo que contemple a consideração das extensões máximas para o betão diferentes das tomadas como base, embora se tenha feito uma primeira abordagem neste trabalho. Estudos de sensibilidade deverão ser realizados principalmente para pilares pouco esbeltos e pouco armados (nos quais a componente betão é maior na resistência da secção).

10.2.5.3 - Estudo paramétrico – Comportamento ao fogo

(x) **Altura dos pilares** - A consideração da altura do pilar é sem dúvida o parâmetro mais condicionador do comportamento global do pilar, e em particular quando

sujeito a incêndio devido ao efeito potenciador deste no efeito de segunda ordem devido ao incremento crescente da esbelteza com o tempo. Verifica-se naturalmente que quando a altura do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente diminui para uma resistência à flexão equivalente. Ou seja, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui.

(xi) **Quantidade de armadura** - A quantidade de armadura é o segundo parâmetro mais importante na definição final da resistência dos pilares quando sujeito ao incêndio. Verifica-se naturalmente que quando a área de armadura na secção do pilar aumenta, a resistência ao fogo correspondente aumenta, para uma resistência à flexão igualmente superior. Consequentemente, o tempo necessário para se atingir o limite da resistência da secção e se formar uma rótula plástica a meia altura do pilar diminui. A segunda conclusão a tirar é a que o contributo do aço na resistência da secção é mais importante para as fases iniciais do incêndio, perdendo-se praticamente esse efeito aos 120min. A resistência à flexão pura aumenta enormemente para maiores quantidades de armadura, chegando aos 90min ser superior quando com armaduras de 25mm, quando se compara com a resistência à flexão simples da secção aos 30min com armaduras de 12mm. O efeito da distribuição da armadura na secção é responsável por uma acréscimo de ductilidade da peça, isto é, o desenvolvimento da deformação da peça dá-se por um período de tempo superior ajudando a prever a proximidade da rotura. A diferenciação das características resistentes do aço quando as extensões são superiores, ou não, a 0,02% faz-se notar mais nas secções mais armadas.

(xii) **Recobrimento das armaduras** - O efeito de recobrimento das armaduras faz-se sentir muitissimo na redução da temperatura das armaduras. Independentemente do instante da análise, o recobrimento é potenciador da capacidade de carga de um pilar quando sujeito a incêndio. O estudo do recobrimento da armadura é muito pertinente na avaliação da resistência ao fogo de pilares porque a consideração de maiores recobrimentos tem efeitos opostos. Por um lado protege a armadura do efeito térmico mas por outro, permite uma menor mobilização de resistência à flexão. A mais valia da protecção térmica das armaduras é maior que a menos valia da resistência à flexão devido à diminuição do braço da parcela de momento flector resistente relativo às armaduras. Apesar da razoável variação das características mecânicas do aço em função da sua temperatura, o domínio resistente da secção de betão armado não se altera significativamente Contudo, o efeito da temperatura nas características materiais faz-se repercutir mais no modelo não linear geométrico. Observa-se um decréscimo significativo do esforço axial mobilizável, à medida que o recobrimento das armaduras diminui. Se a esse facto associar-se a redução do domínio resistente da secção na zona prevalecente de flexão, onde as discrepâncias da resistência são mais acentuadas, então os valores finais podem vir significativamente afectados. A solicitação mecânica e térmica acoplada são tão

severas quando se considera excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar que o efeito do recobrimento (para uma precisão de 2min no cálculo) não se traduz em qualquer diferença na resistência ao fogo. Em contrapartida, para uma carga axial aplicada sem excentricidade, a variação da resistência ao fogo ainda é significativa quando se aumenta o recobrimento das armaduras de 3 para 4cm. Se se adoptar a temperatura para o centro da armadura num ábaco de isotérmicas só de betão, os valores tomados são conservativos mas muito próximos de uma avaliação mais rigorosa;

(xiii) **Acção térmica** – A situação termo-mecânica mais gravosa corresponde sempre a considerar a secção do pilar com todo o seu perímetro sujeito a incêndio. Para uma situação distinta desta, verifica-se um acréscimo da resistência na secção assim como uma não existência da situação de compressão simples. Isto para aqueles limites considerados para as extensões máximas na secção. Esta situação, apesar de potenciar um momento flector de segunda ordem superior devido ao efeito conjugado da não linearidade geométrica com o promovido pelo gradiente térmico na secção, leva a se obter resistências ao fogo superiores para o pilar. Aliás, francamente distintas para instantes de tempo maiores. Logicamente que a parte da secção menos solicitada termicamente pesará mais relativamente ao seu todo. Refira-se contudo a manutenção de resultados conservativos do método simplificado desenvolvido, SimFIRc, e em perfeita consonância com os resultados obtidos pelo SAFIR;

(xiv) **Excentricidade da carga no topo do pilar** – O efeito da excentricidade na aplicação da carga no topo do pilar é excepcionalmente penalizador na diminuição da resistência o fogo dos pilares.

10.2.6 - Análise do comportamento de Pórticos

O capítulo da análise do comportamento ao fogo dos pórticos é o corolário dos estudos precedentes tendo-se retirado algumas conclusões específicas para os pórticos analisados.

10.2.6.1 - Pórtico 1: Pórtico simples em “túnel”

Verifica-se que o colapso da estrutura se dá para o exterior porque este é muito dependente da resistência e rigidez da laje. Independentemente da formação da rótula plástica no topo da parede, o pórtico só colapsará quando houver o esgotamento total da capacidade resistente do aço em qualquer secção. Variando a tipologia do pórtico e a sua geometria, assim como dos elementos constituintes, três hipóteses de colapso podem ocorrer:

- Formação de uma rótula plástica na base da parede antes da formação de qualquer rótula na laje. O pórtico não colapsará antes da formação de um mecanismo através do aparecimento de rótulas na laje;

- Formação de duas rótulas plásticas na laje (antes da formação de uma rótula plástica na base da parede) provocando a deformação crescente da laje, “puxando” os painéis de parede para o interior. Este facto poderá eventualmente provocar a cedência das armaduras na base da parede formando-se a terceira rótula plástica, necessária à mobilização do mecanismo de rotura.

- Colapso da estrutura por encurvadura antes da formação de rótulas. Para que este ocorra, serão necessários valores de esbelteza elevados (um valor indicativo será maior que 100) para as paredes que constituem o pórtico.

A laje com determinado carregamento é responsável pelo comportamento de toda a estrutura. A forma de prevenir o colapso para o exterior passa por potenciar que o pórtico tenha restrição dos deslocamentos horizontais e ainda, potenciar que seja a laje, o elemento a reduzir a resistência ao fogo em primeiro lugar para que se processe o mecanismo de rotura desejável.

10.2.6.2 - Pórtico 2: Pórtico em “túnel” - 4 tramos e 3 pisos

O colapso verifica-se quando se forma um conjunto de rótulas plásticas nas lajes, nas ligações entre as lajes do primeiro piso e no topo das paredes, nos topos das paredes extremas do pórtico e ainda, no segundo piso potenciadoras do desequilíbrio necessário ao colapso.

A estrutura analisada sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 colapsou pela mobilização de um mecanismo de rotura através da formação de rótulas plásticas nas lajes do primeiro piso e no topo das paredes extremas. E ainda de mais duas rótulas no piso seguinte devido ao desequilíbrio provocado pelo aquecimento daquele tramo. As altas temperaturas do incêndio causam a cedência do aço das armaduras da laje, reduzindo a sua capacidade de carga.

Será necessário dar a devida importância às condições de restrição que as paredes frias adjacentes das aquecidas poderão desempenhar, de forma ao edifício ter o comportamento ao fogo mais desejável. Naturalmente que esta indicação sugere um estudo continuado daquele que se fez, sendo necessário num estudo posterior, analisar incêndios locais em estruturas tridimensionais.

10.2.6.3 - Pórtico 3: Pórtico simples reticulado – 3 tramos

O colapso verifica-se quando se formam as duas rótulas plásticas na ligação entre a viga e o topo dos pilares e que, associadas às rótulas existentes na base dos pilares, formalizam o mecanismo de rotura.

10.2.6.4 - Pórtico 4: Pórtico completo reticulado - 3 tramos e 4 pisos

O colapso verifica-se quando se formam um conjunto de rótulas plásticas capazes de formalizar o mecanismo de rotura. As rótulas plásticas começam por se formar nas vigas, nas ligações entre a viga e o topo dos pilares no primeiro piso, seguindo-se a formação das rótulas a meio vão das vigas nos tramos extremos do primeiro piso. O colapso ocorre quando a redistribuição de esforços leva à formação de rótulas nos topos dos pilares do 2º piso.

10.3 - Perspectivas de desenvolvimento

Apesar dos resultados deste estudo terem permitido identificar alguns aspectos que tornam possível melhorar a avaliação do comportamento térmico e mecânico dos elementos estruturais de betão, pensa-se que haverá ainda muito a fazer neste domínio.

O incremento verificado nos últimos anos relativo à aplicação de técnicas de avaliação estrutural com recurso a modelos computacionais que têm por base o Método dos Elementos Finitos permite antever uma utilização crescente destas técnicas numéricas de análise.

As técnicas experimentais têm simultaneamente sido objecto de um rápido desenvolvimento mundial tendo-se investido nos últimos anos em reequipamento laboratorial das várias infraestruturas científico-tecnológicas. Desta forma potencia-se fortemente a utilização da via experimental na avaliação da matéria em estudo neste trabalho.

Assim, apresentam-se algumas sugestões para futuros desenvolvimentos no domínio da investigação abrangido por esta dissertação, agrupando-as em duas frentes distintas de actuação:

a) Via numérica

No seguimento imediato do trabalho desenvolvido nesta tese aponta-se como prioritária a focagem do esforço de investigação nos seguintes aspectos:

- Introduzir as alterações necessárias nos programas computacionais de modo a possibilitar análises de problemas tridimensionais mais complexos que envolvem as ligações dos vários elementos estruturais;

- Permitir a simulação dos modelos de incêndios naturais e avaliar a sua repercussão nos aspectos analisados ao longo deste trabalho. Deverá ainda analisar-se estruturas em que se afecta apenas parte da altura das paredes com a acção do incêndio, reduzindo o seu efeito na parte inferior. Ainda parece fazer sentido afectar as curvas de incêndio com arrefecimento, tal como foi já dado o primeiro passo nalgumas estruturas avaliadas neste trabalho.

- Será necessário dar a devida importância às condições de restrição que as paredes frias adjacentes da aquecida poderão desempenhar, de forma ao edifício ter o comportamento ao fogo mais desejável (incêndio local). Naturalmente que esta indicação sugere um estudo complementar daquele que se fez, sendo necessário num estudo posterior, analisar incêndios locais em estruturas tridimensionais.

- Recomenda-se para estudos futuros que se façam ainda análises em que:

    - Se utilizem diferentes tipos de betão, nomeadamente leves, de alta resistência, de fibras, etc.;
    - Se faça a análise de sensibilidade do comportamento dos elementos estruturais quanto à distribuição da armadura pela secção;
    - Se pormenorizem as ligações entre elementos estruturais e se analise o grau de restrição que a mesma oferece;
    - Se observa a capacidade da ligação da parede à fundação;
    - Se considerem outras acções variáveis simultaneamente como a acção do vento;
    - Se associem estruturas de betão com sub-estruturas de aço.

Todo o estudo teve como objectivo, para além da implementação dos modelos simplificados, compreender melhor o comportamento das estruturas de betão armado, quando sujeitas a um incêndio. E em particular, no caso de estruturas mais complexas como os pórticos analisados no Capítulo 9. Assim e na perspectiva de se melhorar a avaliação numérica e a compreensão do comportamento ao fogo daquele tipo de estruturas enumeram-se algumas questões que deverão ser abordadas em futuros desenvolvimentos deste trabalho.

- Não se fez uma análise dos pórticos à acção térmica de outras curvas de incêndio, para além da ISO 834, por serem menos severas. Alguns autores sugerem inclusive que seja difícil encontrar mecanismos de rotura de pórticos correntes de betão armado para outras curvas de incêndio que não a correspondente à curva ISO 834. Contudo, interessará abordar o comportamento daqueles pórticos para situações distintas em termos de solicitação térmica, procurando avaliar a resistência remanescente após o incêndio;

- A consideração da variação das esbeltezas das paredes e pilares dos pórticos através da variação da altura/espessura das paredes (secção dos pilares) e da consideração do nível de travamento preconizado às paredes (aos pilares) é um estudo que parece importante ser realizado futuramente, pretendendo avaliar a influência daqueles parâmetros no comportamento ao fogo dos pórticos;

- A consideração de outros tipos de pórticos de um e mais andares, procurando caracterizar comportamentos tipo numa matriz potencial de pórticos correntes. Com

o propósito de permitir uma avaliação qualitativa preliminar do comportamento ao fogo, anterior ao estudo mais apurado que se exigirá ao nível de projecto.

- Preconiza-se a realização de estudos promovendo três considerações de travamento horizontal materializado no modelo numérico através de uma mola de rigidez *k* no topo das lajes dos pórticos (para pórticos de um andar): i) Sem qualquer restrição; ii) Restrição completa; e iii) Restrição parcial.

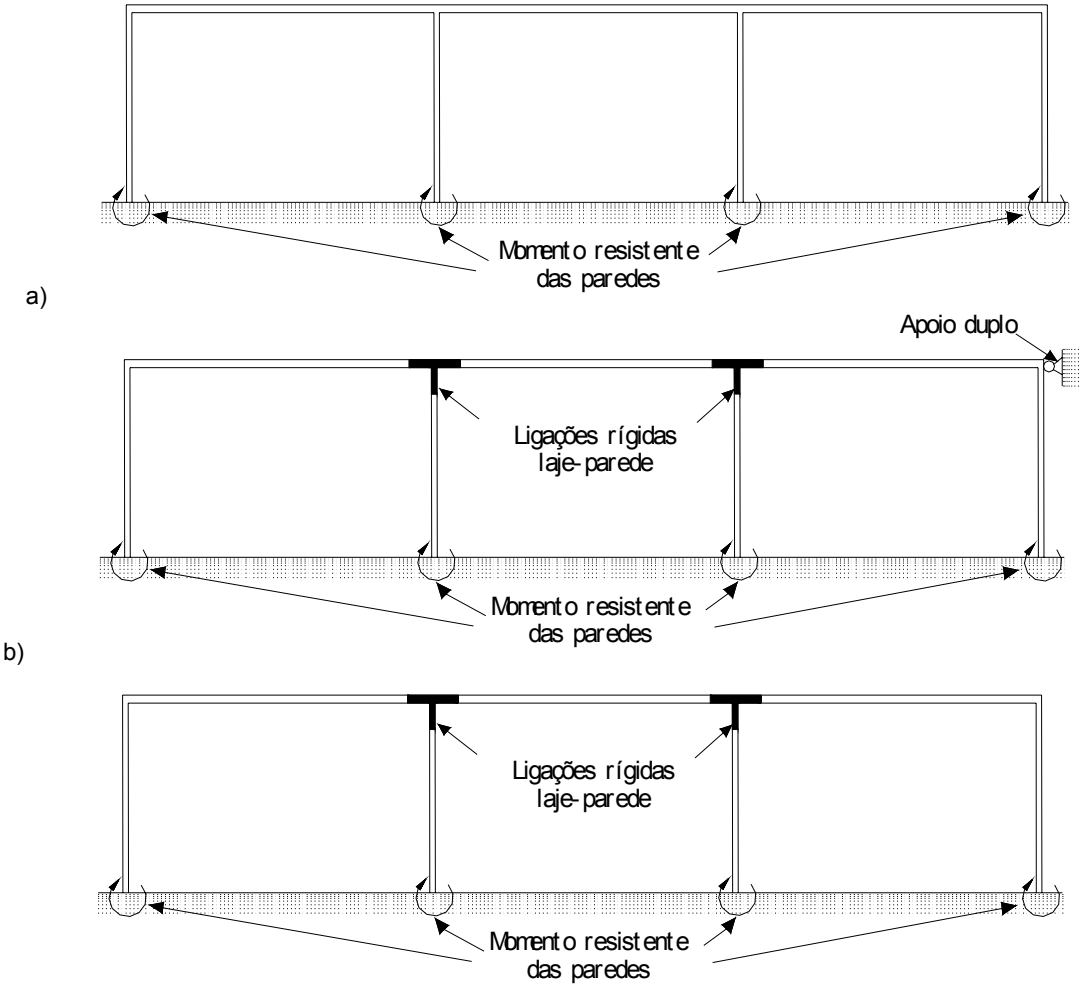


Fig. 10.2 – Pórtico: a) Sem restrição; b) Com restrição completa; c) Com restrição parcial.

i) Sem qualquer restrição (Figura 10.2a) – Esta é a situação em que não há qualquer efeito de diafragma produzido pela laje e em que no modelo estrutural, a referida mola tem rigidez nula. Contudo, a restrição horizontal global do pórtico mínima é garantida pela resistência à flexão das paredes. Existe ainda um momento flector resistente resultante da acção do pórtico mas são consideradas rótulas na união dos vários elementos – o estudo realizado neste trabalho considerou esta situação;

ii) Restrição completa (Figura 10.2b) – A restrição completa é garantida pela restrição horizontal total providenciada pela acção de diafragma da laje e dos momentos flectores resistentes nas ligações entre as paredes e lajes. A mola no topo do pórtico tem uma rigidez infinita;

iii) Restrição parcial (Figura 10.2c) - Esta situação é garantida pela acção de diafragma modelada pelo momento resistente do pórtico completo. Esta restrição é modelada pela incorporação de ligações rígidas entre as paredes e as lajes. Refira-se que a acção restritiva é variável na situação de incêndio. Numa situação de deterioração da laje mais rapidamente fica-se balizado pela situação atrás referida i). A situação ii) nunca é alcançada limitando superiormente a realidade de um pórtico sujeito a incêndio.

- A realização de um estudo paramétrico exaustivo contemplando, a variação da espessura e altura das paredes (pilares), assim como as variações das características da laje (viga), para uma situação de restrição parcial. Permitir-se-á desta forma, avaliar com mais detalhe a importância do grau de restrição horizontal do pórtico, assim como avaliar o tipo de colapso (para o interior ou exterior) que é expectável para as relações geométricas consideradas entre os elementos estruturais.

Num âmbito mais geral e considerando temas de investigação que se relacionam com as áreas de intervenção consideradas no presente trabalho, pode-se indicar os seguintes desenvolvimentos:

- Utilizar outras leis constitutivas para os materiais, e em particular para o betão, como as elasto-viscoplásticas;

- Com o objectivo de melhorar a eficiência dos programas computacionais sugere-se a utilização de métodos iterativos na resolução dos sistemas de equações não lineares (o método da Secante-Newton, o método dos Gradientes Conjugados e os métodos Quasi-Newton), bem como a inclusão de procedimentos adequados à realização de processamento paralelo. Ambos os aspectos referidos constituem duas áreas de desenvolvimento privilegiadas, tendo em vista uma utilização mais económica dos modelos computacionais desenvolvidos, na análise de problemas de grandes dimensões.

b) Via experimental

Como via de confirmação e aprofundamento dos modelos numéricos referidos preconiza-se o desenvolvimento da via experimental, nomeadamente:

- Avaliar os resultados da análise numérica relativos ao comportamento térmico, mecânico e termo-mecânico, comparando-os com resultados obtidos experimentalmente.

- Explorar a influência de outros parâmetros no comportamento mecânico dos elementos estruturais à compressão e flexão: resistência dos elementos à temperatura ambiente, recobrimento das armadura, defeitos de execução, esbelteza dos elementos, etc.

- Estender a análise efectuada neste trabalho relativa ao comportamento mecânico dos elementos estruturais de betão a outros tipos de produtos da construção com aplicação em Portugal e comparar os resultados obtidos com o que vem preconizado nos Eurocódigos.

- Estudar o comportamento dos nós de pórticos e ligações em geral.

- Estudar a influência das forças de restrição em pilares;

- Caracterização do spalling em elementos estudando diferentes tipos de betão;

- Comportamento de ligações em estruturas pré-fabricadas de betão.

10.4 – Referências Bibliográficas

[1] EN 1992-1-1, (April 2002), "*Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[2] EN 1992-1-2, (1995), "*Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[3] Brian, J. e Meacham, P. E. (1986), "*Performance-Based Codes and Fire Safety Engineering Methods: Perspectives & Projects of the Society of Fire Protection Engineers*", INTERFLAM'86, pp. 545-554.

[4] Hertz, K., (1999), "*Comments on Simplified Calculation Mmethod for Fire Exposed Concrete Columns, as found in ENV 1882-1-2 Chapter 4.3*", Department of Building and Energy, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.

[5] Rigberth, J., (2000), "*Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns – An evaluation of Eurocode and Swedish Building Code against Advanced Computer Model*s", Department of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden Report 5063, Lund, Sweden.

Anexo 1

MÉTODO DOS VALORES TABELADOS

Anexo 1

MÉTODO DOS VALORES TABELADOS

A1.1 - Introdução

No Capítulo 3 são apresentados os principais pressupostos da aplicação do Método dos Valores Tabelados enquadrando-os nos termos de validade da sua aplicação. Neste Anexo concretizam-se os valores tabelados referidos na EN 1992-1-2, [1].

A1.2 - Lajes

A1.2.1 - Lajes maciças

Quadro A1.1 - Dimensões mínimas da espessura da laje e da distância ao eixo dos varões para lajes de betão armado ou pré-esforçado, (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]			
	Espessura da laje [mm] h_s	Distância média ao eixo *a*		
		Armadas numa só direcção	Armadas nas duas direcções	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 \leq l_y / l_x \leq 2$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Notas *(*)* *- Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1 [2];*
(0) *- l_y e l_x são os vãos da laje ($l_y > l_x$);*
(1) *- Para $1,5 \leq l_y / l_x \leq 2$ e em b) os valores de a podem ser interpolados linearmente;*
(2) *- Os valores de a nas lajes armadas nas duas direcções estão relacionados com lajes apoiadas nos quatro bordos. Caso contrário deverá considerar-se laje armada numa só direcção;*
(3) *- h_s é a espessura da laje acrescida das espessura equivalentes, em betão, dos revestimentos de piso e de tecto;*
(4) *- As notas de pré-esforço aplicáveis para vigas são também aqui aplicáveis;*
(5) *- Em lajes armadas em duas direcções, a refere-se à distância da face ao eixo dos varões do nível inferior.*

A1.2.2 - Lajes fungiformes

Quadro A1.2 - Dimensões mínimas da espessura de lajes fungiformes e da distância da face ao eixo dos varões para lajes de betão armado ou pré-esforçado (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]	
	Espessura da laje [mm] h_s	Distância média ao eixo *a*
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

Notas (*) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1 [2];

A1.2.3 - Lajes nervuradas

Quadro A1.3 - Dimensões mínimas e da distância da face ao eixo do varão de lajes nervuradas armadas em duas direcções: a) simplesmente apoiadas; b) com pelo menos um lado encastrado (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]			
	Espessura da laje h_s e distância de *a* no vão	Possíveis combinações da largura das nervuras b_{min} e a distância ao eixo das armaduras *a*		
REI 30	h_s = 80 a = 10*	b_{min} ≥ 80 a = 15*		
REI 60	h_s = 80 a = 10*	b_{min} = 100 a = 35	b_{min} = 120 a = 25	b_{min} ≥ 200 a = 15*
REI 90	h_s = 100 a = 15*	b_{min} = 120 a = 45	b_{min} = 160 a = 40	b_{min} ≥ 250 a = 30
REI 120	h_s = 120 a = 20	b_{min} = 160 a = 60	b_{min} = 190 a = 55	b_{min} ≥ 300 a = 40
REI 180	h_s = 150 a = 30	b_{min} ≥ 220 a = 75	b_{min} = 260 a = 70	b_{min} ≥ 410 a = 60
REI 240	h_s = 175 a = 40	b_{min} = 280 a = 90		b_{min} ≥ 500 a = 70

a)

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]			
	Espessura da laje h_s e distância de *a* no vão	Possíveis combinações da largura das nervuras b_{min} e a distância ao eixo das armaduras *a*		
REI 30	h_s = 80 a = 10*	b_{min} ≥ 80 a = 10*		
REI 60	h_s = 80 a = 10*	b_{min} = 100 a = 25	b_{min} = 120 a = 15*	b_{min} ≥ 200 a = 10*
REI 90	h_s = 100 a = 15*	b_{min} = 120 a = 35	b_{min} = 160 a = 25	b_{min} ≥ 250 a = 15*
REI 120	h_s = 120 a = 20	b_{min} = 160 a = 45	b_{min} = 190 a = 40	b_{min} ≥ 300 a = 30
REI 180	h_s = 150 a = 30	b_{min} ≥ 310 a = 60	b_{min} = 600 a = 50	
REI 240	h_s = 175 a = 40	b_{min} = 450 a = 70	b_{min} = 700 a = 60	

b)

$a_{sd}=a+10$

Notas (*) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1 [2];
(1) - a_{sd} representa a distância medida entre o eixo da armadura e a superfície lateral da nervura exposta ao incêndio.

A1.3 - Vigas

A1.3.1 - Vigas simplesmente apoiadas

Quadro A1.4 - Dimensões mínimas da alma de vigas simplesmente apoiadas e da distância ao eixo dos varões para vigas de betão armado ou pré-esforçado (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]						
	Espessura da alma b_w			Possíveis combinações entre *a* e b_{min} em que *a* é a distância média e b_{min} a largura da viga			
	Classe WA	Classe WB	Classe WC				
R 30	80	80	80	b_{min} = 80 a =25	120 20	160 15*	200 15*
R 60	100	80	100	b_{min} = 120 a = 40	160 35	200 30	300 25
R 90	110	100	100	b_{min} = 150 a = 55	200 45	300 40	400 35
R 120	130	120	120	b_{min} = 200 a = 65	240 60	300 55	500 50
R 180	150	150	140	b_{min} = 240 a = 80	300 70	400 65	600 60
R 240	170	170	160	b_{min} = 280 a = 90	350 80	500 75	700 70

Notas (*) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1 [2];
(1) - No caso de armadura disposta numa só camada, deve considerar-se a_{sd}=a+10mm (o Eurocódigo 2 considera que a_{sd} pode ser igual a a para valores pelo menos iguais à ultima coluna;
(2) - Para armaduras de pré-esforço há que fazer correcções (Secção 5.2(5) do EN 1992-1-2 [1]);
(4) -$a_{s=}$ a+10mm – distância do eixo dos varões extremos à face lateral da viga para vigas com um único nível de armaduras.

A1.3.2 - Vigas contínuas

Quadro A1.5 - Dimensões mínimas da largura da viga e da distância ao eixo dos varões para vigas contínuas de betão armado ou pré-esforçado (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]						
	Espessura da alma b_w			Possíveis combinações entre *a* e b_{min} em que *a* é a distância média e b_{min} a largura da viga			
	Classe WA	Classe WB	Classe WC				
R 30	80	80	80	b_{min} = 80 a = 15*	160 12*		
R 60	100	80	100	b_{min} = 120 a = 25	200 12		
R 90	110	100	100	b_{min} = 150 a = 35	250 25		
R 120	130	120	120	b_{min} = 200 a = 45	300 35	400 35	500 30
R 180	150	150	140	b_{min} = 240 a = 60	400 50	550 50	600 40
R 240	170	170	160	b_{min} = 280 a = 75	500 60	650 60	700 50

Notas (*) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1 [2];
(1) - No caso de armadura disposta numa só camada, deve considerar-se a_{sd}=a+10mm (o EC considera que a_{sd} pode ser igual a a para valores de b pelo menos correspondentes à penultima coluna,
(2) - Para armaduras de pré-esforço há que fazer correcções (Secção 5.2 (5) do EN 1992-1-2 [1]);

Quadro A1.6 - Larguras mínimas da viga e da alma para vigas em "*I*" de betão armado ou pré-esforçado para as condições expressas em 3.3.2.4.3.2. do texto principal (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm]
	Largura da viga b_{min} e Espessura da alma b_w
R 120	220
R 180	380
R 240	480

A1.4 - Paredes

A1.4.1 - Paredes sem função de suporte de cargas

Quadro A1.7 - Dimensões mínimas de paredes sem funções de suporte de cargas (EN 1992-1-2, [1]).

Classe de resistência ao fogo	Espessura mínima da parede [mm]
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

A1.4.2 - Paredes com função de suporte de cargas

Quadro A1.8 - Dimensões mínimas das paredes resistentes de betão e distância ao eixo, *a,* (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm] Espessura da parede *e*, distância ao eixo *a*							
	μ_{fi}=0,35				μ_{fi}=0,7			
	Parede exposta num lado		Parede exposta nos dois lados		Parede exposta num lado		Parede exposta nos dois lados	
	e	a	e	a	e	a	e	a
REI 30	100	10*	120	10*	120	10*	120	10*
REI 60	110	10*	120	10*	130	10*	140	10*
REI 90	120	20*	140	10*	140	25	170	25
REI 120	150	25	160	25	160	35	220	35
REI 180	180	40	200	45	210	50	270	55
REI 240	230	55	250	55	270	60	350	60

Notas: (*) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1, [2];

A1.5 - Pilares

A1.5.1 - Método A do Eurocódigo

Quadro A1.9 – Método A - Dimensões mínimas dos pilares e distâncias mínimas do eixo dos varões à face exterior para pilares de betão armado ou pré-esforçado de secção rectangular ou circular (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Dimensões mínimas [mm] Largura b_{min}, distância ao eixo a							
	Exposição em mais de um lado						Num lado	
	μ_{fi}=0,2		μ_{fi}=0,5		μ_{fi}=0,7		μ_{fi}=0,7	
	b_{min}	a	b_{min}	a	b_{min}	a	b_{min}	a
R 30	200	25	200	25	200 300	32 27	155	25
R 60	200	25	200 300	36 31	250 350	46 40	155	25
R 90	200 300	31 25	300 400	45 38	350 450	53 40**	155	25
R 120	250 350	40 35	350 450	45** 40**	350 450	57** 51**	175	35
R 180	350	45**	350	63**	450	70**	230	55
R 240	350	61	450	75**			295	70

Notas (**) - Utilização mínima de 8 varões;

A1.5.2 - Método B do Eurocódigo

Quadro A1.10 - Método B - Dimensões mínimas dos pilares e distâncias mínimas do eixo dos varões à face exterior para pilares de betão armado de secção rectangular ou circular (EN 1992-1-2, [1]).

Resistência ao Fogo	Relação mecânica da armadura, ω	Dimensões mínimas [mm] Largura b_{min}, distância ao eixo a			
		n=0,15	n=0,3	n=0,5	n=0,7
R30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25**
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	200/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/25*	600/60
R180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

Notas (**) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, prEN 1992-1-1, [2];
(1) - Exige dimensões superiores a 600mm. É exigido uma avaliação de encurvadura.

A1.5.3 – Método simplificado de cálculo - Método baseado na estimativa da curvatura (EN 1992-1-2)

Apesar da configuração dos quadros apresentados no Anexo C da EN1992-1-2 [1], estes dados reflectem a aplicação do método simplificado de cálculo indicado no Anexo B da mesma norma, e não ao método tabelado aplicado a pilares como todos os quadros apresentados neste anexo. Contudo, uma vez que o método simplificado desenvolvido neste trabalho é distinto, pareceu fazer sentido ao autor, expor aquela informação aqui, com o objectivo de centralizar a informação da EN 1992-1-2, [1] como complemento de consulta aos Capítulos 4 e 8. Por ser exaustivo o Anexo C daquela norma, apenas se reproduziu o Quadro C.1 (aqui, Quadro A1.12) dos valores tabelados para o método simplificado de cálculo, baseado na estimativa da curvatura, indicado na EN 1992-1-2, [1]. Contudo, apresenta-se previamente no Quadro A1.11, a listagem de todos os quadros apresentados naquela norma.

Quadro A1.11 - Método baseado na estimativa da curvatura – Parâmetros de caracterização de cada quadro apresentado no Anexo C da EN 1992-1-2, [1].

Quadros	**Relação mecânica de armadura**	**Momento de primeira ordem**	
	ω	***e***	
Quadro C.1	0,1	=0,025b	$\geq$ 10mm
Quadro C.2	0,1	=0,25b	$\leq$ 100mm
Quadro C.3	0,1	=0,5b	$\leq$ 200mm
Quadro C.4	0,5	=0,025b	$\geq$ 10mm
Quadro C.5	0,5	=0,25b	$\leq$ 100mm
Quadro C.6	0,5	=0,5b	$\leq$ 200mm
Quadro C.7	1	=0,025b	$\geq$ 10mm
Quadro C.8	1	=0,25b	$\leq$ 100mm
Quadro C.9	1	=0,5b	≤200mm

Quadro A1.12 –Método baseado na estimativa da curvatura (Table C.1 - EN 1992-1-2, [1]) – Dimensões Mínimas das secções rectangulares e circulares dos pilares e distâncias mínimas das faces da secção sujeita a incêndio ao eixo das armaduras. Relação mecânica de armadura ω =0,1. Momento de primeira ordem baixo: (e=0,025b com $e \geq$ 10mm).

Resistência ao Fogo	λ	Dimensões mínimas [mm] Largura b_{min}, distância ao eixo a Pilares sujeitos a incêndio em mais que uma face			
		n=0,15	n=0,3	n=0,5	n=0,7
R30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R60	30	150/25*	150/25*	200/25	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25	250/25*
	50	150/25*	200/25	250/25	300/25*
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25**
	70	200/25	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	250/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*
	60	250/25*	350/25*	450/40:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/60:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45*	(1)
R180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25*
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25	(1)
	70	350/30:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25*
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)

Notas (**) - Normalmente está condicionado pelo recobrimento mínimo à temperatura ambiente, EN 1992-1-1, [2];
(1) - Exige dimensões superiores a 600mm. É exigido uma avaliação de encurvadura.

A1.6 - Referências bibliograficas

[1] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[2] EN 1992-1-1, (April 2002), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

Anexo 2

CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS E MECÂNICAS DO BETÃO E DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

Anexo 2

CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS E MECÂNICAS DO BETÃO E DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

A2.1 - Introdução

Nos Capítulos 3 e 4, relativos à apresentação dos Métodos Tabelados, Simplificados e Avançados de cálculo e, particularmente aos Métodos Simplificados apresentados, SimFIRb e SimFIRc, serão sempre necessários dados relativos às características térmicas e mecânicas dos materiais variáveis com as altas temperaturas, neste caso em particular do betão e do aço. A mesma base de informação é necessária à aplicação dos métodos avançados de cálculo, em particular na utilização do programa SAFIR, e que são implicitamente utilizados nos Capítulos 5 ao 9. Refira-se que o SAFIR contém no código fonte aquela informação. Por estes factos, entendeu-se pertinente incluir neste anexo as características térmicas e mecânicas do betão e do aço em função da temperatura, tendo como referência as propostas pelos Eurocódigos.

Nas condições de incêndio, as propriedades dos materiais dependentes da temperatura devem ser tomadas em conta. Tal como a condição da curva de incêndio padrão, as propriedades são também definidas entre os 20ºC e 1200ºC.

Os materiais de construção quando expostos ao incêndio alteram as suas propriedades naturais e, em certos casos, sujeitar-se-ão à fluência, mudanças de fase, decomposição, desidratação e perda material. As propriedades materiais mais relevantes no caso do betão e que sofrem alterações são as físicas (perda de humidade e destacamento de partes de material “spalling”) mecânicas (tensão de tracção e compressão, modulo de elasticidade, relações tensão-extensão, coeficiente de dilatação térmica e fluência) e térmicas (densidade, calor específico e condutibilidade). Dada a complexidade do comportamento de fluência do material, nos propósitos de projecto este efeito é incorporado implicitamente modificando as características mecânicas, como foi referido no Capítulo 2. No caso do aço, as propriedades materiais a considerar variável a altas temperaturas são as mesmas do betão exceptuando-se a fluência.

As características mecânicas a temperaturas elevadas para os aços, Schleich, [1] e para o betão Schneider, [2] estão largamente divulgados. Devido à enorme dependência das características do inerte na composição do betão, cada tipo de betão tem as suas propriedades podendo-se consultar as características duma extensa gama de betões no trabalho de Harmathy, [3].

Grande parte das propriedades térmicas e mecânicas do betão e do aço aqui expressa são apresentadas na EN1992-1-2, [4], sendo sempre consideradas como valores característicos. Refira-se que estas expressões têm-se alterado sucessivamente de versão para versão dos Eurocódigos, [5], [6]. Os valores de cálculo das propriedades térmicas e mecânicas dos betões e dos aços em situação de incêndio são expressas da seguinte forma:

$$X_{d,fi} = \frac{X_{k(\theta)}}{\gamma_{M,fi}} \tag{A2.1}$$

Em que:

$X_{d,fi}$ - Valor de cálculo das propriedades térmicas ou mecânicas;

$X_{k(\theta)}$ - É o valor característico da propriedade em situação de incêndio, função da temperatura θ. No caso apenas das propriedades mecânicas é expresso pela expressão.

$$X_{k(\theta)} = K(\theta) \cdot X_k . \tag{A2.2}$$

$K(\theta)$ - Factor de redução da resistência ou deformação, função da temperatura.

X_k – Valor característico da propriedade mecânica à temperatura ambiente.

$\gamma_{M,fi}$ – Factor parcial de segurança para a propriedade em causa em situação de incêndio (Pode-se tomar [7] para todas as propriedades).

A expressão (A2.1) deve, se o incremento das propriedades for desfavorável para a segurança e apenas no caso das propriedades térmicas, ser substituída por:

$$X_{d,fi} = X_{k(\theta)} \cdot \gamma_{M,fi} \tag{A2.3}$$

As expressões das propriedades térmicas e mecânicas do betão e do aço apresentadas pretendem, pela sua importância, sustentar as Figuras correspondentes. Quando se referem valores aproximados, servem apenas para quando se efectuam cálculos simples (ou estimativas) em que o valor da propriedade térmica se assume como independente da temperatura.

A2.2 - Betão

A2.2.1 - Introdução

As propriedades térmicas e mecânicas serão apresentadas para betões correntes com inertes siliciosos e calcários com classes de resistência variável entre C12/15 e C50/60, para betões

leves e para betões de alta resistência, com resistências entre 50 e 130MPa. O Eurocódigo 2 divide estes betões em três classes:

Classe 1 – C50/67 e C60/75

Classe 2 – C70/85 e C80/95

Classe 3 – C90/105

As principais diferenças referenciadas por Phan e Carino, [8] no comportamento ao fogo dos betões de alta resistência em relação a betões correntes são:

- A maior perda de resistência dos betões de alta resistência a altas temperaturas;
- A susceptibilidade dos betões de alta resistência ao "Spalling" para temperaturas abaixo dos 400ºC.

Exceptuando-se estes aspectos, assume-se que as propriedades térmicas dos betões de alta resistência podem ser consideradas como betões correntes na avaliação de estruturas ao fogo, [4]. Contudo, a condutibilidade térmica poderá ser superior para aqueles betões.

As propriedades térmicas dos betões leves são distintas dos betões correntes, pelo que são aqui explicitadas.

A2.2.2 - Propriedades Térmicas

A2.2.2.1 - Calor específico

O calor específico representa a capacidade para armazenar calor ou a quantidade de energia necessária para elevar em um grau um metro cúbico de betão. A variação analítica do betão seco (com uma percentagem em peso de água *u*=0%) desta propriedade com a temperatura é traduzida pelas seguintes expressões:

$$C_{c,\theta} = 900 \quad \text{[J/kg K]} \quad 20^{o}C \le \theta \le 100^{o}C \qquad \text{(A2.4)}$$

$$C_{c,\theta} = 900 + (\theta - 100) \quad \text{[J/kg K]} \quad 100^{o}C \le \theta \le 200^{o}C \qquad \text{(A2.5)}$$

$$C_{c,\theta} = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \text{[J/kg K]} \quad 200^{o}C \le \theta \le 400^{o}C \qquad \text{(A2.6)}$$

$$C_{c,\theta} = 1100 \quad \text{[J/kg K]} \quad 400^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.7)}$$

Consideram-se os seguintes valores de pico (entre os 100ºC e os 115ºC) para o calor específico do betão com inertes siliciosos e calcários, função da percentagem em peso de água e com um decréscimo linear até aos 200ºC (apenas não assinalada na Figura a situação para *u*=10%):

$$C^{*}_{c,\theta} = 1470 \quad \text{[J/kg K]} \quad u = 1{,}5\% \qquad \text{(A2.8)}$$

$$C^{*}_{c,\theta} = 2020 \quad \text{[J/kg K]} \quad u = 3{,}0\% \qquad \text{(A2.9)}$$

$$C^{*}_{c,\theta} = 5600 \quad \text{[J/kg K]} \quad u = 10{,}0\% \qquad \text{(A2.10)}$$

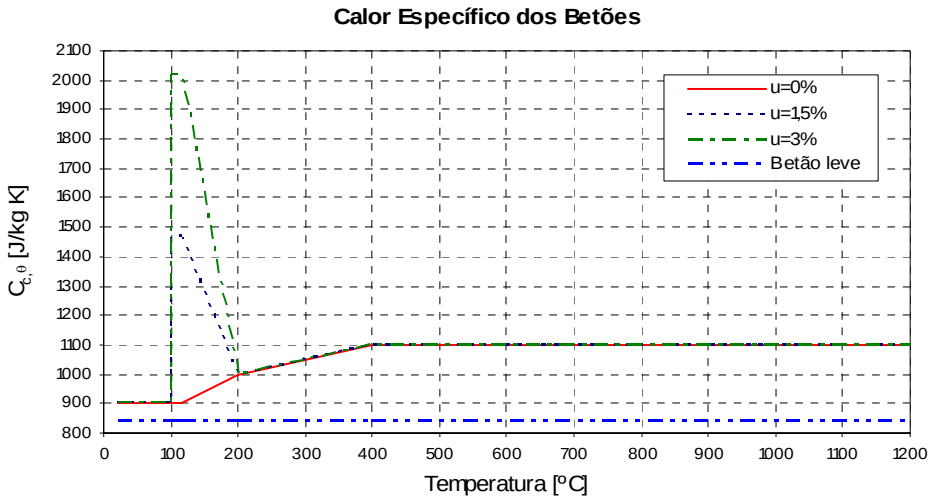


Fig. A2.1 – Calor específico dos betões, $C_{c,\theta}$, função da temperatura, θ, com percentagem em peso de água de 0, 1,5 e 3%.

Para o betão leve pode admitir-se que o calor específico é independente da temperatura,

$$C_{c,\theta,leve} = 840 \qquad \text{[J/kg K]} \qquad \text{(A2.11)}$$

A2.2.2.2 - Condutibilidade térmica

A condutibilidade térmica do betão é especificada nos anexos nacionais mas dentro dos limites aqui especificados (Figura A2.2). Através desse documento, cada país pode definir o limite superior, inferior ou intermédio como o conjunto de valores a considerar para a condutibilidade térmica de um betão em particular. Os limites inferior e superior da condutibilidade térmica dos betões correntes são dados pelas seguintes expressões:

$$\lambda_{c,\theta} = 2 - 0{,}2451 \cdot (\theta/100) + 0{,}0107(\theta/100)^2 \qquad \text{[W/m K]} \qquad 20^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.12)}$$

$$\lambda_{c,\theta} = 1{,}36 - 0{,}136 \cdot (\theta/100) + 0{,}0057(\theta/100)^2 \qquad \text{[W/m K]} \qquad 20^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.13)}$$

Refira-se que as correcções às curvas especificadas na anterior versão do Eurocódigo 2, [6], definidas nessa altura para os betões de inertes siliciosos e calcários, são muito significativas. Na Figura A2.2 acrescentou-se ainda a curva correspondente aos betões leves, especificada por Bailey, [9].

$$\lambda_{c,leve,\theta} = 1 - \theta/1600 \qquad \text{[W/m K]} \qquad 20^{o}C \le \theta \le 800^{o}C \qquad \text{(A2.14)}$$

$$\lambda_{c,leve,\theta} = 0{,}5 \qquad \text{[W/m K]} \qquad 800^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.15)}$$

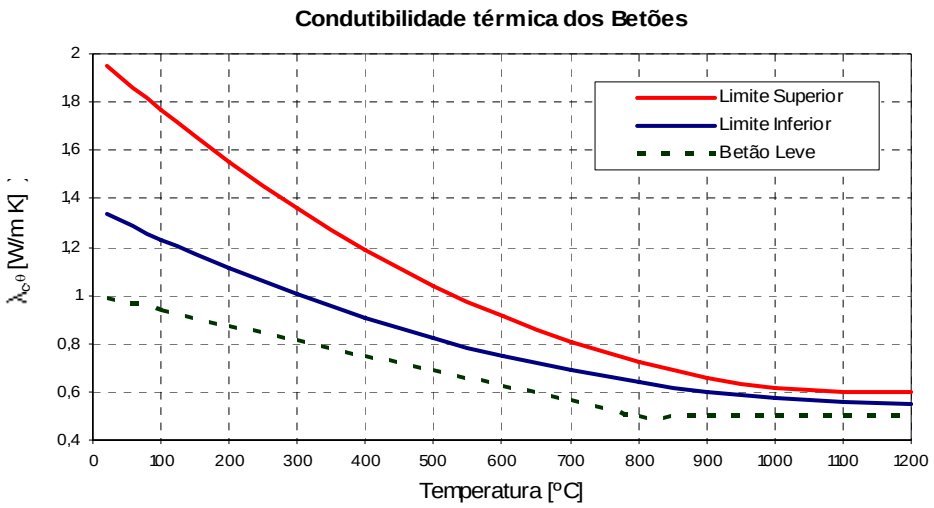


Fig. A2.2 – Limites superior e inferior da condutibilidade térmica dos betões, $\lambda_{c,\theta}$, função da temperatura, θ.

A2.2.2.3 - Massa volúmica

O valor a considerar para a massa volúmica do betão é influenciada pela evaporação da água à medida que se eleva a temperatura como se indica nas expressões seguintes:

$$\rho_{c,\theta} = \rho_{c,20^oC} \quad [kg/m^3] \quad 20^o C \le \theta \le 115^o C \quad (A2.16)$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_{c,20^oC} \cdot \left(1 - 0{,}02(\theta - 115)/85\right) \quad [kg/m^3] \quad 115^o C \le \theta \le 200^o C \quad (A2.17)$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_{c,20^oC} \cdot \left(0{,}98 - 0{,}03(\theta - 200)/200\right) \quad [kg/m^3] \quad 200^o C \le \theta \le 400^o C \quad (A2.18)$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_{c,20^oC} \cdot \left(0{,}95 - 0{,}07(\theta - 400)/800\right) \quad [kg/m^3] \quad 400^o C \le \theta \le 1200^o C \quad (A2.19)$$

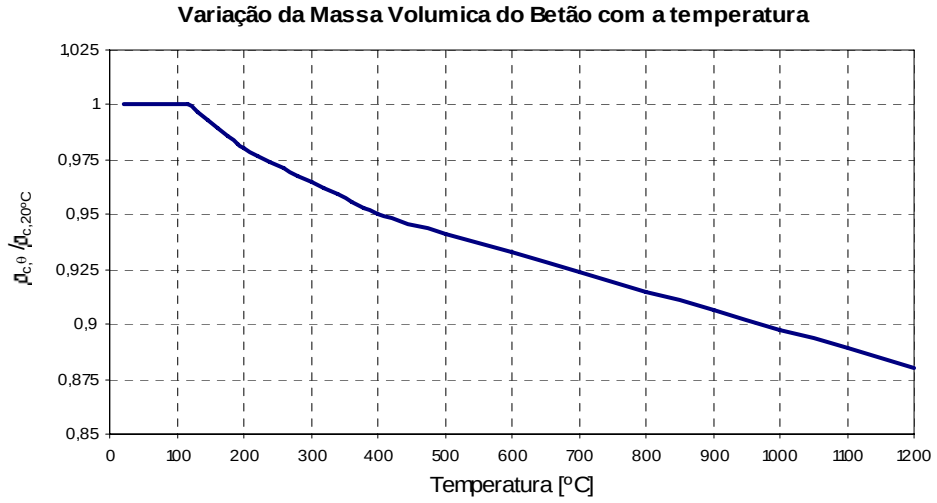


Fig. A2.3 – Variação da massa volúmica do betão, $\rho_{c,\theta}$, função da temperatura θ.

Para betões siliciosos é vulgar considerar para massa volúmica a 20ºC o valor de $\rho_{c,20^oC} = 2300$ Kg/m^3. Para betões correntes de calcário, betões leves e betões de alta resistência, poderão, de forma conservativa, considerar-se aquelas relações considerando valores distintos para $\rho_{c,20^oC}$. A variação do calor específico volúmico, $C_{v,\theta}$ poderá ser também representada em função da temperatura θ, sendo o produto do peso específico, $C_{c,\theta}$ pela massa volúmica $\rho_{c,\theta}$.

A2.2.3 - Propriedades Mecânicas

A2.2.3.1 - Coeficiente de dilatação térmica

O betão deforma-se pela acção da temperatura mesmo sem qualquer carregamento. O coeficiente de dilatação térmica define-se como o quociente entre a derivada da deformação térmica em relação à temperatura:

$$\alpha_{th} = \frac{d\varepsilon_{th}}{dT} \tag{A2.20}$$

Em que representa o coeficiente de dilatação térmica do betão. A integração daquela expressão deverá ser realizada:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta L}{L} = \int_{T0}^{T} \alpha_{th}(T)dT = \varepsilon_{c,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \tag{A2.21}$$

O coeficiente de dilatação térmica tem pouco interesse prático pelo que, quer pelas análises experimentais, quer pelos dados do Eurocódigo, a única grandeza acessível para medição é a deformação térmica do betão, função da temperatura. As seguintes equações expressam a deformação térmica do betão com a temperatura:

Betões com inertes siliciosos, [5]:

$$\varepsilon_{c,\theta} = -1{,}8\times10^{-4} + 9\times10^{-6}\theta + 2{,}3\times10^{-11}\theta^3 \qquad 20^oC \le \theta \le 700^oC \tag{A2.22}$$

$$\varepsilon_{c,\theta} = 1{,}4\times10^{-2} \qquad 700^oC \le \theta \le 1200^oC \tag{A2.23}$$

Betões com inertes calcários, [5]:

$$\varepsilon_{c,\theta} = -1{,}2\times10^{-4} + 6\times10^{-6}\theta + 1{,}4\times10^{-11}\theta^3 \qquad 20^oC \le \theta \le 805^oC \tag{A2.24}$$

$$\varepsilon_{c,\theta} = 1{,}2\times10^{-2} \qquad 805^oC \le \theta \le 1200^oC \tag{A2.25}$$

Betão leve, [6]:

$$\varepsilon_{c,\theta} = 8\times10^{-6}\cdot(\theta - 20) \qquad 20^oC \le \theta \le 1200^oC \tag{A2.26}$$

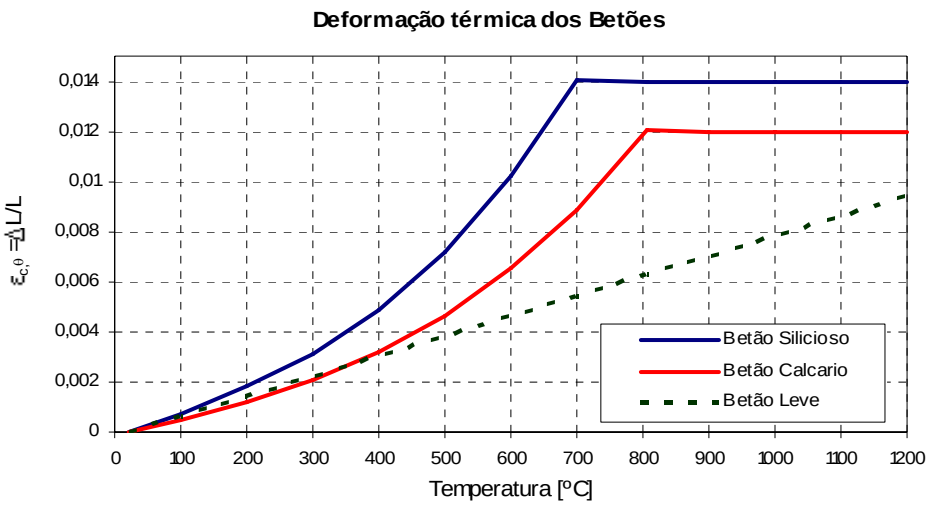
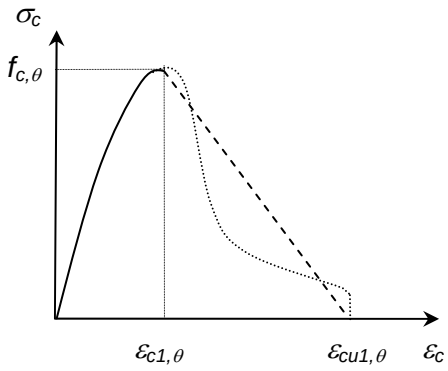


Fig. A2.4 – Deformação térmica dos betões, $\varepsilon_{c,\theta}$, função da temperatura θ.

A2.2.3.2 - Relações tensão-extensão

As relações tensão-extensão para os betões em função da temperatura e aplicáveis nos métodos avançados de cálculo têm a sua representação esquemática na Figura A2.5 definidas em função dos parâmetros $f_{c,\theta}$, tensão de compressão e a correspondente extensão $\varepsilon_{c1,\theta}$, e ainda a extensão de rotura $\varepsilon_{cu1,\theta}$, utilizada nas avaliações numéricas quando se torna necessário definir o ramo descendente. Embora se assinale na figura dois modelos, o linear e o não linear para o tramo descendente apenas se apresenta a equação para o modelo linear.



$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3\varepsilon_c f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}\left(2+\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)} \qquad \varepsilon \le \varepsilon_{c1,\theta} \qquad \text{(A2.27)}$$

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu1,\theta}-\varepsilon_{c1,\theta}}\left(\varepsilon_{cu1,\theta}-\varepsilon_c\right) \qquad \varepsilon_{c1,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{cu1,\theta} \qquad \text{(A2.28)}$$

Fig. A2.5 – Modelo matemático da relação tensão-extensão dos betões sujeitos a altas temperaturas.

Como foi referido no Capítulo 2, as relações tensão-extensão consideradas incluem de forma implícita o efeito da fluência e extensão transiente a alta temperatura. Numa simulação de fogo natural, particularmente quando se considera o decréscimo de temperatura, admite-se que o modelo material aqui indicado deva ser modificado.

Quadro 3.1 – Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de betões correntes siliciosos e calcários sujeitos a elevadas temperaturas.

Temperatura do Betão [ºC]	Betões correntes				Betões de alta resistência		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$		$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$		
	Inertes siliciosos	Inertes calcários	[x10^{-3}]	[x10^{-3}]	Classe 1	Classe 2	Classe 3
20	1,00	1,00	2,5	20,0	1,00	1,00	1,00
50	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	4,0	22,5	0,90	0,75	0,75
200	0,95	0,97	5,5	25,0	0,90	0,75	0,70
250	-	-	-	-	0,90	0,75	0,675
300	0,85	0,91	7,0	27,5	0,85	0,75	0,65
400	0,75	0,85	10,0	30,0	0,75	0,75	0,45
500	0,60	0,74	15,0	32,5	0,60	0,60	0,30
600	0,45	0,60	25,0	35,0	0,45	0,45	0,25
700	0,30	0,43	25,0	37,5	0,30	0,30	0,20
800	0,15	0,27	25,0	40,0	0,15	0,15	0,15
900	0,08	0,15	25,0	42,5	0,08	0,113	0,08
1000	0,04	0,06	25,0	45,0	0,04	0,075	0,04
1100	0,01	0,02	25,0	47,5	0,01	0,038	0,01
1200	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00

A2.2.3.3 – Tensões de compressão, tracção e extensões limite e última

Estes parâmetros são fornecidos no Quadro 3.1 para betão com inertes calcários ou siliciosos e aplicáveis em modelos de cálculo linear ou não lineares, embora os possíveis ganhos de resistência na fase de arrefecimento não deva ser considerado. As Figuras A2.6 e A2.7 apresentam graficamente os valores apresentados no Quadro A2.1.

A redução do valor característico da resistência de compressão do betão, função da temperatura é definida à custa do coeficiente $k_c(\theta)$ em que:

$$f_{ck,\theta} = k_c(\theta) \cdot f_{ck,20ºC} \qquad \text{(A2.29)}$$

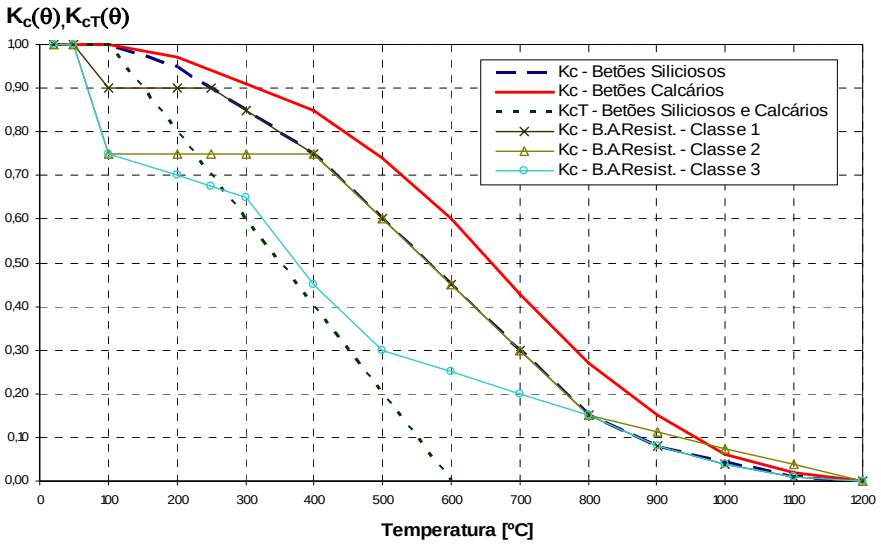


Fig. A2.6 – Coeficientes $k_c(\theta)$ e $k_{cT}(\theta)$ do betão com inertes siliciosos e calcários e betões de alta resistência para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.1.

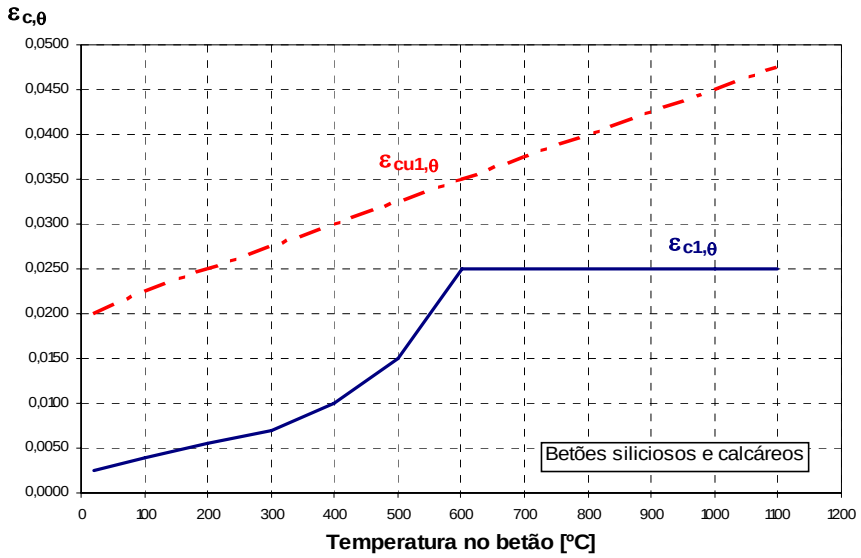


Fig. A2.7 – Valores dos parâmetros $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ das relações tensão-extensão do betão sujeitos a elevadas temperaturas de acordo com o Quadro A2.1.

Na ausência de informação mais precisa os valores de $k_c(\theta)$ ($k_{cT}(\theta)$ para tracção) podem, para o betão com inertes siliciosos e conservativamente para outros tipos de inerte) ser considerados os da Figura A2.6. Em todas as situações a tensão última de tracção deverá ser assumida como nula colocando-se do lado conservativo. Se em alguma circunstância for necessário considerar esta tensão, poderá, quer numa utilização de método de cálculo simplificado ou geral utilizar os valores de $k_{cT}(\theta)$ da Figura A2.6.

Na Figura A2.7 representa-se a variação com a temperatura dos valores dos parâmetros $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ necessários para a definição das relações tensão-extensão do betão sujeitos a elevadas temperaturas de acordo com o Quadro A2.1.

A2.2.3.4 – Exemplo de diagrama de tensão-extensão do betão a altas temperaturas

É feita nas Figuras A2.8 e A2.9 uma ilustração das relações tensão-extensão a altas temperaturas obtidas pelo modelo apresentado para o betão C30/35 com inertes siliciosos e calcários, respectivamente quando sujeito a compressão uniaxial.

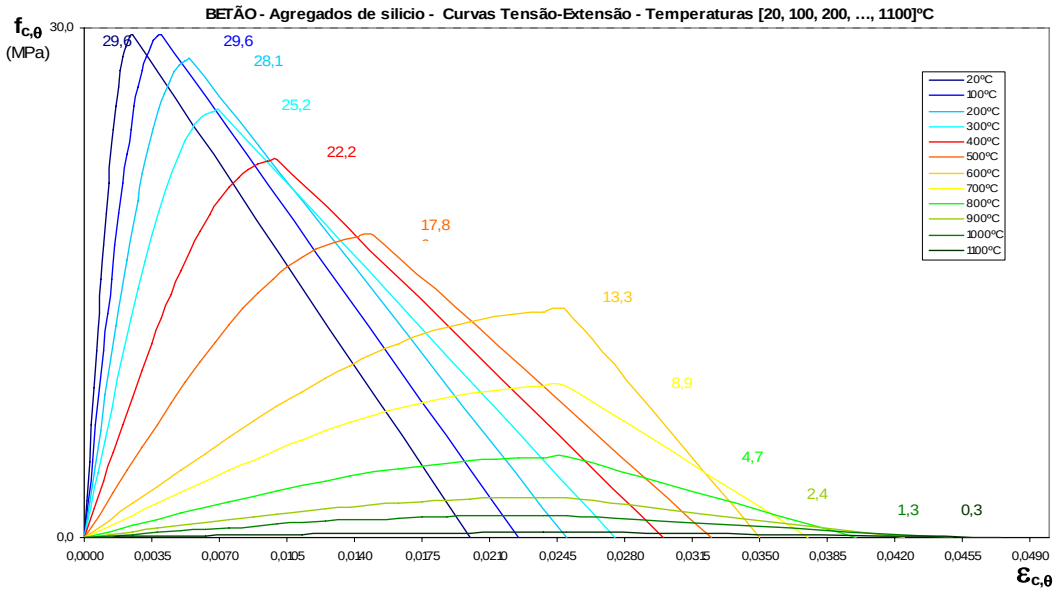


Fig. A2.8 - Diagramas tensão-extensão $f_{c,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}$, do betão silicioso para valores fixos da temperatura.

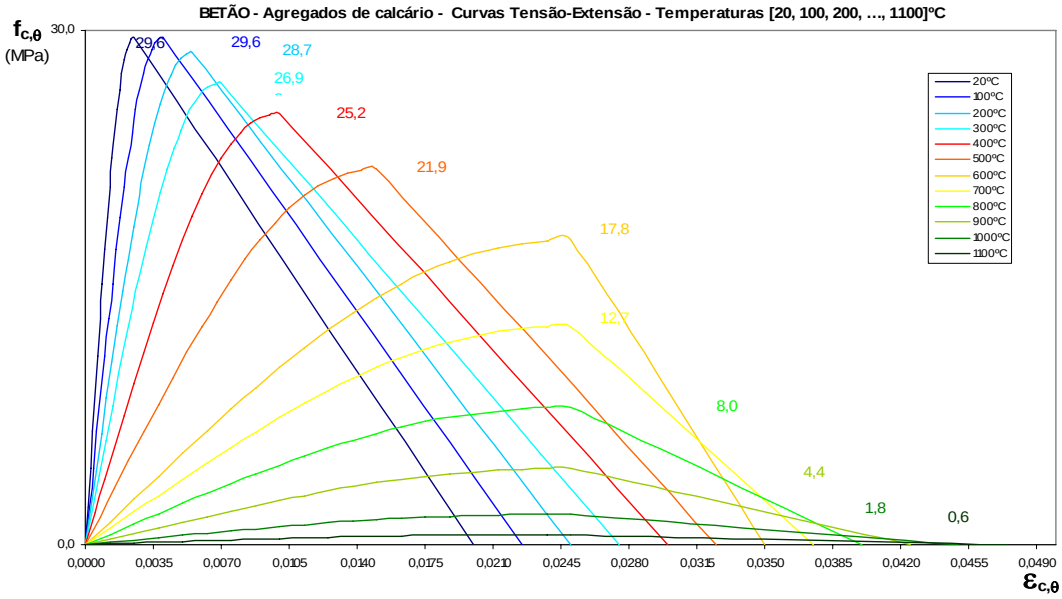


Fig. A2.9 - Diagramas tensão-extensão $f_{c,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}$, do betão calcário para valores fixos da temperatura.

A2.3 - Aço

A2.3.1 - Propriedades térmicas

A2.3.1.1 - Calor específico

O calor específico do aço varia fortemente com a temperatura, sobretudo dependente do conteúdo de carbono e da transformação cristalográfica endotérmica do aço aos 735ºC. A

variação analítica do calor específico com a temperatura é traduzida pelas seguintes expressões, sendo sugerido pelo Eurocódigo o valor de 600 [J/kg K] para cálculos simples (Figura A2.10):

$$C_{s,\theta} = 425 + 0{,}773\theta - 0{,}00169\theta^2 + 2{,}22\times10^{-6}\theta^3 \quad \text{[J/kg K]} \quad 20^{o}C \le \theta \le 600^{o}C \qquad \text{(A2.30)}$$

$$C_{s,\theta} = 666 - \left[\frac{13000}{\theta - 738}\right] \quad \text{[J/kg K]} \quad 600^{o}C \le \theta \le 735^{o}C \qquad \text{(A2.31)}$$

$$C_{s,\theta} = 545 - \left[\frac{17820}{\theta - 731}\right] \quad \text{[J/kg K]} \quad 735^{o}C \le \theta \le 900^{o}C \qquad \text{(A2.32)}$$

$$C_{s,\theta} = 650 \quad \text{[J/kg K]} \quad 900^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.33)}$$

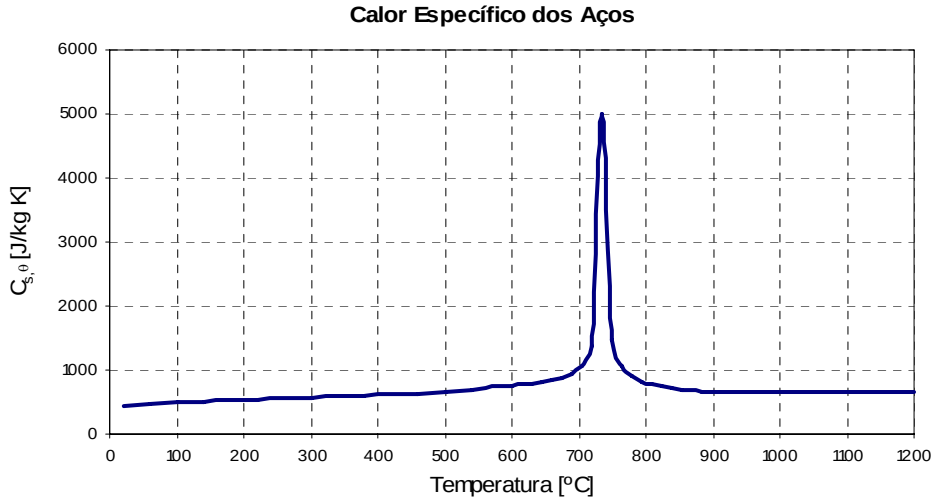


Fig. A2.10 – Calor específico dos aços, $C_{s,\theta}$, função da temperatura θ.

A2.3.1.2 - Condutibilidade térmica

A condutibilidade térmica do aço é alta mas tende a diminuir com a temperatura tal como se observa na Figura A2.11 e especificado no Eurocódigo 2, [5]. Para cálculos simples poderá considerar-se o valor constante de $\lambda_{s,\theta} = 45$ para temperaturas entre os 20 ºC e os 1200ºC. A Condutibilidade térmica do aço é dada pelas seguintes expressões:

$$\lambda_{s,\theta} = 54 - 3{,}33\cdot(\theta/100) \quad \text{[W/m K]} \quad 20^{o}C \le \theta \le 800^{o}C \qquad \text{(A2.34)}$$

$$\lambda_{s,\theta} = 27{,}3 \quad \text{[W/m K]} \quad 800^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.35)}$$

A representação conjunta das condutibilidades térmicas do aço e do betão na Figura A2.12 é interessante para a avaliação qualitativa do comportamento de elementos de betão armado sujeitos a incêndio.

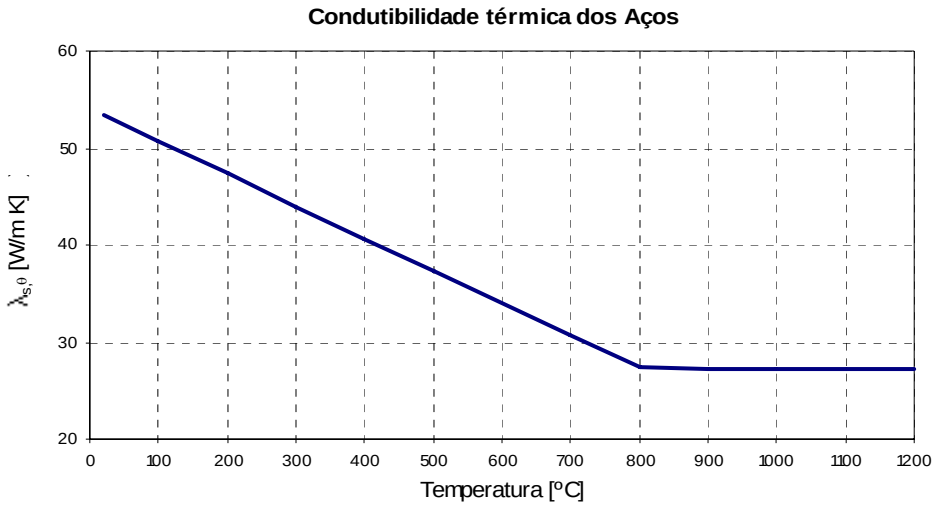


Fig. A2.11 – Condutibilidade térmica dos aços, $\lambda_{s,\theta}$, função da temperatura θ.

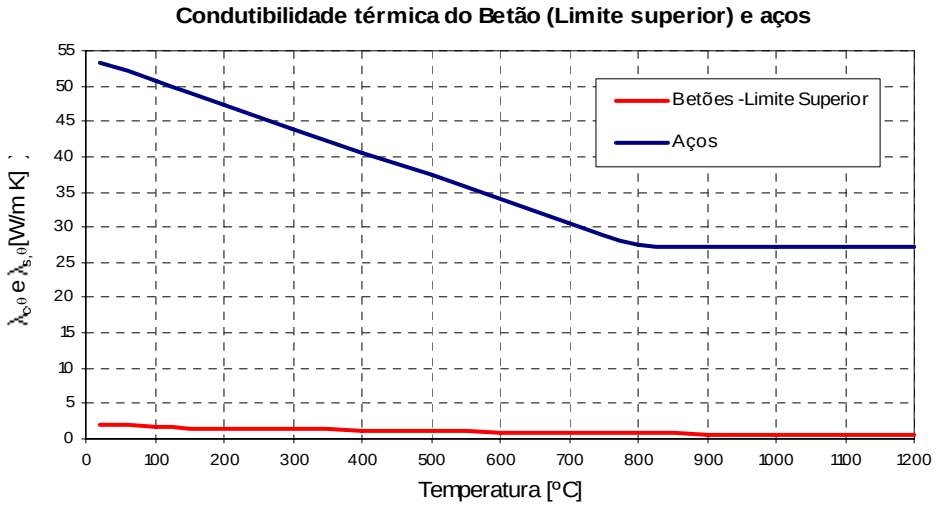


Fig. A2.12 – Avaliação comparativa da condutibilidade térmica dos aços, $\lambda_{s,\theta}$, e dos betões, $\lambda_{c,\theta}$, função da temperatura θ.

A2.3.1.3 - Massa volúmica

Não se considera variação da massa volúmica do aço com a temperatura mantendo o valor constante ρ_s=7850 Kg/m^3.

A2.3.2 - Propriedades mecânicas

A2.3.2.1 - Coeficiente de dilatação térmica

As seguintes equações expressam a deformação térmica do aço com a temperatura:

$$\varepsilon_{s,\theta} = -2{,}416\times10^{-4} + 1{,}2\times10^{-5}\theta + 0{,}4\times10^{-8}\theta^2 \qquad 20^{o}C \le \theta \le 750^{o}C \qquad \text{(A2.36)}$$

$$\varepsilon_{s,\theta} = 11\times10^{-3} \qquad 750^{o}C \le \theta \le 860^{o}C \qquad \text{(A2.37)}$$

$$\varepsilon_{s,\theta} = -6{,}2\times10^{-3} + 2{,}0\times10^{-5}\theta \qquad 860^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.38)}$$

Para o aço de pré-esforço:

$$\varepsilon_{s,\theta} = -2{,}016\times10^{-4} + 10^{-5}\theta + 0{,}4\times10^{-8}\theta^2 \qquad 20^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.39)}$$

Pode-se considerar uma variação aproximada dada por

$$\varepsilon_{s,\theta} = -14\times10^{-6}\cdot(\theta - 20) \qquad 20^{o}C \le \theta \le 1200^{o}C \qquad \text{(A2.40)}$$

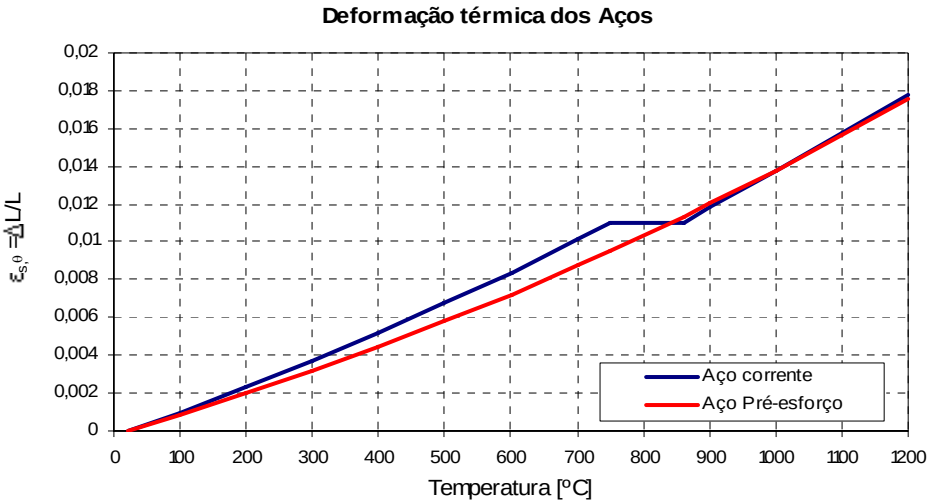


Fig. A2.13 – Deformação térmica dos aços, $\varepsilon_{s,\theta}$, função da temperatura θ.

A representação conjunta das deformações térmicas dos betões e aços na Figura A2.14 permite, quando avaliada com a Figura A2.12, fazer uma análise potencial dos mecanismos que modelam o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a incêndio.

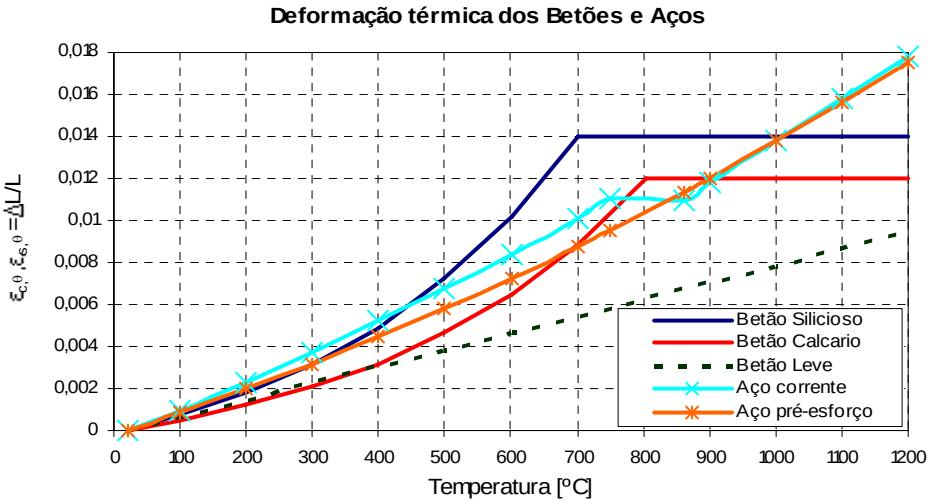
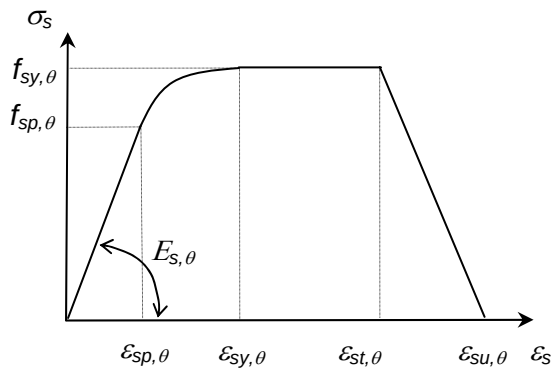


Fig. A2.14 – Deformação térmica dos aços, $\varepsilon_{s,\theta}$, e betões $\varepsilon_{c,\theta}$, função da temperatura θ.

A2.3.2.2 - Relação tensão-extensão

As propriedades de resistência e deformação do aço a temperaturas elevadas são caracterizadas por um conjunto de relações de tensão-extensão com uma forma elíptica e linear como é apresentada na Figura A2.15.

As relações de tensão-extensão podem ser utilizadas para o aço tanto sujeito a tracções como compressões. As relações tensão-extensão para os aços em função da temperatura são definidas em função dos parâmetros $f_{ps,\theta}$, tensão limite de proporcionalidade, $f_{ys,\theta}$, tensão de cedência e $E_{s,\theta}$, módulo de elasticidade no regime elástico. No caso da simulação de incêndio natural, particularmente quando se considera o decréscimo de temperatura, as relações tensão-extensão aqui explicitadas podem ser utilizadas com suficiente aproximação no caso do aço, *Classe N*. Actualmente, verificações complementares serão necessárias na utilização de outros tipos de aço, nomeadamente os de *Classe X*.



Classe A

$\varepsilon_{st,\theta} = 0{,}05$ Extensão cedência

$\varepsilon_{su,\theta} = 0{,}10$ Extensão última

$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ Tensão efectiva de cedência

$f_{sp,\theta}$ Tensão limite de proporcionalidade

$E_{s,\theta}$ Módulo de elasticidade no regime elástico

E_s Módulo tangente

$\varepsilon_{sp,\theta}$ Extensão limite de proporcionalidade

$\varepsilon_{st,\theta} = 0{,}15$ Extensão cedência

$\varepsilon_{su,\theta} = 0{,}20$ Extensão última

Funções:

$$a^2 = \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}\right)\cdot\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta}$$

$$b^2 = c\cdot\left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}\right)\cdot E_{s,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{\left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)^2}{\left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}\right)E_{s,\theta} - 2\cdot\left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)}$$

Intervalo da Extensão	Tensão	Modulo tangente
ε_s	$\sigma_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon_s$	$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_s \cdot E_{s,\theta}$	$E_s = E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{sy,\theta}$	$\sigma_{s,\theta} = f_{sp,\theta} - c + (b/a)\left[a^2 - \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_s\right)^2\right]^{0,5}$	$E_s = \frac{b\left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_s\right)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy,\theta}\right)^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{st,\theta}$	$\sigma_{s,\theta} = f_{sp,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{su,\theta}$	$\sigma_{s,\theta} = f_{sy,\theta}\left[1 - \left(\varepsilon_s - \varepsilon_{st,\theta}\right)/\left(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}\right)\right]$	-
$\varepsilon_s \ge \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-

Fig. A2.15 - Modelo matemático das leis tensão-extensão dos aços a altas temperaturas.

A redução do valor característico da resistência de tracção do aço, função da temperatura é definida à custa do coeficiente $k_s(\theta)$ em que:

$$f_{sy,\theta} = k_s(\theta) \cdot f_{yk,20^oC} \quad \text{(A2.41)}$$

e no caso do aço de pré-esforço pela expressão,

$$f_{py,\theta} = k_p(\theta) \cdot f_{pk,20^oC} \quad \text{(A2.42)}$$

Os valores de $k_s(\theta)$ e $k_p(\theta)$foram tomados à custa de ensaios laboratoriais sob condições de tensão constante e temperatura variável (ensaios transientes). Na ausência de informação precisa, os valores de $k_s(\theta)$ e $k_p(\theta)$ podem ser os apresentados respectivamente nas Figuras A2.16, A2.17 e A2.21.

Quadro A2.2 – Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de aços correntes de *Classe N* e *Classe X* sujeitos a elevadas temperaturas.

Classe do aço	*Classe N*							*Classe X*			
Temperatura do Betão [ºC]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$			$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$		$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$	$E_{s,\theta}/E_s$
	Laminado a quente	Endurecido a frio	Laminado a quente e Endurecido a frio	Laminado a quente	Endurecido a frio	Laminado a quente	Endurecido a frio	Laminado a quente e Endurecido a frio	Laminado a quente e Endurecido a frio	Laminado a quente e Endurecido a frio	Laminado a quente e Endurecido a frio
	$\varepsilon_{s,\theta}>2\%$	$\varepsilon_{s,\theta}>2\%$	$\varepsilon_{s,\theta}<2\%$					$\varepsilon_{s,\theta}>2\%$	$\varepsilon_{s,\theta}<2\%$		
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87	1,00	1,00	0,87	0,95
300	1,00	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72	1,00	1,00	0,74	0,90
400	1,00	0,94	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56	0,90	0,90	0,70	0,75
500	0,78	0,67	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40	0,70	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,40	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24	0,47	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,12	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08	0,23	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06	0,11	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,08	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05	0,06	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,05	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03	0,04	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,03	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-

A2.3.2.3 - Aço corrente

Os valores de $k_s(\theta)$, função da temperatura são representados nas Figura A2.15 e A2.16 para aços da *Classe N* e *Classe X* e aços, respectivamente. São consideradas curvas distintas para os aços laminados a quente e os aços endurecidos a frio. Os valores das relações tensão limite de proporcionalidade a determinada temperatura e a tensão de cedência à temperatura ambiente $f_{sp,\theta}/f_{yk}$ e a relação entre o módulo de elasticidade a determinada temperatura e à temperatura ambiente, $E_{s,\theta}/E_s$, são igualmente representadas nas Figura A2.17 e A2.18 para as mesmas classes e tipos de aço.

A2.3.2.3.1 - Tensão de cedência

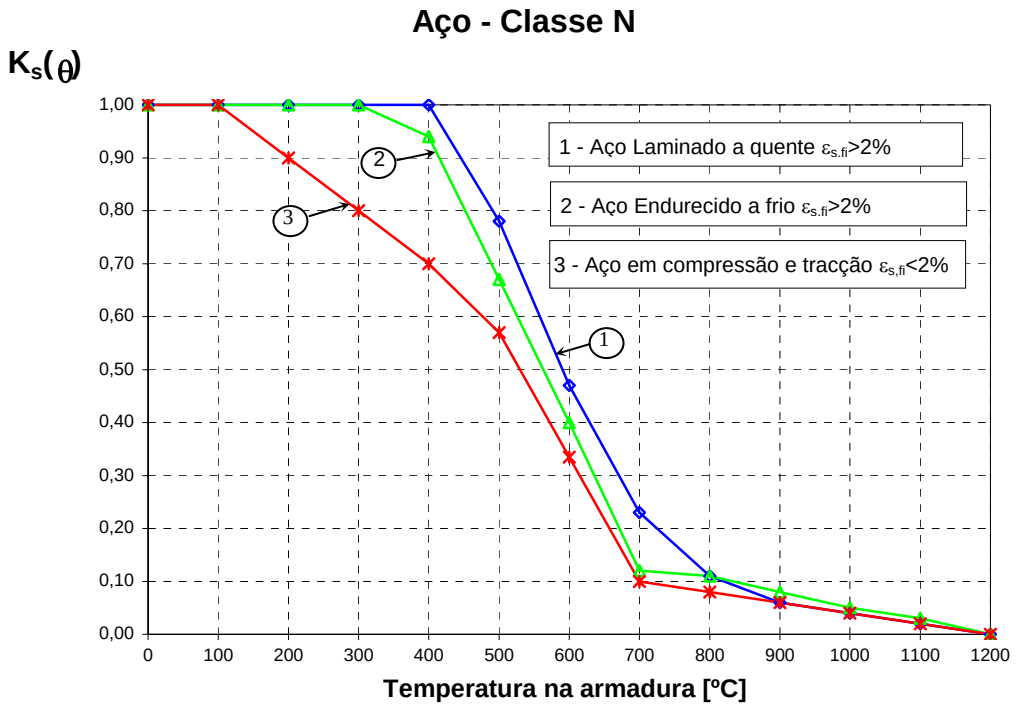


Fig. A2.16 – Coeficientes $k_s(\theta)$ do aço de *Classe N* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2.

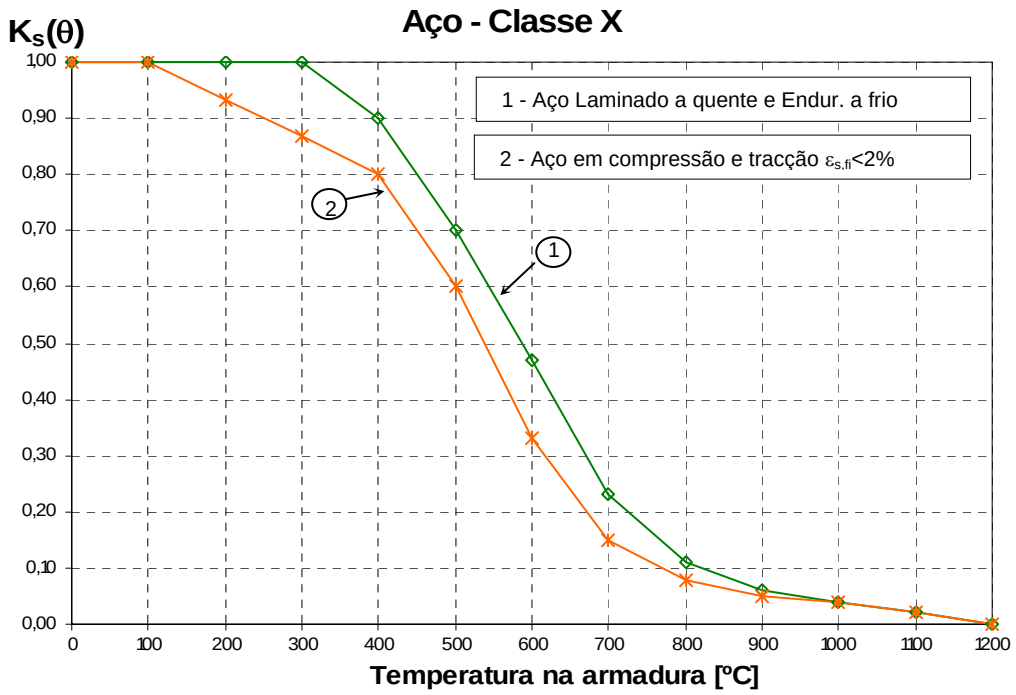


Fig. A2.17 – Coeficientes $k_s(\theta)$ do aço de *Classe X* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2.

A2.3.2.3.2 - Tensão limite de proporcionalidade e módulo de elasticidade

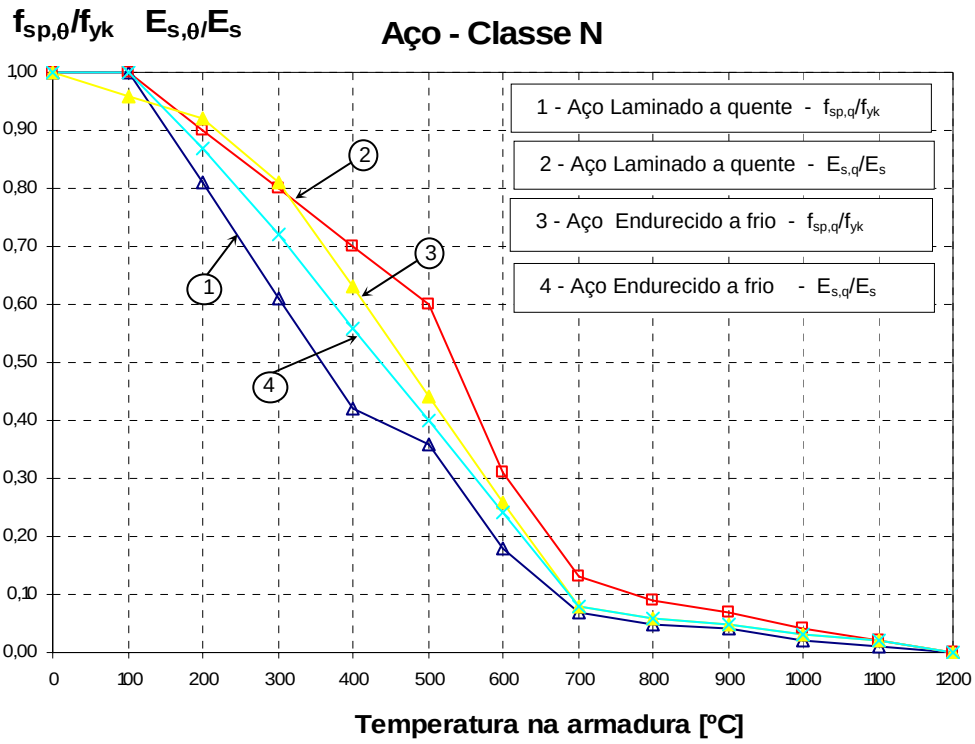


Fig. A2.18 – Coeficientes $f_{sp,\theta} / f_{yk}$ e $E_{s,\theta} / E_s$ do aço de *Classe N* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2.

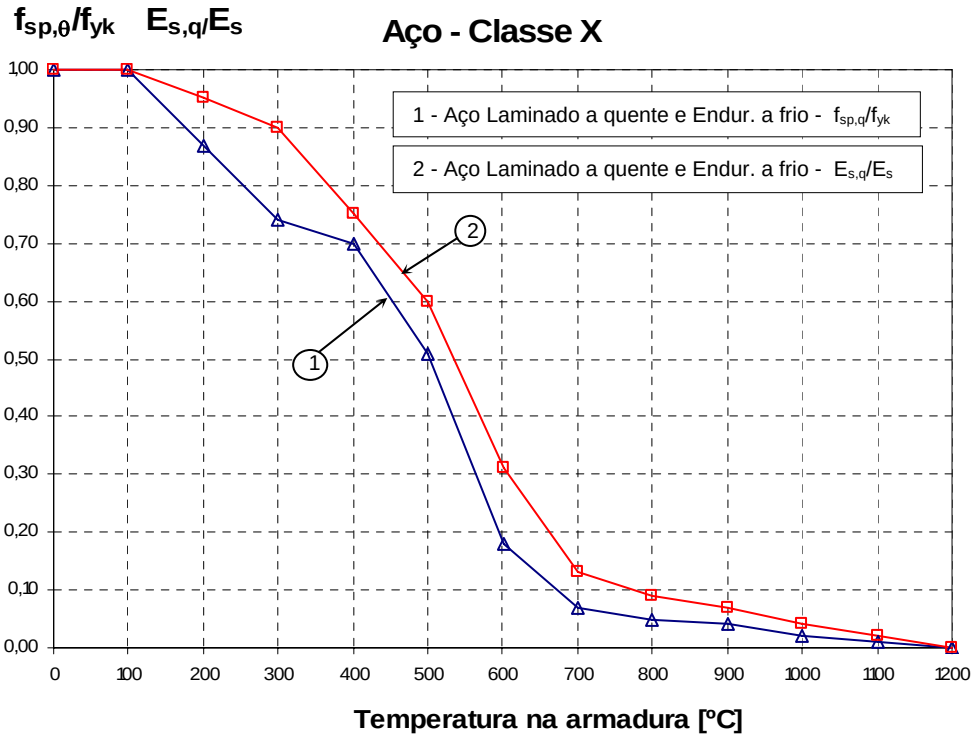


Fig. A2.19 – Coeficientes $f_{sp,\theta} / f_{yk}$ e $E_{s,\theta} / E_s$ do aço de *Classe X* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2.

A2.3.2.3.3 - Exemplo de diagrama de tensão-extensão do aço a altas temperaturas

É feita na Figura A2.20 uma ilustração das relações tensão-extensão para os aços laminados a quente a) e aço endurecido a frio b) para diferentes temperaturas e de acordo com os dados das figuras anteriores.

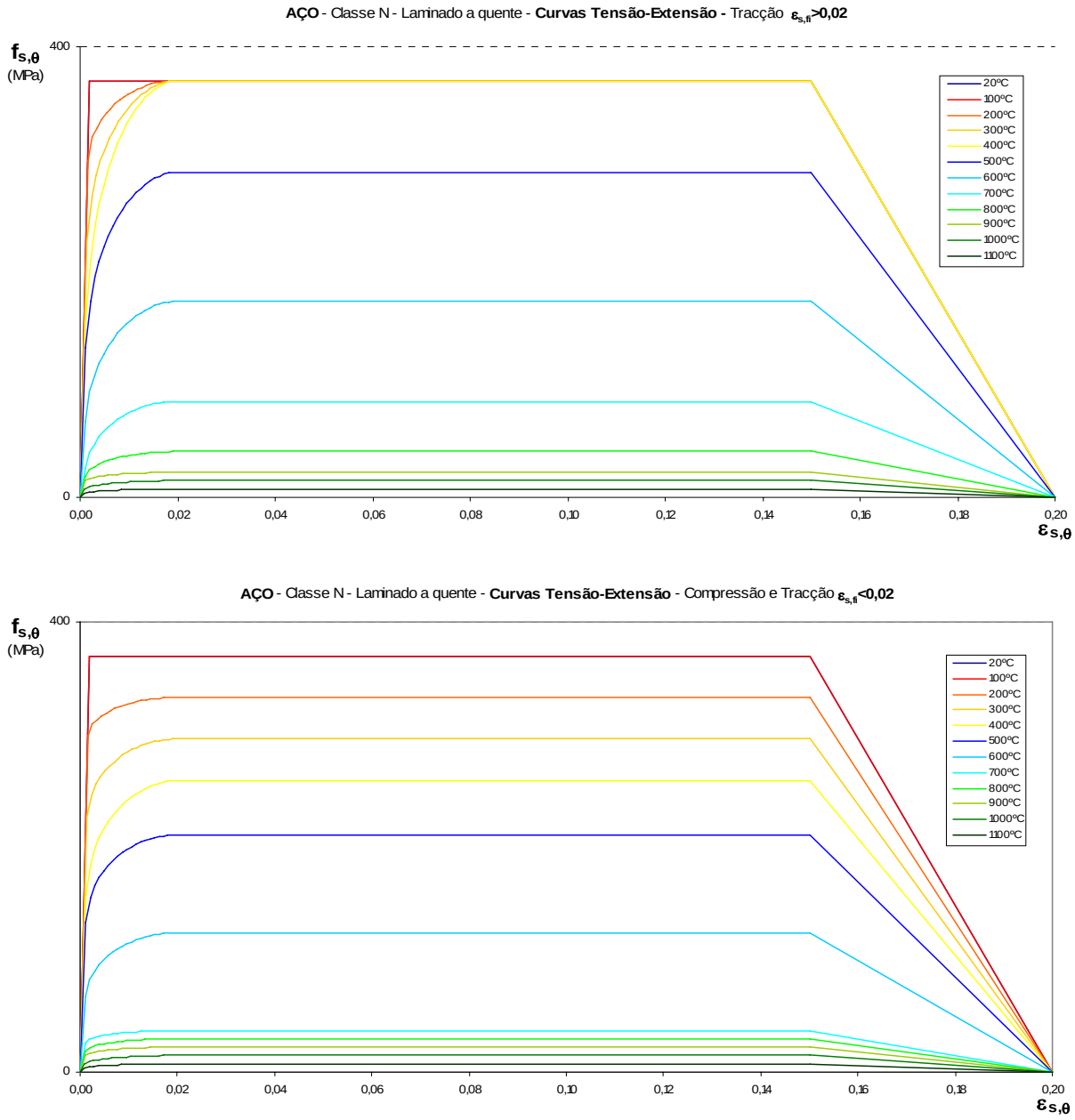


Fig. A2.20 – Diagramas tensão-extensão $f_{s,\theta} - \varepsilon_{s,\theta}$, para valores fixos da temperatura do aço.

Pela Figura A2.20 apercebe-se que é necessário distinguir a extensão a que estão sujeitas as armaduras pelo que para uma mesma secção e eventualmente para uma mesma temperatura deverá considerar-se relações tensão-extensão distintas, tal como se observou nas Figuras A2.16 e A2.17. Para um caso prático apresentado no Capítulo 8 (secção de um pilar com

armaduras de várias secções) e com o objectivo de realçar tal facto apresenta-se na Figura A2.21 a representação dos diagramas considerados.

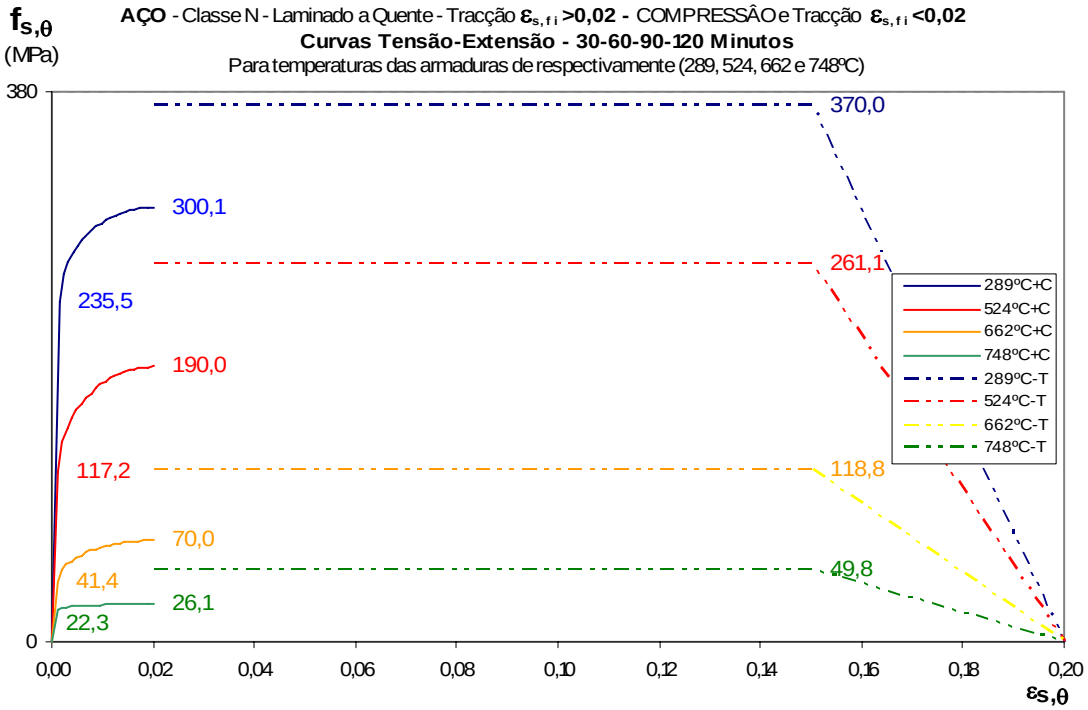


Fig. A2.21 – Diagramas tensão-extensão $f_{s,\theta} - \varepsilon_{s,\theta}$, para as armaduras ϕ12-16-25 e *a*=4cm na secção de 0,3x0,3m^2 aos 30, 60, 90 e 120min.

A2.3.2.4 - Aço de pré-esforço

Apresenta-se o Quadro A2.3 com os parâmetros que permitem considerar as variações das características mecânicas do aço de pré-esforço com a temperatura para o Aço da Classe B em que $\beta = 0{,}9$. Se se tratar do aço da Classe A, o parâmetro β deverá ser calculado pela seguinte expressão:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \times \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \qquad \text{(A2.43)}$$

Em que:

ε_{ud} - Extensão de projecto do aço de pré-esforço para a máxima carga;

ε_{uk} - Extensão característica do aço de pré-esforço para a máxima carga;

$f_{p0,1k}$ - Tensão característica do aço para uma extensão de 0,1% de pré-esforço;

f_{pk} - Tensão característica do aço de pré-esforço;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

Quadro A2.3 – Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de aços de pré-esforço de *Classe A* e *Classe B* sujeitos a elevadas temperaturas.

Temperatura do Betão [ºC]	Endurecido a frio (fios e cordões)				Temperadas (barras)			Todo o aço de pré-esforço	
	$f_{py,\theta}/\ \beta f_{pk}$		$f_{pp,\theta}/\ \beta f_{pk}$	$E_{p,\theta}/E_p$	$f_{py,\theta}/\ \beta f_{pk}$	$f_{pp,\theta}/\ \beta f_{pk}$	$E_{p,\theta}/E_p$	$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pu,\theta}$
	Classe A	Classe B							
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,68	0,98	0,98	0,77	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,51	0,95	0,92	0,62	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,32	0,88	0,86	0,58	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,13	0,81	0,69	0,52	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,07	0,54	0,26	0,14	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,05	0,41	0,21	0,11	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,03	0,10	0,15	0,09	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,02	0,07	0,09	0,06	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,01	0,03	0,04	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	-	-	-	-	-	-	-	0,095	0,145
1200	-	-	-	-	-	-	-	0,100	0,150

A2.3.2.4.1 - Tensão de cedência

Os valores de $k_p(\theta)$, função da temperatura são representados na Figura A2.22 para aços endurecidos a frio da *Classe A* e *Classe B* e aços temperados, respectivamente.

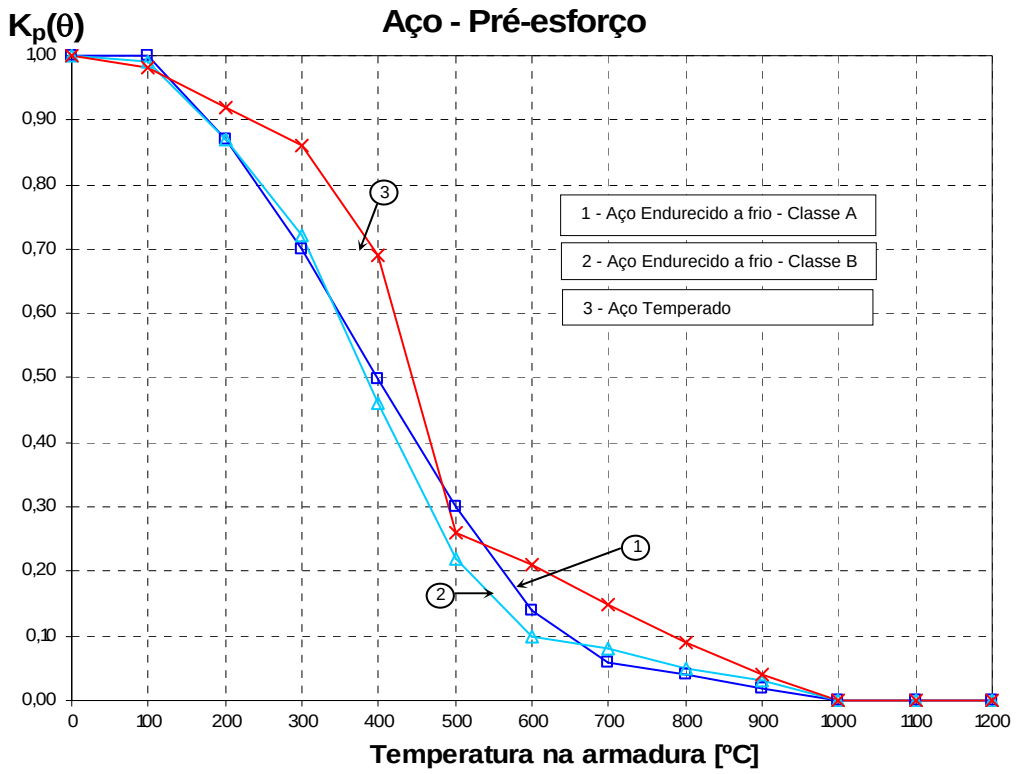


Fig. A2.22 – Coeficientes $k_p(\theta)$ do aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3.

A2.3.2.4.2 - Tensão limite de proporcionalidade, módulo de elasticidade e extensões limite

Os valores das relações tensão limite de proporcionalidade a determinada temperatura e a tensão de cedência à temperatura ambiente $f_{pp,\theta}/f_{pk}$ e a relação entre o módulo de elasticidade a determinada temperatura e à temperatura ambiente, $E_{p,\theta}/E_p$, e as extensões limites $\varepsilon_{pt,\theta}$ e $\varepsilon_{pu,\theta}$ para os aços de pré-esforço são representadas respectivamente nas Figura A2.23 e A2.24.

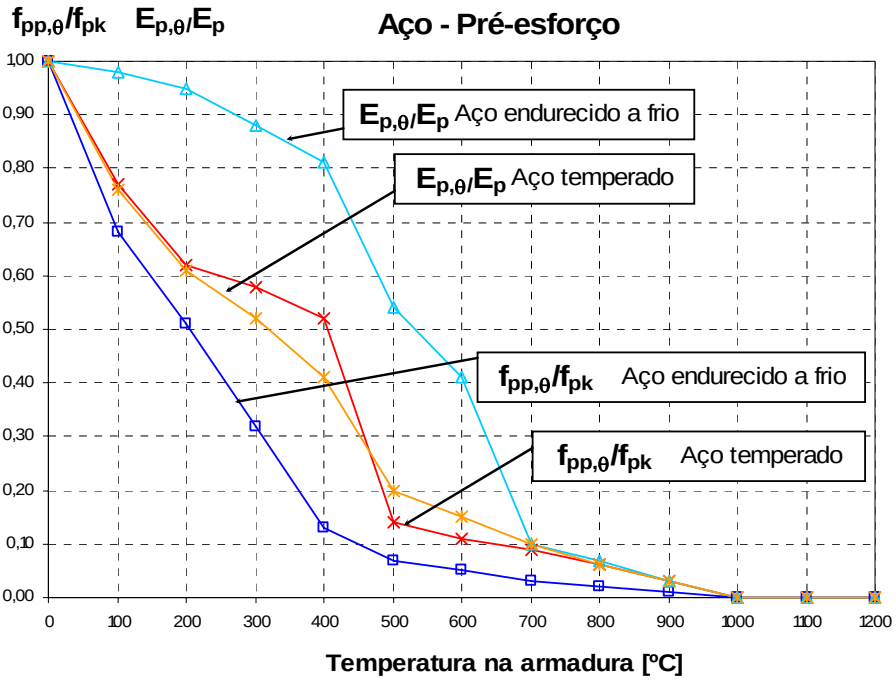


Fig. A2.23 – Coeficientes $f_{pp,\theta} / f_{pk}$ e $E_{p,\theta} / E_p$ do aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3.

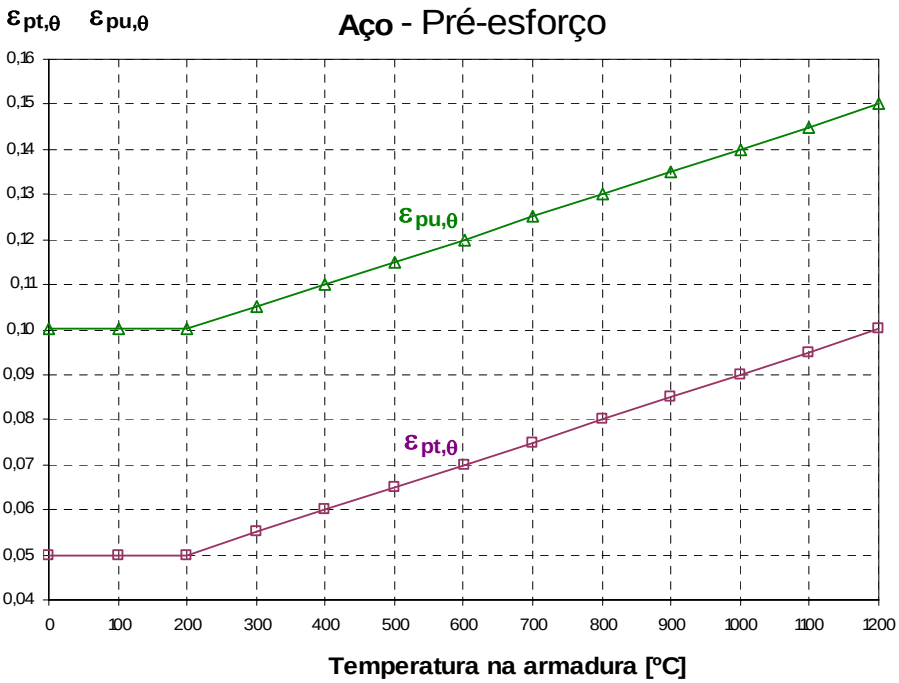


Fig. A2.24 – Coeficientes $\varepsilon_{pt,\theta}$ e $\varepsilon_{pu,\theta}$ do aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3.

A2.4 - Referências Bibliográficas

[1] Shleich, J. B., (1993), "*International Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art*", International Iron and Steel Institute, Brussels, Belgium.

[2] Schneider, U., (1988), "*Concrete at Elevated Temperature - A Critical Review*", Fire Safety Journal, 13, pp. 55-68.

[3] Harmathy, T. Z., (1993), "*Fire Safety Design and Concrete*", Wiley, New York, E.U.A.

[4] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[5] prEN 1992-1-2, (December 2003), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[6] prEN 1992-1-2, 2nd draft (July 2001), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[7] prEN 1992-1-1, (April 2002), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1: General Rules and Rules for Buildings*", European Committee for Standardization, English Version, Brussels, Belgium.

[8] Phan, Long T. e Carino, Nicholas J., (2001), "*Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures*", NISTIR 6726, BFRL e NIST, Gaithersburg, MD 20899, New Zealand.

[9] Bailey, C., *http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/*.

Anexo 3

FIGURAS COMPLEMENTARES DA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE PILARES SUJEITOS AO INCÊNDIO NORMALIZADO ISO 834

Anexo 3

FIGURAS COMPLEMENTARES DA ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE PILARES SUJEITOS AO INCÊNDIO NORMALIZADO ISO 834

A3.1 – Figuras complementares

No Capítulo 8, relativo à avaliação do comportamento estrutural de pilares de betão armado à acção do incêndio normalizado ISO 834, [1], foi apresentada a evolução da capacidade de carga dos pilares, função das temperaturas na secção e em particular nas armaduras e de todas as características geométricas e mecânicas que os caracterizam. Contudo, foram feitos paralelamente estudos de avaliação de sensibilidade dos parâmetros que influenciam tal comportamento. Assim, através destes foi possível incorporar os vários efeitos necessários para que aqueles cálculos traduzam o mais fielmente possível o comportamento dos pilares sujeitos a incêndio. No entanto para não sobrecarregar o texto principal (Capítulo 8) incorporaram-se neste anexo as principais figuras que demonstram a maior ou menor influência dos parâmetros considerados no cálculo final da resistência dos pilares. Como consequência desta avaliação o processo de cálculo foi afinado tal como se apresentaram os cálculos no Capítulo 8.

Todas as figuras aqui representadas, sejam elas relativas ao lado da solicitação ou do lado resistente, correspondem a pilares com uma secção de betão armado de 0,3x0,3m^2, com varões 4ϕ16 e uma distância das quatro faces sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834, [1] e o eixo das armaduras de a=4cm. Nas figuras apresentam-se sempre curvas correspondentes aos instantes pertinentes em termos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120min.

Apresenta-se na Figura A3.1, e naturalmente no que diz respeito ao domínio resistente, $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ as curvas limites desse domínio, correspondentes à consideração do factor $k_s(\theta)$,redutor da resistência do aço com a temperatura como é especificado na EN 1992-1-2, [2]. Complementarmente apresentam-se também as curvas quando não se especifica a distinção do factor $k_s(\theta)$, para extensões do aço, ε_s inferiores a 0,02. Como se pode observar na Figura A3.1, a distinção faz-se notar apenas para valores de esforço axial relativamente baixos, face ao esforço momento flector mobilizado na secção. Os estudos sequentes mostram, contudo que esta faixa é muito importante nas avaliações finais pelo que aquela consideração (aliás prevista na EN 1992-1-2, [2]) é pertinente e a sua não consideração, mesmo num método simplificado, não é aconselhada. Tal estudo foi feito quando no parágrafo 8.2.4.3 (Capítulo 8) se teceram as considerações de base do método da rigidez nominal.

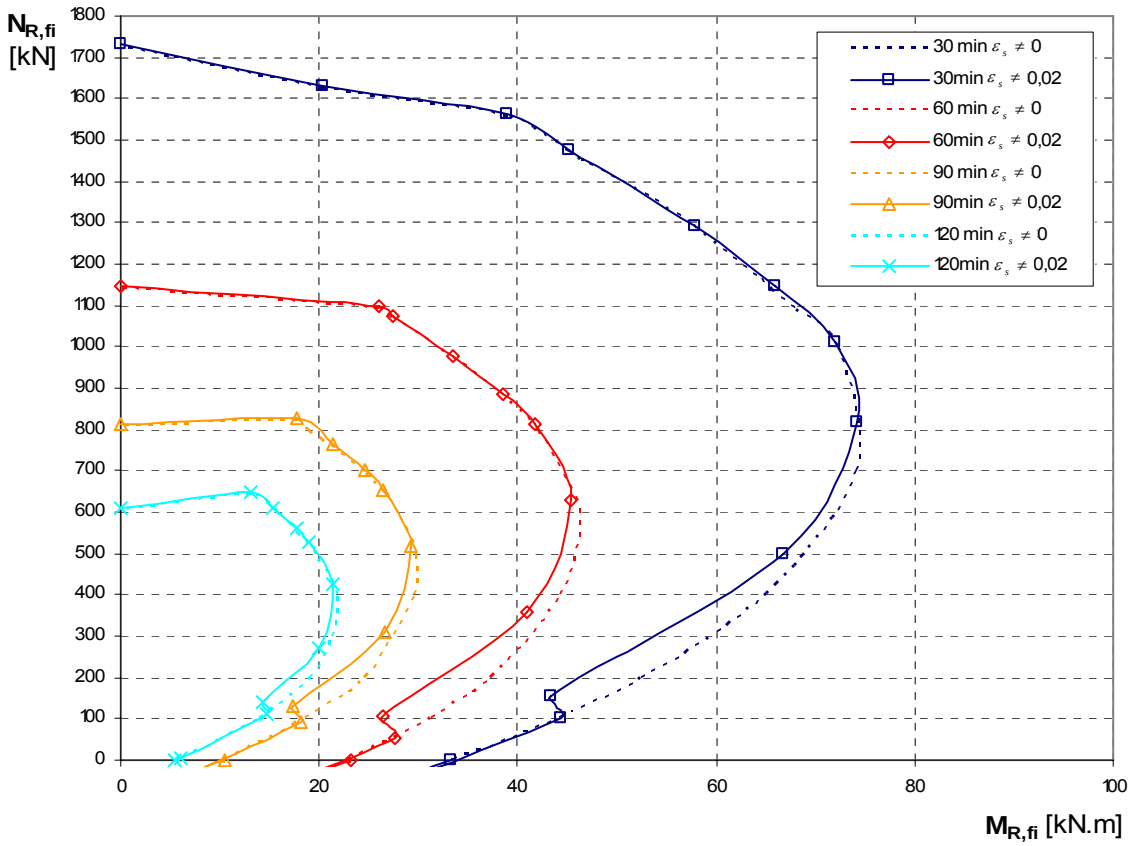


Fig. A3.1 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as suas faces ao incêndio ISO 834 (duas curvas de $k_s(\theta)$ para $\varepsilon_s \neq 0{,}02$ como especificado na EN 1992-1-2 e uma curva de $k_s(\theta)$ para $\varepsilon_s > 0{,}02$).

Pretende-se avaliar na Figura A3.2, no que diz respeito aos limites dos domínio resistente para os instantes 30, 60, 90 e 120min, $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$, a diferença qualitativa e quantitativa, dos cálculos considerando os pressupostos do método SimFIRc e os de o método equivalente ao da Isotérmica dos 500ºC. Como se pode observar aqueles domínios resistentes são muito distintos, para qualquer temperatura, devido à não consideração das características mecânicas do betão com a temperatura. Assim, considerou-se importante, a partir desta avaliação, a consideração daquela variabilidade, pelo que os cálculos subsequentes sempre consideraram a variação das características do betão com a temperatura (Nesta figura a designação "+*A*", permite distinguir os cálculos em que se considerou tal variação). Contudo, decidiu-se ainda fazer uma análise que extravasa o método definido na EN 1992-1-2, [2], que é o de considerar o método da Isotérmica dos 500ºC mas considerando igualmente a variabilidade das características do betão com a temperatura. As curvas resultantes e comparando agora com as definidas do método SimFIRc são apresentadas na Figura A3.3.

Como se pode observar na Figura A3.3, as diferenças já não são tão significativas, sobretudo para pequenos valores de $N_{R,fi}$. Contudo, para pilares pouco esbeltos, poderia obter-se resultados não conservativos, para um esforço de cálculo equivalente. Assim, e uma vez que o método da Isotérmica dos 500ºC não especifica a variabilidade das características mecânicas do betão com a temperatura e se o fizéssemos seria um novo método de cálculo, e por uma

questão de coerência, e por introduzir maior rigor no cálculo, segue-se a metodologia de SimFIRc.

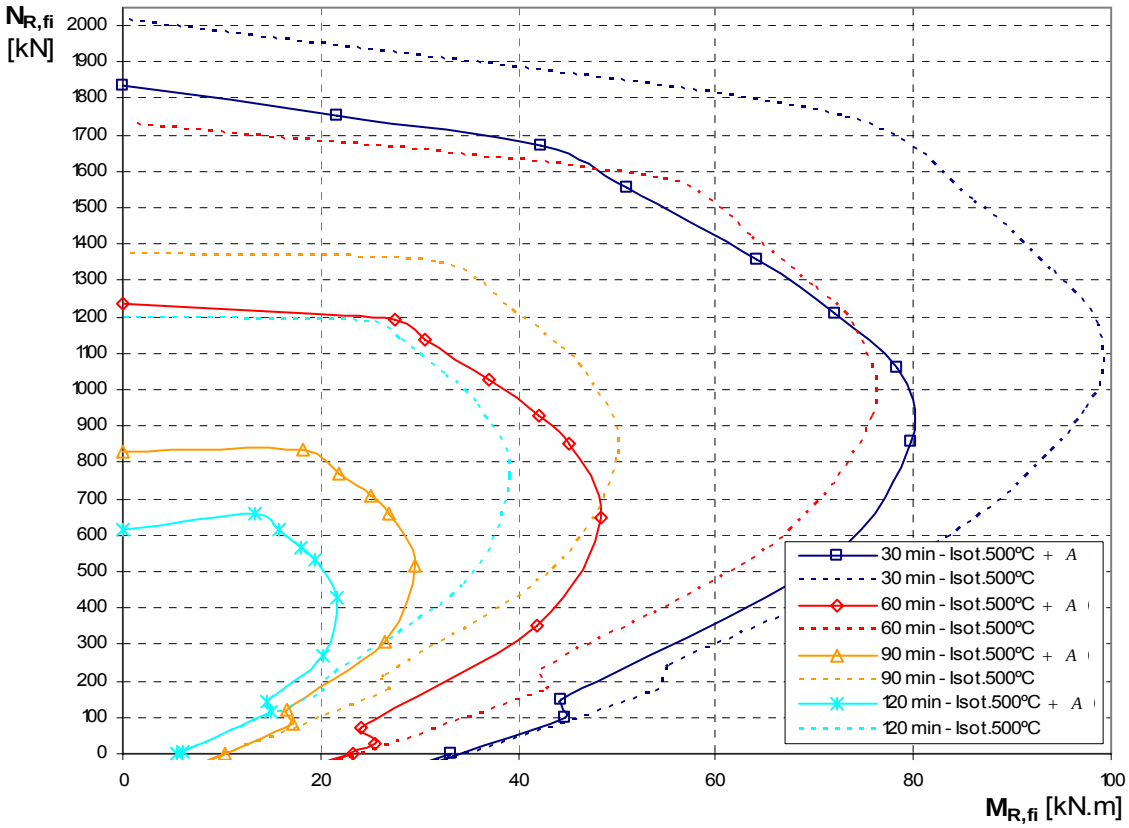


Fig. A3.2 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC mas considerando a variação das características do betão com a temperatura, "+*A*" e o método da Isotérmica dos 500ºC).

As Figuras seguintes, A3.4 e A3.5 apresentam já os dois domínios, relativos à resistência, utilizando os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona e a solicitação para duas considerações distintas (como a seguir se referirá) em cada uma daquelas Figuras. O objectivo é o de confrontar estas figuras com as correspondentes às do texto principal nas quais se utilizou o método SimFIRc. Aqui, o que é sobretudo mais interessante são as intersecções das curvas dos dois domínios para cada instante, fornecendo os pares de valores $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ resistentes para aquele pilar e confrontar os valores das Figuras A3.4 e A3.5 e as do texto principal.

Assim, apresenta-se nas Figuras A3.4a e b) os domínios resistentes para a secção do pilar referido (iguais para as duas figuras), calculados com o método da Isotérmica dos 500ºC. Complementarmente apresenta-se as curvas do lado da solicitação para um pilar de altura de 8m utilizando duas metodologias distintas para o cálculo da rigidez da parcela de betão. Assim, por exemplo, a terminologia $C_{2.2_0\text{-}30}$ tem o seguinte significado: "*C*" de Concrete, "$_{2.2}$" devido a considerar a segunda metodologia (referida no texto principal) no cálculo do módulo de

deformabilidade do betão em função da temperatura, "$_{0}$" especifica o coeficiente de fluência adoptado e "$_{-30}$" o instante avaliado. Apenas difere a avaliação com "$_{2.3}$" em que a metodologia do cálculo do módulo de deformabilidade do betão em função da temperatura foi a considerada em todos os cálculos a partir desta avaliação de sensibilidade.

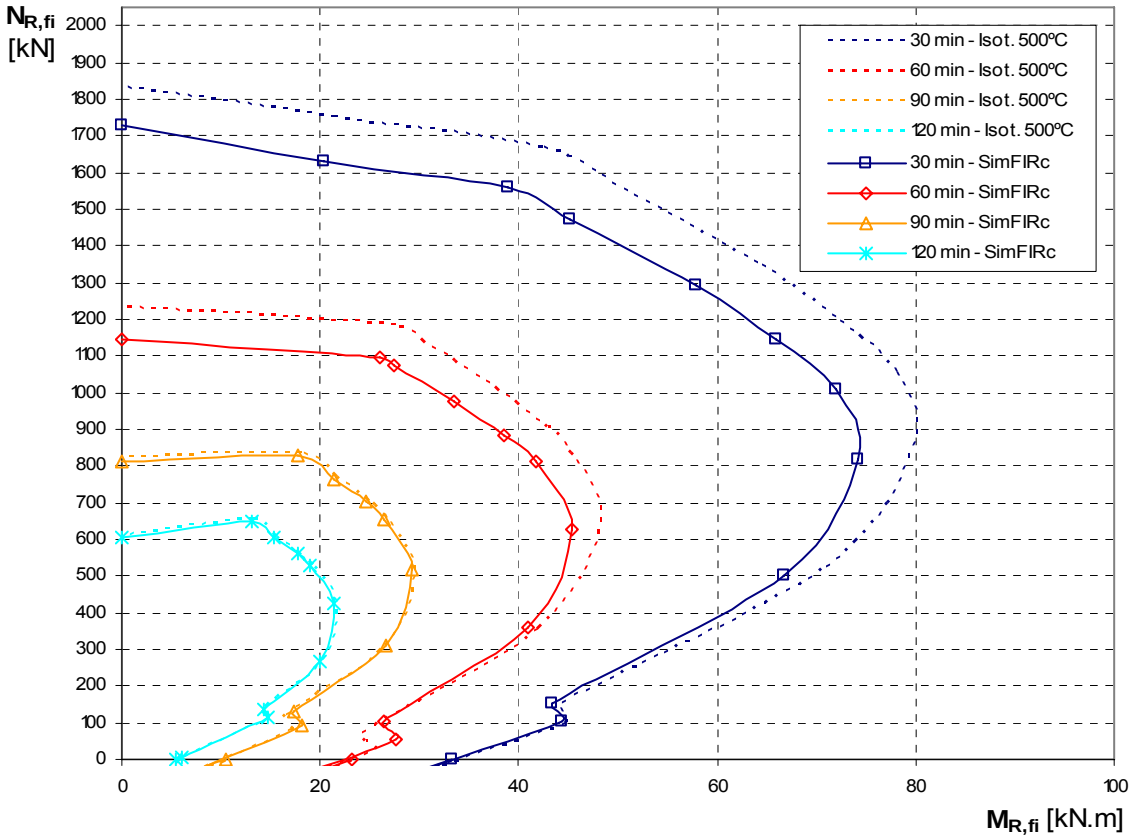
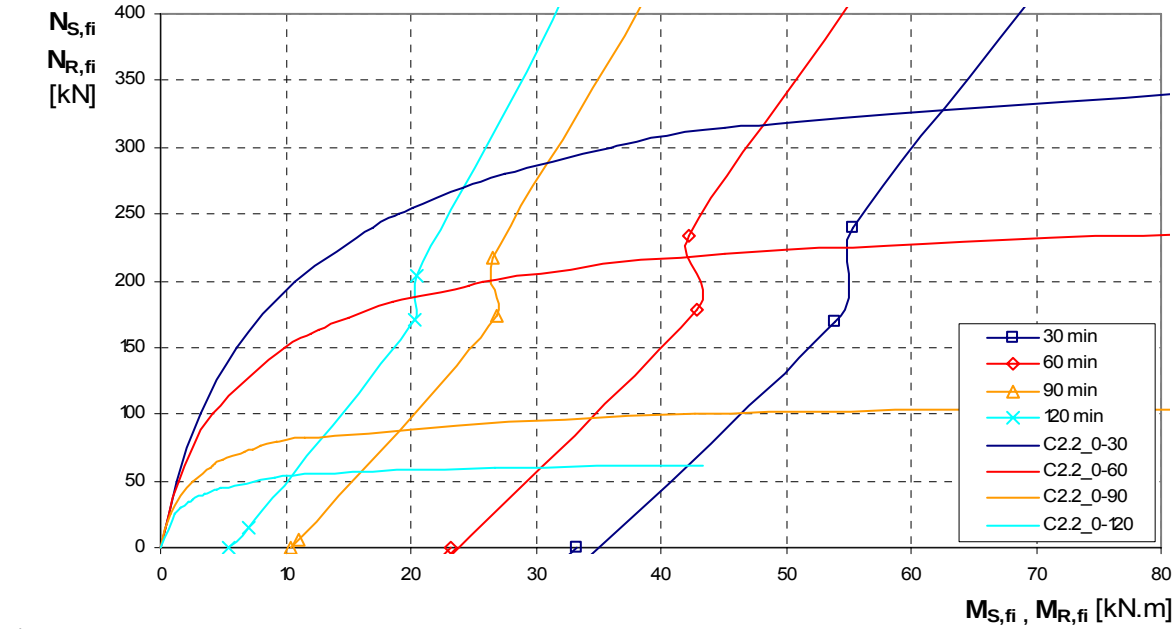


Fig. A3.3 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e o método SimFIRc).

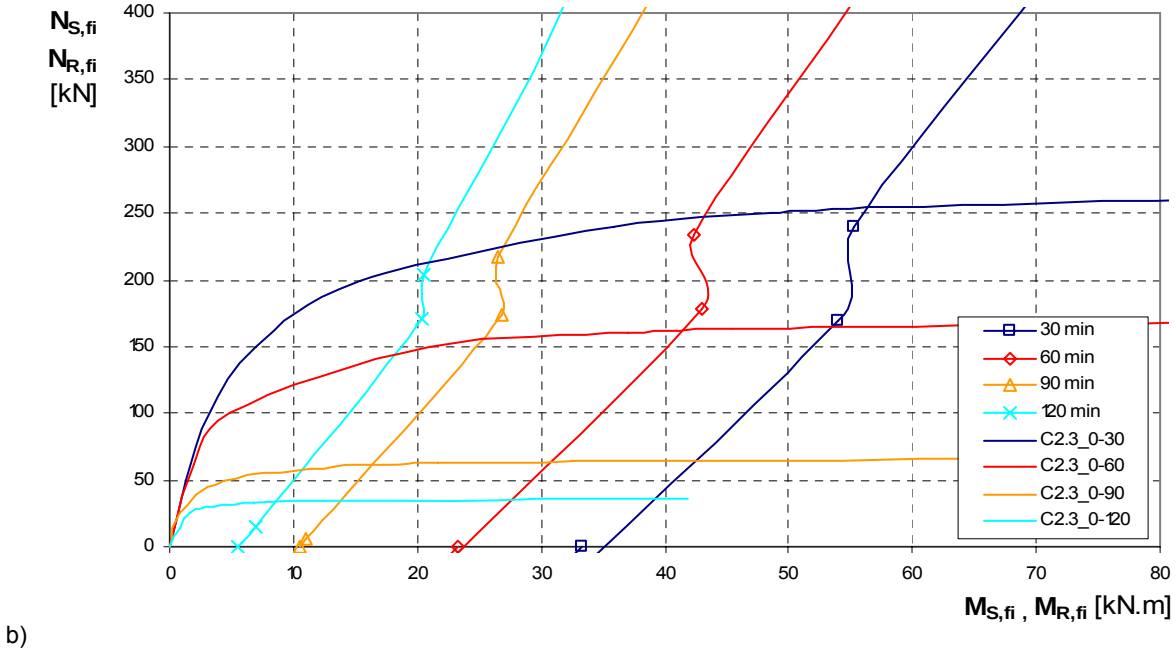
Em alternativa, apresenta-se nas Figuras A3.5a e b) os domínios resistentes para a secção do pilar referido (iguais para as duas figuras), calculados com o método de Zona. As restantes curvas, do lado da solicitação, são iguais respectivamente às Figuras A3.4a e b) anteriores.

Constata-se em ambas as figuras A3.4 e A3.5 que, a terceira metodologia de cálculo da rigidez do betão faz diminuir significativamente os valores possíveis para o esforço axial resistente dos pilares. Sendo contudo muito semelhantes as abordagens com os métodos da Isotérmica dos 500ºC ou de Zona.

A título complementar e em forma de justificação do parágrafo anterior, apresenta-se a Figura A3.6, na qual se observa uma quase coincidência das curvas obtidas para o método de rigidez nominal considerando a espessura degradada de betão obtida pelo método da Isotérmica dos 500ºC ou através do método de Zona. Assim, observa-se que as diferenças ao nível da "resistência" não se repercutem igualmente do lado da "solicitação".



a)



b)

Fig. A3.4 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min definido com o método da Isotérmica dos 500ºC - Pilar de 8m de altura de betão armado com 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834. Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal, metodologia do cálculo da rigidez do betão: a) 2ª, b) 3ª.

Procura-se mostrar nas Figuras A3.7 e A3.8 o efeito, na definição do domínio resistente $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min, das duas alternativas para a consideração da temperatura das armaduras: através da leitura dos ábacos de temperatura da EN 1992-1-2, [2] e as obtidas através de SAFIR. Estas Figuras vêm evidenciar as conclusões enumeradas no parágrafo 8.2.4.4.

Apresenta-se na Figura A3.7 as análises em que a leitura da temperatura nas armaduras é feita nos ábacos da EN 1992-1-2, [2], para o método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e o método da Isotérmica dos 500ºC.

Comparando aquela figura com a Figura A3.2, verifica-se que há uma enorme semelhança nos resultados, pelo que se deduz uma possível leitura daquelas temperaturas na norma.

Já na Figura A3.8 apresenta-se as análises em que a leitura da temperatura nas armaduras é feita nos ábacos da EN 1992-1-2, [2], para o método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e o método definido pelo autor em SimFIRc para temperaturas das armaduras fornecidas pelo SAFIR. Igualmente aqui, comparando aquela figura com a Figura A3.3, verifica-se que há uma enorme semelhança nos resultados (as curvas a traço interrompido é que se devem comparar para aquelas duas figuras, já que as curvas a cheio são idênticas nas Figuras A3.8 e A3.3) pelo que, mais uma vez, se deduz uma possível leitura daquelas temperaturas na norma EN 1992-1-2, [2].

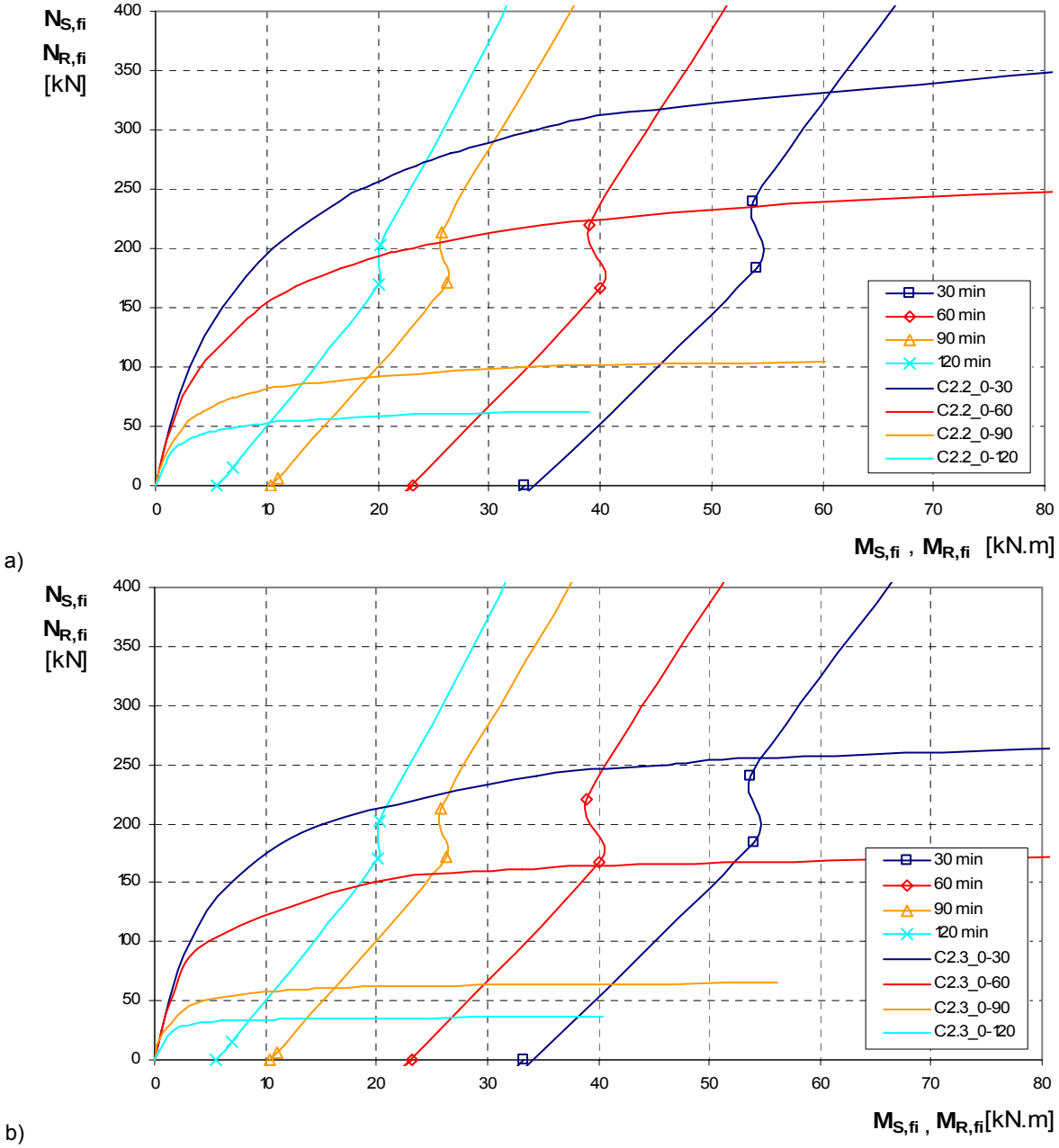


Fig. A3.5 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min dum pilar de 8m de altura com secção 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 e definido com o método de Zona. Solicitação obtida pelo método da rigidez nominal, com a metodologia 2 (a) e 3 (b) do cálculo de E_{cd}.

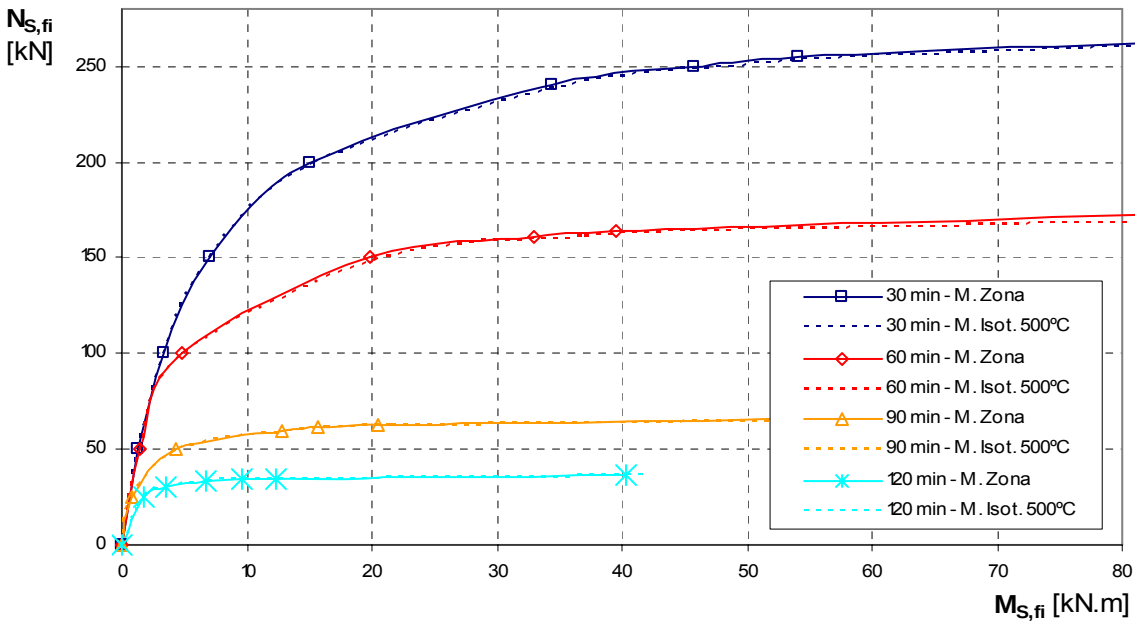


Fig. A3.6 – Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal, $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min definido com os métodos de Zona e Isotérmica dos 500ºC e metodologia 3 no cálculo de E_{cd}. - Pilar de 8m de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834.

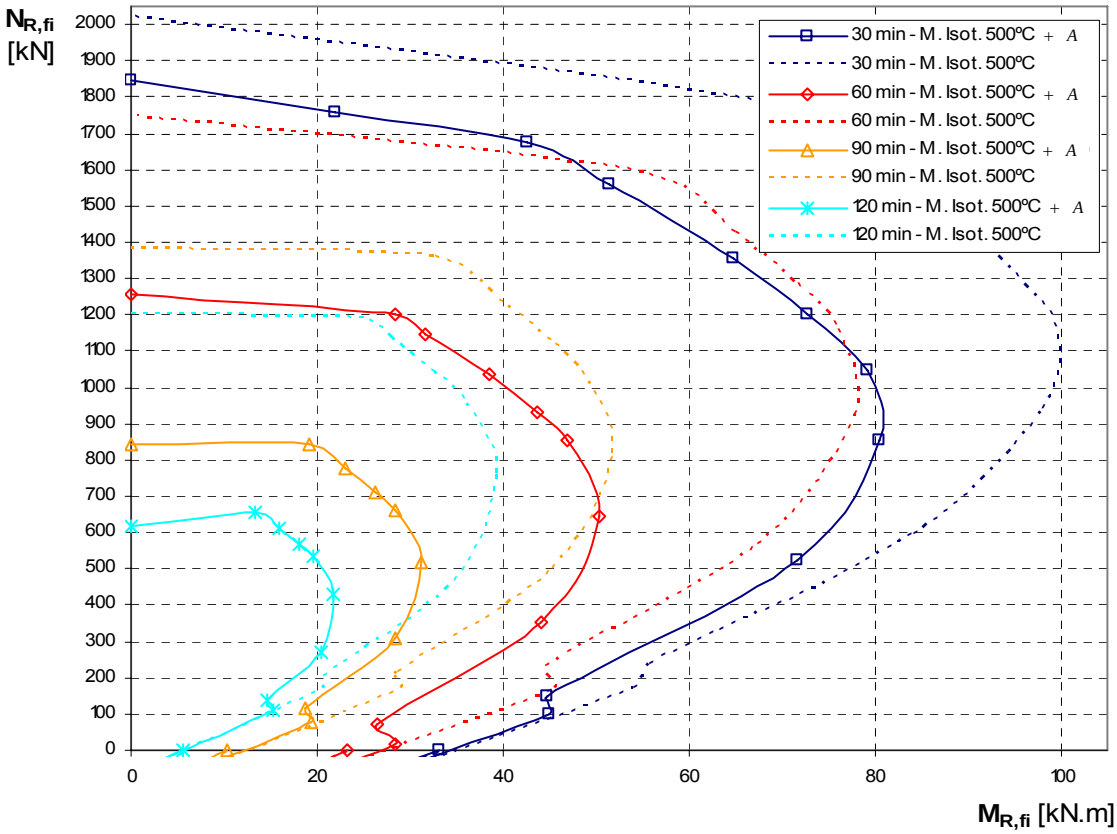


Fig. A3.7 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as suas faces ao incêndio ISO 834. Leitura das temperaturas para as armaduras na EN 1992-1-2 (métodos Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e Isotérmica dos 500ºC).

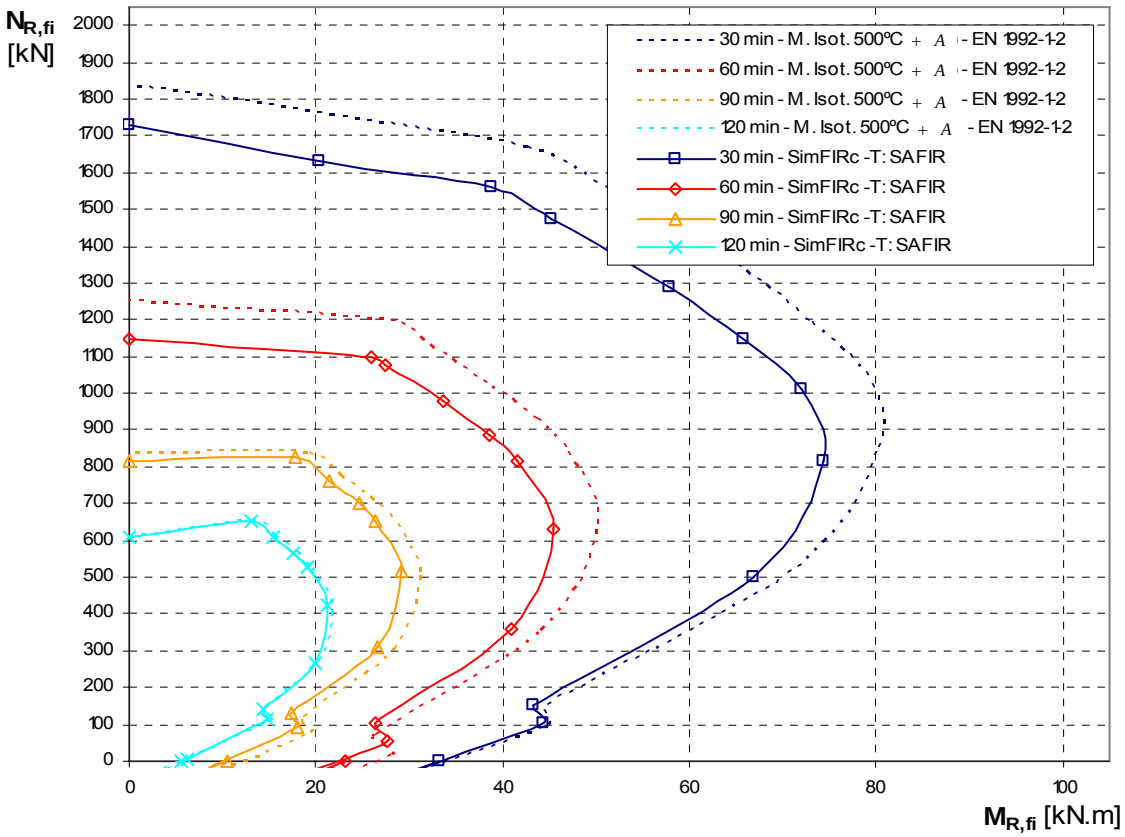


Fig. A3.8 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as suas faces ao incêndio ISO 834. Leitura das temperaturas das armaduras pela EN 1992-1-2, método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e obtenção das temperaturas para as armaduras no SAFIR e método SimFIRc.

Durante a execução do modelo SimFIRc, e em particular no parágrafo 8.2.4.5 relativo ao estudo da influência da consideração da extensão máxima para o betão à compressão (diferente do valor convencionado de 0,0035), optou-se por numa parte do cálculo implementar um processo iterativo que apesar de cómodo, não permitia evidenciar a quebra das curvas como as que estão representadas a cheio na Figura A3.9, resultando as curvas a traço interrompido. Assim, optou-se por fixar valores de x, correspondente à posição do eixo neutro, permitindo assim, assinalar dois pontos como os que estão representados para cada curva para valores de $N_{R,fi}$ perto dos 100kN. As curvas passaram então a representar convenientemente todo o domínio resistente e em particular naquela faixa, já anteriormente referida como importante, por corresponder em várias situações à zona de intersecção com as curvas do domínio solicitação.

Na Figura A3.10 pretende-se evidenciar o efeito do recobrimento das armaduras, neste elemento de betão em particular, na temperatura média das mesmas, complementando o referido parágrafo 8.3.3:

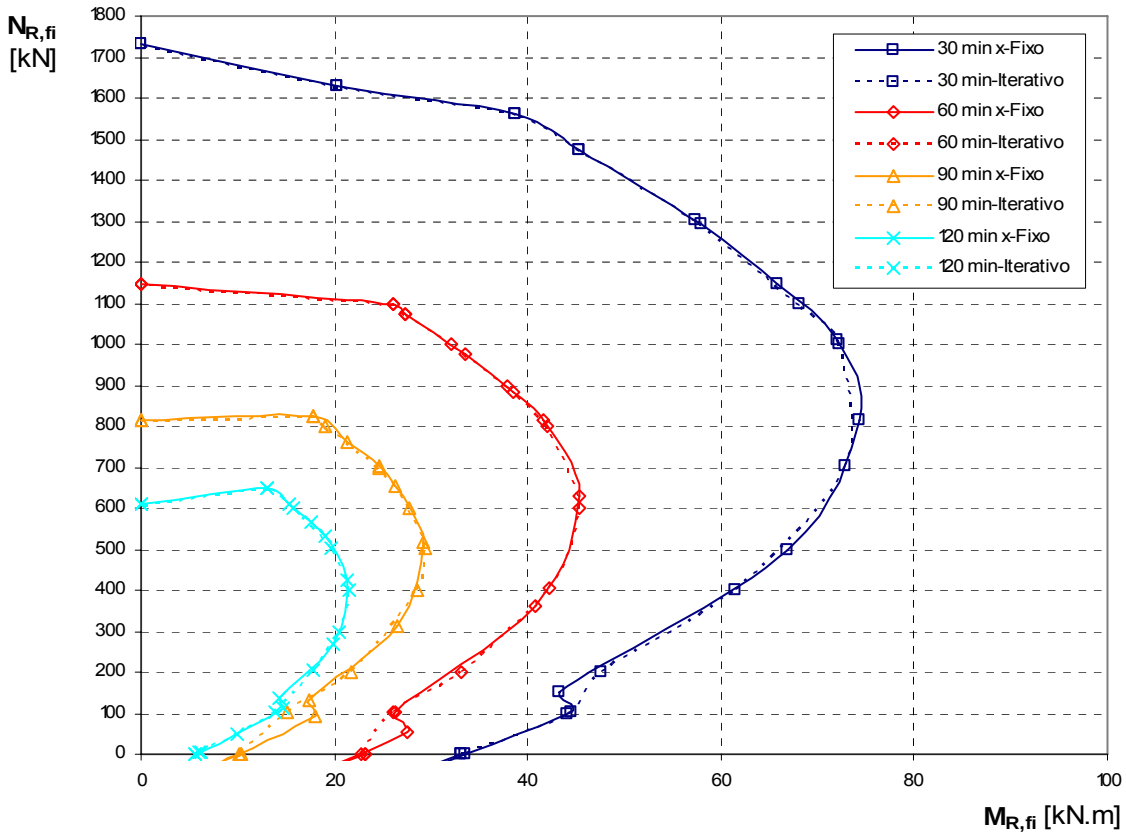


Fig. A3.9 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as suas faces ao incêndio ISO 834. Duas vias para obtenção do resultado, processo iterativo e imposição de valores.

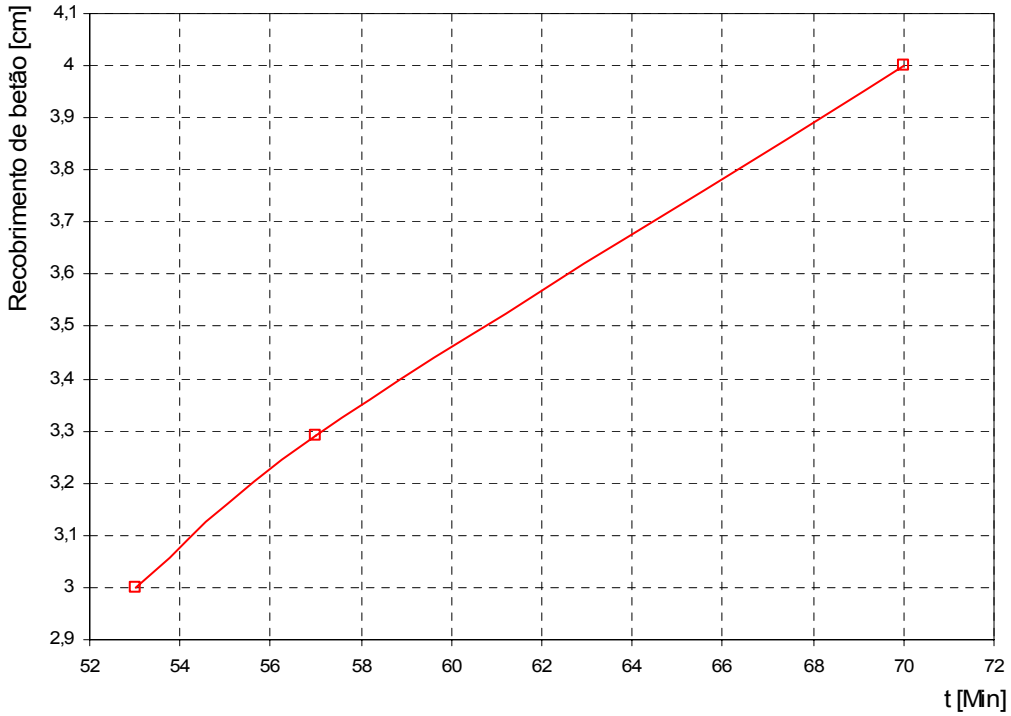


Fig. A3.10 – Tempo necessário até se atingir a temperatura média de 500ºC na armadura - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as suas faces ao incêndio ISO 834.

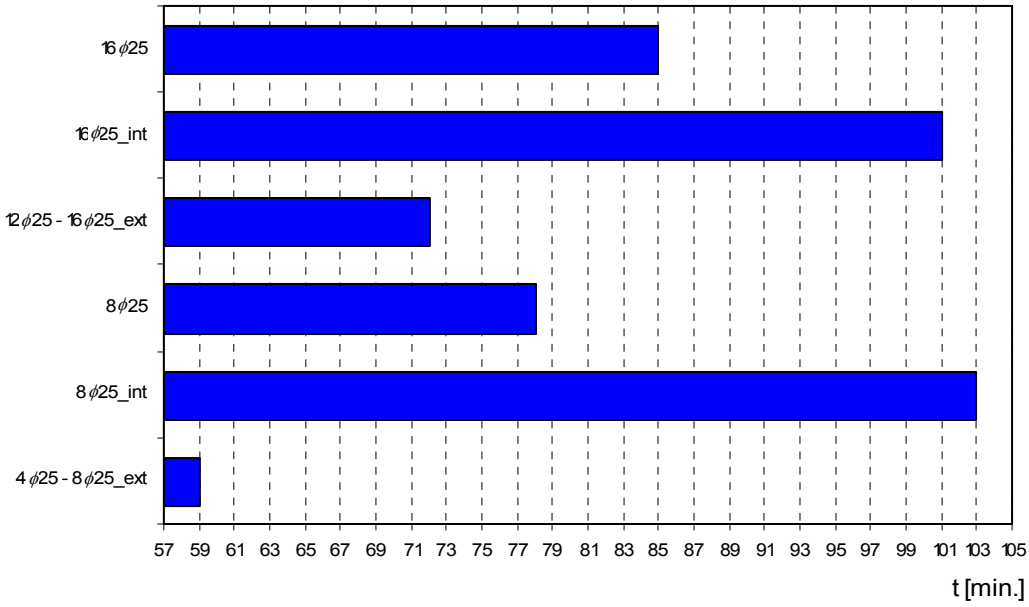


Fig. A3.11 – Tempo necessário até se atingir a temperatura média de 500ºC nas armaduras - Betão armado de 0,3x0,3m^2 e 4ϕ25, 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25 com C_c=3cm - Incêndio ISO 834.

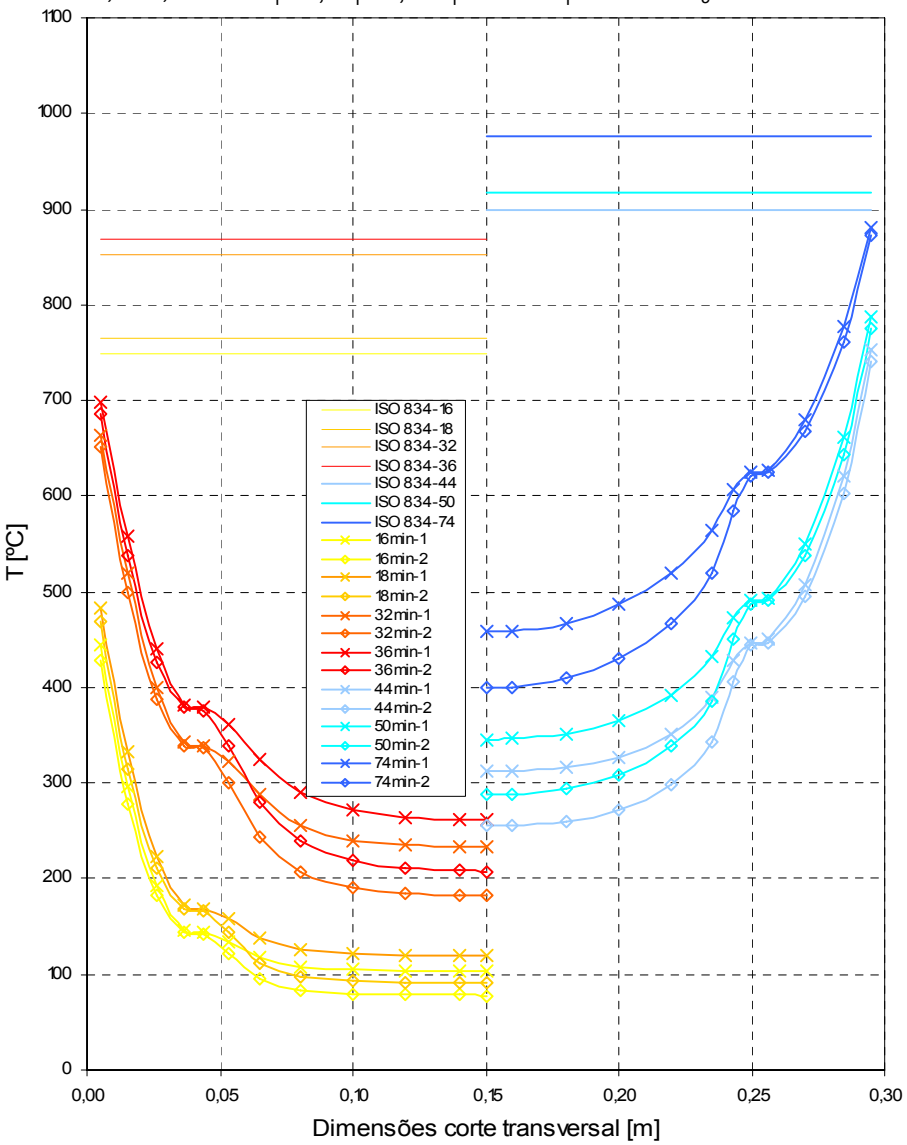


Fig. A3.12 – Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* na secção do pilar de betão armado com 0,3x0,3m^2 e armaduras 4ϕ16 (C_c= 3cm) aos 16, 18, 32, 36, 44, 50 e 74min.

A Figura A3.11 vem igualmente complementar o parágrafo 8.3.3 fornecendo uma avaliação qualitativa e quantitativa do tempo necessário para que a temperatura média das armaduras seja de 500ºC num pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2 e com as seguintes composições de armadura: 4ϕ25, 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25 considerando em todas as situações um recobrimento de C_c=3cm e sujeito em todas as faces ao incêndio normalizado ISO 834, [1]. Teve-se o cuidado de diferenciar as armaduras exteriores, colocadas nos cantos e as interiores, situadas a meio das faces. Naturalmente que os instantes em que se atinge a temperatura média de 500ºC para as duas situações é distinta.

A Figura A3.12 é uma figura complementar, necessária à explicação referida no parágrafo 8.3.4.2.2 relativa à comparação entre os cálculos com SimFIRc e o SAFIR. Apenas se fez esta comparação para um pilar com 4 armaduras de 16mm e recobrimento de 3cm. Pretendeu-se avaliar os perfis *1-1* e *2-2* de temperaturas para determinados instantes específicos e confrontar com o domínio resistente correspondente assinalados na Figura A3.13.

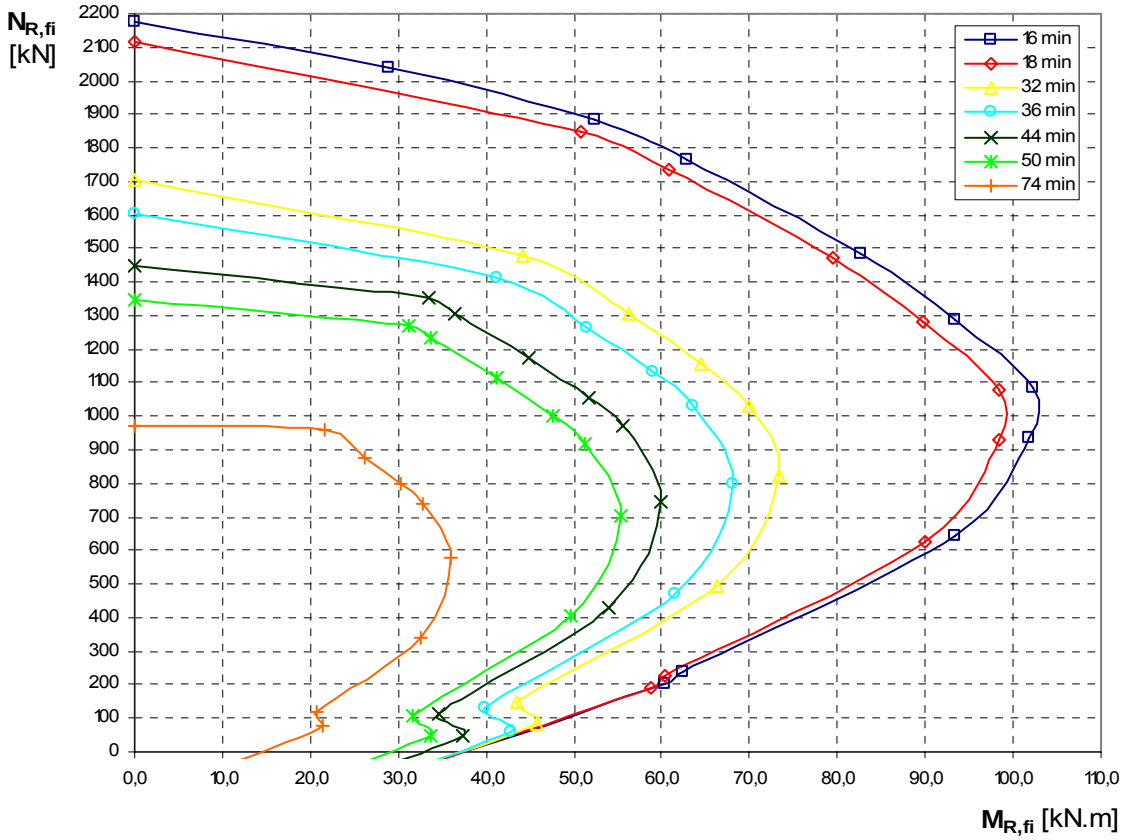


Fig. A3.13 – Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 16, 18, 32, 36, 44, 50 e 74min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito nas faces ao incêndio ISO 834.

A3.2 - Referências bibliograficas

[1] ISO 834, (1975), "*Essais de Résistance au Feu*", Organisation Internationale de Normalisation. Norme Internationale. Genève, Suisse.

[2] EN 1992-1-2, (December 2004), "*Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part1-2: General Rules - Structural Fire Design*", European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

Índice de Figuras

Capítulo 1

Capítulo 2

2.1 - Três vias para cumprir os requisitos de resistência ao fogo na BSLJ ……... 2.11

2.2 - Perfis de temperatura, função da distância da face exposta ao incêndio ISO 834 e função do tempo (para betão corrente, calcário, silicioso e basáltico), [34] ……..….. 2.12

2.3 - a) Relação entre as diferentes componentes de extensão quando o modelo de Anderberg & Thelanderson é aplicado a uma tensão relativa de 35% da tensão última; b) Deformação durante o aquecimento para diferentes níveis relativos de tensão de compressão ……. 2.30

2.4 - Relação tensão-extensão a diferentes temperaturas sem pré carregamento ……..... 2.30

Capítulo 3

3.1 - Relação entre $\sigma_{c,fi}$ e *h* (ou *b*) para o risco de Spalling ……..…….... 3.5

3.2 - Organigrama correspondente à influência da temperatura nas características térmicas e mecânicas .. 3.6

3.3 - Procedimento da avaliação exigêncial da análise da resistência ao fogo de estruturas ……..……. 3.7

3.4 - Esquematização de modelos de avaliação da resistência ao incêndio, [3] …… 3.8

3.5 - Esquematização de tempo equivalente (estruturas de betão) ……..... 3.9

3.6 - Variação de $\eta_{fi,t=0}$ função de $\xi = \frac{Q_{k,1}}{G_k}$, para diferentes valores de $\psi_{1,1}$ ……... 3.12

3.7 - Curvas nominais de incêndio ……..……..... 3.15

3.8 - Formas de transmissão de calor e algumas condições de fronteira, [13] ..…….. 3.18

3.9 - Transmissão de calor por condução, convecção e radiação, [14] ……..…… 3.19

3.10 - Domínio bidimensional de solução da equação de condução de calor, com a condição inicial e as condições de fronteira, [13] ...……..……..……..... 3.24

3.11 - Variação linear da temperatura ao longo do intervalo de tempo Δt, [14] ……..…….... 3.34

3.12 - Organização do pacote de softwares TCD ……..…….... 3.42

3.13 - Definição das variáveis geométricas usadas nos quadros seguintes ……... 3.43

3.14 - Envolvente dos momentos flectores resistentes em situação de incêndio ……..… 3.50

3.15 - Definição das variáveis geométricas h_1, h_2 e h_s ($h_s = h_1 + h_2$) para lajes de betão com revestimento de pavimento ……..……...…….. 3.52

3.16 - Isotérmica dos 500ºC e secção reduzida. Exposição ao fogo em três lados: a) Zona em tracção exposta; b) Zona em compressão exposta; c) Exposição nos quatro lados …… 3.56

3.17 - Definição da variável a_z e W – Redução da resistência e da secção para peças sujeitas a incêndio: a) Parede; b) Parede espessa; c) Pilar; d) Extremo da parede; e) Viga; f) Laje; g) "Parede equivalente", divisão da parede exposta ao incêndio em ambas as faces em zonas para o cálculo de redução da resistência e a_z ……..…… 3.57

3.18 - Distribuição de tensões e extensões no estado limite último para uma secção rectangular de betão armado reduzida com armadura de tracção e compressão ……..……... 3.59

3.19 - Cálculo da distância entre o centro das armaduras e a face sujeita a incêndio, a …….. 3.61

3.20 - Distribuição de tensões e extensões no estado limite último para uma viga em "T" sem armadura de compressão ……..……..……... 3.62

3.21 - Representação das configurações: indeformada γ e deformadas γ_n, γ_{n+1}, e γ' ……... 3.70

3.22 - Deformada de viga da teoria de Euler Bernoulli ……..……..... 3.85

3.23 - Esquema resumido de formulações de elementos finitos, [36] ……..…… 3.87

3.24 - a) Elemento de viga tridimensional de três nós; b) Graus de liberdade; c) Secção …… 3.88

3.25 - Representação dos graus de liberdade no elemento ……..……... 3.91

3.26 - Metodologia de resolução de um problema não linear unidimensional ……. 3.97

3.27 - Resolução incremental de um sistema unidimensional ……..…… 3.98

3.28 - Método de Newton Raphson, numa representação unidimensional ……..... 3.99

3.29 - Representação dos métodos de Newton Raphson modificados num sistema unidimensional: a) (KT0); b) (KT1) e c) (KT2) ……..……..……... 3.102

3.30 - Exemplo de curva de equilíbrio em regime não linear geométrico ……... 3.103

3.31 - Efeito da variação do nível de carga na variação dos deslocamentos …….. 3.105

Capítulo 4

4.1 - Principal procedimento de cálculo utilizando o modelo SimFIRb ……... 4.5

4.2 - Descrição principal do procedimento de cálculo do momento flector resistente ……. 4.6

4.3 - a) Carregamento e deformada de um pilar carregado excentricamente; b) Efeito de segunda ordem para um pilar carregado excentricamente ……..……... 4.13

4.4 - Diagrama de interacção *N-M*. Obtenção da capacidade resistente de um pilar ……. 4.14

4.5 - Exemplos dos modos de encurvadura e os correspondentes factores de encurvadura para elementos isolados ……..……..…….. 4.15

4.6 - Principal procedimento de cálculo utilizando o método simplificado "SimFIRc" …….. 4.20

4.7 - Extensões limites nas armaduras e nas seis zonas de betão para as três principais situações correspondentes ao valor de a_z ……..……..... 4.22

Capítulo 5

5.1 - Evolução da deformação de: a) Lajes com rotação e deslocamento horizontal livre nos apoios, b) Lajes com rotação livre e deslocamentos horizontal restringidos ……..…….. 5.6

5.2 - Evolução da flecha a meio vão das lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios ……... 5.7

5.3 - a) Deslocamento horizontal do apoio móvel da laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios; b) Força horizontal gerada no apoio da laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido.……..…….. 5.7

5.4 - Evolução da flecha a meio vão de lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios quando sujeitas a uma variação uniforme de temperatura considerando ou não o efeito da elongação térmica ……... 5.8

5.5 - Temperaturas críticas de encurvadura para variações térmicas uniformes em laje encastrada com restrição parcial longitudinal ……..……..…….. 5.10

5.6 - Combinação da expansão e curvatura de origem térmica numa laje encastrada ……... 5.12

5.7 - Variação da extensão efectiva com o gradiente térmico num elemento de laje com rotação livre e deslocamento horizontal nos apoios restringido ……... 5.13

5.8 - Temperatura crítica de encurvadura versus gradiente térmico ……... 5.15

5.9 - Respostas da deformação térmica consoante a combinação de ε_T e $\varepsilon_{\phi,}$, [7] [8] ……..… 5.15

5.10 - Laje contínua com dois vãos de betão armado. Distribuição do momento flector actuante e dos momentos flectores resistentes últimos: a) Antes do início do incêndio (M , M_u^+ e M_u^-); b) Depois do início do incêndio (M_{fogo} , $M_{fogo,u}^+$ e $M_{fogo,u}^-$), [9] ..……..……. 5.17

5.11 - Colocação da armadura superior em elementos contínuos (L_1>L_2>L_3) ……. 5.18

5.12 - Tipologia da modelação parcial da laje de betão armado numa única direcção ……..… 5.19

5.13 - Evolução da temperatura ISO 834, da temperatura média da secção e para as várias taxas de aquecimento uniforme da temperatura a considerar na secção, em função do tempo …….. 5.21

5.14 - Visualização do gradiente de temperaturas com o tempo ……... 5.21

5.15 - Evolução ao longo do tempo da temperatura na secção para vários regimes de aquecimento: gradientes da temperatura conjuntamente com aquecimento uniforme …… 5.22

5.16 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de um elemento laje com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios sujeito aos regimes térmicos ΔT=2ºC/min e δT_h=1, 2, 5 e 10ºC/mm individualmente e combinados, e à curva ISO 834 ……..……..……. 5.24

5.17 - Variação ao longo do tempo para uma laje com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios, sujeita a diferentes regimes térmicos e à curva ISO 834: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição no apoio; c) Momento flector a meio vão ……. 5.26

5.18 - Variação ao longo do tempo para uma laje sujeita a diferentes regimes térmicos da: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição no apoio ……... 5.28

5.19 - Variação ao longo do tempo para uma laje encastrada e sujeita a diferentes regimes térmicos do: a) Momento flector a meio vão; b) Momento flector no apoio ……... 5.29

5.20 - Variação ao longo do tempo para uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal livre nos apoios e sujeito a distintos regimes térmicos de: a) Flecha a meio vão; b) Momento flector a meio vão ……... 5.31

5.21 - Variação ao longo do tempo, para uma laje com rotação restringida e deslocamento horizontal com restrição parcial (k_l=100%) nos apoios e sujeito a distintos regimes térmicos, de: a) Flecha a meio vão, b) Força axial na laje, b) Momento flector a meio vão ……. 5.33

5.22 - Valores ao longo do tempo para uma laje com restrição parcial à rotação (k_r=100%) e deslocamento horizontal com restrição nos apoios e sujeito aos regimes térmicos, de: a) Flecha a meio vão, b) Força axial na laje, b) Momento flector a meio vão…… 5.35

5.23 - a) Laje com rotação livre sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida; b) Diagrama de corpo rígido de meia laje ……. 5.39

5.24 - Laje com rotação e deslocamento horizontal livres, sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida: a) Esquema estrutural; b) Momento flector gravítico; c) Momento flector devido à força de compressão na laje deformação; d) Momento flector devido à força de compressão e à sua posição na secção; d) Momentos flectores actuantes e Momentos flectores resistentes …… 5.40

5.25 - Laje contínua sujeita a incêndio e com a sua dilatação longitudinal restringida, a) Esquema estrutural; b) Momento flector gravítico; c) Momento flector devido à força de compressão na laje deformada; d) Momento flector devido à força de compressão e à sua posição na secção e e) Momentos flectores actuante e resistente, [14], [15] ……... 5.42

5.26 - Localização da linha de restrição, função das condições de apoio, [14] [15] ……. 5.44

5.27 - a) Variação da posição da linha de restrição para lajes de um vão com restrição longitudinal; b) Discretização simbólica da secção com elementos finitos e posicionamento do centro geométrico da secção, *G* e da linha de restrição, *N* …… 5.46

5.28 - Evolução da temperatura a vários níveis da laje sujeita inferiormente ao incêndio normalizado ISO 834 ……... 5.47

5.29 - Ábacos de temperaturas na secção da laje para diferentes instantes ……. 5.48

5.30 - Gradiente de temperatura na altura da laje para vários instantes da acção térmica …….. 5.49

5.31 - Momentos flectores resistentes em diferentes instantes para a laje em análise, sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834 – Métodos simplificados da Isotérmica dos 500ºC, de Zona e SimFIRb ……. 5.50

5.32 - Avaliação com o modelo SimFIRb dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo da secção de laje em estudo sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834 ……. 5.50

5.33 - Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120, 180 e 240min da secção tipo da laje sujeita inferiormente ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção ……... 5.51

5.34 - Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção da laje em análise exposta ao incêndio ISO 834 ao longo do tempo …….. 5.51

5.35 - Discretização da laje para a análise estrutural com o programa SAFIR …….. 5.52

5.36 - Flecha a meio vão em função do tempo para uma laje com rotação livre nos apoios sem e com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção ……. 5.53

5.37 - Força axial de restrição no apoio em função do tempo para uma laje com rotação restringida nos apoios com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção …….. 5.55

5.38 - Momento flector a meio vão em função do tempo para uma laje com rotação livre nos apoios sem e com restrição longitudinal a várias alturas em relação à base da secção …… 5.56

5.39 - Tensões no aço na secção a meio vão da laje com rotação livre nos apoios e deslocamento horizontal restringido em função do tempo ……. 5.57

5.40 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm ……..…… 5.59

5.41 - Força axial de restrição no apoio ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t =0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm ……..…… 5.60

5.42 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t =0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=50mm ……..…… 5.61

5.43 - Valores ao longo do tempo para uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y0=100mm da: a) Flecha a meio vão; b) Força axial de restrição …… 5.62

5.44 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação livre e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm ……... 5.63

5.45 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm ……. 5.64

5.46 - Força axial de restrição ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 100%) e total para y_0=100mm ……. 5.65

5.47 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm …… 5.65

5.48 - Momento flector nos apoios ao longo do tempo de uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 0, 1, 5, 25, 50 e 100%) e total para y_0=100mm …… 5.66

5.49 - Tensões nas armaduras na secção do meio vão para uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1%) para y_0=100mm ……... 5.67

5.50 - Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma laje com rotação restringida nos apoios e restrição axial à dilatação parcial (k_t = 1%) para y_0=100mm ……... 5.68

5.51 - Tensões nas armaduras na secção do meio vão para uma laje encastrada …… 5.68

5.52 - Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma laje encastrada …….. 5.69

5.53 - Flechas a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm …….. 5.70

5.54 - Força axial ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y0=100mm …… 5.71

5.55 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r =1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm ……... 5.71

5.56 - Momento flector nos apoios ao longo do tempo de uma laje com rotação em ambos os apoios com restrição parcial (k_r = 1, 5, 25, 50 e 100%), nula e total para y_0=100mm ……. 5.72

5.57 - Tensões nas armaduras para uma laje com rotação com restrição parcial (k_r = 1%) em ambos os apoios para y0=100mm em duas secções …… 5.73

5.58 - Tensões nas armaduras para uma laje com rotação com restrição parcial (k_r = 100%) em ambos os apoios para y_0=100mm em duas secções …….. 5.74

5.59 - Flechas a meio vão do 1º e 2º vão, ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm …… 5.76

5.60 - Força axial ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 100%) nula e total para y_0=50mm …….. 5.77

5.61 - Momentos flectores ao longo do tempo de uma laje de dois vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm …….. 5.78

5.62 - Flechas a meio vão dos tramos exteriores (a) e interior (b) ao longo do tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm …….. 5.80

5.63 - Força axial de restrição ao longo do tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm ……. 5.81

5.64 - Momentos flectores a meio vão do 1º (a) e 2º vão (b) no tempo duma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm …… 5.81

5.65 - Momentos flectores sobre os apoios intermédios no tempo de uma laje de três vãos sujeita a restrição longitudinal parcial (k_t = 1, 5, 25, 50 e 100%) nula e total para y_0=50mm …… 5.82

Capítulo 6

6.1 - Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *A*, quando expostas ao incêndio ISO 834 ……..……..……..……..…….. 6.11

6.2 - Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *B*, quando expostas ao incêndio ISO 834: a) B_1, B_2, B_3, B_4, B_5, b) B_1 e B_4, c) B_5 ……... 6.12

6.3 - Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *C, D, F, G* e *I*, quando expostas ao incêndio ISO 834 ……..……... 6.13

6.4 - Evolução da temperatura nas armaduras nas secções de betão armado Tipo *H*, quando expostas ao incêndio ISO 834 ..……..……..……... 6.13

6.5 - Capacidade resistente das secções de betão armado A_{-2},A_{-1}, *B, C, D, E, F, G, H* e *I*, expostas ao fogo para o instante inicial ……. 6.15

6.6 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo A_{-2} de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb: a) A_{1-2}, b) A_{2-2}, c) A_{3-2} e d) A_{4-2} …….. 6.16

6.7 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo A_{-1} de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2, SimFIRb e C-Beam: a) A_{1-1}, b) A_{2-1}, c) A_{3-1} e d) A_{4-1} ……..…….... 6.17

6.8 - Diferenças na determinação do valor dos momentos flectores resistentes entre os métodos simplificados de Zona e SimFIRb para os vários instantes e secções Tipo A_{-1} e A_{-2} ……..…….. 6.18

6.9 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120 e 180min das secções Tipo *B* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2, SimFIRb e UBMFIRE, secções: a) B_1, b) B_2, c) B_3, d) B_4 e e) B_5 ……..…… 6.20

6.10 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *C* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) C_1 e b) C_2 ……..…… 6.21

6.11 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *D* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) D_1 e b) D_2 ……..…… 6.22

6.12 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *E*

de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) E_1 e b) E_2 ..... 6.23

6.13 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *F* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) F_1 e b) F_2 ..... 6.24

6.14 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *G* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) G_1 e b) G_2 ..... 6.25

6.15 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *H* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb, secções: a) H_1, b) H_2, c) H_3, d) H_4 e e) H_5 ..... 6.26

6.16 - Momentos flectores resistentes nos instantes 30, 60, 90, 120, 180, 240 e 300min das secções Tipo *I* de betão armado, expostas ao incêndio ISO 834 – Comparação dos métodos simplificados da EN 1992-1-2 e SimFIRb 6.27

6.17 - Avaliação dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo das secções Tipo *A* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções A_{-2} e b) Secções A_{-1} 6.28

6.18 - Avaliação dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo das secções Tipo *B, C, D* e *E* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções *B* e b) Secções *C, D* e *E* 6.29

6.19 - Avaliação dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo das secções Tipo *F, G, H* e *I* expostas ao incêndio ISO 834 com SimFIRb: a) Secções *F, G* e *I* e b) Secção *H* 6.30

6.20 - Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial da secção B_1 exposta ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC 6.31

6.21 - Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial das Secções Tipo *C* e *D* expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras é de 400, 500 e 600ºC: a) Secções *C*, b) Secções *D* 6.32

6.22 - Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial das secções Tipo *E* e *F* expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC: a) Secções *E*, b) Secções *F* 6.33

6.23 - Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo relativa ao instante inicial das secções Tipo *G* expostas ao incêndio ISO 834 e definição dos instantes em que a temperatura média das armaduras, $\overline{\theta}_s$ é de 400, 500 e 600ºC 6.34

6.24 - Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120 e 180min da secção B_1 exposta ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção 6.34

6.25 - Relações entre os momentos flectores resistentes aos 0, 30, 60, 90, 120 e 180min da secção F_1 exposta ao incêndio ISO 834 e a curvatura imposta ao nível da secção 6.35

6.26 - Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para a secção A_{1-2} exposta ao incêndio ISO 834 ..... 6.35

6.27 - Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para as Secções Tipo *B, C, D* e *E* expostas ao incêndio ISO 834: a) Secções B, b) Secções *C, D* e *E* 6.36

6.28 - Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para as secções Tipo *F, G, H* e *I* expostas ao incêndio ISO 834: a) Secções *F, G* e *I* a) Secções *H* 6.37

6.29 - Evolução dos momentos flectores resistentes ao longo do tempo da Secção B_4 exposta ao incêndio ISO 834 avaliada com o SimFIRb para diversos tipo de betão e de aço: a) Betão C25/30 e aços A235, A400 e A500 e b) Betões C25/30 e C45/C50 e aços A235, A400 e A500 ..... 6.39

6.30 - Extensão máxima nas armaduras necessária à mobilização da máxima capacidade resistente da secção ao longo do tempo para a Secção B_4 exposta ao incêndio ISO 834 e composta de Betões C25/30 e C45/C50 e aços A235, A400 e A500 ..... 6.40

6.31 - Distribuição das temperaturas na secção B_4 (20x50cm-6ϕ16) da viga para os instantes: a) 60min, b) 90min e c) 120min 6.43

6.32 - Discretização típica da viga para a análise estrutural com SAFIR 6.45

6.33 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição nula e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼h e ½h com secção A_4, e para dois carregamentos 6.47

6.34 - Flecha a meio vão ao longo do tempo das vigas simplesmente apoiadas 6.47

6.35 - Flecha a meio vão ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0 (a), y_0=¼h (b) e y_0=½h (c) 6.49

6.36 - Força axial de restrição ao longo do tempo para vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼h e ½h da secção A_4, para dois carregamentos 6.50

6.37 - Força axial de restrição ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição longitudinal à dilatação nos apoios para y_0=0 (a), y_0=¼h (b) e y_0=½h (c) 6.51

6.38 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0, ¼ e ½h com secção A_4, e para dois carregamentos 6.53

6.39 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo para todas as vigas com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=0 (a), y0=¼h (b) e y_0=½h (c) 6.54

6.40 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e dois carregamentos 6.57

6.41 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e dois carregamentos 6.58

6.42 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.59

6.43 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.60

6.44 - Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e para dois carregamentos 6.61

6.45 - Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e para dois carregamentos 6.61

6.46 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.62

6.47 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.63

6.48 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h e para dois carregamentos 6.65

6.49 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com rotação livre e restrição parcial (k_t=1%, 100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h e para dois carregamentos 6.65

6.50 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.66

6.51 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com rotação livre e restrição parcial à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) k_t=1% e b) k_t=100% 6.67

6.52 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos ….. 6.68

6.53 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas encastrada para uma linha de restrição a y_0=½h ……. 6.69

6.54 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h ……. 6.69

6.55 - Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos ……. 6.70

6.56 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas encastrada para uma linha de restrição a y_0=½h ……. 6.71

6.57 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial à dilatação (k_t=1%, 100%) longitudinal nos apoios para y_0=½h ……..……. 6.71

6.58 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=100%) e total à dilatação longitudinal nos apoios para uma linha de restrição a y_0=½h, com secção A_4 e para dois carregamentos ……. 6.73

6.59 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas encastradas para uma linha de restrição a ½*h*: a) a meia secção; b) nos apoios ……... 6.74

6.60 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas com restrição à rotação e restrição parcial (k_t=1% e 100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h …….. 6.75

6.61 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h …… 6.76

6.62 - Força axial de restrição ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h …… 6.77

6.63 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas com restrição parcial à rotação (k_r=1% e 100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h ……..…… 6.78

6.64 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga (secção A_4) com rotação livre e restrição total à dilatação longitudinal nos apoios: a) para y_0=½h (cálculo $V\text{-}A_{2_}A_{4_s2}$); b) para y_0=¼h (cálculos $V\text{-}B_{2.2_}A_{4_s2}$ e $V\text{-}B_{2.2_}A_4$) ……... 6.80

6.65 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão para vigas (secção B_4) com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) Restrição total (cálculo $V\text{-}B_{2.2_}B_4$); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo $V\text{-}B_{3.2_}B_4$) …… 6.82

6.66 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão para vigas (secção B_4) com rotação livre e restrição à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) Restrição total (cálculo $V\text{-}A_{2_}B_4$); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo $V\text{-}A_{3.2_}B_4$) ……... 6.83

6.67 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga (secção C_1) com rotação livre e restrição total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h (cálculo $V\text{-}A_{2_}C_1$) ……... 6.84

6.68 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão para uma viga encastrada (secção *I*) e para y_0=½h (cálculo $V\text{-}A_{4_}I$): a) Armaduras inferiores, b) Armaduras superiores ……. 6.85

6.69 - Tensões nas armaduras na secção dos apoios para uma viga encastrada (secção *I*) e para y_0=½h (cálculo $V\text{-}A_{4_}I$): a) Armaduras inferiores, b) Armaduras superiores ……. 6.86

6.70 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão e nos apoios para uma viga (secção B_4) com restrição à rotação e restrição parcial e total à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=½h: a) Restrição total (cálculo $V\text{-}A_{4_}B_4$); b) Restrição parcial, k_t=100% (cálculo $V\text{-}A_{5.2_}B_4$) ……... 6.87

6.71 - Tensões nas armaduras na secção a meio vão da viga (secção B_4) com restrição parcial à rotação, (k_r=100%) e restrição à dilatação longitudinal nos apoios, y_0=½h, ($V\text{-}A_{6.2_}B_4$) …… 6.88

6.72 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de uma viga de dois vãos com rotação livre e a restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h ……..……. 6.91

6.73 - Deformadas globais da viga $V\text{-}C_{1}_B_4$ aos: a) 40min e b) 60min ……. 6.91

6.74 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas de dois tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h ……..……. 6.92

6.75 - Momento flector ao longo do tempo de todas as vigas de dois tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h a meio vão do 1º tramo (a), do 2º tramo (b) e no apoio (c) …….. 6.93

6.76 - Diagrama de momentos flectores para a viga de secção B_4 ……..…. 6.94

6.77 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de vigas de um e dois tramos com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 ……..…… 6.95

6.78 - Momento flector ao longo do tempo de vigas de um e dois tramos com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios a meio vão do 1º tramo (a) e no apoio para a viga de dois tramos (b) …… 6.96

6.79 - Deformação da viga de três tramos com secção B_4 aos 60min ……. 6.97

6.80 - Flecha a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) Do 1º tramo e b) Do 2º tramo …. 6.98

6.81 - Força axial de restrição ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h ……..……. 6.99

6.82 - Diagrama de momentos flectores da viga contínua de três vãos com secção B_4 e com restrição k_t=100% nos instantes: a) 4; b) 28; c) 40 e d) 60min …… 6.100

6.83 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h no: a)1º tramo e, b) 2º tramo ……. 6.101

6.84 - Momento flectores sobre os apoios intermédios ao longo do tempo de todas as vigas de três tramos com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h ……. 6.102

6.85 - Flecha a meio vão ao longo do tempo das vigas de dois (cálculos $V\text{-}C_{1.2_}$) e de três tramos (cálculos $V\text{-}C_{2.2_}$) com rotação livre e restrição parcial (kt=100%) ou nula à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) do 1º tramo e b) do 2º tramo ……..……. 6.103

6.86 - Deformadas ao longo do tempo das vigas de dois (cálculos $V\text{-}C_{1.1_}$ e $V\text{-}C_{1.2_}$) e de três (cálculos $V\text{-}C_{2.1_}$ e $V\text{-}C_{2.2_}$) tramos para as secções B_4 e H_4, com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h ……. 6.104

6.87 - Momento flector no apoio intermédio ao longo do tempo de vigas (secções B_4 e H_4) de dois e três tramos com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h …… 6.104

6.88 - Momento flector a meio vão ao longo do tempo de vigas (secções B_4 e H_4) de dois e três tramos com rotação livre e restrição nula ou parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios para y_0=¼h: a) do 1º tramo e b) do 2º tramo ……. 6.105

6.89 - Tensões nas armaduras nas secções a meio vão e apoio para vigas contínuas de dois tramos (secção B_4) com rotação livre e restrição nula ou parcial à dilatação longitudinal para y_0=¼h: a) Restrição nula (cálculo $V\text{-}C_{1.1_}B_4$) e b) Restrição parcial k_t=100% (cálculo $V\text{-}C_{1.2_}B_4$) ……. 6.107

6.90 - Tensões nas armaduras para uma viga contínua de três tramos (secção B_4) com rotação livre e sem restrição à dilatação longitudinal nos apoios, (cálculo $V\text{-}C_{2.1_}B_4$): a) Nas secções a meio vão do 1º e 2º tramos e b) Nos apoios intermédios …… 6.108

6.91 - Tensões nas armaduras para uma viga contínua de três tramos (secção B_4) com rotação livre e restrição parcial (k_t=100%) à dilatação longitudinal nos apoios, para y_0=¼h, (cálculo $V\text{-}C_{2.2_}B_4$) nas secções: a) A meio vão do 1º e 2º tramos e b) Nos apoios intermédios ……..……. 6.109

Capítulo 7

7.1 - Modelos estruturais das paredes analisadas ……. 7.3

7.2 - Componentes de extensão e tensão, acções resultantes de uma parede de betão armada no seu eixo médio e sujeita ao fogo numa das suas faces, Munukutla, [4] ……... 7.5

7.3 - Deformação máxima em paredes de alvenaria sujeitas a incêndio (procedimento das Normas Britânicas) Cooke e Morgan, [7] ……... 7.6

7.4 - Efeito da altura na deformação horizontal de uma parede em consola de 0,125m de espessura, sujeita ao incêndio padrão ISO 834 numa das suas faces, Munukutla [4] …… 7.7

7.5 - Efeito da espessura na deformação horizontal de uma parede em consola de 3m de altura, sujeita ao incêndio padrão ISO 834 numa das suas faces, Munukutla [4] ……... 7.8

7.6 - a) Efeito da parte aquecida duma parede em consola no deslocamento lateral máximo, O'Meagher, [5]; b) Reacção horizontal no apoio superior da parede em função da carga axial actuante para dois valores da altura (h=2,5m e 3,0m) ……... 7.8

7.7 - Deformações térmicas em arco: a) Elemento simplesmente apoiado; b) Elemento em consola c) Elemento duplamente encastrado, (Cooke e Morgan, [7]) ……... 7.9

7.8 - Evolução ao longo do tempo da deformada máxima de paredes em consola com 6, 8 e10m sujeitas ao incêndio normalizado ISO 834 numa face ……... 7.12

7.9 - Evolução ao longo do tempo da flecha máxima de paredes em consola com 10m de altura e com espessuras t_w= 0,15m, 0,20m e 0,25m sujeitas ao incêndio ISO 834 numa face ……... 7.13

7.10 - Tipologia da modelação das paredes de betão armado numa única direcção …… 7.14

7.11 - Caracterização das secções Tipo I e II das paredes de betão armado ……. 7.15

7.12 - Discretização das secções das paredes e análise térmica aos 120min: a) 0,22x0,15m^2 e b) 0,05x0,15m^2 ……... 7.16

7.13 - Evolução da temperatura do incêndio ISO 834, da temperatura média no betão 0,050x(0,125; 0,150; 0,200 e 0,250)m^2 e da temperatura no varão de aço ϕ8, com o tempo ……... 7.17

7.14 - Evolução da temperatura do incêndio ISO 834, da temperatura média no betão 0,22x(0,150 e 0,200)m^2 e da temperatura nos varões de aço ϕ12, com o tempo …….. 7.18

7.15 - Perfis de temperaturas ao longo da parede de betão (modelo SAFIR e análise experimental no BRANZ, [14]) …… 7.18

7.16 - Momento flector resistente último ao longo do tempo das secções Tipo *I* considerando espessuras distintas da parede (SimFIRb) ……... 7.20

7.17 - Momento flector resistente último ao longo do tempo das secções Tipo *II* considerando espessuras distintas da parede e armaduras distintas (SimFIRb) ……... 7.21

7.18 - Modelos de condições fronteira e secções de base considerados no modelo numérico SAFIR ……. 7.22

7.19 - Discretização da parede encastrada para análise estrutural e respectiva deformada e momento flector para 120min (0,050x0,150 m^2 e 0,22x0,150 m^2) ……. 7.24

7.20 - Distribuição das tensões na secção de betão armado do pé da parede com 10m de altura e uma armadura ϕ8 central, para três instantes da análise ……... 7.25

7.21 - Análise parcial da distribuição das tensões na secção da base da parede com 6m de altura e uma armadura ϕ8 central, para três instantes da análise ……... 7.26

7.22 - Distribuição das tensões na secção do pé da parede com 10m de altura e dois níveis de armaduras para os instantes iniciais ……... 7.27

7.23 - Distribuição das tensões na secção na base da parede com 10m de altura e dois níveis de armaduras para dois instantes, incluindo o prévio à rotura ……..…….. 7.28

7.24 - Deslocamento horizontal no topo da parede com a altura de: 6m, 8m, 10 e 12m ..…….…….... 7.30

7.25 - Variação dos momentos flectores na secção 0,050x0,150m^2 e 1ϕ8, da base das paredes de diferentes alturas ..……..……..……..... 7.32

7.26 - Distribuição de tensões na secção 0,050x0,150m^2 e 1ϕ8 de encastramento das paredes com a) 6m, b) 8m, c) 10m e d) 12m de altura ……..…….. 7.33

7.27 - Variação do deslocamento horizontal no topo das paredes com diferentes esbeltezas, variando a altura ou espessura da parede …..……..……..... 7.35

7.28 - Variação dos momentos flectores na base das paredes com diferentes espessuras ……..... 7.36

7.29 - Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 10 m de altura e 0,125m de espessura ……..…….. 7.37

7.30 - Variação do deslocamento horizontal no topo da parede com 6m de altura para diferentes percentagens de armadura para a secção tipo *I* e tipo *II* …… 7.38

7.31 - Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 6m de altura e 0,150m de espessura com 2ϕ12 para os instantes 5, 20, 40 e 60min ……..…….. 7.40

7.32 - Variação do momento flector na base da parede com 6m de altura para diferentes percentagens de armadura para a secção tipo *I* e tipo *II* …….…….. 7.41

7.33 - Variação do deslocamento horizontal no topo das paredes com 2 e 3m de altura solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo ……..…….…… 7.42

7.34 - Variação do momento flector na base das paredes com 2 e 3m de altura solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo ……..…… 7.43

7.35 - Distribuição de tensões na secção de encastramento da parede com 2m de altura e 0,150m de espessura e sujeita a uma carga axial no seu topo ……..…….. 7.44

7.36 - Variação ao longo do tempo do deslocamento horizontal no topo das paredes com 3m de altura, para as duas secções tipo *I* e *II*, solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo …..... 7.45

7.37 - Variação ao longo do tempo do momento flector na base das paredes com 3m de altura, para as duas secções tipo *I* e *II* solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo . 7.46

7.38 - Variação ao longo do tempo do deslocamento horizontal no topo das paredes com 3m de altura, para a secção tipo *II*, (0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2) solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo ……..…….. 7.47

7.39 - Variação ao longo do tempo do momento flector na base das paredes com 3m de altura, para a secção tipo *II*, (220x150mm^2 e 220x200mm^2) solicitadas com o seu peso e com o seu peso e uma carga axial no seu topo ……..……..…… 7.48

7.40 - Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 3m de altura, (0,220x0,150m^2), sujeita apenas ao seu peso próprio ……..…….. 7.49

7.41 - Distribuição das tensões na secção de encastramento da parede com 3m de altura, (0,220x0,150m^2), sujeita ao seu peso próprio e a uma carga axial no seu topo. ……..... 7.50

7.42 - Evolução das temperaturas para as curvas de incêndio ISO 834, com fase de arrefecimento a partir dos 30, 60 e 90min e curva de incêndio exterior (EN 1991-1-2, [11]) ..…… 7.51

7.43 - Variação com o tempo do deslocamento horizontal no topo da parede para diferentes curvas de incêndio, ISO 834 com e sem fase de arrefecimento a partir dos 30, 60 e 90min e curva de incêndio exterior para paredes com distintas alturas ……..... 7.52

7.44 - a) Discretização da parede encastrada na base e apoio no topo, b) Deformada e c) Momento flector aos 120min 7.56

7.45 - Diagrama de momentos flectores de uma parede de 12m de altura e secção 0,050x0,150m^2 para os instantes da: a) Formação da rótula (20min) e b) Para o momento da rotura 7.57

7.46 - Variação com o tempo de vários parâmetros de uma parede de 12m de altura encastrada na base e apoio superior sujeita numa das faces ao incêndio ISO 834. ..... 7.58

7.47 - Perfil da curvatura da parede de 12m de altura para vários instantes de exposição ao incêndio ISSO 834 numa das faces 7.59

7.48 - Perfil de tensões na secção da base da parede de 12m de altura (secção tipo *I*) 7.60

7.49 - Perfil de tensões na secção a meia altura da parede de 12m de altura (secção tipo *I*) 7.61

7.50 - Variação com o tempo do deslocamento horizontal a meia altura de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura 7.64

7.51 - Variação com o tempo do deslocamento vertical no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura 7.65

7.52 - Variação no tempo do momento flector na base de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura 7.66

7.53 - Variação ao longo do tempo da reacção horizontal no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 6, 8, 10 e 12m de altura 7.67

7.54 - Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m e paredes com espessura de 150mm e alturas de 6m, 8m e 12m 7.69

7.55 - Variação no tempo do deslocamento vertical no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m 7.70

7.56 - Variação no tempo do momento flector na base para paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m 7.70

7.57 - Variação no tempo da reacção horizontal no topo de paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura e espessuras de 0,125m, 0,150m, 0,200m e 0,250m 7.71

7.58 - Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura 7.73

7.59 - Variação no tempo do deslocamento vertical no topo das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura 7.74

7.60 - Variação no tempo do momento flector na base das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura 7.74

7.61 - Variação no tempo da reacção horizontal no topo das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 10m de altura para diferentes percentagens de armadura 7.75

7.62 - Variação dos momentos resistentes relativamente à situação base de uma parede com 10m de altura e secção tipo *II*, com 0,67% de armadura, avaliadas à temperatura ambiente e quando sujeitas ao incêndio ISO 834 ..... 7.76

7.63 - Variação no tempo das tensões aplicadas na secção da base da parede de 10m de altura com a secção 220x150mm^2 e 2ϕ12 quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834 ..... 7.77

7.64 - Variação no tempo do deslocamento horizontal a meia altura das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 3m de altura, para diferentes níveis de carga axial 7.78

7.65 - Variação no tempo do momento flector na base das paredes encastradas na base e apoiadas no topo com 3m de altura, para diferentes níveis de carga axial 7.79

7.66 - Variação das tensões aplicadas na secção da base da parede de 3m de altura com secção 220x150mm^2 e 2ϕ12 quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834 e a uma carga vertical no seu topo correspondente a 10% da carga axial máxima ……..... 7.80

7.67 - a) Discretização da parede encastrada com dois apoios no topo e a meia altura, b) Deformada e c) Diagrama do momento flector no instante prévio à rotura ……... 7.83

7.68 - Variação no tempo da deflexão a meio vão dos troços das paredes de 3m+3m de altura para secções de 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2 ……..……...…….. 7.85

7.69 - Variação no tempo do deslocamento vertical no topo da parede de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2 ..……...……...…….. 7.86

7.70 - Variação no tempo dos momentos flectores na base da parede de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2 ..……...……...……... 7.87

7.71 - Variação no tempo da reacção horizontal nos apoios das paredes de 3m+3m de altura para as secções 0,220x0,150m^2 e 0,220x0,200m^2 ……...……...…… 7.87

7.72 - Variação no tempo das tensões aplicadas na secção abaixo do nível do 1º apoio da parede de 3m+3m de altura com secção 0,220x0,150 m^2 e 2ϕ12, quando sujeita numa face ao incêndio ISO 834 7.88

7.73 - Variação no tempo do deslocamento horizontal a meio vão inferior e superior da parede de 3m+3m de altura para a secção 0,220x0,150m^2 sujeitas a cargas axiais de 0, 10, 30 e 50% do valor característico $(F+P)/(A_c.f_{cd}+A_s.f_{sy})$ ……...……. 7.90

7.74 - Diagramas de momentos flectores paredes de 3m+3m de altura e secção 220x150mm^2 sujeitas a cargas axiais de: a) *F*=0%, b) *F*=10%+10%, c) *F*=30%+30% e d) *F*=35%+35% …..…… 7.91

7.75 - Variação no tempo dos momentos flectores nas secções da base e no 1º apoio de paredes de 3m+3m de altura e sujeitas a cargas axiais de *F*=0%, *F*=10%+10%, *F*=30%+30% e *F*=35%+35% 7.91

7.76 - Variação das tensões aplicadas na secção 220x150mm^2 da base da parede com 3m+3m de altura e 2ϕ12, sujeita numa face ao incêndio ISO 834 e a cargas axiais *F*=10%+10% …… 7.92

Capítulo 8

8.1 - a) Condições fronteira mecânicas e excentricidade acidental e de aplicação da carga pontual; Definição dos elementos finitos na análise térmica ao nível da secção: b) Aplicação da carga pontual no topo do pilar; c) Armadura de 12, 16 e 25mm para a=4cm; d) Posicionamento da armadura de 16mm: recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm e C_c=4cm; e) Malha de 4 ou 16 elementos para a armadura de 25mm ..……...……...……. 8.10

8.2 - Temperatura ao longo do tempo nas armaduras 4ϕ12, 4ϕ16, 4ϕ25, para secções de betão armado 0,3x0,3m^2: a) Com C_c=3cm, C_c=4cm e a=4cm; b) Com C_c=3cm e todo o perímetro da secção ou apenas metade sujeito ao incêndio normalizado ISO 834 ……..……. 8.11

8.3 - Temperatura média nas armaduras aos 30, 60, 90 e 120min, constituintes de uma secção de betão armado 0,3x0,3m^2 sujeita ao incêndio normalizado ISO 834 em todo seu contorno para 4ϕ12 com C_c=3,469cm, 4ϕ16 com C_c=3cm, C_c=3,469cm e C_c=4cm e para 4ϕ25 e 4ϕ25+ com C_c=2,892cm …… 8.12

8.4 - Análise térmica da secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4ϕ12. Malha de elementos finitos com distribuição das temperaturas para: a) 30min, b) 60min, c) 90min e d)120 min ……... 8.13

8.5 - Análise térmica da secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4ϕ16 com solicitação térmica em metade da secção. Malha de elementos finitos com distribuição das temperaturas para: a) 30min, b) 60min, c) 90min e d) 120min ……...……... 8.14

8.6 - Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* na secção do pilar 0,3x0,3m^2 com 4ϕ16 e recobrimentos de C_c=3cm e C_c=4cm aos 30, 60, 90 e 120min 8.15

8.7 - Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* nas secções do pilar 0,3x0,3m^2 com 4ϕ16 e 4ϕ12 e a=4cm, aos 30, 60, 90 e 120min 8.16

8.8 - Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* nas secções do pilar de betão 0,3x0,3m^2 com armaduras 4ϕ16 (C_c=3cm) e 4ϕ25 (a=4cm) aos 30, 60, 90 e 120min 8.17

8.9 - Temperatura média nos elementos correspondentes aos varões da secção de betão 0,3x0,3m^2 sem e com armadura de 4ϕ16 (C_c=3cm) ou 4ϕ25 (C_c=2,892cm) 8.19

8.10 - Isotérmicas para ¼ da secção do pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2 sem e com armaduras 4ϕ16 (C_c=3cm) aos: a) 90 e b)120min 8.20

8.11 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2 e a=4cm, utilizando métodos avançados e simplificados de cálculo (Rigberth, [4] e autor) considerando armaduras de 4ϕ12 (a), 4ϕ16 (b) e 4ϕ25 (c) 8.22

8.12 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min para pilares de betão armado, secção 0,3x0,3m^2, armaduras 4ϕ25 e *a*=4cm, utilizando métodos avançados (CONFIRE e SAFIR) e simplificados de cálculo (BKR, EC2-1-2, Hertz e SimFIRc) para 4m (a) e 12m (b) de altura 8.24

8.13 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Secção de um pilar de betão armado de 0,3x0,3 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas suas faces ao incêndio ISO 834 ..... 8.27

8.14 - Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da curvatura nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4 ..... 8.28

8.15 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da curvatura nominal 8.29

8.16 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min para pilares de betão armado, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm, utilizando métodos avançados e simplificados de cálculo (método da curvatura nominal e método da rigidez nominal – SimFIRc) para pilares com 8m de altura e 4ϕ16 (a), e com 4m de altura e 4ϕ25 (b) 8.30

8.17 - Capacidade de carga do pilar com 4m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da curvatura nominal 8.31

8.18 - Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 1 de cálculo de E_{cd} 8.32

8.19 - Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 2 de cálculo de E_{cd} 8.33

8.20 - Gráficos de interacção $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ obtidos pelo método da rigidez nominal para um pilar de 8m de altura com uma secção de 0,3x0,3m2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 em vários instantes. Coeficientes de fluência, φ_{ef} =0, 0,7 e 1,4. Metodologia 3 de cálculo de E_{cd} 8.34

8.21 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}) 8.34

8.22 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 2 de cálculo de E_{cd}) 8.35

8.23 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 3 de cálculo de E_{cd}) 8.35

8.24 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}) 8.36

8.25 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 2 de cálculo de E_{cd}) 8.36

8.26 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 3 de cálculo de E_{cd}) 8.37

8.27 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e 4ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (método da rigidez nominal para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}) 8.38

8.28 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e 4ϕ25 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (método da rigidez nominal para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}) 8.38

8.29 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método de Zona especificado na EN 1992-1-2, [1] e SimFIRc) 8.40

8.30 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona especificados na EN 1992-1-2 [1]) 8.41

8.31 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ para o método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}) 8.42

8.32 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2, 4ϕ25 e *a*=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ definido pelo método de Zona e método da rigidez nominal (metodologia 1 de cálculo de E_{cd}) 8.43

8.33 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e 4ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e método da Isotérmica dos 500ºC para as 3 Metodologia de cálculo de E_{cd}) 8.43

8.34 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e 4ϕ16 utilizando métodos avançados (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e método de Zona para as 3 metodologias de cálculo de E_{cd}) 8.44

8.35 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC considerando a leitura das temperaturas dos varões de aço na EN 1992-1-2 [1] e obtidas com SAFIR) 8.45

8.36 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (SimFIRc considerando ou não a extensão máxima para o betão, $\varepsilon_{c,max} \neq 0{,}0035$) 8.47

8.37 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2 e 4ϕ16 com a=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Gráficos de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ e $N_{S,fi}$-$M_{S,fi}$ definidos pelo SimFIRc (considerando a extensão máxima para o betão, $\varepsilon_{c,máx} \neq 0{,}0035$) …… 8.48

8.38 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e armaduras 4ϕ16 utilizando métodos avançado (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc e e SimFIRc considerando $\varepsilon_{c,máx} \neq 0{,}0035$) …….. 8.48

8.39 - Perfis de temperatura *1-1, 2-2, 3-3* e *4-4* nas secções do pilar de betão armado com 0,3x0,3m^2, 4ϕ25 e a=4cm considerando 4 ou 16 elementos finitos na discretização dos varões, aos 30, 60, 90 e 120min ……..……...……..……... 8.50

8.40 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - SimFIRc - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25 com a=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 8.51

8.41 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2 e a=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min para 4ϕ16 (a) e 4ϕ25 (b) …….. 8.52

8.42 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, a=4cm e com 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc) ……..……...…… 8.53

8.43 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min dum pilar de betão armado de secção 0,3x0,3m^2 com 4ϕ25, a=4cm e 4, 8 e 12m de altura, utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificado de cálculo (SimFIRc) ……..……...……... 8.54

8.44 - Capacidade de carga do pilar com secção de betão armado de 0,30x0,30m2, 4ϕ25 e a=4cm sujeita ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min com alturas de 12m (a) e 4m (b) ……..….. 8.55

8.45 - Valor do coeficiente de redução $K_s(\theta)$ para as temperaturas das armaduras 4ϕ16 na secção 0,3x0,3m2, para os recobrimentos C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm quando sujeitas a extensões superiores ou inferiores a 0,02 …….. 8.57

8.46 - Valores dos coeficientes de redução $K_{s,p}(\theta)$ e $K_{s,E}(\theta)$ para as temperaturas das armaduras 4ϕ16 na secção 0,3x0,3m2, para os recobrimentos C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm …….. 8.58

8.47 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de 8m de altura de betão armado com secção 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm ……..……. 8.58

8.48 - Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal (metodologia 3 - E_{cd}) em termos de $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30 60, 90 e 120min - Pilar de 8m de altura de betão armado com uma secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834, para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm ……..…….. 8.59

8.49 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30 m^2 e 4ϕ16 com a=4cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min, para os recobrimentos: a) C_c=3cm, e b) C_c=4cm ……..……..……... 8.60

8.50 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min de pilares de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2 e 4ϕ16 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc), para os recobrimentos: C_c=3cm, C_c=3,291cm (a=4cm) e C_c=4cm …….. 8.61

8.51 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ obtido com SimFIRc para os instantes 30, 60, 90 e 120min – Pilar de betão armado de 8m de altura, 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834 …… 8.62

8.52 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min …….. 8.63

8.53 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min do pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito em metade do seu perímetro ao incêndio ISO 834 utilizando os métodos avançado (SAFIR) e simplificados de cálculo (SimFIRc) ……. 8.63

8.54 - Capacidade de carga do pilar com 8m de altura, com secção de betão armado de 0,30x0,30m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeita nas faces ao incêndio ISO 834 aos 30, 60, 90 e 120min. Consideração da carga axial com excentricidade e_M de 0m, 0,04m, 0,08m, 0,12m e 0,15m ……..…… 8.65

8.55 - Capacidade de carga para R30, R60, R90 e R120min do pilar de betão armado de 8m de altura, secção 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm considerando uma carga P=135kN aplicada com excentricidade e_M de 0m, 0,04m, 0,08m, 0,12m e 0,15m ……..…… 8.65

8.56 - Discretização para a análise estrutural: a) Caracterização da malha de elementos finitos utilizados e deformação do pilar; b) Distribuição dos momentos flectores; c) Distribuição do esforço axial ……... 8.67

8.57 - Evolução da temperatura em função do tempo da curva ISO 834 e das armaduras, para as secções dos pilares analisados com 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25 ……..……... 8.70

8.58 - Malha de elementos finitos para análise térmica das secções dos pilares 0,3x0,3m^2 para os 60min com a) 12ϕ25 e b)16ϕ25 ……..……... 8.70

8.59 - Malha de elementos finitos para análise térmica da secção dos pilares 0,3x0,3m^2 com 8ϕ25 para os: a) 30min, b) 60min, c) 90min e d)120min ……..…… 8.71

8.60 - Resistência ao fogo de pilares para diferentes recobrimentos das armaduras e excentricidades de aplicação da carga, e_M ……..……... 8.73

8.61 - Deformação horizontal a meia altura dos pilares em função do tempo ……... 8.75

8.62 - Momento flector a meia altura dos pilares em função do tempo ……..……... 8.76

8.63 - Resistências ao fogo de pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e para aplicação de cargas no seu topo constantes de 450kN, 1000kN, 1200kN e 2100kN: a) Secções Tipo *A* e *C*, b) Secções Tipo *D* e c) Secções Tipo *E* ……..……... 8.77

8.64 - Deformação horizontal a meia altura dos pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e para aplicação de cargas no seu topo constantes de 450kN (*P-A e-P-C$_i$*), 2100kN (*P-C$_i$*), 1000kN (*P-D$_i$*) e 1200kN (*P-E$_i$*) ……..……... 8.80

8.65 - Momento flector a meia altura dos pilares para alturas de 3,5m, 4,3m, 5,2m, 6,1m e 7,0m e para aplicação de cargas no seu topo constantes de 450kN (*P-A e-P-C$_i$*), 2100kN (*P-C$_i$*), 1000kN (*P-D$_i$*) e 1200kN (*P-E$_i$*) ……..……... 8.82

8.66 - Capacidade resistente de pilares de alturas 2,6m, 5,2m e 6,1m com secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm com excentricidade da carga aplicada no seu topo e_M=0cm. Instantes da duração do incêndio ISO 834 de 44, 32, 36 e 74min ……..……... 8.83

8.67 - Capacidade resistente de pilares de alturas 2,6 e 5,2m com secção de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm com excentricidade da carga aplicada no seu topo e_M =0,08m. Instantes da duração do incêndio ISO 834 de 18, 50 e 16min ……..……..... 8.84

8.68 - Valores do esforço axial e do momento flector resistentes obtidos com SimFIRc e SAFIR, de pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834, aos 44, 32, 36 e 74min para, respectivamente pilares com 5,2m, 6,1m e 2,6m para cargas aplicadas com e_M =0m ……..……... 8.86

8.69 - Valores do esforço axial e do momento flector resistentes obtidos com SimFIRc e SAFIR, de pilares sujeitos ao incêndio normalizado ISO 834, aos 44, 32, 36 e 74min para, respectivamente pilares com 5,2m, 6,1m e 2,6m para cargas aplicadas com e_M=0m ……..……... 8.86

8.70 - Efeito do valor da acção no topo do pilar nas resistências ao fogo dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25) ……..……... 8.87

8.71 - Efeito do valor da acção no topo do pilar, em valor e na sua excentricidade, nas resistências ao fogo dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25) ……... 8.89

8.72 - Deformação a meia altura dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25) ……..……..…… 8.91

8.73 - Deformação a meia altura dos pilares para diferentes alturas sujeitos a cargas no seu topo com e sem excentricidade para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25) …..…….. 8.92

8.74 - Momento flector a meia altura dos pilares para diferentes alturas para a: a) Secção *D* (12ϕ25) e b) Secção *E* (16ϕ25) ……..……..……... 8.94

8.75 - Momento flector a meia altura dos pilares para diferentes alturas sujeitos a cargas no seu topo com e sem excentricidade para a: a) Secção *A* (4ϕ16) e b) Secção *C* (8ϕ25) ……. 8.95

8.76 - Efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar nas resistências ao fogo de pilares para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção tipo *B* (4ϕ25) e b) 4,3m e secção tipo *E* (16ϕ25) …… 8.96

8.77 - Deformação a meia altura dos pilares considerando o efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção tipo *B* (4ϕ25) e b) 4,3m e secção tipo *E* (16ϕ25) …… 8.98

8.78 - Momento-flector a meia altura dos pilares considerando o efeito da excentricidade dada à carga no topo do pilar para alturas de a) 2,6m e 3,5m e secção tipo *B* (4ϕ25) e b) 4,3m e secção tipo *E* (16ϕ25) 8.99

8.79 - Efeito da percentagem de armadura na resistência ao fogo dos pilares para excentricidades de 0 e 0,08m e para alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m ……..……. 8.101

8.80 - Deformação a meia altura dos pilares sujeitos a cargas no seu topo constantes aplicadas com excentricidades de 0 e 0,08m com alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m ……... 8.103

8.81 - Momento flector a meia altura dos pilares sujeitos a cargas no seu topo constantes aplicadas com excentricidades de 0 e 0,08m com alturas de a) 5,2m, b) 2,6m e c) 3,5m ……... 8.106

Capítulo 9

9.1 - Pórticos simples de um edifício: a) Pórtico em “túnel”, b) Pórtico reticulado …… 9.4

9.2 - Pórticos de um edifício: a) “Pórtico 3x4 túnel”, b) “Pórtico 4x3 reticulado” …… 9.5

9.3 - Acções e reacções dum pórtico sujeito a altas temperaturas ……..……... 9.6

9.4 - Modo de rotura do pórtico: a); Não desejável; b) Desejável ……..……... 9.7

9.5 - Modelos estruturais dos pórticos simples e respectivas secções dos elementos estruturais constituintes da construção em a) “Túnel”, b) Reticulada ……..……... 9.8

9.6 - Modelos estruturais mais complexos: a)“Pórtico 3x4 túnel”, b) “Pórtico 4x3 reticulado” …… 9.9

9.7 - a) Deformada e b) Diagrama de momentos flectores da estrutura em pórtico simples, sujeita pela face interna ao incêndio ISO 834 no instante prévio à rotura, aos 91min ……. 9.13

9.8 - a) Diagrama de momentos flectores quando a parede da direita não se encontra sujeita a incêndio ISO 834; b) Deformada da estrutura considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje, c) Momentos flectores considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje, d) Momentos flectores considerando uma restrição infinita ao nível do centro de gravidade da laje ¼ da altura da laje ……..……..……. 9.14

9.9 - a) Variação ao longo do tempo do deslocamento horizontal da parede no seu topo (nó 21), b) Variação do deslocamento vertical em três nós da estrutura (nós 11, 21 e 31) ……..... 9.15

9.10 - Variação no tempo do momento flector na parede perto da ligação laje-parede e a meio vão da laje ... 9.16

9.11 - Variação no tempo do esforço axial nas paredes e na laje 9.17

9.12 - Tensões ao longo do tempo nas armaduras na secção da parede próxima da ligação parede-laje 9.18

9.13 - Deformada da estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 na rotura (71min) 9.20

9.14 - Esforços axiais na estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 na rotura (71min) 9.20

9.15 - Momentos flectores da estrutura: a) ao 1min; b) aos 71min 9.20

9.16 - Variação no tempo do deslocamento vertical no nós 13, 62, 195 e 271 ..... 9.21

9.17 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do nó 13 da parede do "pórtico" 9.21

9.18 - Representação da malha de elementos finitos para discretizar o pórtico 9.23

9.19 - Variação no tempo do momento flector nas paredes e lajes perto das ligações laje-parede 9.23

9.20 - Variação no tempo do esforço axial em algumas lajes do pórtico 9.24

9.21 - Mobilização de rótulas plásticas no pórtico 9.25

9.22 - Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções próximas da ligação parede-laje nos elementos finitos: a) 6, b) 100 e c) 91 ..... 9.26

9.23 - a) Deformada e b) Diagrama de momentos flectores do pórtico simples reticulado sujeito ao incêndio ISO 834 no instante de rotura, 141min 9.27

9.24 - a) Momentos flectores da estrutura no instante inicial do cálculo; b) Momentos flectores da estrutura no instante em que se mobilizam os maiores valores, 50min 9.27

9.25 - Variação no tempo dos deslocamentos verticais nos nós 11, 21 e 31 ..... 9.28

9.26 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do extremo do pilar (nó 21) 9.29

9.27 - Variação no tempo do momento flector no pilar perto da ligação pilar-viga (elemento 10), a meio vão da viga (elemento 15) e no extremo direito da viga (elemento 20) 9.30

9.28 - Variação ao longo do tempo do esforço axial nas paredes e laje 9.30

9.29 - Tensões nas armaduras nas secções: a) Meio vão da viga (elemento 15); b) Pilar na ligação pilar-viga, (elemento 10) e c) Viga na ligação pilar interior-viga (elemento 20) 9.32

9.30 - Modo de rotura do pórtico reticulado pilar-viga exposto ao incêndio ISO 834 ..... 9.33

9.31 - a) Deformada da estrutura sujeita ao incêndio ISO 834 no instante prévio à rotura (125min), b) Esforços axiais mobilizados na estrutura 9.33

9.32 - Momento flector da estrutura quando esta se encontra sujeita ao incêndio ISO 834 no R/C, para além das acções mecânicas: a) ao 1min; b) aos 50min e c) aos 129min 9.34

9.33 - Variação no tempo do deslocamento vertical nos nós 13, 49 e 244 ..... 9.35

9.34 - Variação no tempo do deslocamento horizontal do pórtico nos nós 13 e 49 ..... 9.36

9.35 - Variação no tempo dos momentos flectores em algumas secções dos elementos do pórtico, nomeadamente perto das ligações viga-pilar e a meio vão das vigas 9.37

9.36 - Variação no tempo do esforço axial nas vigas (elementos 111 e 141) 9.38

9.37 - Mobilização de rótulas plásticas no pórtico 9.39

9.38 - Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções dos pilares, próximas da ligação pilar-viga, nos elementos: a) 6, b) 12 e c) 60 ……..……..…….. 9.40

9.39 - Tensões ao longo do tempo nas armaduras nas secções das vigas, próximas da ligação pilar-viga, nos elementos: a) 101, b) 106, c) 129 e d) 136 ……... 9.41

Capítulo 10

10.1 - Comparação do método dos valores tabelados EN 1992-1-2, [2] com ensaios laboratoriais à escala natural de pilares, Hertz, [4] ……..……..……... 10.13

10.2 - Pórtico: a) Sem restrição; b) Com restrição completa; c) Com restrição parcial …… 10.20

Anexo 1

Anexo 2

A2.1 - Calor específico dos betões, $C_{c,\theta}$, função da temperatura, θ, com percentagem em peso de água de 0, 1,5 e 3% ……..……..……... A2.6

A2.2 - Limites superior e inferior da condutibilidade térmica dos betões, $\lambda_{c,\theta}$, função da temperatura, θ A2.7

A2.3 - Variação da massa volúmica do betão, $\rho_{c,\theta}$, função da temperatura θ ……... A2.7

A2.4 - Deformação térmica dos betões, $\varepsilon_{c,\theta}$, função da temperatura, θ …….. A2.9

A2.5 - Modelo matemático da relação tensão-extensão dos betões sujeitos a altas temperaturas ……... A2.9

A2.6 - Coeficientes $k_c(\theta)$ e $k_{cT}(\theta)$ do betão com inertes siliciosos e calcários e betões de alta resistência para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.1 ..…….. A2.10

A2.7 - Valores dos parâmetros $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ das relações tensão-extensão do betão sujeitos a elevadas temperaturas de acordo com o Quadro A2.1 ……..……..……... A2.11

A2.8 - Diagramas tensão-extensão $f_{c,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}$, do betão silicioso para valores fixos da temperatura …... A2.12

A2.9 - Diagramas tensão-extensão $f_{c,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}$, do betão calcário para valores fixos da temperatura …... A2.12

A2.10 - Calor específico dos aços, $C_{s,\theta}$, função da temperatura θ ……... A2.13

A2.11 - Condutibilidade térmica dos aços, $\lambda_{s,\theta}$, função da temperatura θ ……..... A2.14

A2.12 - Avaliação comparativa da condutibilidade térmica dos aços, $\lambda_{s,\theta}$, e dos betões, $\lambda_{c,\theta}$, função da temperatura θ ……..……... A2.14

A2.13 - Deformação térmica dos aços, $\varepsilon_{s,\theta}$, função da temperatura θ A2.15

A2.14 - Deformação térmica dos aços, $\varepsilon_{s,\theta}$,, e betões $\varepsilon_{c,\theta}$, função da temperatura θ A2.15

A2.15 - Modelo matemático das leis tensão-extensão dos aços a altas temperaturas A2.16

A2.16 - Coeficientes $k_s(\theta)$ do aço de Classe *N* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2 ..... A2.18

A2.17 - Coeficientes $k_s(\theta)$ do aço de Classe *X* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2 ..... A2.18

A2.18 - Coeficientes $f_{sp,\theta} / f_{yk}$ e $E_{s,\theta} / E_s$ do aço de Classe *N* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2 ..... A2.19

A2.19 - Coeficientes $f_{sp,\theta} / f_{yk}$ e $E_{s,\theta} / E_s$ do aço de Classe *X* para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.2 ..... A2.19

A2.20 - Diagramas tensão-extensão $f_{s,\theta} - \varepsilon_{s,\theta}$, para valores fixos da temperatura do aço A2.20

A2.21 - Diagramas tensão-extensão $f_{s,\theta} - \varepsilon_{s,\theta}$, para as armaduras ϕ12-16-25 e *a*=4cm na secção de 0,3x0,3m^2 aos 30, 60, 90 e 120min A2.21

A2.22 - Coeficientes $k_p(\theta)$ do Aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3 ..... A2.22

A2.23- Coeficientes $f_{pp,\theta} / f_{pk}$ e $E_{p,\theta} / E_p$ do aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3 ..... A2.23

A2.24 - Coeficientes $\varepsilon_{pt,\theta}$ e $\varepsilon_{pu,\theta}$ do Aço de pré-esforço para temperaturas elevadas de acordo com o Quadro A2.3 ..... A2.23

Anexo 3

A3.1 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (duas curvas de $k_s(\theta)$ para $\varepsilon_s \neq 0{,}02$ como especificado na EN 1992-1-2 e uma curva de $k_s(\theta)$ para ε_s>0,02) A3.4

A3.2 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC mas considerando a variação das características do betão com a temperatura, "+*A*" e o método da Isotérmica dos 500ºC) A3.5

A3.3 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ para os instantes 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 (método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e o método SimFIRc) A3.6

A3.4 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min definido com o método da Isotérmica dos 500ºC - Pilar de 8m de altura de betão armado com 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834. Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal, metodologia do cálculo da rigidez do betão: a) 2ª, b) 3ª A3.7

A3.5 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min dum pilar de 8m de altura com secção 0,3x0,3m2, 4□16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 e definido com o método de Zona. Solicitação obtida pelo método da rigidez nominal, com a metodologia 2 (a) e 3 (b) do cálculo de Ecd ……..……..……... A3.8

A3.6 - Efeito da solicitação pelo método da rigidez nominal, $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min definido com os métodos de Zona e Isotérmica dos 500ºC e metodologia 3 no cálculo de E_{cd}. - Pilar de 8m de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 …… A3.9

A3.7 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834. Leitura das temperaturas para as armaduras na EN 1992-1-2 (método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e o método da Isotérmica dos 500ºC) ……. A3.9

A3.8 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834. Leitura das temperaturas das armaduras na EN 1992-1-2 no método da Isotérmica dos 500ºC considerando a variação das características do betão com a temperatura e obtenção das temperaturas para as armaduras no SAFIR no método SimFIRc ……..……... A3.10

A3.9 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 30, 60, 90 e 120min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e *a*=4cm sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834. Duas vias para obtenção do resultado, processo iterativo e imposição de valores ……..……. A3.11

A3.10 - Tempo necessário até se atingir a temperatura média de 500ºC na armadura - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 sujeito em todas as faces ao incêndio ISO 834 ……..…… A3.11

A3.11 - Tempo necessário até se atingir a temperatura média de 500ºC nas armaduras - Betão armado de 0,3x0,3m^2 e 4ϕ25, 8ϕ25, 12ϕ25 e 16ϕ25 com C_c=3cm - Incêndio ISO 834 ……. A3.12

A3.12 - Perfis de temperatura *1-1* e *2-2* na secção do pilar de betão armado com 0,3x0,3m^2 e armaduras 4ϕ16 (C_c= 3cm) aos 16, 18, 32, 36, 44, 50 e 74min ……..……..……... A3.12

A3.13 - Gráfico de interacção $N_{R,fi}$-$M_{R,fi}$ aos 16, 18, 32, 36, 44, 50 e 74min - Pilar de betão armado de 0,3x0,3m^2, 4ϕ16 e C_c=3cm sujeito nas faces ao incêndio ISO 834 …….. A3.13

Índice de Quadros

Capítulo 1

Capítulo 2

2.1 - Valores da tensão-extensão de acordo com EN 1992-1-2, [1] ……..…... 2.31

Capítulo 3

3.1 - Coeficientes ψ_i da EN 1990 [4] ……..…… 3.11

3.2 - Factores parciais de segurança - Estados Limites Últimos – edifícios, EN 1990, [4] …… 3.11

3.3 - Largura mínima da secção em função da resistência ao fogo e da densidade de carga de incêndio, para o incêndio padrão e curvas paramétricas, respectivamente ……... 3.56

Capítulo 4

4.1 - Expressões base para o cálculo de x, ε_s e ε'_s que divide cada uma das zonas de betão …….. 4.25

4.2 - Expressões base para o cálculo de x, ε_s, ε'_s e ε_b (i=1,6) nas zonas de betão …….. 4.25

4.3 - Expressões para o cálculo de $a_{i\ (i=1,6)}$ e $z_{i\ (i=1,6)}$, função dos valores de a_z e x …….. 4.26

Capítulo 5

5.1 - Expressões fundamentais de lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios e de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios sujeitas a expansão térmica uniforme ΔT , [7], [8] ….....……..……..…….....…... 5.9

5.2 - Expressões fundamentais para lajes com rotação e deslocamento horizontal livres nos apoios, para lajes com rotação livre e deslocamento horizontal restringido nos apoios, lajes com rotação parcial ou totalmente restringida e deslocamento horizontal restringido, sujeitas a curvatura de origem térmica, [7], [8] ..…… 5.11

5.3 - Expressões de lajes com rotação livre e deslocamento horizontal nos apoios restringido, sujeitas a combinações de expansão e curvatura de origem térmica, [7], [8] ……. 5.14

5.4 - Caracterização geométrica e material das lajes analisadas ……. 5.20

5.5 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados ……. 5.88

Capítulo 6

6.1 - Parâmetros geométricos das Secções (*A, B, C, D* e *E*) das vigas analisadas com SimFIRb e com os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona e propriedades materiais ……... 6.7

6.2 - Parâmetros geométricos das secções (*F, G, H* e *I*) das vigas analisadas com SimFIRb e com os métodos da Isotérmica dos 500ºC e de Zona e propriedades materiais ……... 6.8

6.3 - Cálculos realizados para determinar a capacidade resistente de secções de betão armado sujeitas ao incêndio ISO 834 ……... 6.9

6.4 - Tempo ao fim do qual se atinge a temperatura média de 500ºC nos varões de aço para cada secção . 6.14

6.5 - Caracterização geométrica e material das vigas analisadas ……. 6.43

6.6 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas de um vão ……. 6.115

6.7 - Caracterização mecânica das condições fronteira dos cálculos de vigas contínuas ……. 6.115

Capítulo 7

7.1 - Cálculo da temperatura nas faces de uma parede de betão com 10m de altura ……. 7.12

7.2 - Características geométricas e materiais das paredes analisadas ……. 7.15

7.3 - Momentos flectores resistentes últimos das secções consideradas neste capítulo para os instantes 0, 30, 60, 90 e 120 minutos, (modelo SimFIRb) …….. 7.20

7.4 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados ……. 7.95

7.5 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada ……. 7.29

7.6 - Análises efectuadas ……. 7.51

7.7 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada ……. 7.63

7.8 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada ……. 7.84

Capítulo 8

8.1 - Parâmetros geométricos e estruturais dos pilares para as análises de sensibilidades efectuadas ……. 8.8

8.2 - Caracterização geométrica e material dos pilares analisados …… 8.9

8.3 - Variação percentual dos resultados da capacidade de carga dos pilares de 8m de altura com os vários métodos tomando como referência os resultados do SAFIR ……. 8.23

8.4 - Variação percentual dos resultados da capacidade de carga dos pilares de 4, 8 e 12m de altura com os vários métodos tomando como referência os resultados do SAFIR …… 8.25

8.5 - Variação percentual da resistência - Métodos simplificados e SAFIR …… 8.31

8.6 - Variação percentual da capacidade de carga - Métodos simplificados e SAFIR …… 8.38

8.7 - Variação percentual da capacidade de carga – SAFIR e Métodos simplificados: SimFIRc, método da Isotérmica dos 500ºC e método de Zona …… 8.44

8.8 - Extensões máximas consideradas para o betão …… 8.46

8.9 - Variação percentual da capacidade de carga – SAFIR e métodos simplificados: SimFIRc, e SimFIRc considerando $\varepsilon_{c,max} \neq 0{,}0035$ …… 8.49

8.10 - Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para 4ϕ12, 4ϕ16 e 4ϕ25 …… 8.53

8.11 - Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ25 e 4m, 8m e 12m de altura …… 8.55

8.12 - Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos: C_c =3cm, C_c =3,291cm (a=4cm) e C_c =4cm …… 8.61

8.13 - Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos C_c =3cm, sujeito em metade e integralmente no seu perímetro ao Incêndio ISO 834 …… 8.64

8.14 - Variação percentual da capacidade de carga de SimFIRc relativamente a SAFIR para pilares com 4ϕ16 e recobrimentos C_c =3cm, considerando um da carga P=135kN aplicada com excentricidade de 0m, 0,04m, 0,08m, 0,12m e 0,15m …… 8.66

8.15 - Caracterização mecânica das condições fronteira nos cálculos efectuados …… 8.113

8.16 - Caracterização geométrica e material dos pilares analisados …… 8.68

8.17 - Quadro síntese da análise paramétrica efectuada …… 8.72

8.18 - Análise comparativa para a secção 4ϕ16 e C_c =3cm dos resultados das capacidades de carga segundo os métodos SAFIR e SimFIRc …… 8.85

Capítulo 9

9.1 - Caracterização geométrica e material dos elementos estruturais considerados nas analises dos pórticos …… 9.10

9.2 - Caracterização da acção mecânica considerada nas analises dos pórticos em “túnel” …… 9.12

9.3 - Caracterização da acção mecânica considerada nas analises dos pórticos reticulados …… 9.12

Capítulo 10

Anexo 1

A1.1 - Dimensões mínimas da espessura da laje e da distância ao eixo dos varões para lajes de betão armado ou pré-esforçado, (EN 1992-1-2, [1]) A1.3

A1.2 - Dimensões mínimas da espessura de lajes fungiformes e da distância da face ao eixo dos varões para lajes de betão armado ou pré-esforçado, (EN 1992-1-2, [1]) A1.4

A1.3 - Dimensões mínimas e da distância da face ao eixo do varão de lajes nervuradas armadas em duas direcções: a) simplesmente apoiadas; b) com pelo menos um lado encastrado, (EN 1992-1-2, [1]) A1.4

A1.4 - Dimensões mínimas da alma de vigas simplesmente apoiadas e da distância ao eixo dos varões para vigas de betão armado ou pré-esforçado, (EN 1992-1-2, [1]) A1.5

A1.5 - Dimensões mínimas da largura da viga e da distância ao eixo dos varões para vigas contínuas de betão armado ou pré-esforçado, (EN 1992-1-2, [1])..... A1.5

A1.6 - Larguras mínimas da viga e da alma para vigas em "*I*" de betão armado ou pré-esforçado para as condições expressas em 3.3.2.4.3.2. do texto principal, (EN 1992-1-2, [1]) A1.5

A1.7 - Dimensões mínimas de paredes sem funções de suporte de cargas, (EN 1992-1-2, [1]) A1.6

A1.8 - Dimensões mínimas das paredes resistentes de betão e distância ao eixo ,*a*, (EN 1992-1-2, [1]) ... A1.6

A1.9 - Método A - Dimensões mínimas dos pilares e distâncias mínimas do eixo dos varões à face exterior para pilares de betão armado ou pré-esforçado de secção rectangular ou circular, (EN 1992-1-2, [1]) A1.6

A1.10 - Método B - Dimensões mínimas dos pilares e distâncias mínimas do eixo dos varões à face exterior para pilares de betão armado de secção rectangular ou circular, (EN 1992-1-2, [1]) A1.7

A1.11 - Método baseado na estimativa da curvatura – Parâmetros de caracterização de cada quadro apresentado no Anexo C da EN 1992-1-2, [1] A1.7

A1.12 - Método baseado na estimativa da curvatura (Table C.1 - EN 1992-1-2, [1]) – Dimensões Mínimas das secções rectangulares e circulares dos pilares e distâncias mínimas das faces da secção sujeita a incêndio ao eixo das armaduras. Relação mecânica de armadura ω=0,1. Momento de primeira ordem baixo (e =0,025b com $e \geq$ 10mm) A1.8

Anexo 2

A2.1 - Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de betões correntes siliciosos e calcários sujeitos a elevadas temperaturas A2.10

A2.2 - Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de aços correntes de Classe *N* e Classe *X* sujeitos a elevadas temperaturas A2.17

A2.3 - Valores dos principais parâmetros para definição das relações tensão-extensão de aços de pré-esforço de Classe *A* e Classe *B* sujeitos a elevadas temperaturas A2.22

Anexo 3