



Research Fund
for Coal & Steel

MATCS⁺

Ações de Membrana em Estruturas Mistas
em situação de incêndio

Bases de cálculo

ed. P. Vila Real; N. Lopes
O. Vassart; B. Zhao

Projeto europeu MACS+
“Ações de membrana no dimensionamento ao fogo de lajes mistas
com vigas de aço de alma cheia e alveoladas – Valorização”
Financiado pelo *Research Fund for Coal and Steel*
Ref. RFS2-CT-2011-00025, 2011 - 2012.

AÇÕES DE MEMBRANA EM ESTRUTURAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

BASES DE CÁLCULO

ed. P. Vila Real; N. Lopes
O. Vassart; B. Zhao
Lisboa, Dezembro de 2012

Ações de membrana em estruturas mistas em situação de incêndio
Bases de Cálculo
ed. P. Vila Real; N. Lopes
O. Vassart; B. Zhao

Projeto europeu MACS+
“Ações de membrana no dimensionamento ao fogo de lajes mistas
com vigas de aço de alma cheia e alveoladas – Valorização”
Financiado pelo *Research Fund for Coal and Steel*
Ref. RFS2-CT-2011-00025, 2011 - 2012.

Publicado por:
Universidade de Aveiro
Campus Universitário de Santiago
3810-193 Aveiro
Portugal

Dezembro, 2012
ISBN: 978-972-789-370-6

ÍNDICE

PREÂMBULO	vii
SUMÁRIO	ix
1 INTRODUÇÃO	1
2 PROGRAMA DE ENSAIOS AO FOGO DE CARDINGTON	3
2.1 Programa de investigação	3
2.2 Ensaio 1: Viga restringida	4
2.3 Ensaio 2: Pórtico plano	6
2.4 Ensaio 3: Compartimento de canto	8
2.5 Ensaio 4: Compartimento de canto	10
2.6 Ensaio 5: Compartimento de grandes dimensões	11
2.7 Ensaio 6: O ensaio de demonstração de um escritório	13
2.8 Ensaio 7: Compartimento central	16
2.9 Comentários gerais sobre o comportamento observado	19
3 ENSAIOS AO FOGO NUM PARQUE DE ESTACIONAMENTO, FRANÇA	21
4 EVIDÊNCIAS EM INCÊNDIOS NOUTROS PAÍSES	27
4.1 Broadgate	27
4.2 Edifício Churchill Plaza, Basingstoke	29
4.3 Ensaios ao fogo, Austrália	30
4.3.1 Ensaios ao fogo e abordagens de cálculo, William Street	30
4.3.2 Ensaios ao fogo, Collins Street	33
4.3.3 Conclusões da investigação Australiana	34
4.4 Ensaios ao fogo, Alemanha	34
4.5 Ensaios experimentais à temperatura normal	34
4.6 Ensaios experimentais a temperaturas elevadas	36
5 MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO	37
5.1 Introdução à teoria das linhas de rotura e às ações de membrana	37
5.1.1 Laje com restrição total no plano	38
5.1.2 Laje sem restrição no plano	39
5.1.3 Efeito das tensões de membrana nas linhas de rotura	41
5.2 Avaliação da resistência de pavimentos mistos de acordo com o método de cálculo simplificado	42
5.2.1 Cálculo da resistência	43
5.2.2 Dedução de uma expressão para o parâmetro k	45
5.2.3 Dedução de uma expressão para o parâmetro b	47
5.2.4 Forças de membrana	50
5.3 Rotura à compressão do betão	55
6 DESENVOLVIMENTO DE ORIENTAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO	57
6.1 Pressupostos de dimensionamento	57
6.2 Critério de rotura	58
6.2.1 Deformação da laje	59
6.2.1.1 Efeitos térmicos	59
6.2.1.2 Deformação mecânica da armadura	60
6.2.1.3 Cálculo da deformação da laje para permitir o cálculo das forças de membrana	61
6.2.2 Calibração com os ensaios ao fogo de Cardington	62
6.3 Metodologia de dimensionamento	63
6.3.1 Cálculo da capacidade de suporte de carga da laje	64
6.3.2 Cálculo da capacidade de suporte de carga das vigas sem proteção	64
6.4 Dimensionamento ao fogo das vigas periféricas	66
6.4.1 Vigas secundárias não protegidas com vigas de bordo em ambos os lados	67

6.4.1.1	Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas	67
6.4.1.2	Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas	69
6.4.2	Vigas secundárias não protegidas com uma viga de bordo num lado	70
6.4.2.1	Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas	70
6.4.2.2	Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas	71
6.4.3	Zonas do pavimento sem vigas de bordo	73
6.4.4	Dimensionamento das vigas de bordo	73
6.5	Análise Térmica	73
6.5.1	Fatores de vista	75
6.5.2	Propriedades dos materiais	76
6.5.3	Transferência interna de calor por condução	77
6.5.4	Temperaturas de cálculo de vigas metálicas não protegidas	78
7	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO À ESCALA REAL DE UM SISTEMA DE PAVIMENTO MISTO	81
7.1	Campo de aplicação	81
7.2	Ensaio FRACOF	81
7.2.1	Modelo de ensaio	81
7.2.2	Metodologia de ensaio	85
7.2.3	Resultados	88
7.2.3.1	Variação da temperatura na estrutura	88
7.2.3.2	Variação dos deslocamentos dos elementos estruturais	90
7.2.3.3	Comportamento da laje mista observado durante o ensaio	92
7.2.4	Comentários aos resultados do ensaio	94
7.3	Programa de ensaio COSSFIRE ao fogo	95
7.3.1	Modelo de ensaio	95
7.3.2	Medição dos resultados do ensaio	97
7.3.3	Principais resultados experimentais	100
7.3.4	Observação dos ensaios ao fogo	103
7.4	Ensaio ao fogo à escala real de laje mista incorporando um vão longo de vigas metálicas alveoladas	106
7.4.1	Modelo de Ensaio	106
7.4.2	Cargas de dimensionamento	109
7.4.3	Dimensionamento ao Fogo	109
7.4.4	Instrumentação	110
7.4.5	Deformação Viga/Laje	111
7.4.6	Ação de Membrana na Laje de Pavimento	117
7.4.7	Conclusões	118
8	ESTUDO PARAMÉTRICO NUMÉRICO	121
8.1	Âmbito	121
8.2	Verificação do modelo numérico do ANSYS com os ensaios FRACOF	121
8.2.1	Generalidades	121
8.2.2	Análise estrutural	121
8.2.3	Análise da transferência de calor	122
8.2.4	Comportamento mecânico dos elementos estruturais	124
8.3	Verificação do modelo numérico do SAFIR com os ensaios de resistência ao fogo	126
8.3.1	Generalidades	126
8.3.2	Comparação entre SAFIR e o ensaio FRACOF	126
8.3.2.1	Carga de incêndio	126

8.3.2.2	Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados	126
8.3.2.3	Análise estrutural	129
8.3.3	Comparação entre SAFIR e o ensaio COSSFIRE	131
8.3.3.1	Carga de incêndio	131
8.3.3.2	Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados	131
8.3.3.3	Análise estrutural	134
8.3.4	Comparação entre SAFIR e o ensaio FICEB	135
8.3.4.1	Carga de incêndio	135
8.3.4.2	Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados	136
8.3.4.3	Análise estrutural	139
8.4	Estudo paramétrico numérico utilizando a curva de incêndio padrão	141
8.4.1	Dados introduzidos para o estudo paramétrico	141
8.4.2	Dados introduzidos no estudo paramétrico	149
8.4.2.1	Deformação máxima do pavimento	149
8.4.2.2	Extensão da rede de armadura	152
8.5	Conclusão	161
9	REFERÊNCIAS	163

PREÂMBULO

Este projeto foi financiado com o apoio da Comissão Europeia, pelo Fundo de Investigação do Carvão e do Aço (Research Fund for Coal and Steel – RFCS).

Esta publicação reflete apenas a perspectiva dos autores, sendo que a Comissão não pode ser considerada responsável por qualquer uso indevido da informação nela contida.

A publicação foi produzida como resultado de diferentes projetos de investigação:

- Projeto FICEB+ do RFCS
- Projeto COSSFIRE do RFCS
- Projeto Leonardo Da Vinci: ‘*Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors*’ (FRACOF).
- Um projeto anterior patrocinado em conjunto pela ArcelorMittal e CTICM, realizado em parceria pelo CTICM e SCI.

O método de cálculo simplificado foi inicialmente desenvolvido em resultado de ensaios ao fogo de grande escala, realizados num edifício metálico porticado de vários andares localizado no *Building Research Establishment* em Cardington, Reino Unido. Grande parte da base teórica do método de cálculo existe desde o final de 1950, na sequência de estudos sobre o comportamento estrutural de lajes de betão armado à temperatura ambiente. A primeira versão do método de cálculo simplificado foi disponibilizada no *SCI Design Guide P288 ‘Fire Safe Design: A new approach to Multi-story Steel Framed Buildings’, 2 Ed.*

Embora a aplicação do método no dimensionamento à resistência ao fogo seja relativamente recente, a base do método está bem estabilizada.

O método de cálculo simplificado foi implementado no ano 2000 num programa informático desenvolvido pelo SCI, sendo criada uma versão de atualização em 2006 na sequência de melhorias realizadas ao método de cálculo simplificado.

Foram recebidas valiosas contribuições de:

- Mary Brettle – Instituto de Construção Metálica (*Steel Construction Institute*)
- Ian Sims – Instituto de Construção Metálica (*Steel Construction Institute*)
- Louis Guy Cajot – ArcelorMittal
- Renata Obiala – ArcelorMittal
- Mohsen Roosefid – CTICM
- Gisèle Bihina – CTICM.

Esta versão em português das Bases de Cálculo para a verificação da segurança de lajes mistas aço-betão em situação de incêndio tendo em conta o efeito de membrana, da autoria do Dr. Olivier Vassart da ArcelorMittal e do Dr. Bin Zhao do CTICM, foi traduzida por André Reis, Cláudia Amaral e Flávio Arrais sob supervisão do Prof. Paulo Vila Real e do Prof. Nuno Lopes.

SUMÁRIO

Os ensaios ao fogo à escala real realizados em vários países e as observações de fogos reais em edifícios mostraram que o desempenho de estruturas metálicas mistas de edifícios é bastante melhor do que o indicado pelos testes de resistência ao fogo em elementos isolados. É notório que existe uma grande reserva de resistência dos edifícios metálicos porticados modernos quando sujeitos à ação do fogo e que os testes de resistência ao fogo padrão em elementos isolados não restringidos não fornecem um indicador satisfatório do desempenho dessas estruturas.

Em resultado de observações e análises do programa de ensaios ao fogo à escala real realizados em 1995 e 1996 no edifício de Cardington, no Reino Unido, foi desenvolvido um modelo de cálculo simplificado baseado na ação de membrana em pavimentos mistos de aço e betão que permite aos projetistas aproveitar a resistência ao fogo inerente de uma laje de pavimento mista sem a necessidade de recorrer a uma complexa análise de elementos finitos do comportamento de todo o edifício. Contudo, devido à sua especificidade, este conceito de dimensionamento inovador permanece ainda desconhecido para a maioria dos projetistas e autoridades reguladoras. Consequentemente, elaborou-se este documento técnico com o objetivo de fornecer toda a informação de base necessária ao leitor para que este perceba facilmente os fundamentos do modelo de cálculo simplificado referido anteriormente.

Neste documento técnico, são descritos os fundamentos teóricos do método de cálculo simplificado e o seu desenvolvimento para a aplicação à engenharia de segurança contra incêndio. Assim, realiza-se uma revisão importante dos ensaios ao fogo relevantes existentes, realizados em edifícios à escala real um pouco por todo o mundo, assim como um resumo dos dados de ensaio correspondentes. Para além disso, são também incluídas informações resultantes de observações ao comportamento de edifícios de vários andares sujeitos a incêndios acidentais. Por outro lado, o documento fornece uma explicação pormenorizada dos novos ensaios ao fogo à escala real realizados a sistemas de pavimento mistos, conduzidos sob longa duração do fogo ISO, que proporcionam mais evidências sobre a validade do modelo de cálculo simplificado. O carácter conservativo do modelo de cálculo simplificado é também claramente ilustrado através da comparação com um estudo numérico paramétrico conduzido com a ajuda de modelos de cálculo avançados.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios ao fogo à escala real realizados em vários países e as observações de fogos reais em edifícios mostraram que o desempenho de estruturas metálicas mistas de edifícios com pavimentos mistos (lajes mistas ligadas a vigas de aço por pernos de cabeça) é bastante melhor do que o indicado pelos testes de resistência ao fogo em lajes mistas ou vigas mistas como elementos estruturais isolados. É notório que existe uma grande reserva de resistência dos edifícios metálicos porticados modernos quando sujeitos à ação do fogo e que os testes de resistência ao fogo padrão em elementos isolados não restringidos não fornecem um indicador satisfatório do desempenho dessas estruturas.

As análises revelam que este excelente desempenho ao fogo se deve ao desenvolvimento das ações de membrana de tração na laje de betão reforçada e da ação catenária nas vigas metálicas.

Em resultado da observação e análise acima referidas, foi desenvolvido no Reino Unido um novo conceito de dimensionamento ao fogo para edifícios metálicos porticados modernos de vários andares. O manual e o programa de dimensionamento para lajes de pavimentos, baseados neste método, foram inicialmente publicados no ano de 2000. Muitos edifícios no Reino Unido têm beneficiado da aplicação do método de cálculo simplificado, resultando em custos de proteção ao fogo reduzidos⁽¹⁾.

Este conceito de dimensionamento permite aos projetistas tirar partido do comportamento de todo o edifício, permitindo manter alguns elementos sem proteção enquanto mantém os níveis de segurança esperados para estruturas de edifícios totalmente protegidas ao fogo. O método de cálculo permite que a resistência ao fogo de pavimentos mistos parcialmente protegidos seja avaliada considerando a exposição ao incêndio natural ou ao incêndio padrão. O último tem particular interesse, uma vez que significa que o conceito de dimensionamento pode ser aplicado pelos projetistas sem a necessidade de conhecimento especializado em engenharia de segurança contra incêndio.

Apesar de amplamente utilizado no Reino Unido, o ganho de resistência ao fogo fornecido pelas ações de membrana e catenária é ainda um conceito muito recente para a maioria dos projetistas e autoridades reguladoras na Europa. Para informar esses grupos de potenciais utilizadores, este documento tem como objetivo fornecer informação técnica sólida para este conceito de dimensionamento, compreendendo:

- uma revisão da informação disponível sobre o desempenho de estruturas mistas em ensaios ao fogo à escala real e incêndios acidentais em edifícios;
- uma explicação detalhada dos fundamentos teóricos do modelo de cálculo simplificado para sistemas de pavimentos mistos suportados por perfis de alma cheia e vigas alveoladas;
- uma descrição das hipóteses fundamentais assumidas, adotadas no modelo de cálculo simplificado, para a avaliação da resistência ao fogo de sistemas de pavimento mistos de aço e betão;

- detalhes de um ensaio ao fogo realizado à escala real a um sistema de pavimento misto de aço e betão, usando a curva de temperatura-tempo padrão de acordo com a EN 1365-2, para uma duração superior a 120 minutos;
- e uma investigação numérica paramétrica detalhada para verificação dos resultados do modelo de cálculo simplificado.

2 PROGRAMA DE ENSAIOS AO FOGO DE CARDINGTON

2.1 Programa de investigação

Em Setembro de 1996, realizou-se um programa de ensaios ao fogo no Reino Unido no laboratório do *Building Research Establishment's*, em Cardington. Os ensaios foram realizados num edifício de oito andares com estrutura metálica mista, dimensionada e construída como um edifício de escritórios típico de vários andares. Estes ensaios tinham como objetivo investigar o comportamento de uma estrutura real sob condições de incêndio reais e recolher dados que permitissem verificar programas de cálculo automático criados para a realização de análises numéricas a estruturas em situação de incêndio.

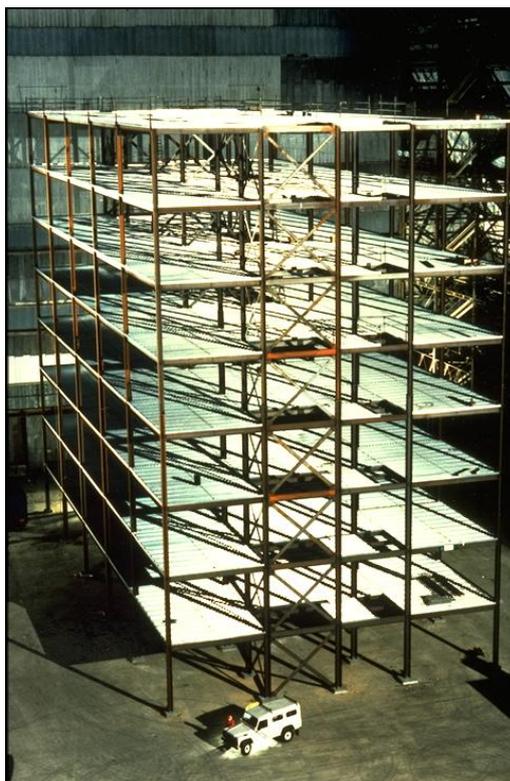


Figura 2.1 Edifício de ensaios de Cardington antes da betonagem dos pavimentos

O edifício de ensaios (ver Figura 2.1) foi dimensionado para ser um exemplo típico de estrutura contraventada e dos níveis de carga que são normalmente encontrados no Reino Unido. Em planta, o edifício possuía as dimensões de 21 m por 45 m e tinha altura total igual a 33 m. As vigas foram dimensionadas como simplesmente apoiadas, atuando de forma composta com uma laje de pavimento de 130 mm. Normalmente, um edifício deste tipo necessitaria de ter resistência ao fogo de 90 minutos. Usaram-se chapas finas para ligações viga-viga e chapas de extremidade flexíveis para ligações viga-pilar. A estrutura foi carregada com sacos de areia distribuídos ao longo de cada piso para simular um carregamento típico de um edifício de escritórios.

Existem dois projetos no programa de investigação. Um projeto foi financiado pelo Corus (antigo *British Steel*) e pela Comunidade Europeia do Carvão e do Aço (*European Coal and Steel Community - ECSC*), sendo que o outro foi financiado pelo Governo Britânico através do *Building Research Establishment (BRE)*. Estiveram outras organizações envolvidas no programa de investigação, incluindo a Universidade de Sheffield, TNO (Holanda), CTICM (França) e o Instituto de Construção em Aço (*Steel Construction Institute - SCI*, Reino Unido). Os ensaios ao fogo tiveram lugar entre Janeiro de 1995 e Julho de 1996 e foram realizados em vários pavimentos. A localização de cada ensaio é ilustrada na planta do pavimento, na Figura 2.2.

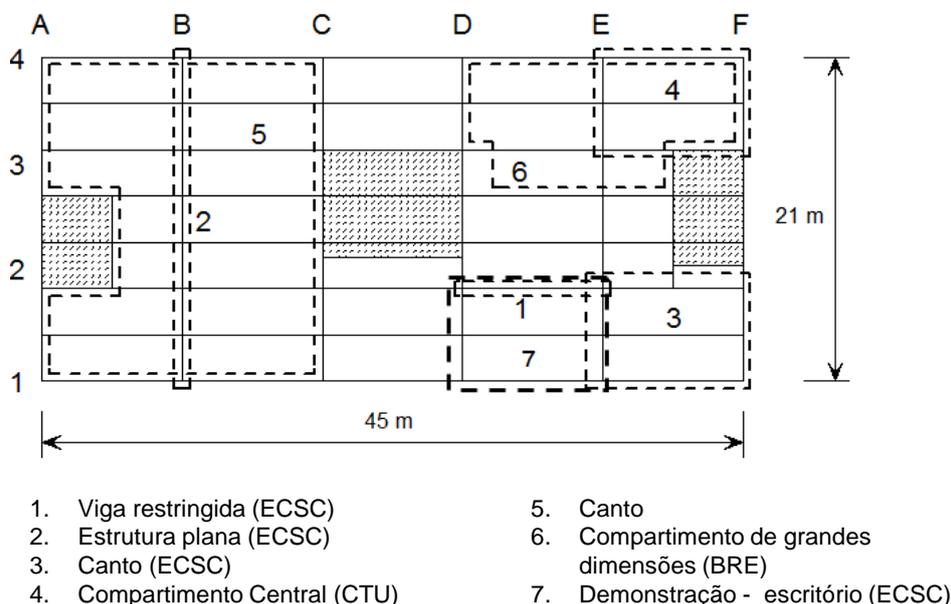


Figura 2.2 Localização dos ensaios

O ensaio 1 envolveu uma viga secundária única e a laje do pavimento circundante, que foi aquecida por um forno a gás construído propositadamente. O ensaio 2 foi também aquecido usando gás e foi realizado a um pórtico plano, distribuindo através de um piso do edifício; o ensaio incluiu vigas principais e os pilares associados. Os ensaios 3, 4 e 5 envolveram compartimentos de vários tamanhos sujeitos, em cada caso, a um incêndio natural alimentado por paletes de madeira. Os pilares destes ensaios foram protegidos até à superfície inferior da laje de pavimento e as vigas e a laje de pavimento foram deixadas sem proteção. O ensaio 6 foi uma demonstração, que utilizou mobiliário e equipamento tipicamente encontrado em edifícios de escritório modernos com a correspondente carga de incêndio, conduzindo a um incêndio mais severo.

Foi publicada uma descrição detalhada dos ensaios⁽¹⁾. Os resultados completos do ensaio, em formato eletrónico, com mapas de localização dos instrumentos de medida, estão disponíveis para os ensaios 1, 2, 3 e 6 a partir de Corus RD&T⁽²⁾ (Centro Tecnológico Sueco) e para os ensaios 4 e 5 a partir de BRE^(3,4).

2.2 Ensaio 1: Viga restringida

O ensaio foi realizado no sétimo andar do edifício. Um forno a gás propositadamente construído, de 8 m de comprimento por 3 m de largura, foi dimensionado para aquecer a viga secundária (D2/E2) distribuindo entre dois pilares e parte da estrutura circundante.

A viga foi aquecida ao longo dos 8 m centrais dos seus 9 m de comprimento, mantendo assim as ligações relativamente frias. O propósito deste ensaio foi investigar o comportamento de uma viga aquecida rodeada por uma laje não aquecida e estudar o efeito de restrição das partes não aquecidas da estrutura.

A viga foi aquecida entre 3 a 10 °C por minuto até registar temperaturas próximas de 900 °C. No pico de temperatura, 875 °C no banzo inferior, a deformação a meio vão era de 232 mm (vão/39) (ver Figura 2.3). No arrefecimento, a deformação a meio vão recuperou para 113 mm.

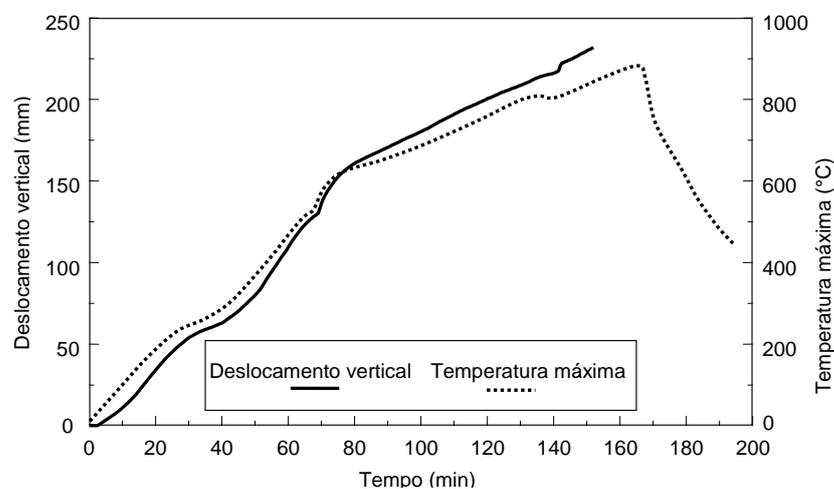


Figura 2.3 Deslocamento central e temperatura máxima no ensaio à viga restringida

O contraste entre o comportamento desta viga e uma viga similar não protegida ensaiada num ensaio ao fogo padrão sob condições de carregamento similares⁽⁵⁾ encontra-se ilustrado na Figura 2.4. O aumento excessivo do deslocamento durante o ensaio padrão, típico em vigas simplesmente apoiadas, não ocorreu na viga da estrutura do edifício, apesar de à temperatura de 900 °C o aço estrutural reter apenas 6% da sua tensão de cedência à temperatura normal.

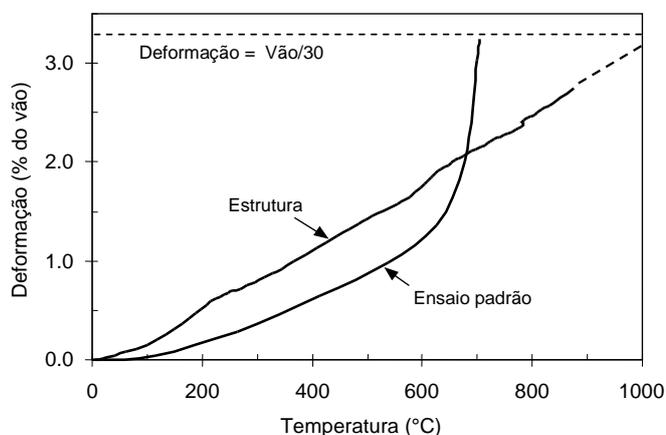


Figura 2.4 Deslocamento central e temperatura máxima no ensaio ao fogo padrão e no ensaio à viga restringida

Durante o ensaio, ocorreu encurvadura local em ambas as extremidades da viga ensaiada (ver Figura 2.5).



Figura 2.5 Encurvadura do banzo na viga restringida

A inspeção visual depois do ensaio mostrou que a ligação por chapa de extremidade em ambas as extremidades da viga tinha rompido perto, mas do lado de fora, da zona afetada pelo calor da soldadura num lado da viga. Isto foi causado pela contração térmica da viga durante o arrefecimento, que gerou forças de tração bastante elevadas. Embora a chapa tenha sofrido corte num dos lados, este mecanismo aliviou as extensões de tração induzidas, com a chapa no outro lado da viga mantendo a sua integridade e proporcionando assim à viga capacidade de resistir ao esforço transversal. A rotura da chapa pode ser identificada a partir das leituras do extensómetro, que indica que, durante a fase de arrefecimento, a rotura progrediu ao longo de um período de tempo, em vez da ocorrência de uma fratura súbita.

2.3 Ensaio 2: Pórtico plano

Este ensaio realizou-se numa estrutura plana constituída por quatro pilares e três vigas principais, abrangendo toda a largura do edifício na linha de grelha B, como ilustrado na Figura 2.2.

Foi construído um forno a gás de 21 m de comprimento \times 2.5 m de largura \times 4 m de altura usando para a sua construção blocos de alvenaria ao longo de toda a largura do edifício.

As vigas principais e secundárias, juntamente com a superfície inferior da laje mista, foram deixadas sem proteção. Os pilares foram dotados de proteção contra incêndio até uma altura a que um teto suspenso possa ser instalado (embora não existisse nenhum teto). Isto resultou na ausência de proteção em 800 mm do pilar, medidos a partir do topo, que incluía as ligações.

A velocidade do deslocamento vertical a meio vão da viga de aço de 9 m aumentou rapidamente entre os 110 e os 125 minutos (ver Figura 2.6). Isto foi causado por deformações verticais dos pilares que a suportavam. As áreas expostas dos pilares internos foram esmagadas em aproximadamente 180 mm (ver Figura 2.7). A temperatura da parte exposta do pilar era aproximadamente 670 °C quando ocorreu encurvadura local.

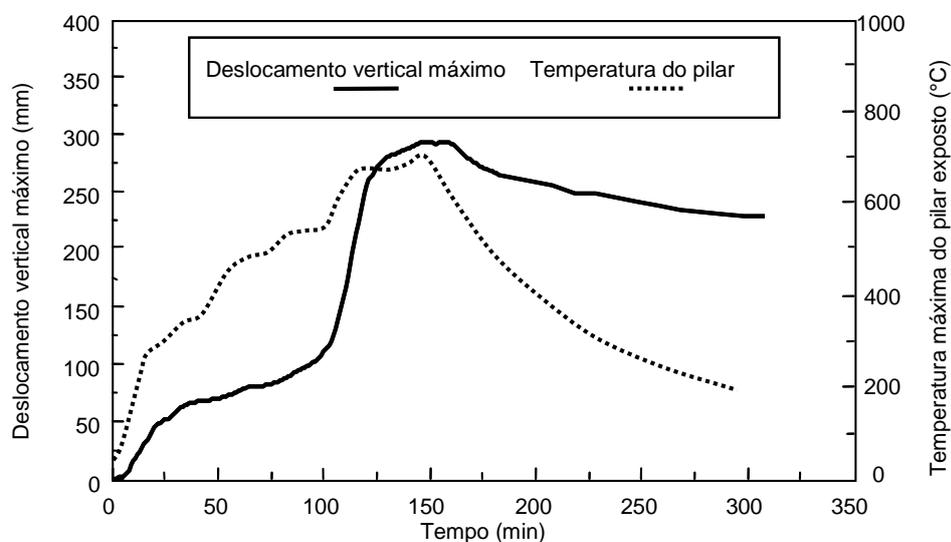


Figura 2.6 Deslocamento vertical máximo da viga central de 9 m e temperatura do topo da secção exposta do pilar interno

A redução da altura do pilar, que resultou da encurvadura local, causou uma deformação permanente de aproximadamente 180 mm em todos os pavimentos acima do compartimento de incêndio. Para evitar este comportamento, os pilares em ensaios posteriores a este foram protegidos em toda a sua altura.



Figura 2.7 Cabeça do pilar esmagada depois do ensaio

Em ambos os lados das vigas principais, as vigas secundárias foram aquecidas ao longo de um comprimento de aproximadamente 1 m. Depois do ensaio, investigações mostraram que muitos dos parafusos nas ligações com chapas finas tinham sofrido rotura por corte (ver Figura 2.8). Esta rotura ocorreu apenas num lado da viga principal.

De forma similar à rotura da chapa no ensaio 1, os parafusos sofreram rotura por corte devido à contração térmica da viga durante o arrefecimento. A contração térmica gerou forças de tração muito elevadas, que foram aliviadas assim que os parafusos sofreram rotura por corte na chapa fina num dos lados da viga principal.



Figura 2.8 Ligação com chapas finas depois do ensaio

2.4 Ensaio 3: Compartimento de canto

O objetivo deste ensaio foi investigar o comportamento de um sistema de pavimento completo e, em particular, o papel das ações de membrana do pavimento em permitir distribuições de esforços alternativas com a perda de resistência das vigas de suporte. Usando a construção com blocos de betão, foi construído um compartimento com 10 m de largura por 7.6 m de profundidade num canto do primeiro andar do edifício (E2/F1).

Para assegurar que as paredes do compartimento não contribuía para o suporte das cargas aplicadas, todos os suportes e grampos na parede da empena, e a camada superior de blocos de alvenaria foram removidos. A placa de fibra mineral na expansão das ligações foi substituída por uma manta cerâmica.

Do mesmo modo, a estrutura de suporte secundária sobre a parede externa foi separada da viga de bordo por cima da abertura do compartimento, de forma a assegurar que esta viga de bordo não tinha apoio adicional.

Todos os pilares, ligações viga-pilar e vigas de bordo foram dotados de proteção contra incêndio.

A carga de incêndio foi de 45 kg/m², na forma de paletes de madeira. Esta carga de incêndio é bastante elevada e é equivalente ao quantilho 95% da carga de incêndio para edifícios de escritórios. Os cálculos de engenharia de segurança contra incêndio são normalmente baseados no quantilho 80% da carga de incêndio. A ventilação foi assegurada por uma única abertura de 6.6 m de largura por 1.8 m de altura. O pico de temperatura registado no compartimento foi de 1071 °C.

A temperatura máxima do aço foi de 1014 °C, registada na viga interna na linha de grelha 2 (E2/F2). O deslocamento vertical máximo foi de 428 mm (apenas inferior a vão/20) e ocorreu no centro da viga secundária, que teve um pico de temperatura de 954 °C. No arrefecimento, esta viga recuperou para um deslocamento permanente de 296 mm. A Figura 2.9 mostra a evolução da deformação e da temperatura com o tempo.

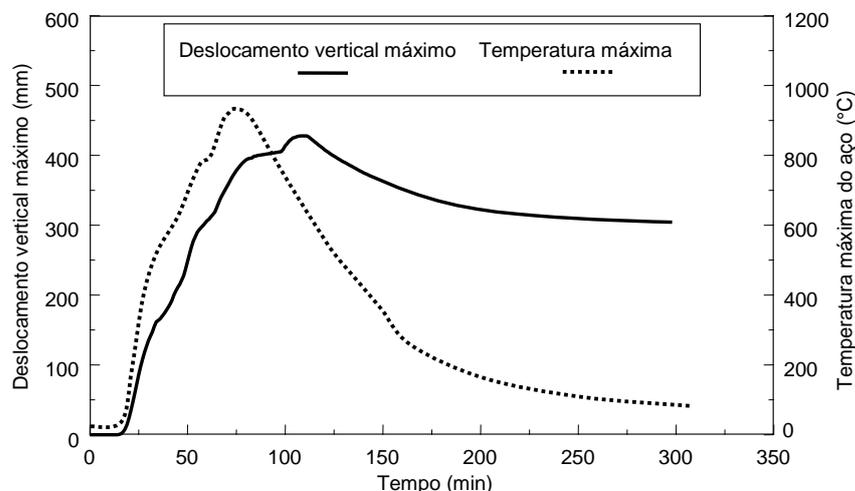


Figura 2.9 Deslocamento vertical máximo e temperatura da viga secundária

Todo o material combustível no interior do compartimento foi consumido pelo fogo. A estrutura apresentou um comportamento bastante favorável, sem qualquer sinal de colapso (ver Figura 2.10).

Ocorreu encurvadura na proximidade de algumas ligações viga-pilar mas, ao contrário do ensaio 2, os parafusos das ligações não sofreram rotura por corte. Isto pode indicar que, ou as forças de tração elevadas não se desenvolveram ou a ligação tinha ductilidade adequada para lidar com os deslocamentos de tração.



Figura 2.10 Estado da estrutura depois do ensaio

2.5 Ensaio 4: Compartimento de canto

Este ensaio realizou-se no segundo andar, a um compartimento de canto (E4/F3) com área igual a 54 m². Os limites internos do compartimento sobre as linhas de grelha E e 3 foram construídos usando paredes divisórias com estruturas em aço, com placa resistente ao fogo. A parede divisória foi construída para ter resistência ao fogo de 120 minutos, com uma junta de deformação de 15 mm. Uma parede de blocos de alvenaria existente a toda a altura formou o limite na parede da empena na linha de grelha F; a parede exterior, linha de grelha 4, foi envidraçada 1 metro acima dos blocos de alvenaria. O compartimento estava totalmente fechado, com todas as janelas e portas fechadas. Os pilares possuíam proteção ao fogo até à superfície inferior da laje de pavimento, incluindo as ligações, mas, ao contrário do ensaio 3, a viga de lintel (E4/F4) estava sem proteção e a estrutura de suporte secundária acima dela permaneceu conectada. Foram usadas doze paletes de madeira para proporcionar uma carga de incêndio de 40 kg/m².

O desenvolvimento do incêndio foi largamente influenciado pela falta de oxigénio no interior do compartimento. Após um aumento inicial de temperatura, o fogo apagou e continuou a queimar lentamente sem chama até que, após 55 minutos, a brigada de incêndio interveio para ventilar o compartimento através da remoção de um único painel de vidro. Isto resultou num pequeno aumento de temperatura seguindo por uma diminuição. Um segundo painel, imediatamente acima do primeiro, foi partido aos 64 minutos e as temperaturas começaram a aumentar de forma constante; entre os 94 e os 100 minutos partiram-se os restantes painéis. Isto levou a um forte aumento de temperatura que se manteve com o desenvolvimento do incêndio. A temperatura máxima registada no centro do compartimento foi de 1051 °C, após 102 minutos (ver Figura 2.11). A temperatura máxima no aço foi de 903 °C, registada após 114 minutos no banzo inferior da viga secundária central.

A deformação máxima da laje foi de 269 mm e ocorreu no centro do compartimento após 130 minutos, diminuindo para 160 mm após a extinção do incêndio.

Durante o ensaio observou-se que a viga de bordo não protegida na linha de grelha 4 foi completamente envolvida pelo fogo. Contudo, a temperatura máxima desta viga foi de 680 °C, que é relativamente baixa quando comparada com as vigas internas, como se pode ver na Figura 2.12. O deslocamento máximo correspondente da viga de bordo foi de 52 mm, registado após 114 minutos. Este pequeno deslocamento atribuiu-se ao suporte adicional fornecido pela estrutura de suporte secundário acima do compartimento, que atua em tração durante o ensaio.

As paredes internas do compartimento foram construídas diretamente sob vigas não protegidas e tiveram um bom desempenho. A sua estanquidade manteve-se durante todo o ensaio. Na remoção da parede, pode-se ver que uma das vigas tinha encurvado distorcionalmente ao longo da maior parte do seu comprimento, que foi causado pelo elevado gradiente térmico através da secção transversal da viga (causado pelo posicionamento da parede de compartimentação), juntamente com uma elevada restrição à expansão térmica.

Não ocorreu encurvadura local em nenhuma das vigas e as ligações não mostraram nenhum dos sinais característicos das elevadas forças de tração que se puderam observar na fase de arrefecimento dos outros ensaios.

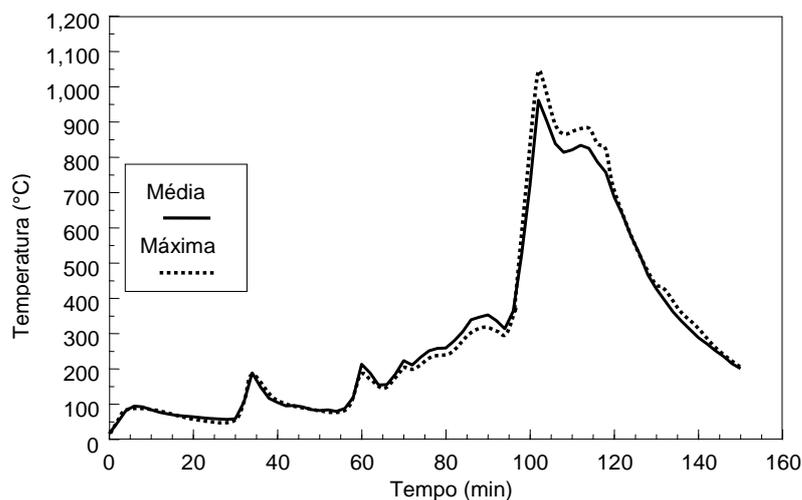


Figura 2.11 Temperaturas registadas no forno no ensaio 4

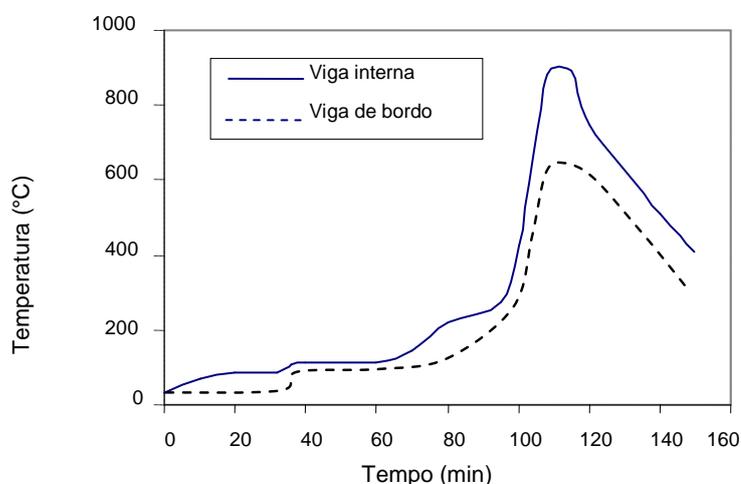


Figura 2.12 Temperatura máxima do banço de uma viga interna e de uma viga de bordo

2.6 Ensaio 5: Compartimento de grandes dimensões

Este ensaio realizou-se entre o segundo e o terceiro andar, com o compartimento de incêndio a estender-se ao longo de toda a largura do edifício, cobrindo um área de 340 m².

A carga de incêndio de 40 kg/m² resultou da distribuição uniforme de paletes de madeira ao longo da área do pavimento. O compartimento foi construído montando-se uma parede divisória resistente ao fogo e uma parede de gesso ao longo de toda a largura do edifício, construindo-se também proteção adicional para o poço do elevador. Instalou-se vidro duplo em dois lados do edifício, mas o terço médio do vidro foi deixado aberto em ambos os lados do edifício. Todas as vigas metálicas, incluindo as vigas de bordo, foram deixadas sem proteção. Os pilares internos e externos foram protegidos, incluindo as ligações.

As condições de ventilação controlaram a severidade do incêndio. Inicialmente houve um rápido aumento de temperatura à medida que o vidro foi sendo destruído, criando grandes aberturas em ambos os lados do edifício. A grande área de ventilação em ambos os lados do compartimento deu origem a um incêndio de longa duração mas com temperaturas inferiores ao previsto. A temperatura máxima registada foi de 746 °C, com uma temperatura máxima do aço de 691 °C, registada no centro do compartimento. A Figura 2.13 apresenta as temperaturas registadas no compartimento. Na Figura 2.14 apresenta-se a estrutura perto do fim do incêndio.

O deslocamento máximo da laje atingiu um valor de 557 mm, que baixou para 481 mm quando a estrutura arrefeceu.

Ocorreu encurvadura local extensiva na proximidade das ligações viga-viga. No arrefecimento, um número de chapas de extremidade fraturaram de um lado. Num caso, a alma desprendeceu-se da chapa de extremidade de tal forma que a ligação aço-aço não tinha qualquer capacidade de resistir ao corte, o que causou fissuras no interior da laje mista acima desta ligação, mas não ocorreu colapso, com a resistência ao corte a ser assegurada pela laje de pavimento mista.

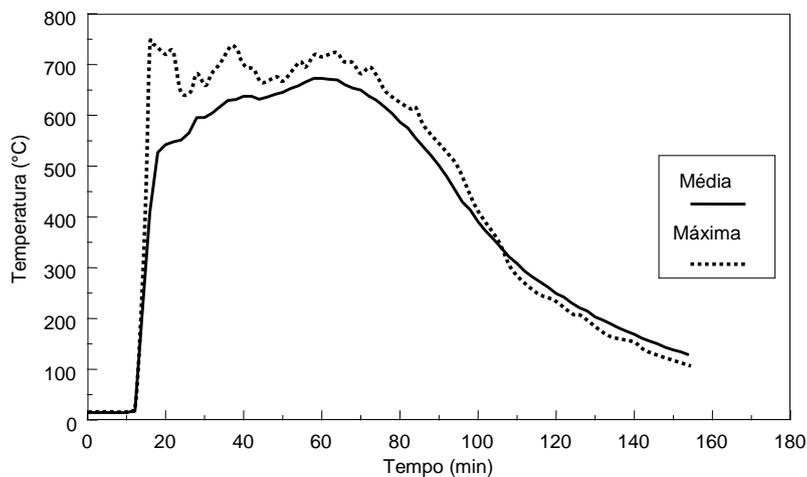


Figura 2.13 Temperatura média e máxima registada



Figura 2.14 Estrutura deformada durante o incêndio

2.7 Ensaio 6: O ensaio de demonstração de um escritório

O objetivo deste ensaio foi demonstrar o comportamento estrutural num cenário de incêndio real.

Um compartimento de 18 m de largura por 10 m de profundidade com área em planta de 135 m² foi construído usando-se blocos de alvenaria de betão. O compartimento representava um escritório aberto e continha uma série de postos de trabalho constituídos por mobiliário moderno, computadores e armários de arquivo de pastas (ver Figura 2.15). As condições do ensaio foram estabelecidas para criar uma carga total de incêndio de 46 kg/m² (apenas uma percentagem de escritórios inferior a 5% excedem este valor) e pela limitação da área de aberturas ao mínimo permitido pela regulamentação para edifícios de escritório. A carga de incêndio era constituída por 69% de madeira, 20% de plástico e 11% de papel. A área total das janelas era 25.6 m² (19% da área do pavimento) e a parte central de cada janela, totalizando 11.3 m², foi deixada sem vidro para criar as condições de ventilação mais pessimistas no início do ensaio.



Figura 2.15 Escritório antes do ensaio

No interior do compartimento, os pilares e as ligações viga-pilar foram dotados de proteção contra incêndio. Tanto as vigas principais como as secundárias, incluindo as ligações viga-viga, permaneceram totalmente expostas.

A estrutura de suporte secundária foi deixada ligada às vigas de bordo, dando assim algum apoio durante o incêndio.

A temperatura máxima foi de 1213 °C e a temperatura média máxima foi de aproximadamente 900 °C, como se pode ver na Figura 2.16. A temperatura máxima do aço desprotegido foi de 1150 °C. O deslocamento vertical máximo foi de 640 mm, que diminuiu para uma deformação permanente de 540 mm no arrefecimento (ver Figura 2.17). O pico de temperatura das vigas lintel, acima das janelas, foi de 813 °C. Todo o material combustível existente no compartimento ardeu completamente, incluindo os conteúdos dos armários. Na direção da parte de trás do compartimento, a laje do pavimento deformou e apoiou-se sob a parede de blocos de alvenaria. A estrutura não mostrou quaisquer sinais de colapso.

Na Figura 2.18 pode ver-se uma vista externa do fogo perto do seu pico. A estrutura depois do fogo é apresentada na Figura 2.19 e na Figura 2.20. A Figura 2.19 apresenta uma vista geral do compartimento onde deflagrou o incêndio e a Figura 2.20 mostra a extremidade superior de um dos pilares. Durante o ensaio, a laje do pavimento fissurou em torno de uma das extremidades superiores do pilar, como se pode ver na Figura 2.21. Estas fissuras ocorreram durante a fase de arrefecimento, possivelmente devido à rotura parcial da ligação viga-pilar nesse local. Uma investigação à laje após o ensaio mostrou que a armadura não estava corretamente sobreposta e que, nessa área, as redes de armadura sobrepostas foram simplesmente ligadas em conjunto. Isto ilustra a importância do uso de comprimentos de sobreposição entre painéis adjacentes da rede de armadura.

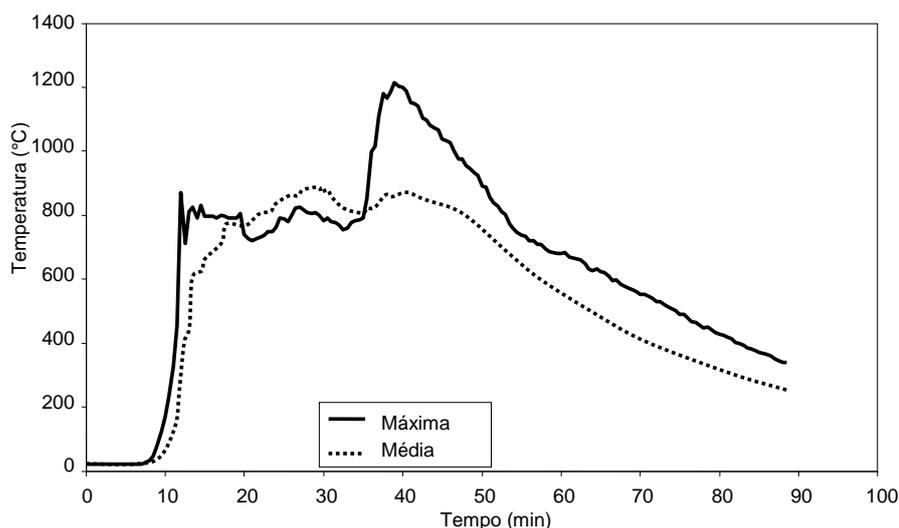


Figura 2.16 Registo da temperatura

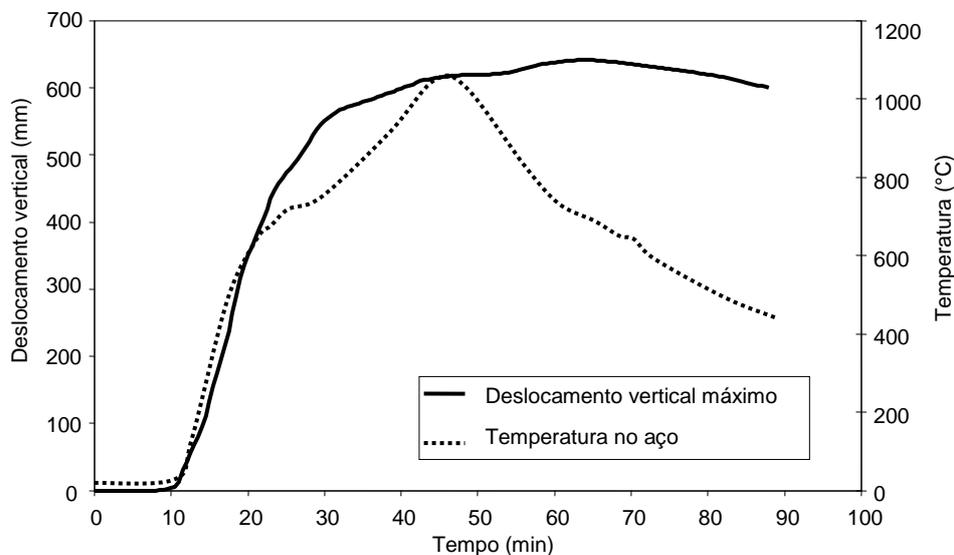


Figura 2.17 Temperatura máxima no aço e deslocamento vertical



Figura 2.18 Vista exterior do incêndio



Figura 2.19 Compartimento depois do incêndio



Figura 2.20 Extremidade superior do pilar e encurvadura das vigas

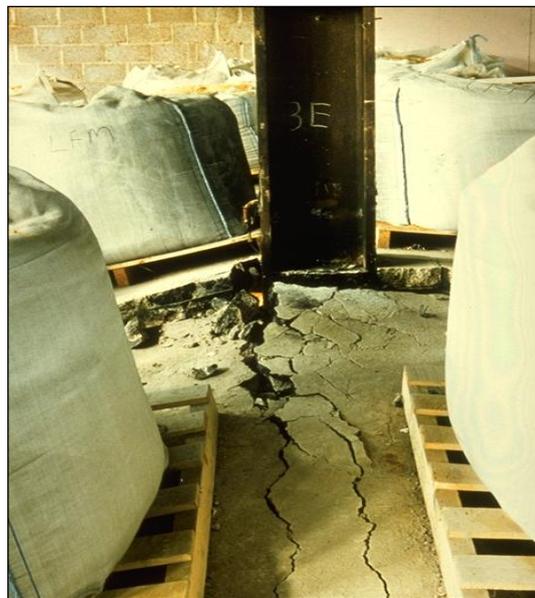


Figura 2.21 Fissuração da laje do pavimento na região da rede de armadura não sobreposta

2.8 Ensaio 7: Compartimento central

O ensaio foi realizado num compartimento localizado na zona central do quarto andar do edifício, o qual tem 11 m de largura por 7 m de profundidade. A estrutura de aço exposta ao fogo era composta por duas vigas principais em UB 356x171x51, dois pilares em UC 305x305x198 e UC 305x305x137, e três vigas secundárias em UB 305x165x40, respetivamente.

A carga de incêndio era constituída por paletes de madeira de 40 kg/m², cobrindo toda a área do pavimento do compartimento. A ventilação era assegurada por uma abertura longa na fachada de 9 m de comprimento por 1.27 m de altura.

Foram colocados cerca de 130 termopares no compartimento em vários locais, ao longo das vigas nos perfis de aço e nas lajes mistas, assim como nas ligações metálicas (com chapas finas e por chapas de extremidade). Para além destes, instalaram-se ainda mais

14 termopares nos pilares protegidos. De forma a medir a distribuição das forças internas, foram utilizados dois tipos diferentes de extensómetros: foram colocados extensómetros de altas temperaturas nas ligações e extensómetros de temperatura normal nos pilares protegidos e nos elementos não expostos. Tal como efetuado para a instrumentação da forma da deformada do pavimento e dos elementos principais, foram usados um total de 37 transdutores para medir o deslocamento da laje de betão e o movimento horizontal dos pilares. Adicionalmente, 10 câmaras de vídeo e duas câmaras de imagens térmicas registaram o desenvolvimento do fogo e do fumo, as deformações estruturais e a evolução da temperatura com o tempo.

As temperaturas registadas em diferentes lugares do compartimento são comparadas com as curvas paramétricas apresentadas no Anexo B da EN 1991-1-2⁽⁶⁾ (ver Figura 2.22). A temperatura máxima registada no compartimento foi de 1107.8 °C, após 54 minutos do início do incêndio.

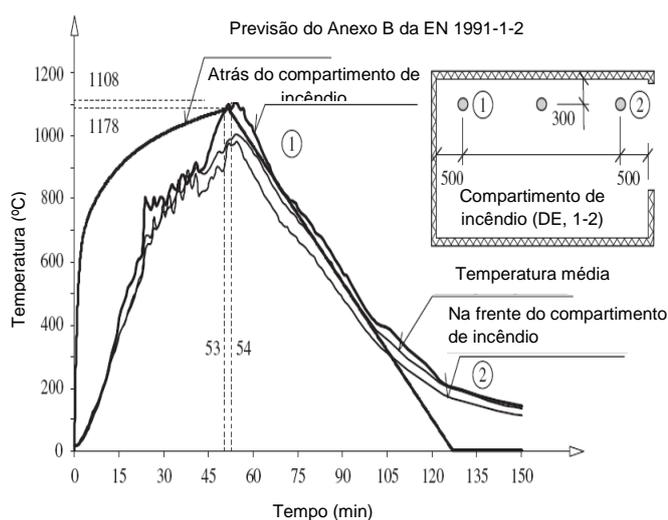


Figura 2.22 Registo da temperatura no compartimento

No que diz respeito ao aquecimento das vigas de aço, as vigas não protegidas atingiram temperaturas em torno de 1087.5 °C, que ocorreram 57 minutos depois do início do incêndio, no banzo inferior da viga D2-E2 no meio da secção (ver Figura 2.23). A temperatura máxima registada nas ligações foi cerca de 200 °C.

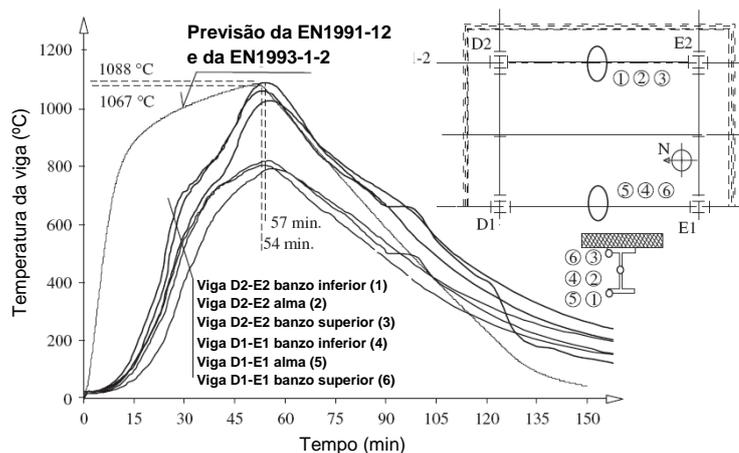


Figura 2.23 Variações das temperaturas nas vigas de aço

Na Figura 2.24 apresenta-se um resumo das temperaturas registadas na laje mista, para as temperaturas na armadura sobre a nervura. Pode-se verificar que o aquecimento máximo registado na superfície não exposta da laje mista era inferior a 100 °C, o que estava de acordo com os critérios de isolamento.

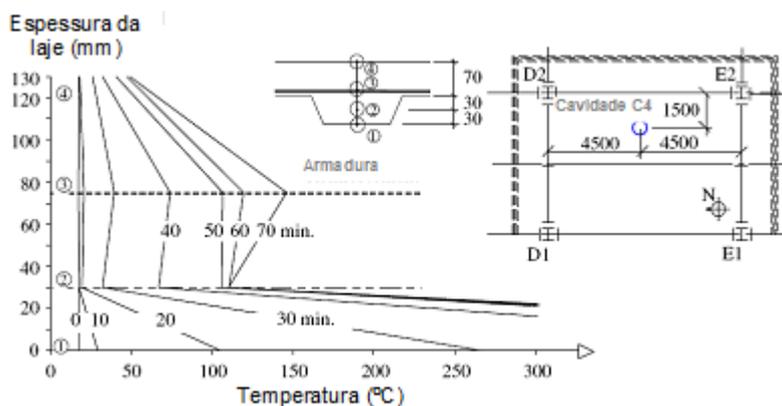


Figura 2.24 Variação da temperatura da laje mista

No que diz respeito à deformação global do pavimento, as deformações máximas registadas foram de cerca de 1200 mm. Apesar da ocorrência de uma deformação tão importante, o colapso previsto do pavimento não aconteceu, como se pode ver na Figura 2.25. Durante a fase de arrefecimento, a deformação do pavimento diminuiu para cerca de 925 mm.



Figura 2.25 Vista do pavimento depois do ensaio

Ocorreu encurvadura no banzo inferior da viga e na alma adjacente às ligações durante a fase de aquecimento, após cerca de 23 minutos de incêndio (ver Figura 2.26). Esta encurvadura local é causada pela restrição à expansão térmica imposta pela estrutura circundante. Adicionalmente, ocorreu a formação de uma rótula plástica nas vigas adjacentes à zona protegida, devido à restrição da expansão térmica causada pela secção protegida adjacente.

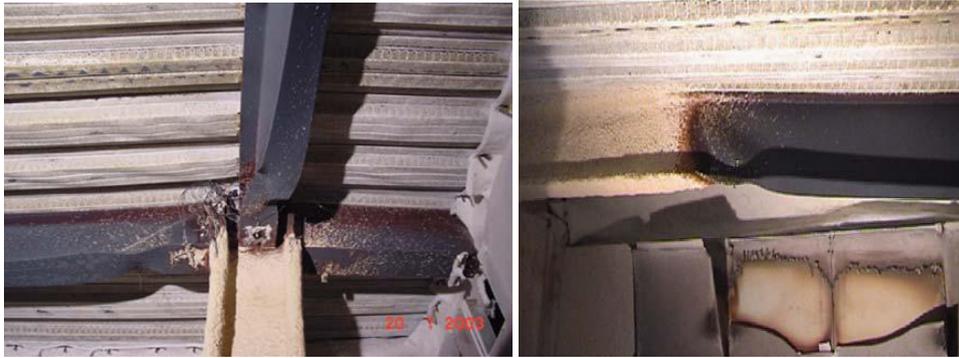


Figura 2.26 Várias vigas de aço deformadas

A Figura 2.27 mostra a abertura de fissuras na laje de betão em torno de uma das extremidades superiores de pilar. Esta fissura desenvolveu-se ao longo de uma linha de sobreposição da rede de armadura sem ligação adequada.

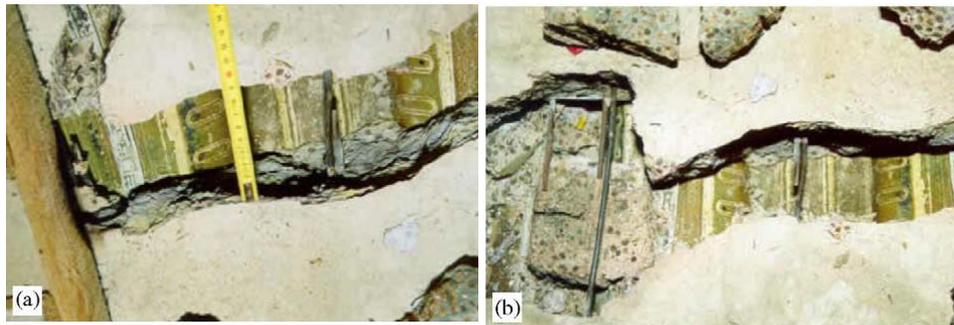


Figura 2.27 Laje do pavimento fissurada em torno de uma das extremidades superiores de pilar

2.9 Comentários gerais sobre o comportamento observado

Em todos os ensaios, a estrutura teve um desempenho muito bom e a estabilidade estrutural global foi mantida.

O desempenho de todo o edifício em situação de incêndio é manifestamente muito diferente do comportamento de elementos isolados não restringidos num ensaio ao incêndio padrão. É evidente que existem interações e alterações nos mecanismos de carregamento e distribuição de carga nas estruturas reais que dominam a forma como estas se comportam; está inteiramente fora do âmbito do ensaio ao fogo padrão reproduzir ou avaliar tais efeitos.

Os ensaios de Cardington demonstraram que as estruturas metálicas modernas, ao atuar de forma composta com as lajes do pavimento, têm uma coerência que proporciona uma resistência ao fogo muito maior da que é normalmente assumida. Isto confirma as evidências de outras fontes.

3 ENSAIOS AO FOGO NUM PARQUE DE ESTACIONAMENTO, FRANÇA

Entre 1998 e 2001, no âmbito de um projeto financiado pela *European Coal and Steel Community* (ECSC), foram realizados ensaios num parque de estacionamento aberto com uma estrutura mista de aço e betão.

Um parque de estacionamento aberto com estrutura porticada mista foi construído especificamente para elaborar ensaios ao fogo à escala real. O pavimento do parque de estacionamento ocupa uma área de $32 \times 16 \text{ m}^2$ e tem 3 m de altura, o equivalente a 48 lugares de estacionamento (ver Figura 3.1).

A estrutura foi composta por:

- pilares de aço não protegidos: HEA180 (pilares de bordo) e HEB200 (pilares centrais);
- vigas mistas: vigas de aço não protegidas (IPE 550, IPE 400 e IPE 500) ligadas a uma laje mista;
- laje mista com uma espessura total de 120 mm (chapa perfilada COFRASTRA40).

O dimensionamento estrutural do parque de estacionamento foi baseado num método de engenharia de segurança contra incêndio desenvolvido especificamente para parques de estacionamento abertos, durante um projeto de investigação Europeu anterior. Foi definido um cenário de incêndio para este método a partir de estatísticas de incêndios reais em parques de estacionamento e verificou-se a resistência da estrutura com um modelo avançado aplicando a análise de estrutura 2D, que desprezou a influência dos efeitos de membrana da laje mista (ver Figura 3.2).



Figura 3.1 Parque de estacionamento aberto antes dos ensaios ao fogo

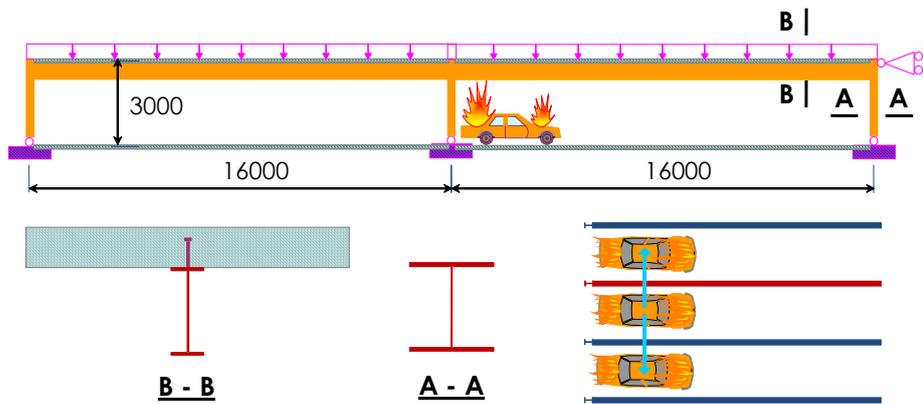


Figura 3.2 Modelação 2D do ensaio ao parque de estacionamento de estrutura mista plana

Foram realizados 3 ensaios ao parque de estacionamento aberto. Os dois primeiros ensaios envolveram 3 automóveis; o terceiro ensaio foi realizado para avaliar a propagação do fogo entre dois automóveis estacionados frente a frente. Durante cada ensaio foi permitido o incêndio dos automóveis.

A situação de incêndio mais gravosa foi obtida no segundo ensaio, durante o qual, sob o efeito de ventos fortes, 3 automóveis foram queimados em conjunto, 10 minutos após a ignição do primeiro automóvel (ver Figura 3.3), o que levou a que uma área significativa do pavimento ficasse exposta às chamas que atingiram uma temperatura superior a 800 °C (ver Figura 3.4). As vigas de aço que se encontravam por cima dos automóveis incendiados foram aquecidas a uma temperatura de pelo menos 700 °C (ver Figura 3.5).



Figura 3.3 Desenvolvimento completo do incêndio durante um ensaio ao fogo

Embora o aquecimento das vigas metálicas resulte numa redução significativa da resistência do aço, não ocorreu o colapso da estrutura metálica não protegida durante estes ensaios ao fogo. Além disso, quanto ao comportamento estrutural, a deformação máxima registada do pavimento misto foi relativamente baixa e não excedeu os 150 mm.

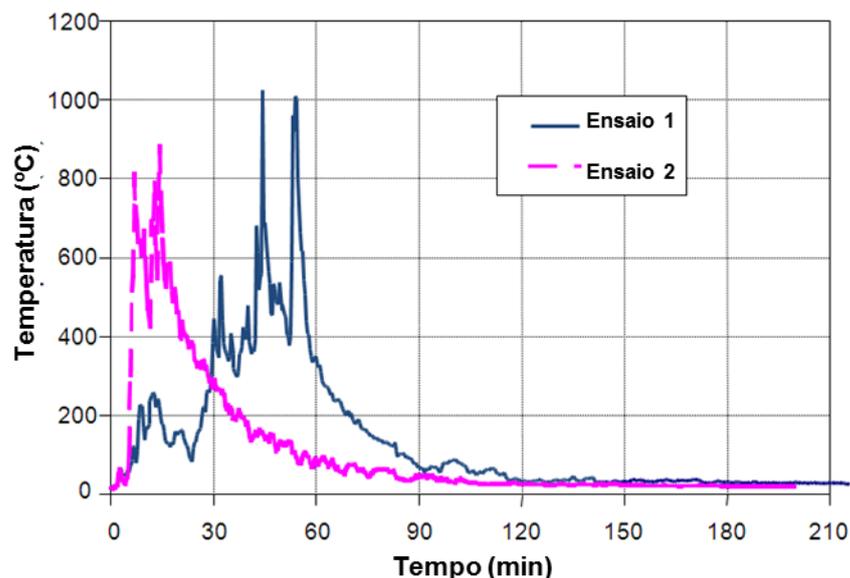


Figura 3.4 Temperatura registada dos gases quentes (fogo) por cima dos automóveis incendiados

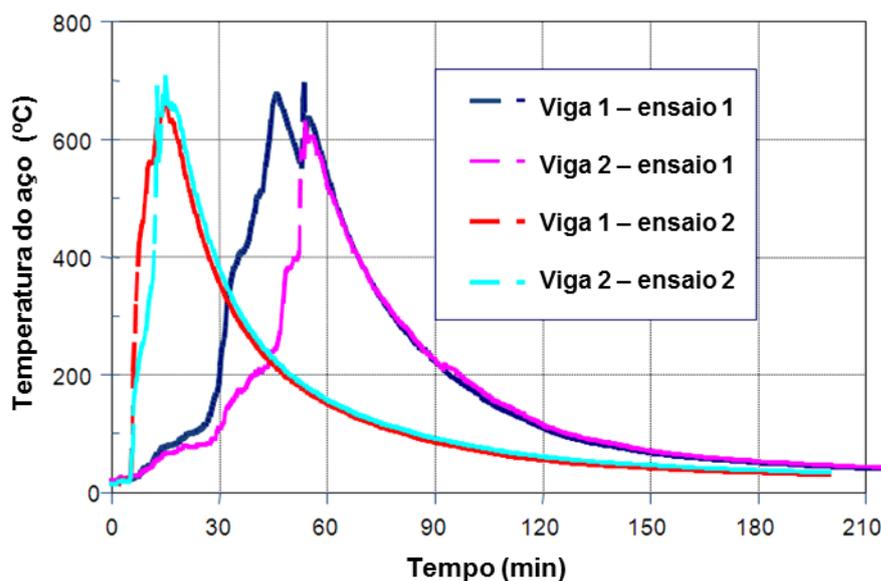


Figura 3.5 Temperatura registada das vigas metálicas sobre os automóveis incendiados

Observou-se que as deformações previstas por uma simulação bidimensional eram maiores que as deformações registadas durante o ensaio. Portanto, criou-se um modelo tridimensional para prever o comportamento estrutural do parque de estacionamento (ver Figura 3.6), aplicando técnicas de modelação que foram desenvolvidas durante a segunda fase do projeto de investigação de Cardington.

A Figura 3.7 mostra a comparação entre as deformações registadas no ensaio e as previstas pelos modelos bi e tridimensionais, onde se pode observar uma correlação próxima entre as previsões da modelação 3D e os resultados dos ensaios. É evidente que

o efeito de membrana da laje mista já tinha começado a desenvolver um efeito favorável, mesmo com a deformação relativamente baixa.

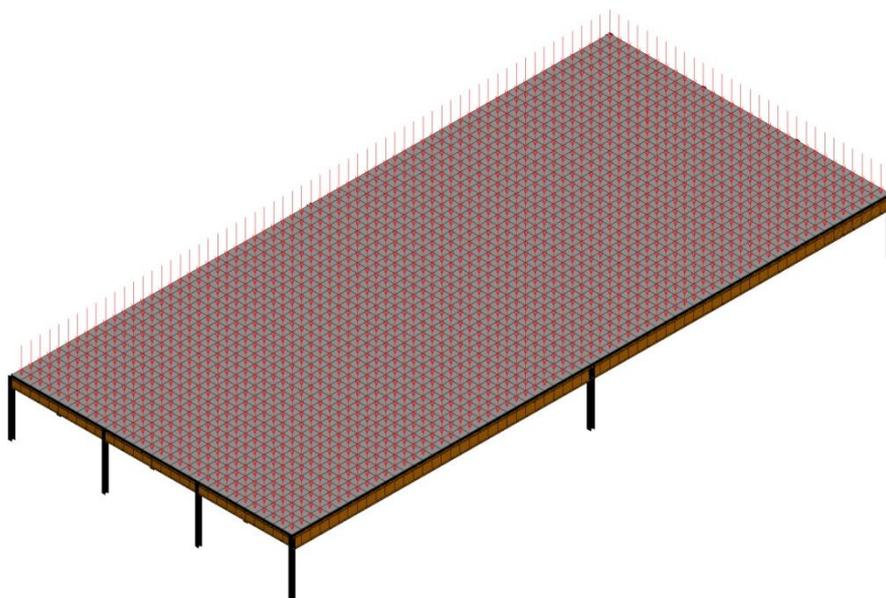


Figura 3.6 Modelação 3D de um parque de estacionamento aberto

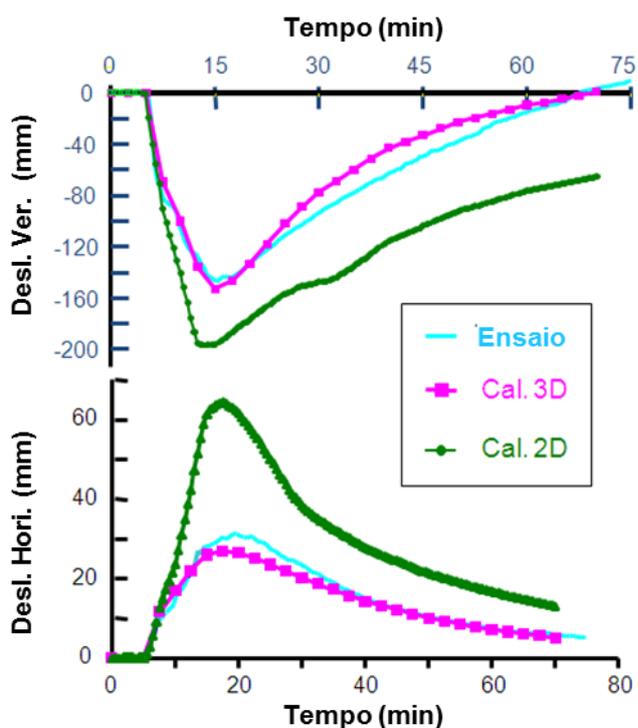


Figura 3.7 Comparação do deslocamento vertical entre o calculado e o obtido do ensaio

No entanto, de acordo com o cenário de incêndio adotado na engenharia de segurança contra incêndio, os elementos de um parque de estacionamento aberto podem aquecer até cerca dos 950 °C. É evidente que sobre tal aquecimento, a deformação de um

pavimento aumentará significativamente e a resistência estrutural irá depender fortemente do efeito de membrana (ver Figura 3.8).

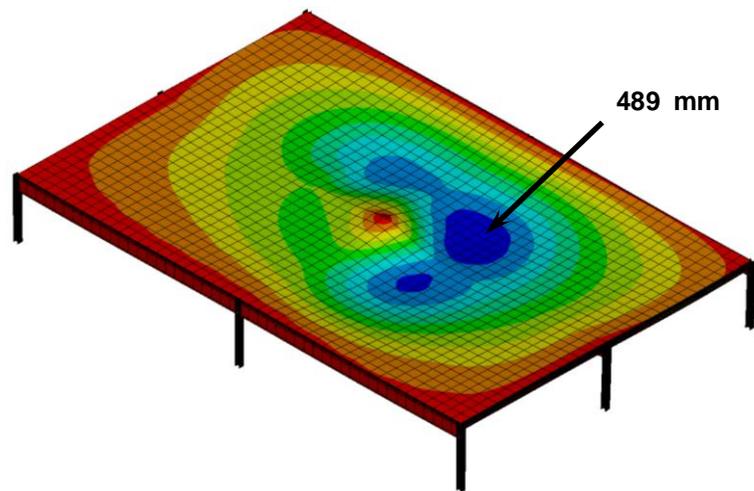


Figura 3.8 Exemplo da deformação de um cenário de incêndio de um parque de estacionamento segundo a norma Francesa

Consequentemente, a metodologia com base na modelação 3D de um pavimento misto de um parque de estacionamento, desenvolvida durante este projeto foi, então, utilizada em vários projetos de engenharia contra incêndios em Franca, para verificar a estabilidade de estruturas porticadas de aço e betão não protegidas de parques de estacionamento. Pode-se entender facilmente que a base desta metodologia é, obviamente, o efeito de membrana do pavimento misto de aço e betão. Para além disso, com o objetivo de facilitar a aplicação da metodologia, foram fornecidas várias tabelas de dimensionamento⁽⁷⁾ com os tamanhos padronizados dos elementos metálicos da laje de betão, assim como da rede de armadura recomendada em função da carga aplicada e do sistema estrutural. É fornecido um exemplo destas tabelas de dimensionamento na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Tabela de dimensionamento do parque de estacionamento aberto, relacionado com a resistência ao fogo

	<p>Vão da laje: 2.5 m Vão da viga secundária: 7.5 m Vão da viga principal: 7.5 m Espaçamento entre pilares: 7.5 m</p> <p>Carga aplicada (exceto peso próprio):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Andar padrão: <ul style="list-style-type: none"> - carga permanente: 0.20 kN/m² - carga imposta: 2.50 kN/m² • Último andar: <ul style="list-style-type: none"> - carga permanente: 1.45 kN/m² - carga imposta: 2.50 kN/m² • Peso próprio da fachada: 7.5 kN/m <p>Orientação do lugar de estacionamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perpendicular à viga secundária 	
Altura efetiva abaixo da viga de aço: 2.1 m		
Dimensão mínima da secção transversal da viga secundária	Andar tipo Último andar	IPE240 IPE270
Dimensão mínima da secção transversal da viga principal	Andar tipo Último andar	IPE400 IPE450
Dimensionamento da secção transversal do pilar	Tipo de secção disponível Nível de carga máximo (**)	HEA, HEB et HEM 0.35
Requisitos a serem aplicados à laje de betão	Altura total da laje	≥ 120 mm & ≤ 140 mm
	Altura máxima da chapa de aço	62 mm
	Compacidade mínima da nervura da chapa de aço (*)	0.393
	Espessura mínima da chapa de aço	0.75 mm
	Rede mínima da armadura	ϕ7 150 mmx150 mm
	Localização da rede de armadura	30 mm a partir do topo da laje
(*) compacidade da nervura da chapa de aço $\frac{(l_1 + l_2)}{2(l_1 + l_3)}$		
(**) Nível de carga: razão de carga aplicada em situação de incêndio sobre a carga última no dimensionamento à temperatura ambiente		

4 EVIDÊNCIAS EM INCÊNDIOS NOUTROS PAÍSES

Dois incêndios de edifícios em Inglaterra durante o início de 1990 (Broadgate e Churchill Plaza) proporcionaram a oportunidade de observar o comportamento ao fogo de edifícios metálicos porticados modernos. Esta experiência estimulou a ideia de que os edifícios podem ser dimensionados para resistir ao fogo e incentivou a realização das experiências de Cardington.

Evidências do comportamento de edifícios estão também disponíveis a partir de uma série de ensaios ao fogo, à escala real, realizados na Austrália e na Alemanha. Na Austrália e na Nova Zelândia têm-se desenvolvido abordagens de cálculo que permitem a aplicação do aço sem proteção em edifícios metálicos porticados de vários andares.

4.1 Broadgate

Em 1990, ocorreu um incêndio em quase todo um edifício de escritórios de 14 andares no empreendimento de Broadgate, em Londres⁽⁸⁾. O incêndio teve início no primeiro piso do edifício. Estimaram-se temperaturas de incêndio ligeiramente superiores a 1000 °C.

O pavimento foi construído a partir de uma rede de treliças mistas de grande vão e de vigas mistas servindo de apoio a uma laje de pavimento mista. A laje de pavimento mista foi dimensionada para um tempo de resistência ao fogo de 90 minutos. Durante o incêndio, o edifício estava em construção e a proteção passiva da construção metálica estava incompleta. O sistema de extinção automática de água e outras medidas de proteção ativas não estavam ainda operacionais.

Depois do incêndio, uma investigação metalúrgica concluiu que era pouco provável que a temperatura da estrutura metálica tivesse excedido os 600 °C. Uma investigação semelhante aos parafusos utilizados nas ligações aço-aço concluiu que a temperatura máxima atingida pelos parafusos, mesmo durante o processo de fabrico, foi de 540 °C.

As vigas metálicas distorcidas apresentaram deformações permanentes entre os 82 mm e os 270 mm. As vigas com deslocamentos permanentes no limite superior desse intervalo mostraram uma evidente encurvadura local no banzo inferior e na alma junto aos apoios. A partir desta evidência, concluiu-se que o comportamento das vigas foi severamente influenciado pela restrição da expansão térmica. Esta restrição foi criada pela estrutura circundante que se encontrava a uma temperatura substancialmente mais baixa que a zona metálica afetada pelo incêndio. Foram induzidos esforços axiais nas vigas aquecidas, resultando num aumento do deslocamento vertical devido ao efeito *P-delta*. A encurvadura do banzo inferior e da alma da viga perto dos apoios deve-se à combinação do esforço axial induzido e do momento negativo provocado pela rigidez da ligação.

Apesar da investigação ter mostrado efeitos visuais desfavoráveis nas restrições das vigas metálicas, os possíveis efeitos benéficos não foram evidentes porque apenas foram alcançadas temperaturas relativamente baixas no aço durante o incêndio. Os efeitos

benéficos que possivelmente se terão desenvolvido foram a ação catenária das vigas e a ação de membrana da laje mista.

As treliças de aço fabricadas mediam 13.5 m e apresentavam um deslocamento vertical máximo permanente de 552 mm; sendo que algumas barras das treliças mostraram sinais de encurvadura. Concluiu-se que a restrição à expansão térmica provocada por outros elementos da treliça, combinada com um aquecimento não uniforme, provocou esforços axiais de compressão adicionais, que resultaram na encurvadura.

Durante o incêndio, nem todos os pilares metálicos estavam protegidos contra o fogo. No caso de não estarem protegidos, apresentavam uma deformação e um encurtamento aproximadamente de 100 mm (ver Figura 4.1). Estes pilares eram adjacentes aos pilares mais pesados que não mostraram sinais de deformação permanente. Pensou-se que este encurtamento tinha resultado da restrição da expansão térmica. A restrição da expansão térmica foi criada por uma viga rígida num piso superior do edifício, juntamente com os pilares fora da área afetada pelo incêndio.



Figura 4.1 Encurvadura de um pilar e deformada da viga na Broadgate

Apesar de alguns pilares deformados, a estrutura não mostrou sinais de colapso. Pensa-se que as partes menos afetadas da estrutura estavam aptas para suportar cargas adicionais que foram redistribuídas para fora das zonas enfraquecidas.

Na sequência do incêndio, o pavimento misto sofreu graves deformações com um deslocamento vertical máximo permanente de 600 mm (ver Figura 4.2). Observou-se rotura em alguma armadura. Em algumas áreas, a chapa metálica perfilada destacou-se do betão. Considera-se que uma das principais causas foi a libertação de vapor de água a partir do betão, juntamente com o efeito da restrição térmica e da expansão diferencial.

Foram utilizadas ligações por chapas de extremidade e com cantoneiras. Na sequência do fogo, não se observou nenhuma rotura nas ligações, apesar das evidentes deformações. Nas ligações com cantoneiras houve algumas deformações nos furos dos parafusos. Numa das ligações por chapas de extremidade, verificou-se a rotura de 2 parafusos, noutra, a chapa fraturou em baixo num dos lados da viga mas a ligação manteve-se apta para o esforço de corte. Pensa-se que a causa principal da deformação foi devido aos esforços de tração induzidos devido ao arrefecimento.

Na sequência do incêndio, foram substituídos os elementos estruturais que cobriam uma área aproximadamente de 40 m × 20 m, mas é importante realçar que não ocorreu nenhum colapso a nível da estrutura e a integridade da laje de pavimento manteve-se durante o incêndio. As perdas diretas do fogo excederam os €31M, dos quais menos de €2.5M destinaram-se à reparação da parte estrutural e dos danos no pavimento, e o restante resultou dos danos provocados pelo fumo. As reparações da estrutura ficaram finalizadas em 30 dias.



Figura 4.2 Vista da deformação do pavimento acima do incêndio (a deformação máxima foi cerca de 600 mm)

4.2 Edifício Churchill Plaza, Basingstoke

Em 1991, um incêndio teve lugar no Mercantile Credit Insurance Building, Churchill Plaza, Basingstoke. O edifício de 12 andares foi construído em 1988. Os pilares foram protegidos com placas rígidas e as vigas mistas de pavimento com material projetado. A parte inferior do pavimento misto não estava protegida contra incêndios. A estrutura foi dimensionada para um tempo de resistência ao fogo de 90 minutos.

O incêndio teve início no oitavo piso e rapidamente se propagou até ao nono e no décimo piso os vidros estilhaçaram. Durante o incêndio, a proteção contra o fogo apresentou um bom desempenho e não apareceram deformações permanentes na estrutura metálica. As temperaturas atingidas foram relativamente baixas porque os vidros quebrados permitiram a entrada de ar que fez aumentar a ventilação. As ligações protegidas não apresentaram deformações.

Em alguns lugares, o perfil reentrante mostrou alguns sinais de destacamento da laje de pavimento de betão (tal como foi observado no incêndio de Broadgate). Foi realizado um ensaio de carga na área mais severamente afetada, com uma carga 1.5 vezes superior à carga total de dimensionamento que foi considerada. Os ensaios mostraram que a laje tinha uma capacidade de suporte de carga adequada e que podia ser reutilizada sem reparações.

A construção metálica protegida não sofreu danos. Os custos totais de reparação não excederam os €19M, a maioria dos quais devido à contaminação pelo fumo, tal como no

incêndio de Broadgate. Foram instalados sistemas de extinção automática de água no edifício remodelado.



Figura 4.3 Churchill Plaza, Basingstoke, após o incêndio

4.3 Ensaios ao fogo, Austrália

A empresa australiana BHP, uma das maiores produtoras de aço na Austrália, tem vindo desde há muitos anos a investigar^(9,10) soluções de engenharia contra incêndios, para edifícios metálicos porticados. Foram realizados um elevado número de ensaios ao fogo natural à escala real em instalações especialmente construídas no Laboratório de Melbourne, representando estádios, parques de estacionamento e escritórios. O programa de ensaios de escritórios focou-se nos projetos de remodelação que estavam a ser realizados nos edifícios principais no centro comercial de Melbourne.

4.3.1 Ensaios ao fogo e abordagens de cálculo, William Street

Um edifício de 41 pisos em William Street, no centro de Melbourne, era o mais alto da Austrália quando foi construído em 1971. Este era quadrado em planta, com um núcleo central interno quadrado. O edifício foi dotado de um ligeiro sistema de extinção automática por água. A estrutura de aço em torno do núcleo interno e os pilares periféricos de aço foram protegidos por um revestimento de betão. As vigas e a superfície inferior das lajes mistas foram protegidas com material à base de amianto. Durante o programa de remodelação, em 1990, ficou decidido que se iria remover o amianto.

O que condicionou o dimensionamento da estrutura do pavimento foram os estados limites de utilização, em vez dos estados limites últimos. Isto significa que havia uma reserva de resistência que poderia ser benéfica para a sobrevivência da estrutura durante o incêndio, podendo a mesma suportar temperaturas mais elevadas antes de atingir o colapso.

Na altura da remodelação, o tempo de resistência ao fogo requerido foi de 120 minutos. Normalmente, este tempo iria implicar a aplicação de proteção contra incêndios nas

vigas metálicas e na face inferior da laje levemente reforçada (a regulamentação Australiana foi revista e neste momento permite que a face inferior da laje permaneça sem proteção para o tempo de resistência ao fogo de 120 minutos). Para além disso, o sistema de extinção automática por água existente requeria uma atualização para satisfazer a regulamentação em vigor.

Durante 1990, a resistência ao fogo dos edifícios foi objeto de debate nacional; a oportunidade foi, portanto, utilizada para realizar uma avaliação de riscos para avaliar se a proteção ao fogo da estrutura metálica e a atualização do sistema de extinção automática de água eram necessárias. Foram feitas duas avaliações. A primeira foi feita na base em que o edifício estava conforme a regulamentação em vigor, sem medidas de proteção adicionais; a segunda foi feita assumindo que as vigas e a face inferior da laje não possuíam proteção contra incêndios, juntamente com a manutenção do sistema de extinção automática de água existente. Estavam também incluídos os efeitos do sistema de deteção e do sistema de gestão do edifício na segunda avaliação. As autoridades concordaram que se os resultados da segunda avaliação de riscos fossem pelo menos tão favoráveis como os da primeira avaliação, a utilização do sistema de extinção automática de água existente, das vigas metálicas e da laje mista sem proteção seria considerada aceitável.

Foi realizada uma série de quatro ensaios ao fogo para obter os dados para a segunda avaliação de riscos. Os ensaios seriam para estudar matérias como a natureza provável do fogo, o desempenho do sistema de extinção automática de água existente, o comportamento de lajes mistas e vigas alveoladas não protegidas submetidas a fogos reais, e a provável criação de fumo e gases tóxicos.

Os ensaios foram realizados num edifício de testes construído nos Laboratórios de Melbourne do centro de investigação da BHP (ver Figura 4.4). Pretendia-se simular as dimensões típicas de um andar de um compartimento de canto de 12 m × 12 m. O edifício foi mobilado de forma a ter um ambiente semelhante ao de um escritório, construindo-se adicionalmente um escritório de pequenas dimensões (4 m × 4 m), adjacente ao perímetro do edifício. A envolvente deste escritório era constituída por placas de gesso, janelas, uma porta e pela fachada do edifício de ensaio. Utilizaram-se depósitos de água como forma de carregamento.

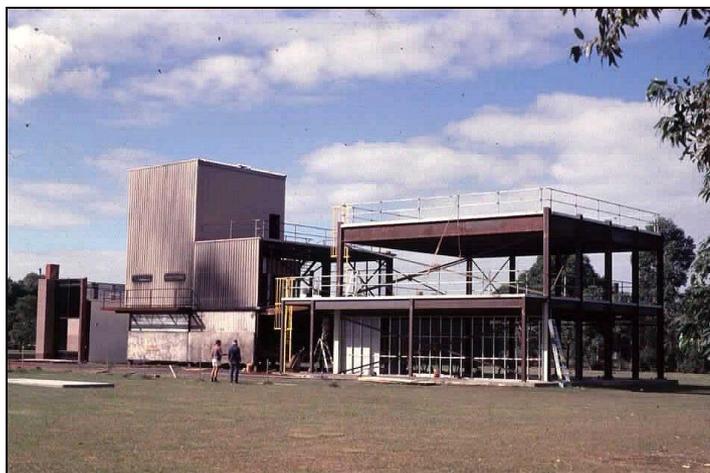




Figura 4.4 Ensaios BHP ao edifício e ensaios ao fogo

Foram realizados quatro ensaios ao fogo. Os dois primeiros tinham como objetivo testar o desempenho do sistema de extinção automática de água. No Ensaio 1, um incêndio teve início num pequeno escritório e o sistema de extinção automática de água foi ativado automaticamente. Este escritório tinha uma carga de incêndio de 52 kg/m^2 . A temperatura atingiu os $60 \text{ }^\circ\text{C}$ antes da ativação do sistema de extinção automática de água e conseqüente extinção do incêndio. No Ensaio 2, o incêndio teve início num corredor de área plana aberta entre 4 bocas do sistema de extinção automática de água. Esta área possuía uma carga de incêndio de 53.5 kg/m^2 . A temperatura atingiu os $118 \text{ }^\circ\text{C}$ antes da ativação do sistema de extinção automática de água e posterior extinção do incêndio. Estes dois ensaios provaram que o sistema de extinção automática de água era adequado.

O desempenho térmico e estrutural da laje mista foi avaliado num terceiro ensaio. As vigas de suporte estavam parcialmente protegidas. O incêndio teve início numa área plana aberta e deixou-se desenvolver com o sistema de extinção automática de água desligado. A temperatura máxima atingiu os $1254 \text{ }^\circ\text{C}$. O fogo foi extinto uma vez que se considerou que a temperatura tinha atingido o seu pico. A laje suportou a carga imposta. A temperatura máxima registada no topo da superfície da laje de pavimento foi de $72 \text{ }^\circ\text{C}$. A superfície inferior da laje foi parcialmente protegida pelo sistema de teto, que se manteve substancialmente no seu lugar durante o incêndio.

No Ensaio 4 deixaram-se as vigas metálicas sem proteção e o fogo teve início num escritório pequeno. O fogo não se propagou para a área plana aberta, apesar da quebra manual das janelas para aumentar a ventilação. Portanto, a ignição do fogo deu-se por uma fonte externa da área plana aberta. A temperatura máxima registada foi de $1228 \text{ }^\circ\text{C}$, com uma temperatura máxima das vigas metálicas de $632 \text{ }^\circ\text{C}$ acima do teto falso. O fogo foi extinto quando se considerou que a temperatura atingiu o seu pico. Uma vez mais, as vigas metálicas e o pavimento foram parcialmente protegidos pelo teto. O deslocamento a meio vão das vigas alveoladas foi de 120 mm e a maior parte desta deformação foi recuperada quando a estrutura arrefeceu até atingir a temperatura normal.

Três pilares descarregados foram colocados no compartimento de incêndio para testar o efeito de resguardos no aquecimento por radiação. Um pilar foi protegido com chapa de aço galvanizado, outro com chapa de aço aluminizado e o outro deixou-se como um pilar de referência não protegido. As temperaturas máximas dos pilares registadas foram

de 580 °C, 427 °C e 1064 °C, respectivamente, sugerindo que a proteção da radiação pode proporcionar proteção suficiente para os elementos de aço com condições de pequena carga de incêndio.

Concluiu-se a partir dos quatro ensaios ao fogo que o ligeiro sistema de extinção automática de água era adequado e que não foi necessário nenhuma proteção contra incêndio para as vigas metálicas ou a face inferior da laje mista. Qualquer incêndio no edifício William Street não deve deformar a laje ou as vigas metálicas excessivamente, desde que as temperaturas do aço não excedam as temperaturas registadas nos ensaios.

O aumento da temperatura nas vigas metálicas foi afetado pelo sistema de teto falso, que permaneceu praticamente intacto durante os ensaios.

O edifício de escritórios da cidade principal que foi objeto de uma investigação técnica era propriedade da maior empresa de seguros Australiana, que financiou e tinha iniciado o programa de ensaios. Foi aprovado pela autoridade local, sem proteção passiva contra incêndios das vigas mas com um ligeiro sistema de extinção automática de água, que se provou ser eficiente durante o programa de ensaios.

4.3.2 Ensaios ao fogo, Collins Street

Este equipamento de ensaio foi construído para simular uma secção de um edifício metálico porticado de vários pisos em Collins Street, Melbourne. O objetivo do ensaio foi de registar os dados de temperatura do incêndio resultante da combustão do mobiliário num compartimento de escritório comum.

O compartimento tinha 8.4 m × 3.6 m com mobília de escritório comum, o que deu uma carga de incêndio entre os 44 e os 49 kg/m². Foi instalado um sistema de teto falso contra incêndio não avaliado, com azulejos que consistem em gesso com uma manta de fibra de vidro de apoio. Uma laje de betão descarregada constitui a parte superior do compartimento. Durante o ensaio, as temperaturas foram registadas nas vigas metálicas entre a laje de betão e o teto falso. Também foram registadas as temperaturas dos três pilares internos livres. Dois dos pilares estavam protegidos com folhas de alumínio e chapa de aço, atuando como proteção à radiação; o terceiro pilar ficou sem proteção. Três pilares externos descarregados foram também construídos e colocados a 300 mm das janelas à volta do perímetro do compartimento.

O sistema de teto falso sem classificação de resistência contra incêndio forneceu uma barreira efetiva contra o fogo, fazendo com que a temperatura das vigas metálicas permanecesse baixa. Durante o ensaio a maior parte do teto falso permaneceu no seu lugar. A temperatura por baixo do teto falso atingiu valores que variaram entre os 831 °C a 1163 °C, com o valor mais baixo a ocorrer perto das janelas partidas. Por cima do teto, a temperatura do ar variou entre os 344 °C e os 724 °C, com as temperaturas máximas a ocorrerem onde o teto tinha sido danificado. A temperatura máxima da viga metálica foi de 470 °C.

O indicador interno de descarga dos pilares atingiu o pico da temperatura de 740 °C, no caso do pilar sem proteção, e inferior a 400 °C, para os casos revestidos com proteção. Nos pilares exteriores o pico de temperatura registado foi de 490 °C.

Este ensaio ao fogo revelou que as temperaturas das vigas e dos pilares externos eram suficientemente baixas para justificar o uso do aço não protegido, e, tal como os ensaios de William Street, a proteção conferida por um teto falso sem classificação de resistência foi benéfica.

4.3.3 Conclusões da investigação Australiana

Os ensaios Australianos e as avaliações de risco associadas concluíram que, desde que os edifícios de escritório do tipo arranha-céus incorporem um sistema de extinção automática de água com um nível de fiabilidade suficiente, o uso de vigas não protegidas pode oferecer um nível maior de segurança semelhante aos edifícios que satisfazem os requisitos da norma australiana para proteção passiva de edifícios. Até ao início de 1999, foram aprovados na Austrália seis edifícios deste tipo, entre 12 a 41 andares.

4.4 Ensaio ao fogo, Alemanha

Em 1985, foi realizado um ensaio ao fogo num edifício metálico porticado com quatro andares, construído na Universidade Stuttgart-Vaihingen na Alemanha⁽¹¹⁾. Após o ensaio de incêndio, o edifício foi utilizado como escritório e laboratório.

O edifício foi construído com diversas formas de elementos mistos em aço e betão. Estes incluem pilares cheios com água, pilares parcialmente embebidos, pilares cheios com betão, vigas mistas e vários tipos de pavimento misto.

O ensaio principal ao fogo realizou-se no terceiro piso, num compartimento que abrange aproximadamente um terço do edifício. As paletes de madeira proporcionaram uma carga de incêndio e os barris de petróleo cheios de água proporcionaram o peso. Durante o ensaio, a temperatura excedeu os 1000 °C, com as vigas de pavimento a atingirem temperaturas superiores a 650 °C. Após o ensaio, a análise das vigas demonstrou que o betão de enchimento das almas desprende em algumas zonas, expondo a armadura. No entanto, as vigas apresentaram um bom comportamento durante o ensaio, sem deformações permanentes significativas após o incêndio. Os pilares externos e aqueles que contornam o núcleo central, não apresentaram sinais de deformação permanente. O pavimento misto atingiu um deslocamento máximo de 60 mm durante o incêndio e manteve a sua integridade total.

O edifício foi reabilitado na sequência do incêndio. As obras de reabilitação envolveram a substituição completa dos painéis de parede externos danificados pelo fogo, das porções da chapa metálica da laje de pavimento em betão, e do enchimento de betão das vigas. Em geral, demonstrou-se que a reabilitação da estrutura era economicamente viável.

4.5 Ensaio experimental à temperatura normal

O método de cálculo simplificado que se apresentará no Capítulo 5, baseia-se em modelos teóricos desenvolvidos para o dimensionamento à temperatura normal e verificado com investigações experimentais. Desde 1961, foram realizadas uma série de testes experimentais para investigar a ação de membrana nas lajes de betão^(12,13,14,15,16) sem restrições no plano horizontal. Em todos os ensaios a amostra colapsou devido ao

elevado número de fendas em toda a espessura da laje ao longo do menor vão e a ação de membrana foi observada com clareza, conforme mostra a Tabela 4.1

Tabela 4.1 Comparação entre o método de cálculo simplificado e os ensaios à temperatura normal anteriores⁽¹⁷⁾

Referência	Teste N.º	Dimensões da laje (m)	Carga linhas de rotura (kN/m ²)	Carga do ensaio (kN/m ²)	Acréscimo observado nos ensaios	Acréscimo calculado
Hayes & Taylor ⁽¹²⁾	R11	0.914x0.914	15.43	31.97*	2.07	2.07
	R12	0.914x0.914	55.64	89.0*	1.60	2.11
	R13	0.914x0.914	29.05	60.8*	2.09	2.09
	R21	1.372x0.914	20.24	36.48*	1.80	1.80
	R31	1.828x0.914	16.37	25.08*	1.53	1.49
Taylor, Maher & Hayes ⁽¹³⁾	S1	1.829x1.829	23.83	42.90*	1.80	1.48
	S7	1.829x1.829	23.83	39.03*	1.64	1.68
	S9	1.829x1.829	23.83	38.13*	1.60	1.31
Sawczuk & Winnicki ⁽¹⁴⁾	Tipo 1 ($\alpha=2.0$)	2.0x1.0	20.6	38.26*	1.86	1.71
	Tipo 2 ($\alpha=2.0$)	2.0x1.0	10.99	17.18*	1.56	1.46
	Tipo1 ($\alpha=1.45$)	1.6x1.1	21.04	45.13*	2.14	2.15
Wood ⁽¹⁵⁾		0.610x0.610	10.45 (kN)	17.14* (kN)	1.64	1.36
BRE ⁽¹⁸⁾		9.5 x 6.46	2.58	4.81	1.86	1.68

* não ocorreu a rotura da laje.

Foi realizada recentemente uma série de 22 ensaios em lajes de betão, em escala reduzida, sem restrições horizontais, com uma relação de proporção de 1.0 ou 1.55, por Bailey e Toh⁽¹⁹⁾. Nestes ensaios à temperatura normal foram observados dois modos de rotura diferentes dependentes da percentagem de armadura, da relação de proporção e da ductilidade da armadura. A rotura da armadura ao longo do menor vão (Figura 4.5(a)) foi o modo de rotura dominante na maioria das lajes fracamente armadas, enquanto que as lajes fortemente armadas e com armadura com ductilidade elevada colapsaram devido à rotura à compressão nos cantos da laje (Figura 4.5(b)). Estes dados experimentais forneceram a informação necessária para estender o método para a armadura ortotrópica e para incluir a rotura à compressão do betão como o modo de rotura adicional a ser considerado.

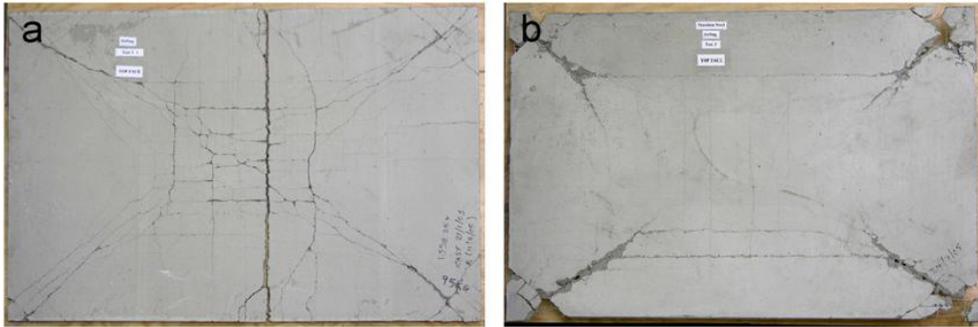


Figura 4.5 Dois modos de rotura comuns em lajes ensaiadas à temperatura normal

4.6 Ensaios experimentais a temperaturas elevadas

Para além dos sete ensaios à escala real, efetuados num edifício metálico porticado de 8 pisos com pavimentos mistos em Cardington em 1996 e 2003^(20,21), foram realizados mais ensaios à escala reduzida a elevadas temperaturas por Bailey and Toh⁽¹⁹⁾ com o objetivo de investigar a ação de membrana de tração em lajes mistas. Como resultado destes ensaios, modificou-se o método de cálculo original desenvolvido por Bailey e Moore, resultando na formulação presente no Capítulo 5.

Realizou-se uma série de 15 ensaios, por Bailey e Toh⁽¹⁹⁾, em lajes de betão a pequena escala sem restrições horizontais, com uma relação de proporção de 1.0 ou 1.55. Concluiu-se que, ao contrário das lajes ensaiadas à temperatura normal, onde o modo de rotura foi influenciado pela rotura do betão à compressão, nas 15 lajes ensaiadas, em condições de incêndio, o modo de rotura dominante foi a rotura da armadura ao longo do menor vão, conforme ilustrado na Figura 4.6.



Figura 4.6 Modo de rotura no ensaio das lajes a elevadas temperaturas

5 MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO

Desde o trabalho pioneiro de Johansen sobre a teoria das linhas de rotura⁽²²⁾, os investigadores têm vindo a observar os efeitos das forças de membrana na melhoria da capacidade de suporte de carga das lajes de betão quando comparada com as estimativas da resistência baseada apenas no comportamento à flexão^(23,24).

Um determinado número de estudos experimentais e teóricos foram realizados para investigar os efeitos benéficos de forças no plano das lajes à temperatura normal, conduzindo a uma boa compreensão teórica do comportamento. Na sequência do trabalho experimental realizado em Cardington⁽²⁵⁾, esta teoria foi estendida ao dimensionamento em situação de incêndio, conforme discutido abaixo.

O trabalho experimental de Cardington e a evidência de outros incêndios reais em estruturas de edifícios serviram para ilustrar que existem reservas significativas de resistência nos edifícios mistos de aço e betão, o que significa que o comportamento da estrutura ao fogo excede as expectativas geradas por ensaios de incêndio padrão em elementos estruturais isolados. Em Cardington demonstrou-se que era possível deixar as vigas metálicas mistas, que suportavam a laje de betão, sem proteção; começou-se, assim, a investigar modelos de cálculo apropriados para permitir que os projetistas de estruturas justifiquem o dimensionamento ao fogo de uma laje de pavimento apoiada em vigas metálicas não protegidas.

Investigadores do *Building Research Establishment* (BRE), com financiamento do *Steel Construction Institute* (SCI), desenvolveram um método de cálculo simplificado para o dimensionamento de pavimentos com lajes mistas de aço e betão, na sequência do trabalho experimental realizado em Cardington^(26,27). O modelo do BRE tem sido validado por comparação dos resultados dos ensaios ao fogo à escala real de Cardington e trabalhos experimentais anteriores realizados à temperatura normal. Este método é apresentado e discutido em detalhe na Secção 5.2.

O método de cálculo simplificado difere dos procedimentos de dimensionamento simples fornecidos nos Eurocódigos^(28,29), uma vez que considera o comportamento de um grupo de elementos estruturais atuando em conjunto em vez de elementos isolados. Embora também seja tecnicamente possível utilizar elementos finitos não-lineares para determinar a capacidade de suporte de carga em incêndio, trata-se de uma solução mais cara que exige uma grande experiência e conhecimento. O método apresentado neste documento é mais acessível para projetistas de estruturas que tenham apenas noções básicas de engenharia de segurança contra incêndio.

5.1 Introdução à teoria das linhas de rotura e às ações de membrana

A teoria das linhas de rotura desenvolvida por Johansen é uma teoria de estado limite último baseada em mecanismos de colapso pré-definidos e nas propriedades plásticas das lajes de betão fracamente armadas. O mecanismo de colapso é definido por um padrão de linhas de rotura ao longo das quais a armadura plastifica e a laje sofre deformações plásticas. As zonas limitadas pelas linhas de rotura são como um corpo rígido, com toda a rotação a ocorrer na linha de rotura.

Para que a teoria das linhas de rotura seja válida, devem ser evitadas as roturas por corte, por falta de aderência e por compressão. A resposta momento-curvatura da laje deve ser suficientemente dúctil para permitir que se crie um mecanismo; na prática isto não constitui um problema, uma vez que as lajes estão sempre fracamente armadas, levando a uma rotura dúctil da armadura antes dos modos de rotura mais frágeis, tais como a rotura por compressão do betão.

Para lajes quadradas e retangulares que estão simplesmente apoiadas ao longo dos seus bordos livres, espera-se que ocorram os padrões das linhas de rotura apresentados na Figura 5.1. Este é o padrão das linhas de rotura que serão consideradas no desenvolvimento teórico que se fará a seguir. Na realidade, para um edifício metálico porticado, a laje é suportada por vigas metálicas que têm uma rigidez finita entre as posições dos pilares. Este assunto será discutido no Capítulo 6.

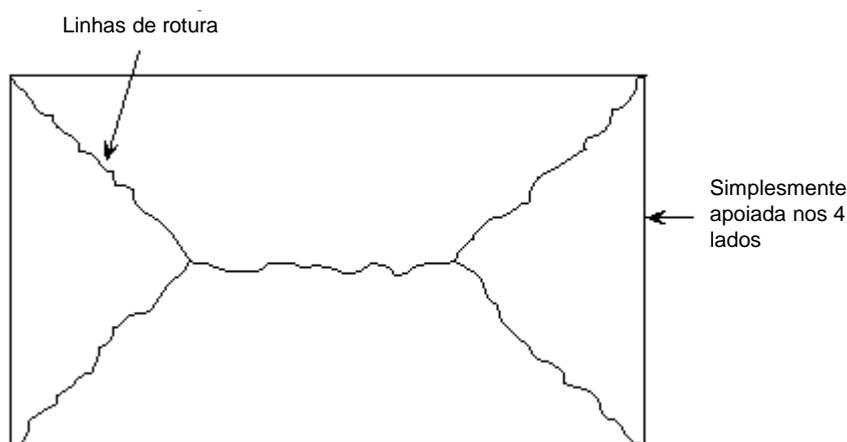


Figura 5.1 Padrão típico das linhas de rotura para uma laje retangular simplesmente apoiada nos quatro lados

Pode ser obtida uma solução de limite superior para um padrão de linhas de rotura adotado. A solução baseia-se na teoria energética, em que o trabalho externo realizado pelas cargas aplicadas devido a um deslocamento unitário das zonas rígidas é igual ao trabalho interno realizado pela rotação nas linhas de rotura. A carga correspondente a qualquer mecanismo de rotura será maior ou igual do que a verdadeira carga de colapso da estrutura, dando assim uma solução de limite superior.

No entanto, devido à ação de membrana na laje e da cedência dúctil da armadura, a carga última desta solução teórica de limite superior a partir da teoria das linhas de rotura tende a ser significativamente menor do que a carga real de colapso da laje observada durante os ensaios experimentais.

A ação de membrana em lajes cria forças no plano da mesma que se regem pelas condições de fronteira da laje. De seguida são considerados dois casos extremos, de restrição total e sem restrições.

5.1.1 Laje com restrição total no plano

Com a restrição total no plano da laje no seu contorno, as pequenas deformações iniciais por flexão da laje resultam na ação de membrana de compressão^(15,30). Este mecanismo é ilustrado na Figura 5.2, para um elemento armado numa direção.

Desenvolve-se uma ação de compressão ao longo de um trajeto que vai da superfície inferior das extremidades à superfície superior a meio vão, originando um comportamento de arco na laje, que resulta num aumento da resistência, como se mostra na Figura 5.3. No entanto, este comportamento de arco torna-se instável quando a deformação vertical excede um valor igual a aproximadamente metade da espessura da laje, resultando numa rápida diminuição da resistência. A laje pode então passar a desenvolver uma ação de membrana de tração de deslocamentos maiores.

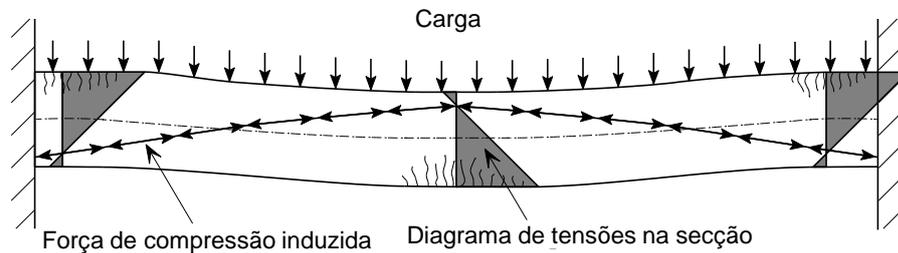


Figura 5.2 Ação de membrana de compressão em laje restringida

Park⁽³⁰⁾ ilustrou o efeito da ação de membrana de compressão numa laje restringida usando uma figura semelhante à Figura 5.3. A carga máxima inicial apresentada nesta figura, de deslocamentos menores do que a espessura da laje, resulta de uma ação de membrana de compressão. Quando a rotura por compressão ocorre no betão observa-se uma queda súbita da capacidade, acompanhada por um aumento do deslocamento. Então, a capacidade de carga aumenta com o aumento da deformação até que ocorra a rotura da armadura.

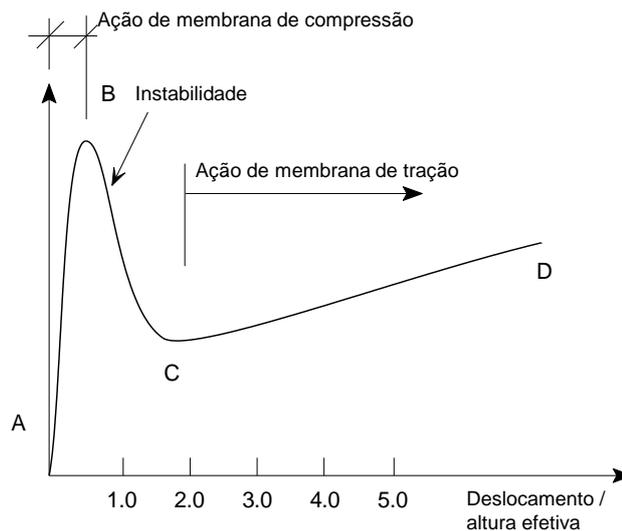


Figura 5.3 Ação de membrana em laje com restrição periférica no plano ⁽¹⁵⁾

5.1.2 Laje sem restrição no plano

Nos casos onde os bordos da laje não são restringidos, o comportamento da laje é diferente. A ação de membrana de compressão não pode ocorrer e o comportamento pós-cedência é caracterizado pela ação de membrana de tração. Para um elemento armado numa direção, grandes deslocamentos verticais causarão encurtamento nas extremidades do elemento. Se este encurtamento na extremidade é impedido, então

desenvolvem-se forças de tração. Para um elemento armado numa direção, estas forças de restrição teriam que ser desenvolvidas externamente nos apoios. No entanto, para uma laje simplesmente apoiada armada em duas direções, isto é, a laje com apoios simples nos 4 lados, as restrições horizontais externas não são requeridas enquanto a laje puder desenvolver um sistema interno de forças no plano que tenha o mesmo efeito.

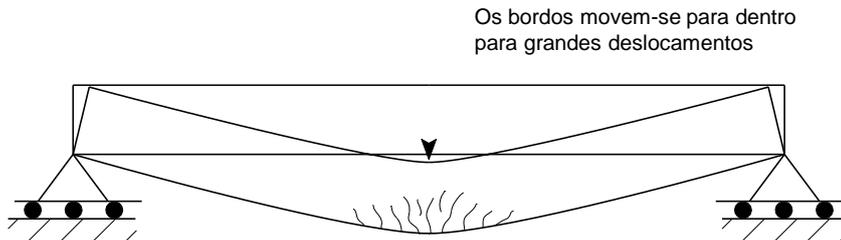


Figura 5.4 Elemento estrutural armado numa direção

Considerando o caso de uma laje simplesmente apoiada armada em duas direções, como demonstrado na Figura 5.5. Esta laje tem apoios verticais em torno do seu perímetro mas não apresenta restrições horizontais no plano. A faixa no centro da laje designada por X-X tenderá a ter um comportamento de encurtamento de extremidade semelhante ao elemento armado numa direção, como ilustrado na Figura 5.4. No entanto, as faixas designadas por Y-Y, apoiadas num lado, não têm o mesmo deslocamento vertical e conseqüentemente não terão um encurtamento de extremidade significativo. As forças no plano conseqüentemente ocorrerão na interface dessas faixas da laje de forma a manter o equilíbrio, originando assim tensões de tração nas faixas X-X e tensões de compressão na faixa Y-Y. Uma vez que este comportamento ocorre nas duas direções, o resultado é uma área de tensão de tração no centro da laje indicada pela área sombreada na Figura 5.5 e um anel de compressão em torno do perímetro.

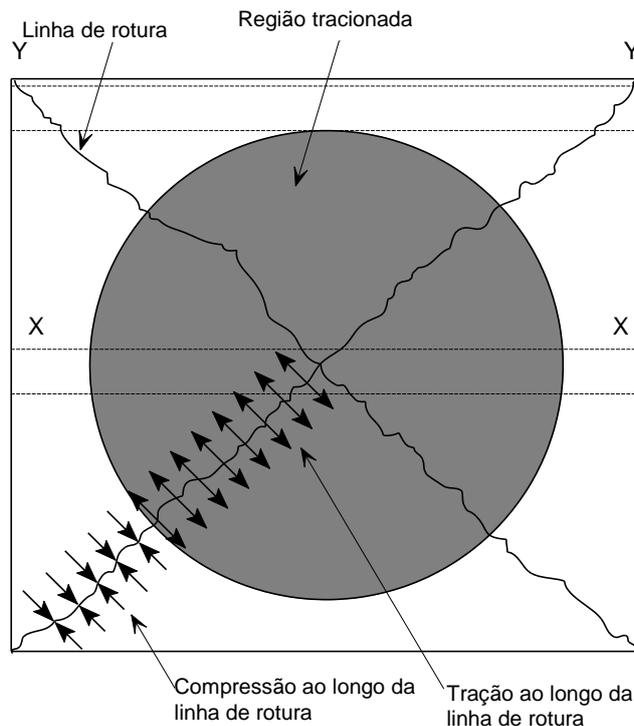


Figura 5.5 Desenvolvimento das forças de membrana no plano

5.1.3 Efeito das tensões de membrana nas linhas de rotura

O desenvolvimento de esforços de tração e compressão no plano irá influenciar os momentos desenvolvidos nas linhas de rotura da laje, com reduções na resistência à flexão que ocorrem na zona de tração e acréscimos de resistência à flexão das linhas de rotura na zona de compressão. A esta influência sobre a resistência à flexão, pode somar-se a capacidade de suporte de carga adicional devido à ação de membrana de tração.

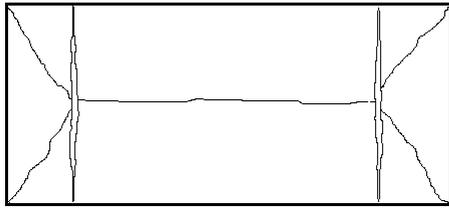
Na sequência do trabalho de Johansson sobre a teoria das linhas de rotura, foram descritos por Ockleston⁽²³⁾ ensaios destrutivos de edifícios completos. Estes ensaios revelaram que as cargas que poderiam ser suportadas pelas lajes do pavimento foram consideravelmente maiores do que aquelas previstas pela teoria das linhas de rotura. Este grande interesse gerado pela investigação sobre efeitos de membrana e o número de investigadores que observaram esses efeitos, tanto experimental como analiticamente, continuou nos anos seguintes.

As observações dos ensaios em lajes sem restrições mostraram que o padrão das linhas de rotura mantém-se inalterado para grandes deslocamentos. Também tem sido demonstrado que o último modo de rotura corresponde ao desenvolvimento de grandes fissuras através do vão mais curto da laje e rotura da armadura, como descrito por Wood⁽¹⁵⁾.

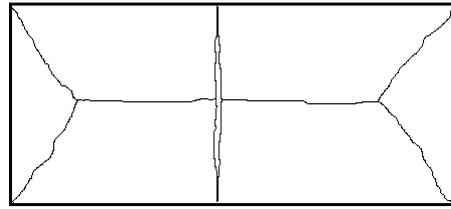
Os métodos de análise tendo em conta a ação de membrana têm sido desenvolvidos para lajes não restringidas, por Wood⁽¹⁵⁾, Taylor⁽³¹⁾, Kemp⁽³²⁾, Sawczuk⁽¹⁴⁾, Hayes⁽³³⁾ e Bailey e Moore^(26,27).

Wood desenvolveu uma solução para uma laje circular simplesmente apoiada na periferia sujeita a uma carga distribuída. Foi desenvolvida uma solução similar para lajes quadradas, por Kemp. O método de Kemp envolveu uma solução rigorosa rígida-plástica, em que a capacidade de suporte de carga é determinada a partir da consideração do equilíbrio das zonas rígidas da laje. Isto permite que o valor dos esforços de membrana e os momentos nas linhas de rotura sejam determinados em função da deformação da laje. A teoria de Kemp demonstra que a capacidade da laje aparece em função da deformação da mesma. Na prática, foi observado que a carga de colapso seria alcançada quando ocorresse a rotura da armadura ou quando ocorresse o esmagamento do betão na região exterior comprimida, embora o modelo não procure definir este ponto limite na resposta da deformação da carga.

Na abordagem usada por Sawczuk, incluiu-se a formação da fissura através do menor vão. Sawczuk concluiu que elementos triangulares rígidos da laje estão sujeitos a momentos no plano devido à variação das forças de membrana ao longo das linhas de rotura. Através da estimativa da resistência à flexão das zonas rígidas, Sawczuk previu o desenvolvimento de rótulas de flexão ao longo da linha central da laje e fendilhação através do menor vão. Esta fendilhação não é permitida pelos métodos desenvolvidos por Taylor e Kemp. O método energético, baseado em Sawczuk, considerou duas possibilidades de formação de fissuras, como se mostra na Figura 5.6. Concluiu-se que o modo crítico de rotura foi causado pela formação de fissuras através do menor vão, na intersecção das linhas de rotura, como ilustrado na Figura 5.6(a).



(a) Fendas formadas na intersecção das linhas de rotura



(b) Fenda formada no centro da laje

Figura 5.6 Modos de rotura identificados por Sawczuk

Hayes observou que a análise de Sawczuk implicava que as forças periféricas estivessem presentes, quando na realidade essas forças não poderiam existir num lado simplesmente apoiado não restringido. Também observou que não houve nenhum aumento da capacidade de suporte de carga aparente quando o equilíbrio dos momentos das zonas rígidas foi considerado. Hayes passou a desenvolver uma solução para lajes retangulares com armadura ortotópica, concordando com a solução proposta por Kemp para lajes retangulares e dirigindo as suas críticas ao método de Sawczuk. No seu método, Hayes também assumiu que as fissuras ao longo do menor vão ocorrem na intersecção das linhas de rotura. Comparando o seu método com o de Sawczuk, Hayes concluiu que as diferenças não eram significativas. É importante ressaltar que Hayes também observou que o ganho devido aos efeitos de membrana diminui com o aumento da relação de proporção da laje ou da ortotropia da armadura.

O pressuposto de Sawczuk, também adotado por Hayes, de que o modo de rotura inclui duas fissuras ao longo do menor vão da laje na intersecção das linhas de rotura contradiz uma grande parte dos resultados dos ensaios, incluindo o ensaio realizado pelo *Building Research Establishment* em 2000⁽¹⁸⁾. Portanto, Bailey e Moore^(26,27) modificaram o método desenvolvido pela abordagem de Hayes e o seu método de equilíbrio baseado na formação de uma única fissura no centro da laje, modo de rotura normalmente observado nos ensaios realizados à temperatura normal e a temperaturas elevadas (ver Figura 5.7(b)). A dedução usada por Bailey e Moore é descrita na Secção 5.2. Inicialmente foi desenvolvida para armaduras isotrópicas, mas tem sido atualizada para incluir os efeitos da armadura ortotrópica e a ação catenária das vigas metálicas⁽³⁴⁾.

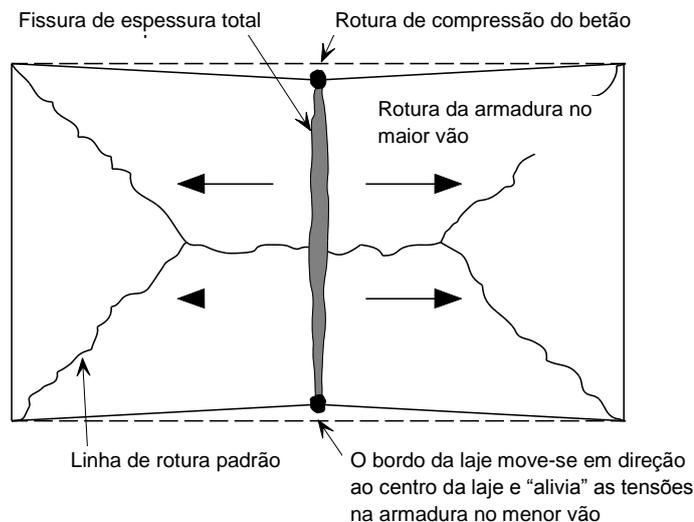
5.2 Avaliação da resistência de pavimentos mistos de acordo com o método de cálculo simplificado

Nesta Secção descreve-se o desenvolvimento de um método de cálculo simplificado que pode ser utilizado para calcular a resistência de lajes de pavimento mistas retangulares. O método foi desenvolvido ao longo de vários anos. O desenvolvimento inicial do método^(26,27) utiliza armadura isotrópica considerando apenas um modo de rotura, devido à rotura da rede de armadura ao longo do menor vão, como se pode ver na Figura 5.7(a). Desenvolvimentos posteriores^(34,35) incluem uma dedução mais genérica que permite a utilização de armadura ortotrópica, e também a inclusão do modo de rotura à compressão do betão nos cantos da laje (ver Figura 5.7(b)).

5.2.1 Cálculo da resistência

A capacidade de suporte de carga de uma laje simplesmente apoiada armada em duas direções, sem restrições no plano horizontal dos bordos da laje, é maior do que o calculado utilizando a teoria das linhas de rotura normal. O aumento da resistência é uma consequência das ações de membrana de tração desenvolvidas na laje em grandes deslocamentos e também do aumento do momento de rotura nas regiões exteriores da laje, onde as tensões de compressão ocorrem ao longo das linhas de rotura (ver Figura 5.8).

A melhoria da resistência, determinada como um limite inferior de uma solução para o colapso da linha de rotura, baseia-se no pressuposto de que nas condições finais o padrão das linhas de rotura será conforme ilustrado na Figura 5.7(a) e essa rotura vai ocorrer devido à fratura da rede de armadura ao longo do menor vão no centro da laje. Um segundo modo de rotura pode ocorrer, em alguns casos, devido ao esmagamento do betão nos cantos da laje, onde ocorrem grandes forças de compressão no plano conforme a Figura 5.7(b). Este modo de rotura encontra-se discutido na Secção 5.3.



(a) Rotura à tração da rede de armadura



(b) Rotura do betão à compressão

Figura 5.7 Modos de rotura possíveis num pavimento misto

O primeiro modo de rotura irá ocorrer quando a resistência à compressão do betão exceder a resistência última da rede de armadura à tração, levando à rotura da rede de armadura. O segundo modo de rotura irá ocorrer nos casos onde a resistência última da rede de armadura exceder a resistência de compressão do betão, resultando numa rotura à compressão do betão nos cantos da laje.

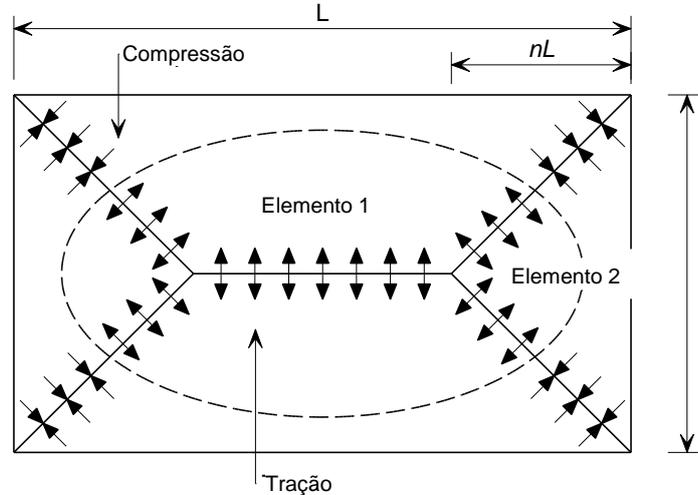


Figura 5.8 Laje retangular simplesmente apoiada nos quatro bordos com as forças no plano ao longo das linhas de rotura devido à ação de membrana de tração.

A Figura 5.8 mostra uma laje retangular simplesmente apoiada no seu perímetro e o padrão das linhas de rotura, correspondentes ao limite inferior de resistência, que se podem desenvolver devido a uma carga uniformemente distribuída. A interseção das linhas de rotura é definida por um parâmetro n calculado utilizando a teoria geral das linhas de rotura e dado por:

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) \quad (5.1)$$

onde

a é a relação de proporção da laje (L/l)

μ é a relação entre os momentos resistentes nas duas direções ortogonais (deve ser inferior ou igual a 1.0)

O menor vão deve ser definido pelo vão com o menor momento resistente, resultando o coeficiente de ortografia (μ) sempre inferior ou igual a 1. Portanto o parâmetro n teria um limite máximo de 0.5, resultando num padrão de linha de rotura válido.

A resistência do mecanismo que ocorre devido à formação destas linhas de rotura é dada pela seguinte equação:

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[\sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2}} - \frac{1}{a'} \right]^{-2} \quad (5.2)$$

onde

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes⁽³³⁾ observou que, considerando um comportamento rígido-plástico, apenas são permitidas a translação e rotação de corpo rígido. Pressupostos adicionais em que os eixos neutros ao longo das linhas de rotura são linhas retas e que o bloco de tensões do betão é retangular, significam que a variação nas forças de membrana ao longo das linhas de rotura torna-se linear, conforme a Figura 5.9. Estas premissas e a distribuição resultante das forças de membrana foram também adotadas por Bailey^(17,26).

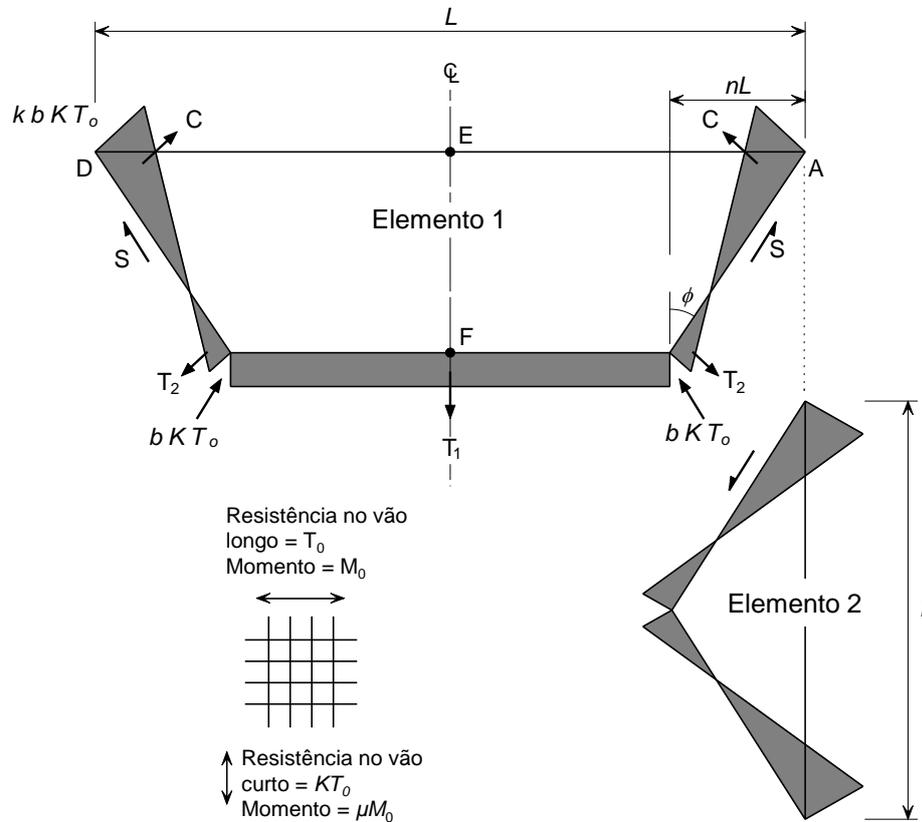


Figura 5.9 Distribuição de tensões no plano para os Elementos 1 e 2

5.2.2 Dedução de uma expressão para o parâmetro k

Considerando o equilíbrio das forças T_1 , T_2 e C , no plano, que atuam no Elemento 1 é possível deduzir as seguintes relações:

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

e

$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Portanto,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \tag{5.3}$$

onde

ϕ é o ângulo que define o padrão das linhas de rotura.

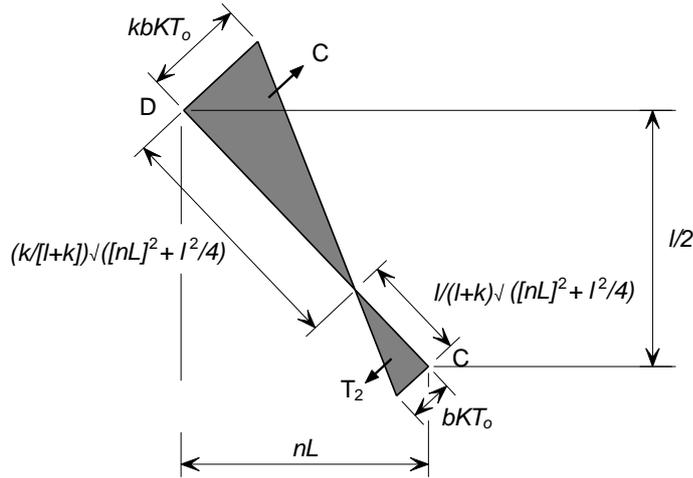


Figura 5.10 Distribuição de tensões no plano ao longo da linha de rotura CD

A Figura 5.10 mostra a geometria da distribuição de tensões ao longo da linha de rotura CD. Considerando a Figura 5.9 e a Figura 5.10,

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

onde

b, k são parâmetros que definem o valor das forças de membrana,

KT_0 é a resistência da rede de armadura por unidade de comprimento,

n é um parâmetro que define o padrão da linha de rotura

Substituindo os valores anteriores na Equação (5.3) tem-se,

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Esta expressão pode ser reformulada para se obter a expressão para o parâmetro k

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (5.4)$$

5.2.3 Dedução de uma expressão para o parâmetro b

Considerando a rotura da armadura ao longo do menor vão da laje, pode-se desenvolver uma expressão para o parâmetro b . A linha EF da Figura 5.11 representa a localização da rotura da rede de armadura, que irá resultar numa fenda em toda a profundidade da laje. Pode ser obtido um limite superior de uma solução para a resistência do momento no plano, ao longo da linha EF, assumindo que toda a armadura ao longo da secção tem uma tensão de cedência (f_{sy}) e o centro de aplicação da bloco de tensões à compressão encontra-se localizada em E na Figura 5.11.

Assume-se que,

$$f_t = k_t f_{sy} \quad (5.5)$$

onde

f_{sy} é a tensão de cedência para a armadura.

k_t é a relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência (f_t/f_{sy}).

De acordo com a EN 1992-1-1, o coeficiente k_t varia entre 1.05 e 1.35 para o dimensionamento à temperatura normal. No entanto, em caso de incêndio, este coeficiente deve ser considerado igual a 1.0.

Calculando o momento em E na Figura 5.11,

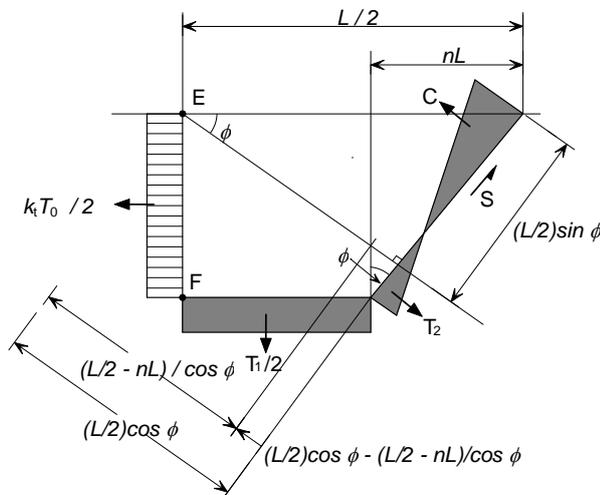


Figura 5.11 Distribuição das tensões no plano ao longo da linha de rotura EF

$$\begin{aligned}
& T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + C \left[\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_l T_o l^2}{8}
\end{aligned} \tag{5.6}$$

onde

$$\frac{T_1}{2} = bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right)$$

$$T_2 = \frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$S = \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\cos \phi = \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

$$\tan \phi = \frac{nL}{(l/2)}$$

Substituindo estas expressões na Equação (5.6),

$$\frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\left(\frac{\left(\frac{l}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\left(\frac{l}{2}\right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right) \left(\frac{l}{2}\right) \right. \\
\left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{\left(\frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{l}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_i T_o l^2}{8}
\end{aligned}$$

Que pode ser reformulada para obter,

$$\begin{aligned}
& \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\
& + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\
& + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_i l^2}{8K}
\end{aligned} \tag{5.7}$$

A Equação (5.7) pode ser rescrita como,

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{k_i l^2}{8K}$$

Logo:

$$b = \frac{k_i l^2}{8K(A + B + C - D)} \tag{5.8}$$

onde

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

Os parâmetros k e b , que definem as forças no plano, podem ser calculados utilizando as Equações (5.4) e (5.8), respectivamente.

5.2.4 Forças de membrana

A capacidade de suporte de carga para os Elementos 1 e 2 da laje pode ser determinada considerando a contribuição das forças de membrana para a capacidade de suporte de carga e para o aumento da resistência à flexão ao longo das linhas de rotura separadamente, como ilustrado abaixo. Estes efeitos são expressos em termos de um fator de majoração, para ser aplicado ao limite inferior da resistência da linha de rotura. Inicialmente, os efeitos do esforço de corte S no plano da laje (Figura 5.9) ou de qualquer esforço de corte vertical na linha de rotura foram ignorados, resultando em duas cargas distintas calculadas para os Elementos 1 e 2, respetivamente. Calculou-se um valor médio, considerando a contribuição dos esforços de corte.

Contributo das forças de membrana para a capacidade de suporte de carga.

a) Elemento 1

Segundo a Figura 5.12, o momento em torno do apoio provocado pela força de membrana é dado por:

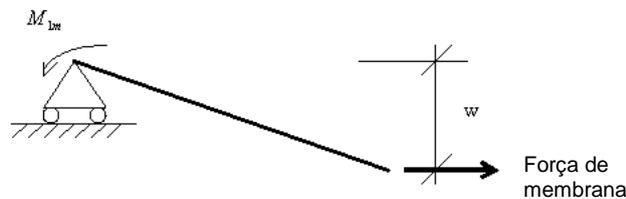


Figura 5.12 Cálculo do momento provocado pela força de membrana

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left(\frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left(\frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

onde

M_{1m} é o momento no apoio provocado pela força de membrana do Elemento 1.

A expressão é reduzida para:

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

A formulação anterior define a contribuição dos esforços de membrana para a capacidade de suporte de carga, que precisa ser adicionada à contribuição devida ao aumento da resistência à flexão nas áreas onde a laje está sujeita a forças de compressão. Para simplificação, o contributo dos esforços de membrana e do aumento da resistência à flexão será relacionado com a carga última obtida pela teoria das linhas de rotura. Isto permite calcular um fator de majoração para as forças de membrana e para os momentos flectores aumentados. Estes fatores de majoração podem finalmente ser aplicados para permitir um melhoramento global da capacidade de carga da laje devido às ações de membrana.

Dividindo M_{1m} por $\mu M_o L$, a resistência à flexão da laje, quando não está presente nenhum esforço axial, permite que o efeito das ações de membrana de tração seja expresso como um ganho da resistência à flexão na linha de rotura (Figura 5.13).

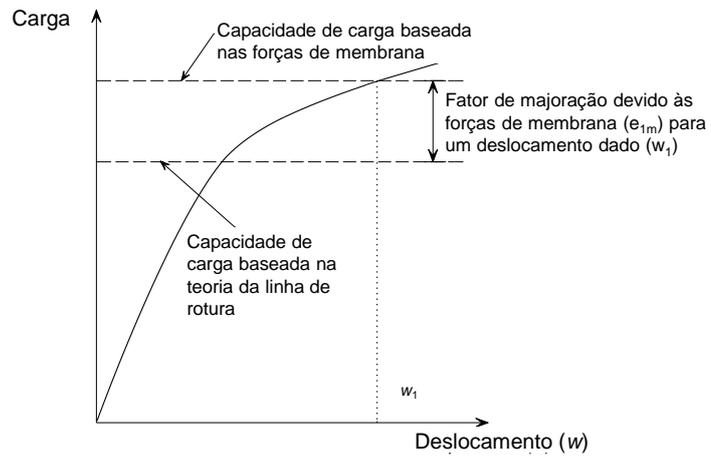


Figura 5.13 Fator de majoração devido à força de membrana

O valor de μM_o é obtido considerando a Figura 5.14.

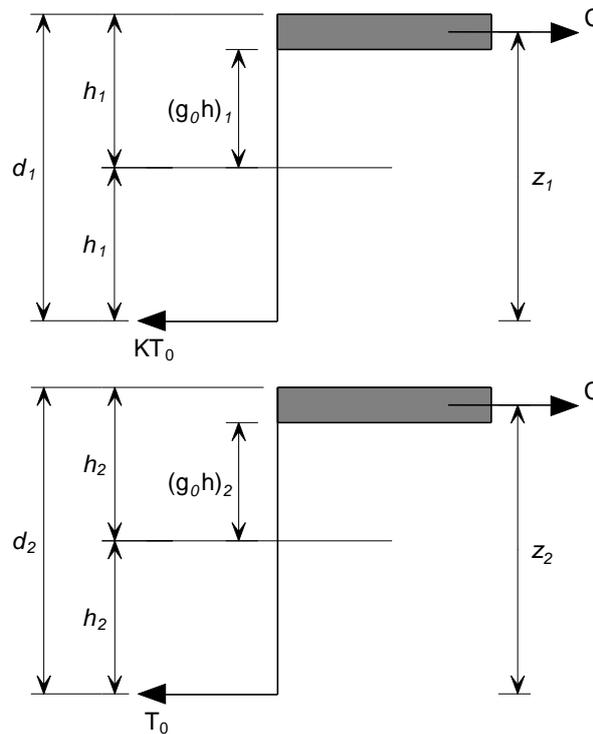


Figura 5.14 Cálculo do momento resistente

Os momentos fletores μM_o e M_o por unidade de comprimentos da laje, em cada direção ortogonal, são dados por:

$$\mu M_o = KT_0 d_1 \left(\frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_o = T_0 d_2 \left(\frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

onde

$(g_0)_1, (g_0)_2$ são parâmetros que definem a bloco de tensões de flexão nas duas direções ortogonais (ver Figura 5.14)

d_1, d_2 são as distâncias entre o topo da laje e os eixos da armadura em cada direção.

O fator de majoração, e_{1m} , é dado por:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5.9)$$

b) *Elemento 2*

O momento em torno do apoio provocado pelos esforços de membrana é dado por:

$$M_{2m} = KT_0 lbw \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

onde

M_{2m} é o momento em torno do apoio provocado pelos esforços de membrana no Elemento 2.

O efeito das ações de membrana de tração pode ser expresso como um acréscimo da resistência da linha de rotura dividindo o momento no apoio, M_{2m} , devido às ações de membrana, pelo momento resistente na direção longitudinal, quando não existe nenhum esforço de tração, $M_0 l$, resultando em,

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (5.10)$$

O efeito dos esforços de membrana na resistência à flexão ao longo das linhas de rotura é avaliado considerando o critério de rotura quando as cargas axiais estão também presentes, como determinado por Wood [6]. No caso do menor vão, o momento fletor na presença de uma força axial é dado por:

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (5.11)$$

onde

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

e

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

De forma similar, para o maior vão,

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (5.12)$$

onde

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

e

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Efeito das forças de membrana na resistência à flexão

a) Elemento 1

O efeito das forças de membrana na resistência à flexão é considerado separadamente em cada linha de rotura,

Para a linha de rotura BC, a força de membrana é constante e igual a $-bKT_0$ e, portanto:

$$\left(\frac{M_N}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Para a linha de rotura AB (Figura 5.15),

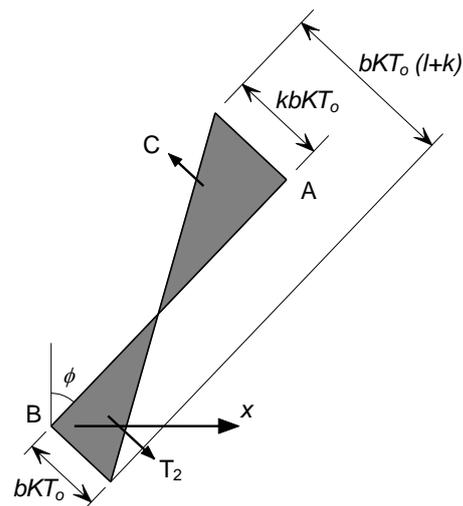


Figura 5.15 Forças aplicadas ao Elemento 1, linha de rotura CD

A força de membrana ao longo da linha de rotura, a uma distância x de B é dada por:

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL} (K+1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)$$

Substituindo na Equação (5.11) obtêm-se para as linhas de rotura AB e CD o seguinte:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha_1 b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

O que resulta em:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

O fator de majoração da resistência à flexão devido às forças de membrana no Elemento 1 é dado por:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5.13)$$

b) Elemento 2

Referindo-se à Figura 5.16, para o Elemento 2, a força para uma distância y de B pode ser expressa por:

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2} (k+1)bKT_0$$

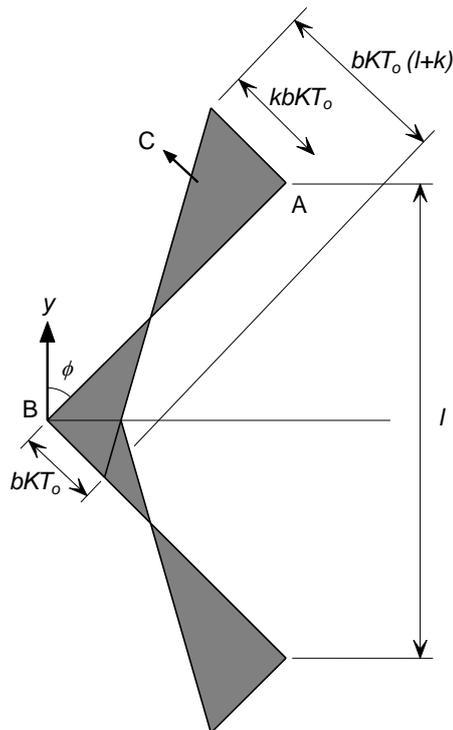


Figura 5.16 Forças aplicadas ao Elemento 2

Reformulando,

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

Substituindo na Equação (5.12) dá o seguinte:

$$\int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{1/2} \left[1 + \alpha_2 b K \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

Resultando em,

$$2 \int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Que dá o fator de majoração devido ao efeito das forças de membrana na resistência à flexão de acordo com a seguinte equação,

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5.14)$$

As equações (5.9), (5.10), (5.13) e (5.14) fornecem o contributo para a capacidade de suporte de carga das forças de membrana e do seu efeito na resistência à flexão da laje.

Consequentemente, o fator de majoração combinado é obtido para cada elemento como se pode ver nas equações abaixo:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (5.15)$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (5.16)$$

Conforme foi dito anteriormente, os valores de e_1 e e_2 calculados com base no equilíbrio dos Elementos 1 e 2 não serão os mesmos e Hayes sugere que essa diferença fosse explicada pelo efeito do corte vertical ou no plano e que o melhoramento global é dado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (5.17)$$

5.3 Rotura à compressão do betão

O fator de majoração na Secção 5.2.1 foi deduzido considerando a rotura à tração da rede de armadura. No entanto, a rotura à compressão do betão na proximidade dos cantos da laje deve ser também considerada como um possível modo de rotura, que pode em determinados casos levar à rotura da rede de armadura. Isto foi conseguido limitando o valor do parâmetro 'b', que representa o valor das tensões no plano.

De acordo com a Figura 5.9, a força máxima no plano de compressão nos cantos da laje é dada por $kbKT_0$. Deve ser também considerada a força à compressão devido à flexão. Assumindo que o comprimento máximo do bloco de tensões é limitado a $0.45d$, e adotando um comprimento médio efetivo para a armadura em ambas as direções ortogonais resulta em:

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

Onde f_{ck} é a resistência cilíndrica do betão.

Colocando em evidência a contante b tem-se:

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (5.18)$$

A constante b é obtida pelo valor mínimo dado entre as Equações (5.8) e (5.18).

6 DESENVOLVIMENTO DE ORIENTAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

Ensaio à temperatura normal anteriores, analisados na Secção 4.5, demonstraram que a capacidade de suporte de carga de uma laje de betão é melhorada pelas forças de membrana desde que o apoio vertical se mantenha ao longo do contorno da laje. Lajes planas, que têm apenas apoios verticais nos seus cantos, não desenvolvem forças de membrana à tração significativas, o que faz com que a melhoria devido à ação de membrana seja pequena.

Assim, para uma laje mista apoiada numa grelha de vigas metálicas em situação de incêndio, é importante dividir a laje em áreas retangulares, referidas como zonas de dimensionamento da laje, onde os apoios verticais podem manter-se no perímetro de cada área. Estas linhas de apoio verticais são alcançadas garantindo que as vigas estão alinhadas com os pilares e possuem proteção contra incêndio.

À temperatura normal, o pavimento é contínuo ao longo da fronteira de cada zona de dimensionamento da laje. No entanto, em situação de incêndio é provável que as fendas se formem nas vigas periféricas, devido à grande curvatura térmica a que a laje está sujeita. Este fenómeno pode levar à rotura da armadura, quer devido à curvatura quer devido à combinação das tensões de membrana e de flexão. A rotura da armadura nas regiões de momento negativo irá ocorrer antes da rotura da armadura no centro da zona de dimensionamento da laje. Por conseguinte, considera-se que nas zonas de dimensionamento da laje não existem quaisquer restrições transversais ou de rotação ao longo do limite da laje.

6.1 Pressupostos de dimensionamento

Para uma laje de pavimento mista, o padrão da linha de rotura vai depender do comportamento das vigas mistas não protegidas, que estão a perder resistência continuamente com o aumento da temperatura. Ao contrário das condições normais de temperatura, o mecanismo de carregamento do pavimento muda com o aumento da temperatura. Inicialmente, a laje mista atua como um elemento armado numa direção, apoiado nas vigas secundárias. À medida que essas vigas perdem a resistência com o aumento da temperatura e o comportamento da laje tende para o comportamento de um elemento simplesmente apoiado armado em duas direções, forma-se um padrão de linha de rotura conforme ilustrado na Figura 6.1. Considerando que esta condição de rotura irá ocorrer quando a resistência da viga for pequena quando comparada com a da laje, pode-se obter uma estimativa conservativa relativamente simples da capacidade de suporte de carga.

A capacidade de suporte de carga da laje é calculada com o pressuposto de que a viga mista não tem resistência e baseia-se no padrão da linha de rotura, que é compatível com as condições de fronteira e proporcionam a menor capacidade de suporte de carga. A resistência aumenta tendo em conta os efeitos de membrana de tração com base na estimativa da deformada da laje e nos modos de rotura descritos no Capítulo 5. A resistência à flexão das vigas mistas é adicionada a este aumento da resistência da laje de modo a dar a capacidade total de suporte de carga do sistema.

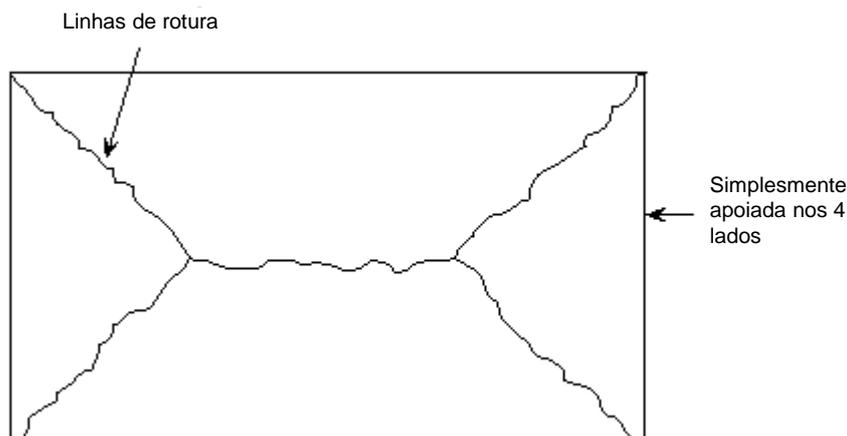


Figura 6.1 Padrão típico de linhas de rotura para uma laje retangular simplesmente apoiada ao longo dos quatro bordos

6.2 Critério de rotura

Observaram-se dois modos de rotura em ensaios à temperatura normal e a elevadas temperaturas, dependendo da percentagem de armadura, da relação de proporção da laje e da ductilidade da armadura. A rotura da armadura ao longo do menor vão domina o modo de rotura na maioria das lajes levemente armadas, enquanto que as lajes fortemente armadas e as lajes com elevada ductilidade da armadura podem sofrer rotura à compressão nos cantos das laje. Ambos os modos de rotura são considerados pelo método de cálculo simplificado descrito na Secção 5.2.

A maioria dos testes realizados a elevadas temperaturas em lajes de betão simplesmente apoiadas falhou devido à profundidade da fenda que se criou ao longo do menor vão, (l), como demonstrado na Figura 6.2. O método de cálculo presente na Secção 5.2 prevê a capacidade de suporte de carga para uma dada deformação. A Secção 6.2.1 descreve a dedução de uma expressão para estimar a deformação de uma laje, pouco antes da rotura, a qual é necessária para calcular o efeito das ações de membrana.

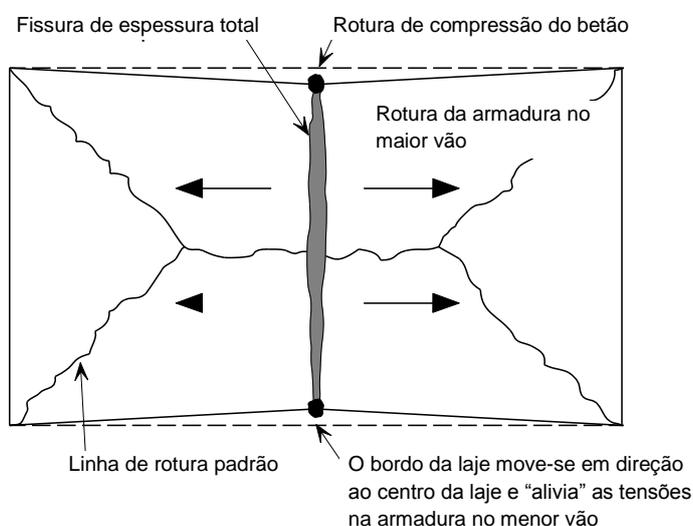


Figura 6.2 Rotura à tração da laje devido à rotura da armadura

6.2.1 Deformação da laje

Como o método de cálculo simplificado se baseia na teoria da plasticidade, a deformação não pode ser calculada aplicando este método de cálculo. No entanto, com o objetivo de calcular as forças de membrana, deve ser determinado um valor estimado da deformação para a laje pouco antes da rotura ocorrer. Esta estimativa da deformação da laje irá incluir uma deformação térmica, devido ao gradiente térmico da laje, assim como a deformação mecânica da armadura.

6.2.1.1 Efeitos térmicos

Com base em investigações anteriores, quando a deformação máxima da laje é 0.5 vezes maior que a própria espessura e as forças de tração começam a desenvolver-se no centro da laje, qualquer restrição no plano à dilatação térmica aumentaria os deslocamentos verticais (isto é, a laje encontra-se na fase de pós-encurvadura) e, por conseguinte, também aumentaria as ações de membrana de tração. Conservativamente, e com o objetivo de permitir que esta abordagem se aplique também no caso de lajes de bordo, este efeito benéfico é ignorado e assume-se a laje como não tendo restrições.

A laje mista em situação de incêndio estaria sujeita a uma curvatura térmica que, para uma laje sem restrições, aumenta os deslocamentos verticais sem induzir quaisquer tensões mecânicas na rede de armadura. Se a distribuição da temperatura ao longo da laje é considerada como sendo linear, os deslocamentos provocados pela deformação térmica são calculados como:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

onde

w é o deslocamento vertical

α é o coeficiente de dilatação térmica

T_2 é a temperatura da superfície inferior

T_1 é a temperatura da superfície superior

h é a altura da laje

O deslocamento vertical da laje devido à curvatura térmica pode ser obtido pela integração da equação anterior, resultando:

$$w_0 = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

onde

l é o comprimento do menor vão da laje

Esta formulação baseia-se numa temperatura constante em todo o compartimento de incêndio. Para a estimativa do deslocamento, permitindo condições reais de incêndio onde é menos provável o aquecimento uniforme, é aplicado um fator de redução igual a 2.0 na expressão anterior. Isto resulta no valor de cálculo do deslocamento vertical devido à curvatura térmica dado por:

$$w_{\theta} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

6.2.1.2 Deformação mecânica da armadura

Assumindo que a forma da deformada da laje devido à carga transversal é parabólica, o comprimento da laje deformada é dado pela seguinte expressão:

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

onde

L_c é o comprimento da curva correspondente à laje deformada,

L é o comprimento do maior vão da laje antes da deformação,

w é o deslocamento vertical da curva.

Para curvas achatadas,

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

Desta forma, a extensão da rede de armadura pode ser calculada por:

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Esta equação assume que a extensão tem o mesmo valor ao longo do comprimento da laje. Na realidade, a laje terá a contribuição do betão tracionado com as extensões a concentrarem-se onde as fendas ocorreram. A armadura ao longo da fenda irá sofrer um aumento de extensão significativo, resultando numa eventual rotura da armadura. Portanto, para permitir a contribuição do betão tracionado, a componente do deslocamento devido à extensão na armadura, w_{ε} , baseia-se num valor médio conservativo da extensão calculado com uma tensão igual a metade da tensão de cedência à temperatura normal. O deslocamento é dado então por:

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6.1)$$

onde

E_s é o módulo de elasticidade da armadura à temperatura normal

f_{sy} é a tensão de cedência da armadura à temperatura normal

Estes deslocamentos devido à extensão na armadura calculada utilizando a Equação (6.1), foram comparados com as deformações máximas obtidas em ensaios à temperatura normal. Em todos os casos considerados, o deslocamento previsto pela Equação 1 é menor que o deslocamento máximo registado no ensaio, como demonstrado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 Comparação entre a deformação permitida pela Equação 6.1 e a deformação máxima obtida no ensaio à temperatura normal.

Ensaio	Dimensões da laje (m)	Altura efetiva (mm)	Diâmetro da armadura (mm)	Espaçamento entre varões (mm)	Tensão de cedência aço (N/mm ²)	Def. máx. do ensaio (mm)	Def. perm. Eq.(6.1) (mm)
BRE	9.56x6.46	66.0	6.0	200	580	223	216
Sawczuk & Winnicki	1.6x1.1	26.0	3.0	30.0	263	127*	25
	2.0x1.0	26.0	3.0	60.0	263	76*	31
Hayes & Taylor	0.914x0.914	15.9	9.5	-†	505	50.8*	19.4
	0.914x1.372	15.9	9.5	-†	505	50.8*	29.1
	0.914x1.829	15.9	9.5	-†	505	50.8*	38.8
Taylor, Maher & Hayes	1.829x1.829	43.6	4.8	76.2	376	81	33.5
	1.829x1.829	37.3	4.8	63.5	376	98	33.5
	1.829x1.829	69.0	4.8	122	376	84	33.5
Brothie & Holley	0.381x0.381	14.2	2.3	-†	414	11.6	7.32
	0.381x0.381	31.0	3.4	-†	379	7.45	7.0

*o ensaio finalizou antes da rotura da armadura

† Dados não fornecidos

6.2.1.3 Cálculo da deformação da laje para permitir o cálculo das forças de membrana

As ações de membrana de tração da laje são então calculadas com base no deslocamento da laje estimado, combinando os componentes devido à curvatura térmica e à extensão da armadura, resultando em:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6.2)$$

Esta equação resulta numa estimativa da capacidade de suporte de carga conservativa desde que:

- o deslocamento vertical estimado devido à curvatura térmica seja dividido por dois;
- a curvatura térmica seja calculada com base no menor vão da laje;
- qualquer deslocamento vertical adicional provocado pela restrição à dilatação térmica, quando a laje se encontra num estado de pós-encurvadura, seja ignorado;
- qualquer contributo da chapa de aço perfilada seja ignorada;
- o aumento da ductilidade da rede de armadura com o aumento da temperatura seja ignorado.

6.2.2 Calibração com os ensaios ao fogo de Cardington

Bailey & Moore⁽²⁶⁾ demonstraram que o método de cálculo da Secção 5.2 forneceu uma previsão razoável da capacidade de carga da laje de pavimento quando comparado com o ensaio ao fogo de Cardington. Foi realizado mais um ensaio ao fogo num forno, conforme descrito no Capítulo 7.

Comparou-se a expressão anterior para a deformação de lajes com as deformações máximas registadas durante o ensaio ao fogo de Cardington. O objetivo seria garantir que as deformações estimadas fossem conservativas quando comparadas com o comportamento real da laje pouco antes de colapsar. A desvantagem destes ensaios para esta finalidade foi o facto de não se ter atingido a rotura da laje, pelo que as deformações máximas registadas não correspondem à rotura da laje. No entanto, sabe-se que os resultados da comparação serão conservativos mas o grau de conservadorismo não pode ser quantificado.

A Tabela 6.2 mostra a comparação entre o limite da deformação dado pela Equação (6.2) e a deformação máxima obtida em cada um dos ensaios de Cardington. Esta comparação inclui ambas as extensões térmicas e mecânicas, que são impossíveis de distinguir nos resultados do ensaio.

Em todos os casos, os valores de deformação dados pela Equação (6.2) são maiores que as deformações obtidas. Com o objetivo de garantir que o limite da deformação é conservativo, Bailey e Moore⁽²⁶⁾ limitaram a deformada às obtidas nos ensaios.

Tabela 6.2 Comparação das deformações obtidas pela Equação (6.2) com os deslocamentos máximos obtidos dos seis ensaios ao fogo de Cardington.

Ensaio	L	I	Def. devido à curvatura térmica	Def. devido à extensão mecânica	Def. limite Eq. (6.2)	Def. máx. obtida nos ensaios	Def. limite/ Def. ensaios
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
BRE Corner Test	9.0	6.0	135	208	343	269	1.28
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	135	208	343	232	1.50
British Steel 2-D test	14.0	9.0	0*	324	324	293	1.11
BS Corner Test	10.223	7.875	231	237	468	428	1.09
BRE Large Compartment Test	21.0	9.0	303	486	789	557	1.42
BS Office Demo Test	14.6	10.0	373	338	711	641	1.11

*Devido à área pequena da laje aquecida no ensaio, a deformação devido à curvatura térmica foi considerada como zero.

Para as extensões mecânicas, Bailey e Moore introduziram um limite adicional conforme indicado de seguida.

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf} \frac{3L^2}{8}} \text{ mas } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Para a deformação térmica também aumentaram o “fator de segurança” de 2 para 2.4 obtendo a seguinte expressão conservativa para a deformação da laje:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6.3)$$

mas inferior a $\frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$

A Tabela 6.3 mostra a comparação entre a deformação limite dada pela Equação (6.3). Uma vez que não ocorreu rotura em nenhum dos ensaios, concluiu-se que seria demasiado conservador reduzir o limite da deformação até ao ponto em que a relação entre a deformação limite e a deformação registada era igual a um para todos os ensaios. Para os ensaios em grandes compartimentos este limite parece ser razoável.

Tabela 6.3 Comparação das deformações obtidas pela Equação (6.3) com os deslocamentos máximos obtidos dos seis ensaios ao fogo de Cardington.

Ensaio	L	l	Def. devido à curvatura térmica	Def. devido à extensão mecânica	Def. limite Eq. (6.3)	Def. máx. obtida nos ensaios	Def. limite/ Def. ensaios
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
BRE Corner Test	9.0	6.0	112	200	312	269	1.16
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	112	200	312	232	1.34
British Steel 2-D test	14.0	9.0	0*	300	300	293	1.02
BS Corner Test	10.223	7.875	193	237	430	428	1.00
BRE Large Compartment Test	21.0	9.0	252	300	552	557	0.99
BS Office Demo Test	14.6	10.0	311	333	644	641	1.00

*Devido à área pequena da laje aquecida no ensaio, a deformação devido à curvatura térmica foi considerada como zero.

6.3 Metodologia de dimensionamento

A metodologia de dimensionamento apresentada neste documento baseia-se em dois princípios fundamentais.

- O risco de vida dos ocupantes do edifício, bombeiros e outros na vizinhança do edifício, em situação de incêndio, não deve ser superior em relação à prática corrente, como resultado da aplicação do método.

- O fogo deve ser mantido no interior do compartimento de origem e a aplicação do método de cálculo não deve conduzir ao colapso da compartimentação do edifício.

O método de cálculo deverá ser aplicado a lajes de pavimento mistas de aço e betão apoiadas em pilares mistos ou não-mistos. A estrutura deve ser contraventada (sem deslocamentos laterais), as ligações devem ser rotuladas e a laje do pavimento de betão deve ser construída utilizando uma chapa metálica perfilada, que não exceda os 80 mm de espessura e apoiada em cima do banzo superior do perfil metálico. As vigas metálicas devem ser dimensionadas para atuarem em conjunto com a laje de pavimento de acordo com as recomendações da EN 1994-1-1. As lajes com a superfície inferior do betão exposta, incluindo as lajes de betão pré-fabricadas, são excluídas do âmbito da aplicação.

Com o objetivo de aplicar o método de cálculo simplificado descrito no Capítulo 5 para um cenário de dimensionamento, a laje de pavimento considerada deve ser dividida em “zonas de dimensionamento da laje”. Estas zonas de dimensionamento são delimitadas no seu perímetro por vigas, normalmente protegidas com proteção passiva contra incêndio, que satisfazem os requisitos de resistência ao fogo especificados para as lajes de pavimento. Cada zona de dimensionamento da laje pode incluir um determinado número de vigas secundárias internas sem proteção contra incêndio que terão uma resistência ao fogo bastante menor. A consideração de vigas protegidas no perímetro da laje de pavimento destina-se a obter um comportamento da laje de acordo com o pressuposto de que o perímetro da zona de dimensionamento da laje está simplesmente apoiado.

Para períodos de resistência ao fogo iguais ou superiores a 60 minutos, o perímetro das zonas de dimensionamento da laje deve corresponder às linhas da malha dos pilares, e as vigas periféricas devem ser ligadas aos pilares em cada extremidade.

A laje mista pode ser dimensionada de acordo com a EN 1994-1-1 e deve também garantir a espessura mínima de isolamento recomendada pela EN 1994-1-2 em situação de incêndio. A armadura da laje mista obtém-se usando uma rede metálica. No entanto, a armadura nas nervuras da laje não é considerada no método de cálculo. A inclusão desta armadura nas nervuras tanto pode ter um efeito negativo como positivo no desempenho da laje em situação de incêndio, tal como a rotura à compressão no betão que pode ocorrer se a laje estiver demasiado reforçada.

6.3.1 Cálculo da capacidade de suporte de carga da laje

O cálculo do momento plástico resistente na linha de rotura da laje mista e da sua majoração associada à grande deformação da laje, ou seja, ao efeito de membrana, é descrito com detalhe no Capítulo 5.

6.3.2 Cálculo da capacidade de suporte de carga das vigas sem proteção

Em condições de incêndio, as vigas sem proteção, dentro de cada zona de dimensionamento da laje, irão ter uma resistência à tração adicional através da ação catenária.

A temperatura da secção transversal de vigas não protegidas é calculada através do método que consta no ponto 4.3.4.2.2 da EN 1994-1-2. Assume-se que o banzo inferior, a alma e o banzo superior do perfil metálico possuem, cada um, uma temperatura uniforme para o cálculo do momento resistente.

O cálculo do momento plástico resistente das vigas a elevadas temperaturas segue os princípios do ponto 4.3 da EN 1994-1-2 tendo em conta o grau da ligação ao corte entre o perfil metálico e o betão. Assume-se que a temperatura da laje corresponde a 40% da temperatura do banzo superior.

Para os perfis de alma cheia, é tido em conta o perfil metálico completo. Para as vigas alveoladas, os ensaios realizados em Ulster (ver Secção 7.4) mostraram que, depois da pós-encurvadura da alma da viga alveolada, não é relevante ter em conta a resistência plástica da viga completa. Desta forma, depois da pós-encurvadura da alma da viga alveolada, é tida em conta apenas a resistência do T superior da secção transversal, o que está do lado da segurança.



Figura 6.3 Secção metálica antes e depois da Pós-Encurvadura da Alma

Com o objetivo de implementar o método analítico e de garantir a transição entre o perfil da viga alveolada antes e depois da pós-encurvadura da alma, foi desenvolvida uma nova lei para o material do T inferior de aço como se apresenta na Figura 6.4.

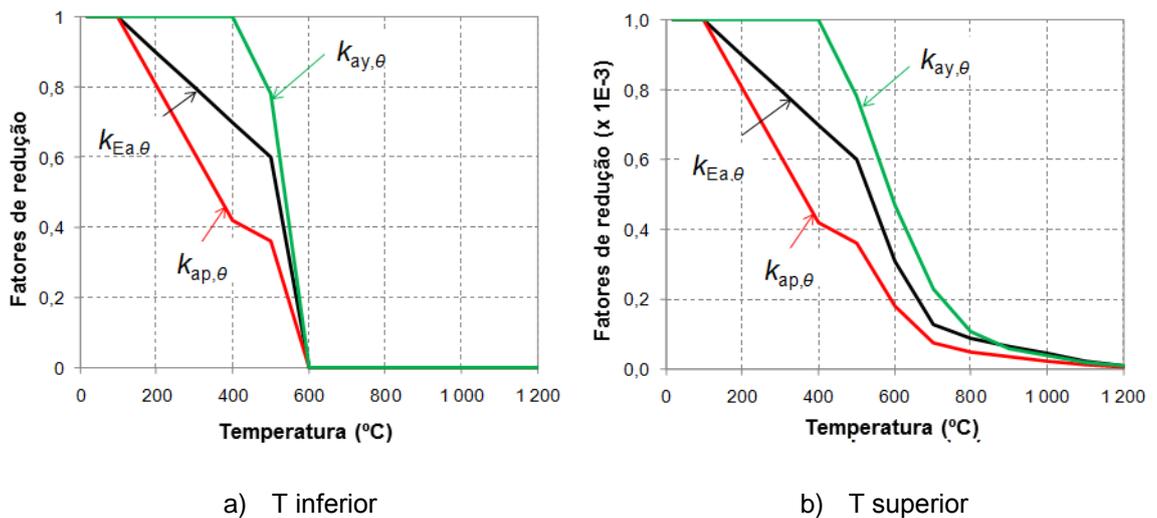


Figura 6.4 Fatores de redução do aço estrutural da viga alveolada

6.4 Dimensionamento ao fogo das vigas periféricas

As vigas periféricas correspondentes a cada zona de dimensionamento da laje devem ser dimensionadas para garantir o tempo de resistência ao fogo requerido para a laje de pavimento, o que irá garantir que o padrão de linhas de rotura e o acréscimo de resistência devido às ações de membrana de tração ocorre realmente na prática. O momento resistente requerido para as vigas de bordo é calculado considerando padrões alternativos de linhas de rotura que permitam que a laje flita ao longo de um eixo de simetria sem desenvolver ações de membrana de tração, como se mostra na Figura 6.5 e Figura 6.6.

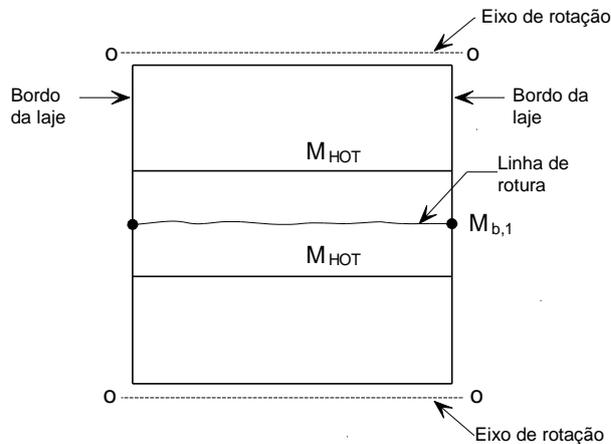


Figura 6.5 Padrão alternativo de linhas de rotura envolvendo a formação de rótulas plásticas nas vigas periféricas

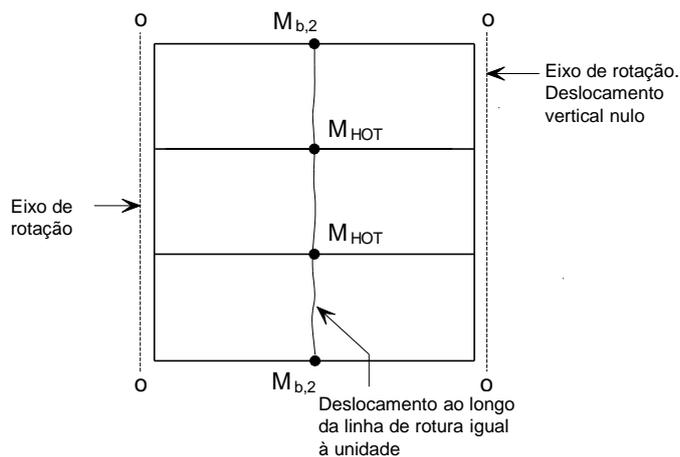


Figura 6.6 Padrão alternativo de linhas de rotura envolvendo a formação de rótulas plásticas nas periféricas

Tendo calculado o momento resistente das vigas periféricas de forma a garantir que estas proporcionem apoio suficiente à laje, permitindo o desenvolvimento das ações de membrana de tração responsáveis pelo aumento da capacidade resistente da laje, pode calcular-se uma temperatura crítica para as vigas, dimensionando-se, caso necessário, proteção passiva contra incêndio de forma a garantir que esta temperatura crítica não é excedida durante o tempo de resistência ao fogo requerido.

O método de cálculo descrito no Capítulo 5 considera que se formará na laje, no estado limite último, uma envolvente de padrões de linhas de rotura. Para que isto suceda, as vigas periféricas da zona de dimensionamento da laje devem ter uma resistência à flexão suficiente para evitar que ocorra um mecanismo na viga e na laje para um nível de carga inferior.

Para uma zona típica de dimensionamento da laje, como se mostra na Figura 6.7, considerou-se o padrão de duas linhas de rotura que incluem a formação de uma rótula plástica nas vigas periféricas. As linhas de rotura podem ocorrer ao longo do centro da laje, quer paralelamente às vigas secundárias não protegidas na direção do Vão 1 com rótulas plásticas que se formam nas vigas periféricas nos Lados B e D, quer perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas na direção do Vão 2 com rótulas plásticas que se formam nas vigas periféricas no Lado A e C e nas vigas secundárias não protegidas.

Utilizando este padrão de linhas de rotura e igualando o trabalho interno e externo do mecanismo, pode ser determinado o momento resistente das vigas periféricas requerido para alcançar uma capacidade de suporte de carga igual para a laje de pavimento. De seguida apresenta-se a dedução das equações de dimensionamento apropriadas.

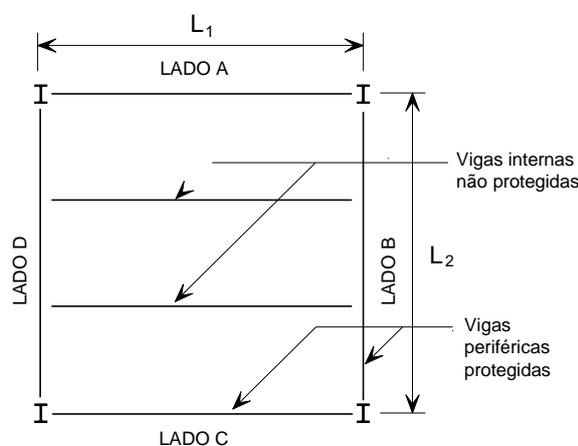


Figura 6.7 Zonas típicas de dimensionamento da laje

6.4.1 Vigas secundárias não protegidas com vigas de bordo em ambos os lados

6.4.1.1 Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas

Este caso considera o momento resistente requerido das vigas periféricas dos Lados B e D da zona de dimensionamento da laje. Estas vigas são também consideradas como vigas de bordo da laje. Assume-se a formação de uma única linha de rotura no centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 1, conforme ilustrado na Figura 6.8. Segundo os pressupostos do método de cálculo, assume-se que o perímetro da zona de dimensionamento da laje é simplesmente apoiado.

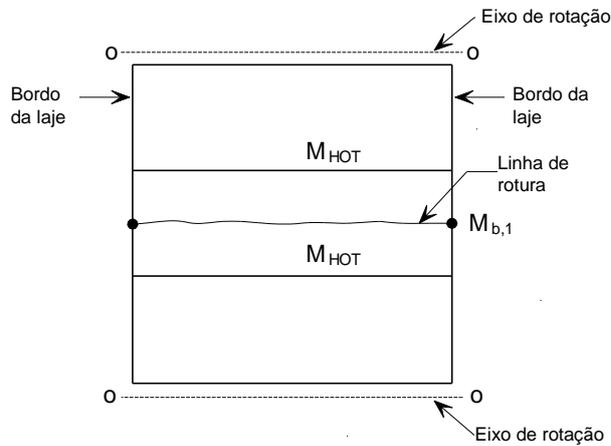


Figura 6.8 Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas

Considerando um deslocamento unitário vertical ao longo da linha de rotura, a rotação da linha de rotura pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado por:

$$\text{Trabalho interno} = (ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

onde

$L_{1,\text{eff}}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos.

M é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura

Para uma carga uniforme na laje, p , o trabalho externo realizado devido ao deslocamento unitário é dado por:

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Igualando o trabalho interno e externo tem-se:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Se a carga na laje corresponde à capacidade de suporte de carga determinada de acordo com o Capítulo 5, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas no Lado B e D é dado por:

$$M_{b,1} = \frac{p L_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

onde

p é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

6.4.1.2 Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas

Este caso considera o momento resistente requerido das vigas periféricas nos Lados A e C das zonas de dimensionamento da laje. É assumida uma única linha de rotura formada ao longo do centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 2, conforme ilustrado na Figura 6.9. Segundo os pressupostos do método de cálculo, assume-se que o perímetro da zona de dimensionamento da laje é simplesmente apoiado.

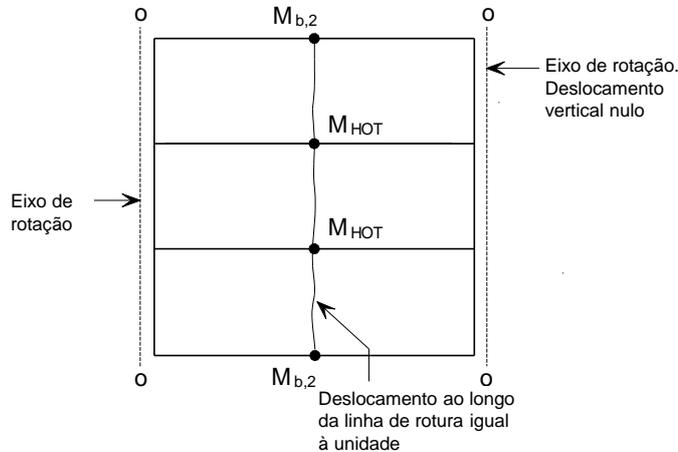


Figura 6.9 Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas

Considerando um deslocamento vertical unitário ao longo da linha de rotura, a rotação da linha de rotura pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado por:

$$\begin{aligned} \text{Trabalho interno} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

onde

$L_{2,\text{eff}}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos;

M é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura.

O trabalho externo realizado devido ao deslocamento é dado por:

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} pL_1L_2$$

Igualando o trabalho interno e externo tem-se:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Se a carga na laje é a capacidade de suporte de carga determinada de acordo com o Capítulo 5, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas no Lado A e C é dado por:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{16}$$

onde

p é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

6.4.2 Vigas secundárias não protegidas com uma viga de bordo num lado

6.4.2.1 Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas

Este caso considera o momento resistente das vigas periféricas nos Lados B e D da zona de dimensionamento da laje. Neste caso, a viga do Lado B é uma viga periférica interna. Uma vez que o software de cálculo apenas considera um painel de laje isolado, o cálculo da resistência para uma viga periférica interna deve considerar que a zona de dimensionamento da laje é adjacente a uma área idêntica da laje a seu lado onde as vigas internas foram especificadas. Assume-se uma única linha de rotura no centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 1, conforme ilustrado na Figura 6.10

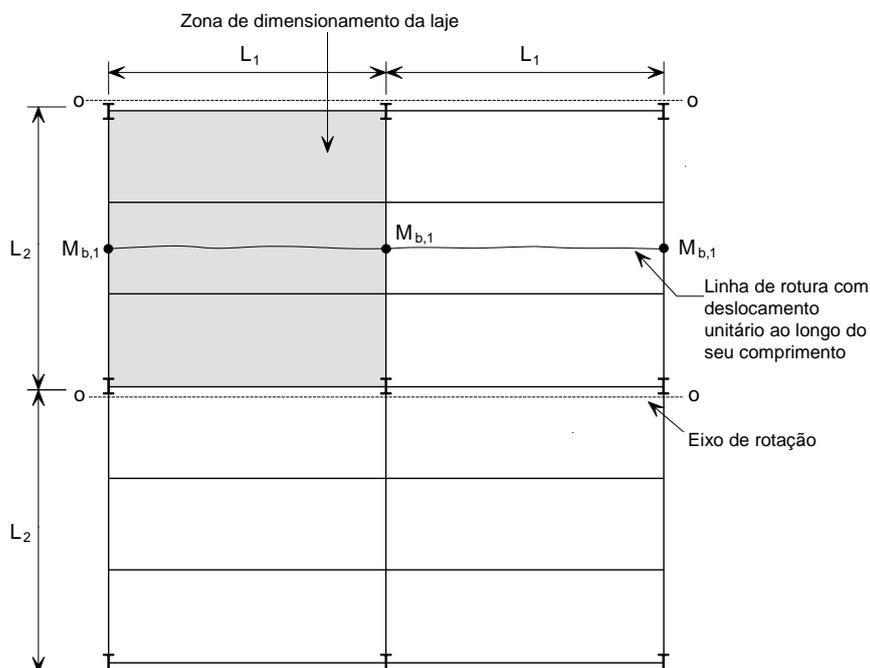


Figura 6.10 Linha de rotura paralela às vigas não protegidas

Considerando um deslocamento unitário ao longo da linha de rotura, a rotação da linha de rotura pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Rotação da Linha de Rotura} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado por:

$$\text{Trabalho interno} = (2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

O trabalho externo realizado devido ao deslocamento é dado por:

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Igualando o trabalho interno e externo tem-se:

$$pL_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Se a carga na laje é a capacidade de suporte de carga determinada de acordo com o Capítulo 5, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas no Lado B e D é dado por:

$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

onde

$L_{1,\text{eff}}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos;

M é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura;

p é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

6.4.2.2 Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas

Considera-se uma única linha de rotura que se forma no centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 2, conforme ilustrado na Figura 6.11.

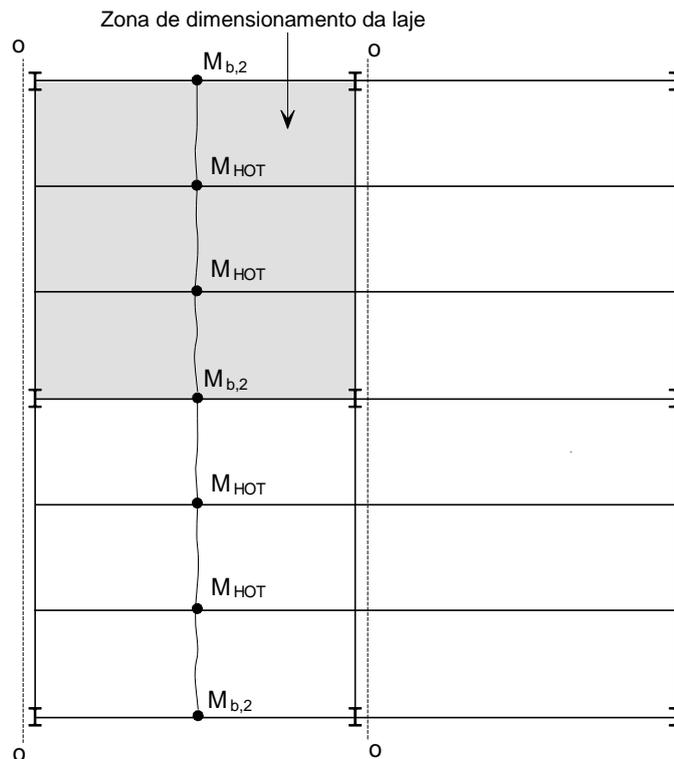


Figura 6.11 Linha de rotura perpendicular às condições de fronteira das vigas não protegidas no Lado A

Considerando um deslocamento unitário ao longo da linha de rotura, a rotação da linha de rotura pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado por:

$$\begin{aligned} \text{Trabalho Interno} &= (2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

O trabalho externo realizado devido ao deslocamento é dado por:

$$\text{Trabalho Externo} = \frac{1}{2} p L_1 2L_2$$

Igualando o trabalho interno e externo tem-se:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Se a carga na laje é a capacidade de suporte de carga determinada de acordo com o Capítulo 5, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas no Lado A e C é dado por:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{12}$$

onde

$L_{2,eff}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos;

M é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura;

p é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

6.4.3 Zonas do pavimento sem vigas de bordo

Para as zonas onde nenhuma das vigas periféricas é uma viga de bordo, ou seja todas as vigas periféricas são internas, usam-se, conservativamente, os valores determinados pelas equações na Secção 6.4.2.

6.4.4 Dimensionamento das vigas de bordo

É comum dimensionar as vigas de bordo das lajes de pavimento como não mistas. Isto porque os custos do cumprimento dos requisitos para a armadura transversal de corte são maiores que os custos de instalação de uma viga não mista um pouco mais pesada. No entanto, para o dimensionamento ao fogo, é importante que a laje do pavimento esteja devidamente conectada às vigas de bordo, uma vez que estas vigas irão estar no bordo das zonas de dimensionamento da laje. Para este fim, se as vigas de bordo estão dimensionadas como não mistas, estas devem ter conetores espaçados de 300 mm e devem utilizar-se varões em forma de U para amarrar a viga de bordo à laje mista.

6.5 Análise Térmica

O programa de cálculo MACS+ utiliza um modelo bidimensional de transferência de calor baseado no método das diferenças finitas para prever a distribuição da temperatura no interior da laje mista. Este método tem vindo a ser utilizado há muitos anos pelo SCI para prever a distribuição de temperatura no aço e nas secções transversais mistas de betão armado e tem-se revelado razoavelmente capaz de prever o comportamento de secções nos ensaios de resistência ao fogo.

O objeto a ser analisado deve definir uma grelha de células retangulares. O método pode também analisar os lados inclinados de lajes mistas trapezoidais ou reentrantes, utilizando os fatores de vista indicados de seguida.

As propriedades térmicas do aço e do betão utilizadas pelo programa MACS+ são baseadas nos valores indicados na EN1994-1-2.

As ações térmicas são calculadas com base no fluxo de calor, \dot{h}_{net} para a superfície exposta do elemento. Este fluxo de calor é determinado considerando a transmissão de calor por convecção e radiação.

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad (6.4)$$

A componente de convecção do fluxo de calor é determinada por:

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (6.5)$$

Onde

α_c é o coeficiente de transmissão de calor por convecção

θ_g é a temperatura dos gases no compartimento de incêndio

θ_m é a temperatura da superfície do elemento

Quando se efetua uma análise térmica para um elemento exposto à curva de temperatura-tempo padrão, o coeficiente de transmissão de calor por convecção na superfície exposta é tido como $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Para modelos de incêndio naturais, o coeficiente de transmissão de calor por convecção aumenta para $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Na superfície não exposta da laje, o fluxo de calor baseia-se na transferência de calor por convecção, mas o coeficiente de transmissão de calor por convecção é $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$, para permitir os efeitos da transmissão de calor por radiação que não são considerados explicitamente no modelo.

A componente de radiação do fluxo de calor é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (6.6)$$

Onde

Φ fator de configuração

ε_m é a emissividade da superfície do elemento

ε_f é a emissividade das chamas

σ é a constante de Stephan Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)

θ_r é a temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio

θ_m é a temperatura da superfície do elemento

A emissividade das chamas é geralmente tomada como $\varepsilon_f = 1.0$ de acordo com as recomendações presentes na EN 1994-1-2. A emissividade da superfície do elemento deve ser determinada segundo a Tabela 6.4.

6.5.1 Fatores de vista

Os seguintes fatores de vista são aplicados às chapas metálicas perfiladas para modificar o fluxo de calor incidente em cada superfície. Os locais onde estes fatores são aplicados encontram-se ilustrados na Figura 6.12 para chapas perfiladas metálicas trapezoidais e na Figura 6.13 para chapas perfiladas metálicas reentrantes.

Perfis trapezoidais

Assume-se o fator de vista do banzo inferior do perfil trapezoidal igual a 1.0. Para o banzo superior o fator de vista, Φ_{TOP} , calcula-se da seguinte forma.

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left(\frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

Da mesma forma para a alma inclinada do perfil trapezoidal, o fator de vista, Φ_{SIDE} , calcula-se da seguinte forma:

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0.5 \frac{L}{x + y}$$

Chapa reentrante

Assume-se o fator de vista do banzo inferior da chapa reentrante igual a 1.0. Para a superfície de encaixe reentrante calcula-se da seguinte forma,

$$\Phi_{\text{INT}} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$

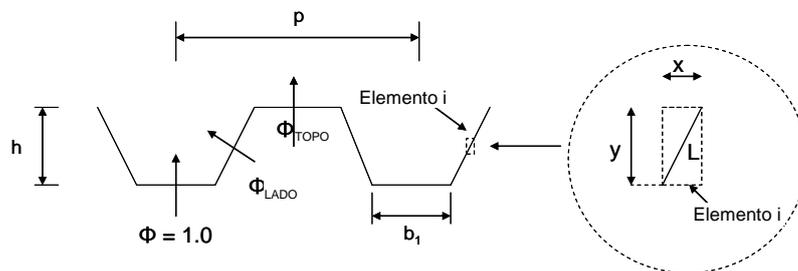


Figura 6.12 Fatores de vista para perfis trapezoidais

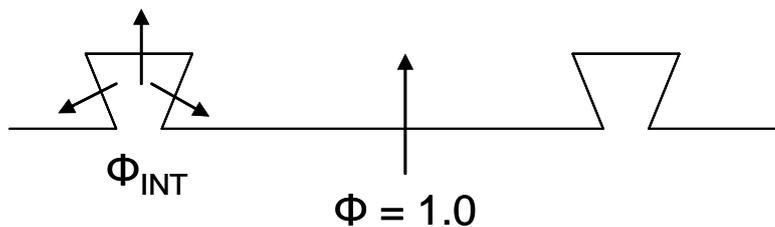


Figura 6.13 Fatores de vista para chapas reentrantes

6.5.2 Propriedades dos materiais

As seguintes propriedades dos materiais são aplicadas ao aço e ao betão. Estes valores são baseados nas recomendações propostas pela EN 1994-1-2. A Tabela 6.4 mostra os valores da emissividade da superfície, da massa volúmica e do teor de água usado para o aço, betão normal e betão leve.

Tabela 6.4 Propriedades dos materiais para o aço e betão

	Aço	Betão Normal	Betão Leve
Emissividade, ε_m	0.7	0.7	0.7
Massa volúmica, ρ [kg/m ³]	7850	2300	1850
% Teor de água	0	4	4

O calor específico, C_a , para todo o aço estrutural e de reforço é dado pela seguinte fórmula em função da temperatura:

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.0000022\theta^3 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Os valores seguintes do calor específico, C_c , em função da temperatura, são usados para betão seco de massa volúmica normal, com agregados siliciosos ou calcários.

$$C_c = 900 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1100 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Para o betão leve pode considerar-se que o calor específico é independente da temperatura, conforme recomendado pela EN 1994-1-2:

$$C_c = 840 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{para qualquer temperatura}$$

A condutibilidade térmica do aço é definida aplicando a seguinte relação em função da temperatura:

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{mas não inferior a } 27.3 \quad (\text{W/mK})$$

Para betão de massa volúmica normal aplicou-se o limite superior da condutibilidade térmica conforme definido na EN 1994-1-2:

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad (\text{W/mK})$$

A condutibilidade térmica do betão leve é definida aplicando a seguinte relação em função da temperatura:

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{mas não inferior a } 0.5 \quad (\text{W/mK})$$

6.5.3 Transferência interna de calor por condução

A análise térmica calcula a transferência de calor entre uma célula e as quatro células adjacentes (acima, em baixo e nos lados), como se pode ver na Figura 6.14. Não se encontram envolvidas outras células.

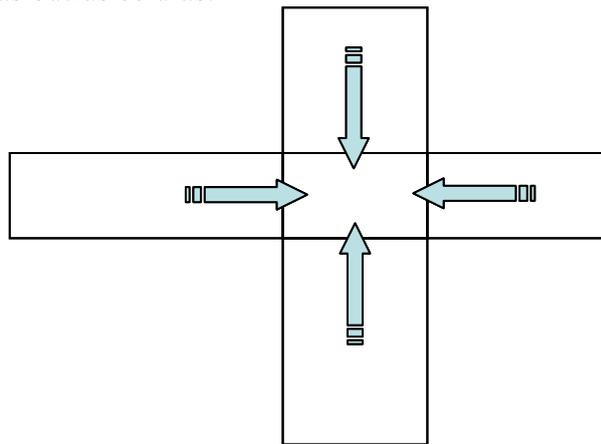


Figura 6.14 Princípios da transferência de calor

O calor transferido por unidade de tempo depende do tamanho das células, da temperatura de cada célula e da condutibilidade térmica. Cada par de células é considerado em separado e a transferência de calor efetiva para dentro ou fora da célula é calculada. O modelo dos princípios da condução encontra-se ilustrado na Figura 6.15.

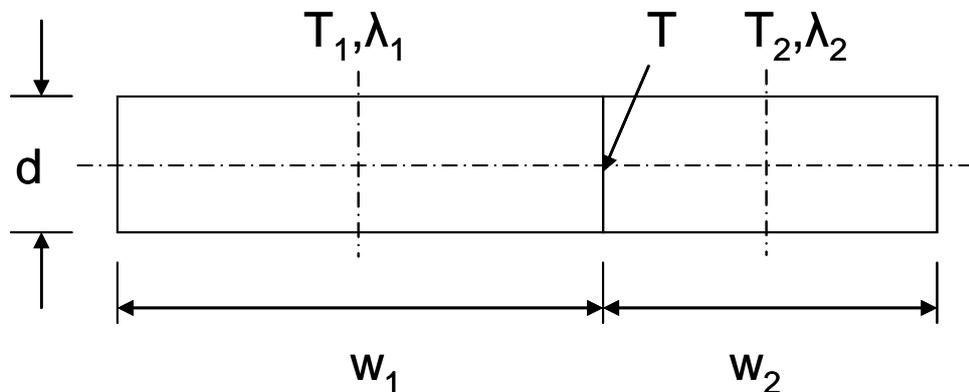


Figura 6.15 Modelo básico de condução de calor

É definida a temperatura de cada célula no seu centro (T_1 , T_2). A temperatura da interface entre as células é T . A transferência de calor da Célula 1 para a interface é a

mesma que a transferência de calor da interface para a Célula 2. As condutibilidades térmicas de cada célula são λ_1 e λ_2 .

A transferência de calor por unidade de tempo do centro da Célula 1 para a interface é:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

Este valor é igual à transferência de calor por unidade de tempo da interface até ao centro da Célula 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

Eliminando a temperatura da interface, T:

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)} \text{ por unidade de tempo}$$

Esta equação é usada para calcular a transferência de calor entre todas as células. Por cada célula, o valor:

$$\frac{w}{2D}$$

é pré-calculado. O valor da condutibilidade térmica varia, muitas vezes, com a temperatura e é calculado em intervalos pré-definidos (normalmente 30 segundos) para acelerar o cálculo.

6.5.4 Temperaturas de cálculo de vigas metálicas não protegidas

A temperatura de dimensionamento de vigas metálicas não protegidas é calculada com base no método simplificado presente no ponto 4.3.4.2.2. da EN 1994-1-2. O aumento da temperatura do aço durante um intervalo de tempo pequeno é calculado utilizando a seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left(\frac{1}{c_a \rho_a}\right) \left(\frac{A_i}{V_i}\right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

Onde

k_{shadow} é o fator de correção do efeito de sombra

ρ_a é a massa volúmica do aço

Δt é o intervalo de tempo

A_i/V_i é o fator de massividade da parte i da secção transversal

O programa MACS+ calcula a temperatura do aço para o banzo inferior da secção para intervalos de tempo de 2.5 segundos. O fator de correção do efeito de sombra é considerado igual a 1.0.

O fator de massividade para o banzo inferior é expresso em função da espessura do banzo, e_1 , como se mostra de seguida:

$$A_i / V_i = \frac{2}{e_1} \quad [\text{m}^{-1}]$$

As propriedades dos materiais encontram-se na Secção 6.5.2.

O fluxo térmico é calculado conforme a Equação 6.4, com os componentes de convecção e radiação calculados conforme a Equação 6.5 e 6.6, respetivamente. Quando calculado o fluxo térmico por radiação, aplicando a Equação 6.6, o fator de vista pode ser adotado igual a 1.0.

7 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO À ESCALA REAL DE UM SISTEMA DE PAVIMENTO MISTO

7.1 Campo de aplicação

Conforme descrito no Capítulo 5, o método de cálculo simplificado foi desenvolvido, principalmente, com base em ensaios de incêndio natural à escala real em que os pavimentos foram submetidos a incêndios de compartimento completamente desenvolvidos. No conceito de dimensionamento pode também ser aplicado o princípio da verificação da resistência ao fogo usando a curva de temperatura-tempo padrão. No entanto, diversas questões exigem uma investigação mais aprofundada, como a influência de:

- incêndios de longa duração (até 120 minutos)
- diferentes pormenores construtivos
- o efeito de valores elevados das ações de dimensionamento

Estas considerações resultaram de um ensaio ao fogo em forno realizado como parte do projeto FRACOF. Este último pretendeu fornecer evidências experimentais sobre o comportamento de pavimentos mistos de aço e betão expostos à curva de temperatura-tempo padrão e ampliar a aplicação do conceito de dimensionamento baseado na ação de membrana. Além disso, de modo a investigar a resistência ao fogo das ligações entre a laje de betão e os elementos metálicos das zonas periféricas do pavimento misto, sujeito a grande deformação sob a ação de membrana, foi realizado outro ensaio ao fogo em forno, no âmbito do projeto COSSFIRE. Os ensaios foram realizados em dois modelos diferentes de pavimento misto de aço e betão, à escala real, de acordo com a EN 1365-2. O comportamento ao fogo observado nesses sistemas de pavimento durante os ensaios foi extremamente satisfatório e revelou uma sólida robustez deste tipo de sistema em situação de incêndio.

7.2 Ensaio FRACOF

7.2.1 Modelo de ensaio

A disposição do modelo de ensaio está representada na Figura 7.1. O pavimento misto de aço e betão era composto por quatro vigas secundárias, duas vigas principais, quatro pilares pequenos e uma laje com 155 mm de espessura.

O modelo de ensaio foi dimensionado para atingir 120 minutos de resistência ao fogo. As vigas ligadas aos pilares foram dotadas de proteção contra incêndio e as vigas secundárias no centro da laje foram deixadas sem proteção. A capacidade de carga do modelo de ensaio foi calculada de acordo com o método de cálculo simplificado, tratando o modelo de ensaio como uma zona de dimensionamento da laje, ver Capítulo 6. Este projeto demonstrou que a localização da rede de armadura, com uma área de 256 mm²/m nas duas direções, 50 mm abaixo da superfície superior da laje, proporcionaria uma capacidade de suporte de carga suficiente. O método de cálculo simplificado previu que o modelo de ensaio teria uma capacidade de carga de

7.58 kN/m², após 120 minutos de exposição à curva padrão de temperatura-tempo. A espessura da laje foi escolhida com o fim de satisfazer os requisitos de isolamento térmico para 120 minutos de resistência ao fogo de acordo com as informações fornecidas na EN 1994-1-2⁽²⁹⁾.

As vigas metálicas foram ligadas à laje de betão através de conectores de cabeça. As ligações viga-pilar foram realizadas usando chapas de extremidade flexíveis (nos banzos do pilar) e cantoneiras duplas de ligação (na alma do pilar). As ligações viga-viga foram fabricadas a partir de cantoneiras duplas de ligação (Figura 7.2). A laje mista de aço e betão foi construída com chapa de aço perfilada COFRAPLUS60 com perfil trapezoidal de 0.75 mm de espessura. Esta chapa metálica é normalmente usada no mercado Francês. Este pavimento tem um pequeno volume de betão nas nervuras e é, portanto, suscetível a aquecer mais rapidamente num incêndio do que outros pavimentos com geometria semelhante.

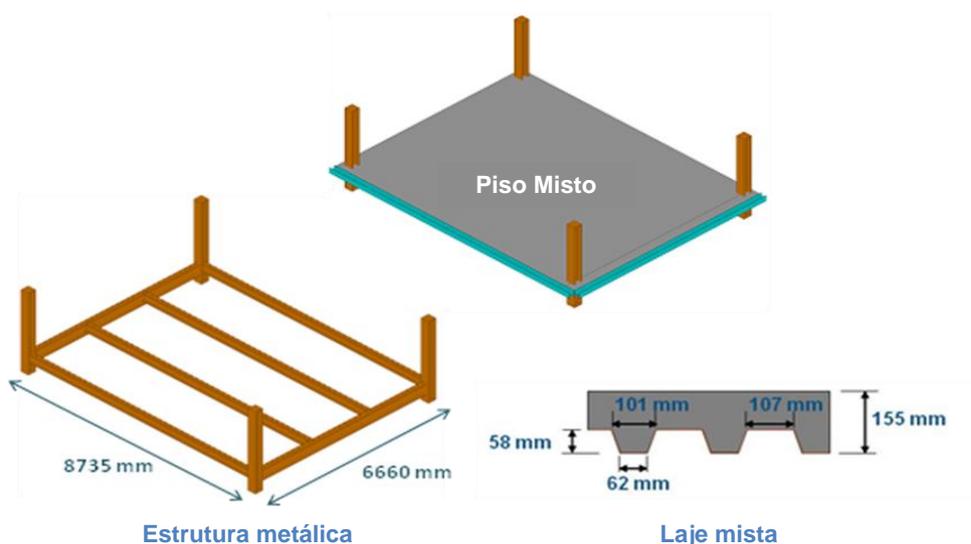


Figura 7.1 Configuração do ensaio ao fogo

As dimensões do modelo de ensaio foram:

- vão da viga secundária: 8.735 m
- vão da viga principal: 6.66 m
- vão da laje mista: 2.22 m
- comprimento de cada pilar metálico: 2.5 m, com 0.8 m abaixo da laje mista

Foram considerados os seguintes valores característicos das ações no dimensionamento dos elementos estruturais para este pavimento:

- Ação permanente: peso próprio da estrutura mais 1.25 kN/m² para elementos não estruturais
- Ação variável: 5.0 kN/m²

Para o dimensionamento à temperatura normal, foi considerada a seguinte combinação de ações de acordo com a EN 1990.

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Onde

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$ coeficiente parcial relativo à ação permanente j (considerado como 1.35)

$G_{k,j,\text{sup}}$ ação permanente j

$\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial relativo à ação variável principal (considerado como 1.5)

$Q_{k,1}$ ação variável principal.

Com base no carregamento acima mencionado, as secções transversais de todos os elementos metálicos e os conectores das vigas mistas foram verificados em conformidade com os requisitos da EN 1994-1-1⁽³⁶⁾ para o dimensionamento à temperatura normal de estruturas mistas. As ligações metálicas foram dimensionadas de acordo com os requisitos da EN 1993-1-8⁽³⁷⁾. Foram selecionadas as seguintes dimensões das secções para os principais elementos estruturais:

- vigas secundárias: IPE300 com aço do tipo S235
- vigas principais: IPE400 com aço do tipo S355
- pilares: HEB260 com aço do tipo S235

Para a laje foi usado betão de massa volúmica normal de Classe C30/37.



(a) Ligação viga-pilar por chapas de extremidade flexíveis e cantoneiras duplas de ligação



(b) Ligação viga-viga com cantoneiras duplas de ligação

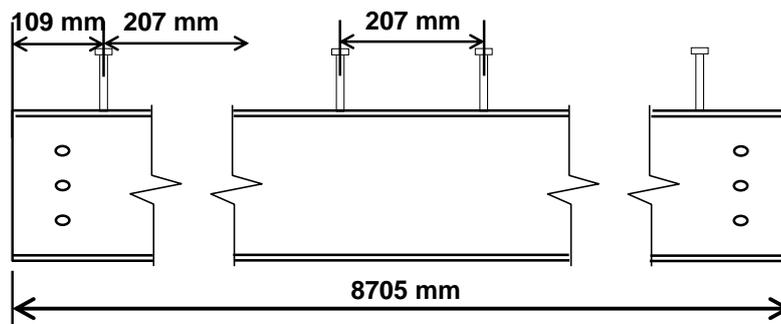
Figura 7.2 Ligações de elementos metálicos

As propriedades reais dos materiais aço e betão foram medidas à temperatura normal. Os valores nominais e medidos são apresentados na Tabela 7.1.

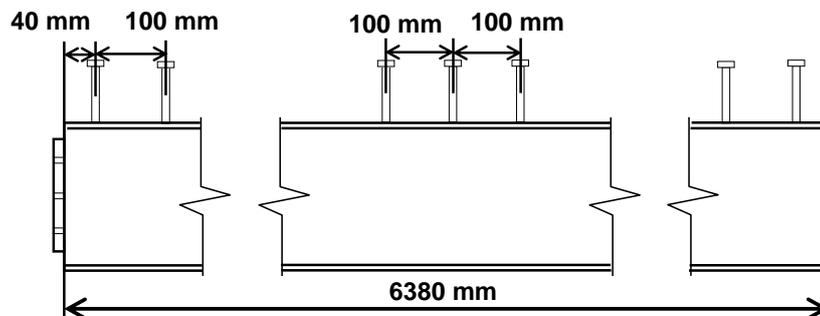
Tabela 7.1 Propriedades dos materiais dos elementos ensaiados

Tipo de material	Propriedades mecânicas dos elementos			
	Tensão de cedência (MPa)		Tensão última à tração (MPa)	Extensão máxima medida
Vigas Secundárias Classe S235	Nominal	Medido	Medido	31.6 %
	235	311	446	
Vigas Principais Classe S355	Nominal	Medido	Medido	29.9 %
	355	423	549	
Armadura Classe B500A	Nominal	Medido	631	15.5 %
	500	594		
Betão C30/37	Resistência à compressão (MPa)			
	Valor característico		Valor medido	
	30		36.7	

Os conectores eram pernos com diâmetro de 19 mm e altura de 125 mm. A sua distribuição está representada na Figura 7.3.



(a) Vigas Secundárias



(b) Viga Principal

Figura 7.3 Distribuição dos conectores nas vigas metálicas

A rede de armadura foi colocada a 50 mm da superfície superior da laje. A rede era formada por varões com 7 mm de diâmetro, com classe de aço S500, espaçados 150 mm em ambas as direções. Foram usados varões de armadura adicional com 10 mm de diâmetro na extremidade da ligação mista de aço e betão (ver Figura 7.4).

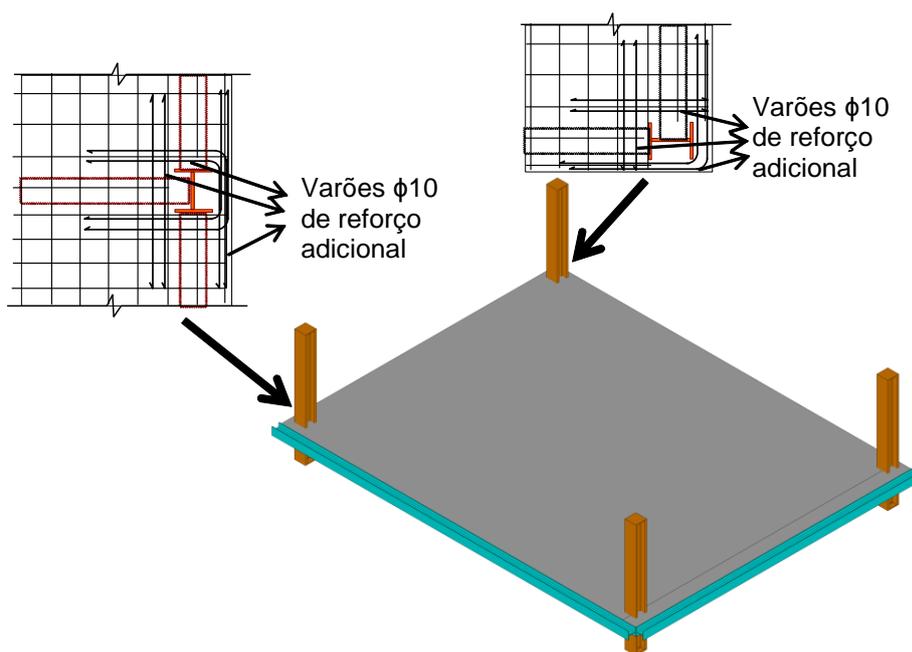


Figura 7.4 Configurações da ligação investigada no ensaio ao fogo

7.2.2 Metodologia de ensaio

Durante o ensaio ao fogo, a carga mecânica no pavimento foi aplicada com quinze sacos de areia uniformemente distribuídos sobre o pavimento (ver Figura 7.5). Cada saco de areia pesava exatamente 15.0 kN, equivalente a uma carga uniforme de 3.87 kN/m². Este valor é ligeiramente superior ao valor de cálculo de 3.75 kN/m² para a combinação de ações em situação de incêndio do Eurocódigo para edifícios de escritórios, utilizando o valor recomendado de 0.5 para o fator de combinação, ψ_1 .

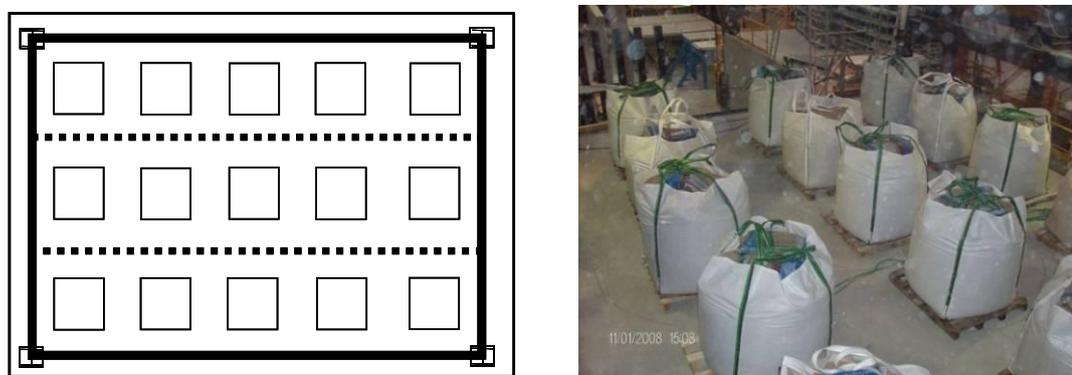


Figura 7.5 Carregamento do pavimento com sacos de areia

Em conformidade com o método de cálculo simplificado descrito no Capítulo 5 para este tipo de pavimento, as duas vigas secundárias e a laje mista não estavam protegidas. No entanto, todas as vigas periféricas da zona de dimensionamento da laje (todas as vigas ligadas diretamente aos pilares) e todos os pilares estavam protegidos ao fogo para garantir que estes mantivessem a sua estabilidade estrutural em situação de incêndio.

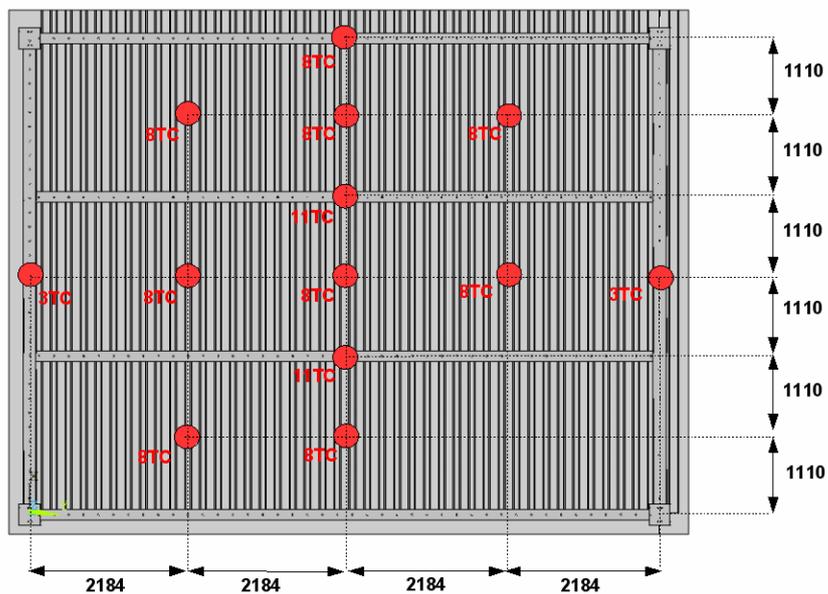


Figura 7.8 Localização e numeração dos termopares na laje mista

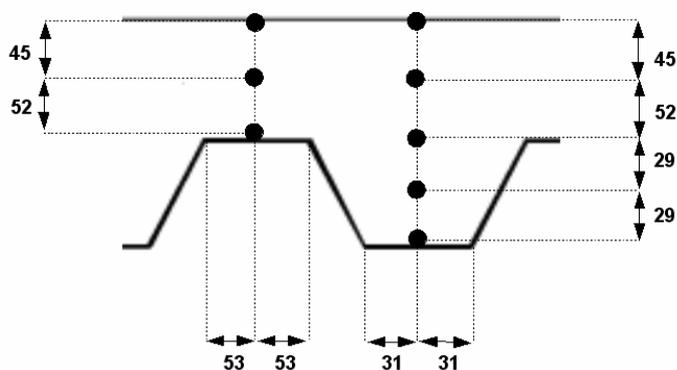


Figura 7.9 Secção transversal típica mostrando a localização dos termopares através da laje mista

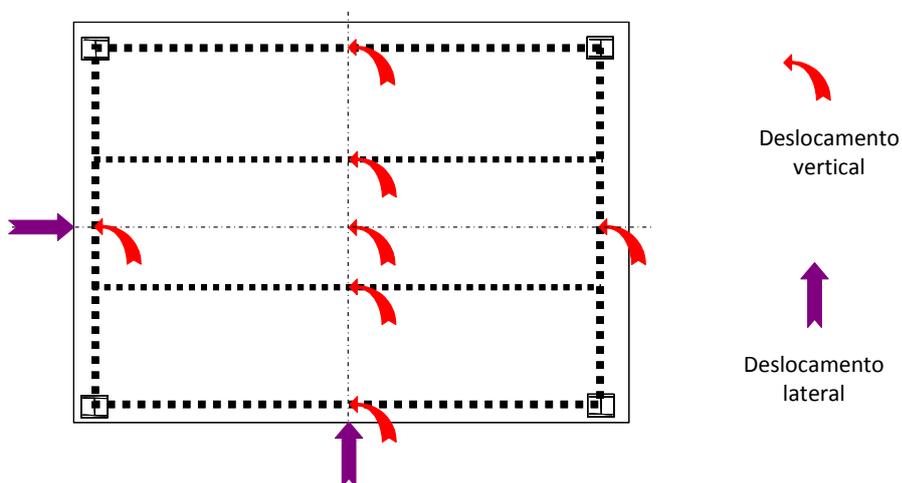


Figura 7.10 Localização dos transdutores de deslocamento

7.2.3 Resultados

O ensaio teve a duração de mais de 120 minutos e o incêndio foi interrompido após a rotura por estanquidade do pavimento. No entanto, a gravação do comportamento do modelo continuou até aos 900 minutos, permitindo que fosse monitorizado o comportamento do pavimento durante a fase de arrefecimento.

7.2.3.1 Variação da temperatura na estrutura

Durante o ensaio, a temperatura do forno foi controlada com placas de termopares, de acordo com as recomendações da norma EN 1363-1⁽³⁸⁾. Estas placas de termopares foram colocadas imediatamente abaixo do pavimento e as temperaturas registadas, a partir desses instrumentos, mostraram que a temperatura no forno foi controlada dentro das tolerâncias permitidas pela norma de ensaios ao fogo EN 1363-1 (ver Figura 7.11).

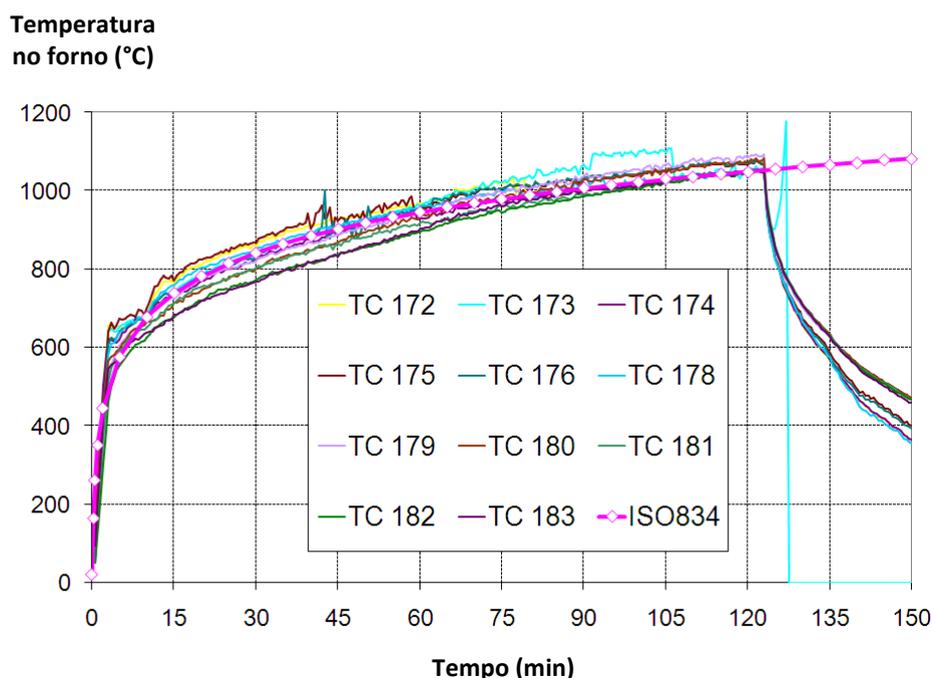


Figura 7.11 Temperatura no forno versus curva padrão temperatura-tempo

As medições da temperatura a meio vão das vigas mistas foram registadas no banzo inferior, na alma e no banzo superior de cada secção. É apresentado na Figura 7.12 e na Figura 7.13 o resumo das temperaturas registadas nas vigas. As vigas mistas não protegidas alcançaram uma temperatura máxima de 1040 °C. Em contraste, as vigas metálicas protegidas alcançaram uma temperatura máxima de 300 °C; esta temperatura é mais baixa do que a esperada na prática, devido à reduzida exposição desses membros, localizados nas zonas periféricas do forno.

Na Figura 7.14 é apresentado o resumo das temperaturas registadas na laje mista. As temperaturas dos pontos A e B não foram registadas porque os termopares fixos à chapa metálica falharam no início do ensaio, provavelmente devido ao destacamento entre a chapa metálica e o betão quando expostos ao fogo. O destacamento da chapa metálica foi observado ao longo de uma grande parte da superfície inferior da laje mista. A temperatura registada do lado não exposto da laje mista encontra-se na Figura 7.15. O aumento de temperatura na superfície não exposta ao fogo da laje mista após

120 minutos de incêndio foi ligeiramente superior a 100 °C, o que é inferior ao limite superior de 180 °C que define o critério de isolamento térmico.

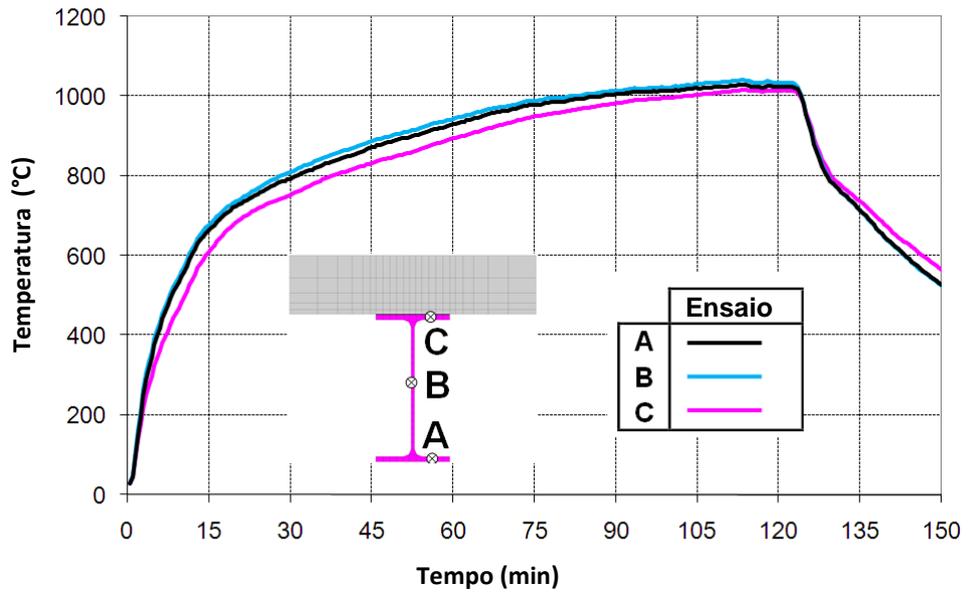


Figura 7.12 Aquecimento das vigas metálicas não protegidas

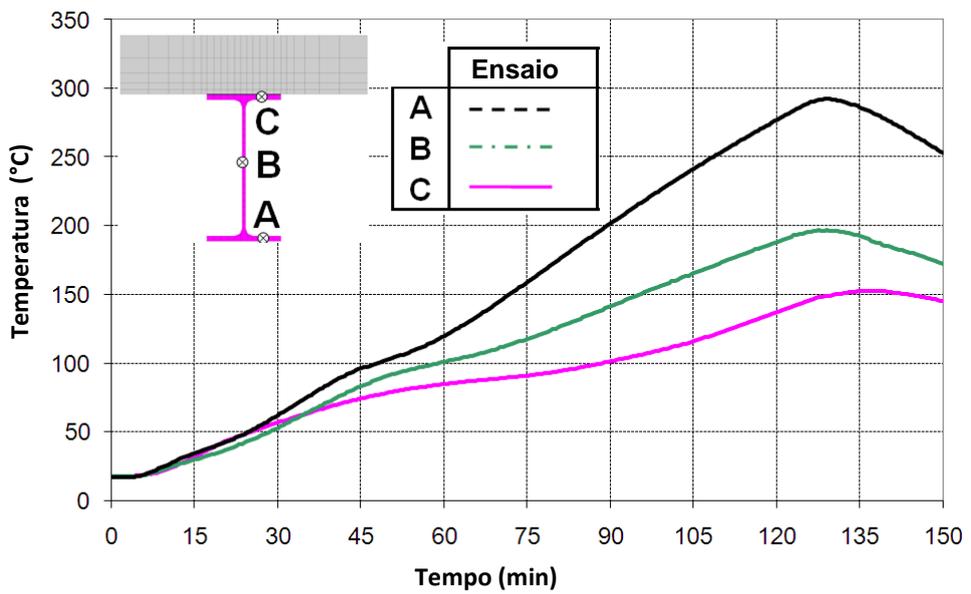


Figura 7.13 Aquecimento das vigas metálicas protegidas

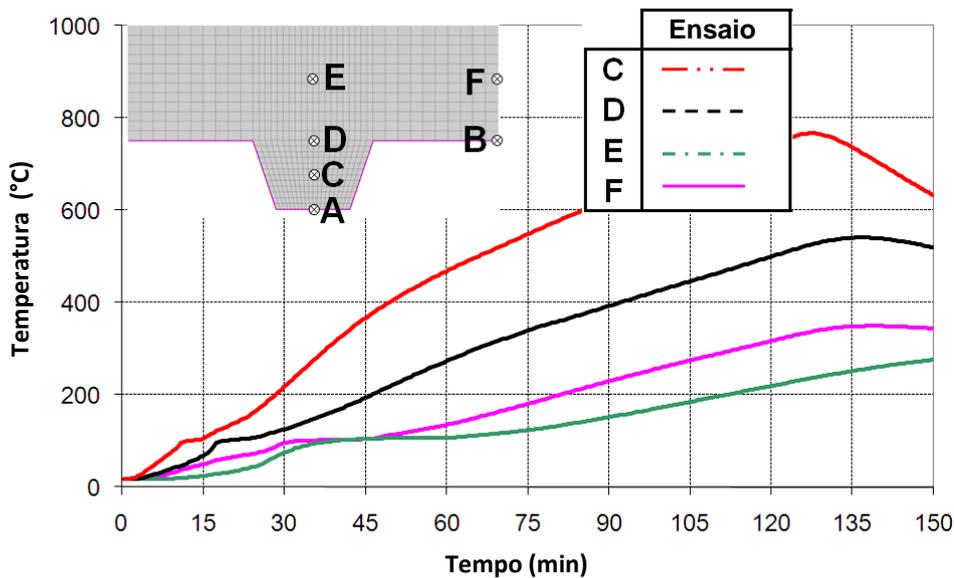


Figura 7.14 Aquecimento da laje mista

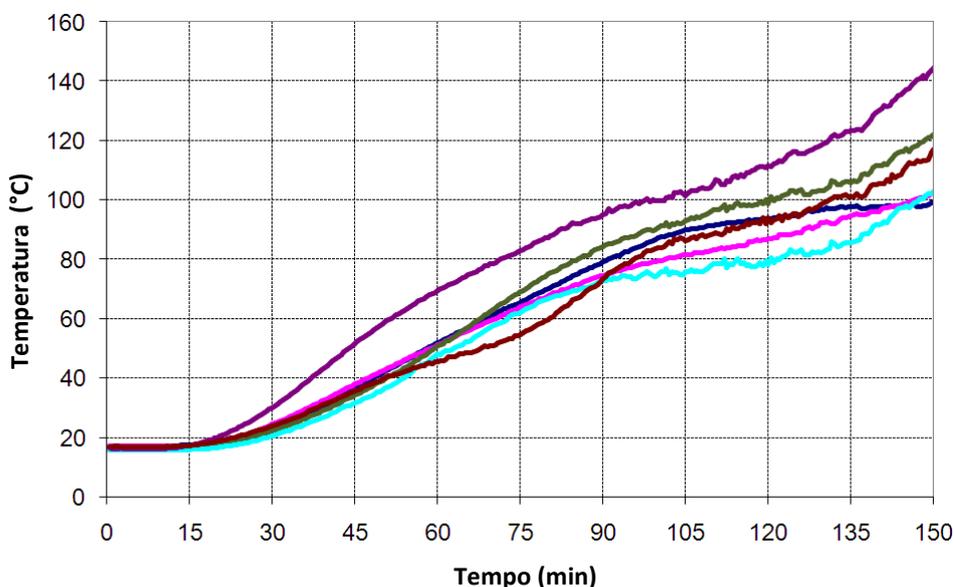


Figura 7.15 Temperaturas registradas na superfície não exposta da laje mista

7.2.3.2 Variação dos deslocamentos dos elementos estruturais

A Figura 7.16 mostra os deslocamentos verticais do pavimento durante todo o período do ensaio. A diminuição da deformação após cerca de 120 minutos corresponde ao momento em que os queimadores do forno foram desligados. Uma ilustração mais detalhada desses deslocamentos, principalmente durante a fase de aquecimento do ensaio, é apresentada na Figura 7.17. Pode-se observar que o deslocamento máximo do pavimento é cerca de 450 mm e os deslocamentos medidos em duas posições da viga secundária não protegida foram aproximadamente de 420 mm, menos do que 1/20 do seu vão. Durante a fase de arrefecimento, o deslocamento aumentou ligeiramente e

atingiu o valor máximo aproximadamente aos 135 minutos. Embora a temperatura do forno tenha caído de 1050 °C para apenas 600 °C (ver Figura 7.12), o calor ainda estava a ser conduzido através da espessura da laje mista e nesse momento alcançou-se a temperatura máxima na armadura (ver Figura 7.14).

As vigas dotadas de proteção ao fogo, localizadas no perímetro da amostra de ensaio, só atingiram uma temperatura de 300 °C. Como o aço a 300 °C tem a mesma tensão de cedência que à temperatura normal, o deslocamento dessas vigas é menor do que o esperado, com um deslocamento máximo de 100 mm medido a meio vão das vigas secundárias. Na prática, seria razoável assumir que a temperatura crítica para essas vigas estaria entre 500 °C e 600 °C, com uma flecha superior a vão/30.

Se for dada mais atenção à evolução da deformação do pavimento, pode-se descobrir que esta aumentou muito rapidamente durante os primeiros 20 minutos de incêndio e de seguida aumentou de forma constante. Estando esta deformação relacionada com o aquecimento das vigas não protegidas, pode também ser encontrada nessas vigas que foram aquecidas gradualmente até cerca de 700 °C. Obviamente a sua capacidade de carga à flexão com este nível de aquecimento não lhes iria permitir suportar a carga aplicada isoladamente. Em consequência, o efeito de membrana do pavimento foi progressivamente ativado para manter a estabilidade global do pavimento. Este efeito de membrana à tração foi também claramente ilustrado através da medição do deslocamento lateral na periferia do pavimento, como apresentado na Figura 7.18. Mais uma vez, pode-se verificar que, após 15 minutos de incêndio, a zona periférica do pavimento mudou-se para o interior devido ao efeito de membrana de tração. O aumento repentino desse deslocamento em torno dos 105 minutos pode ser explicado pela importante rotura da rede de armadura na zona central do pavimento (para mais detalhes, ver Secção 7.4.3).

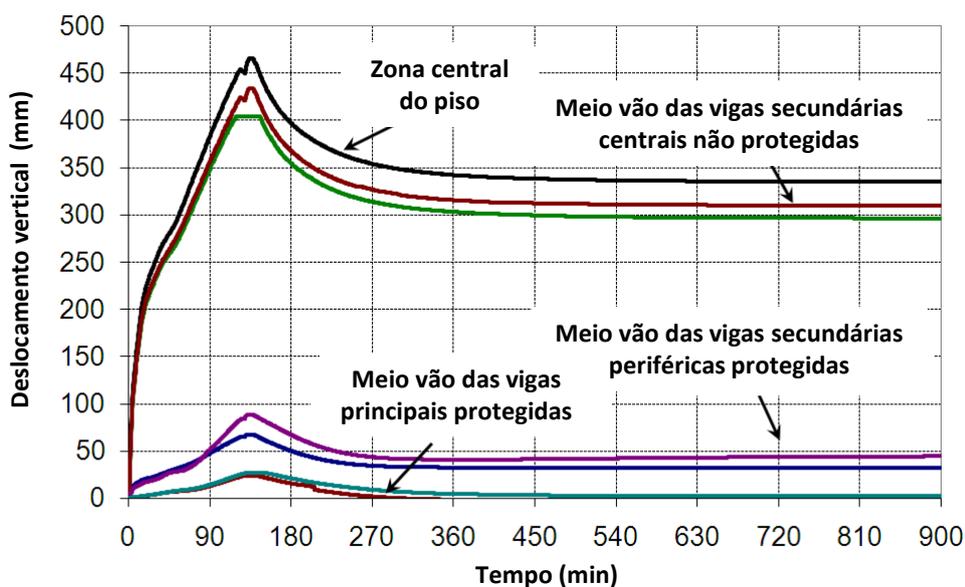


Figura 7.16 Registo da deformação do pavimento durante todo o período de ensaio

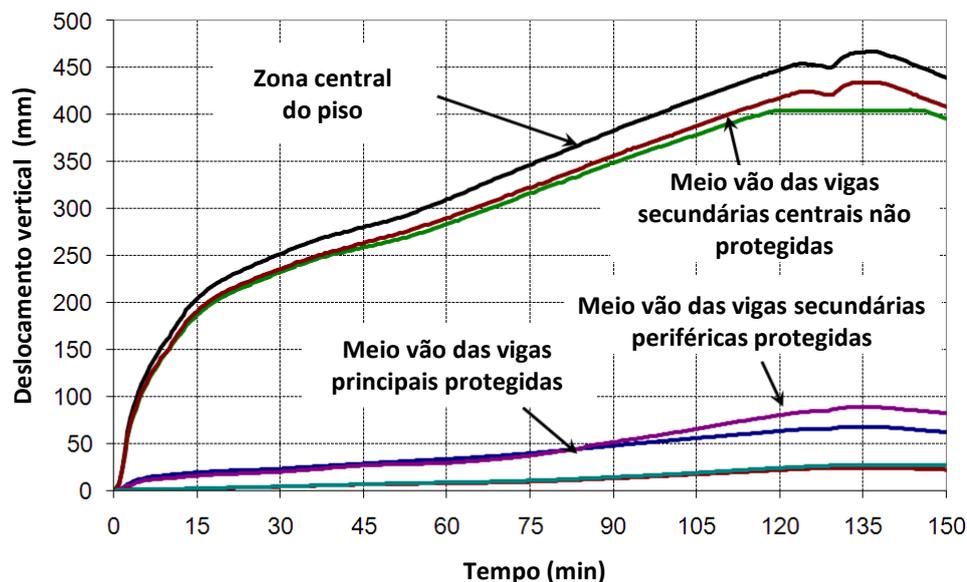


Figura 7.17 Registo da deformação do pavimento durante o período de aquecimento do ensaio

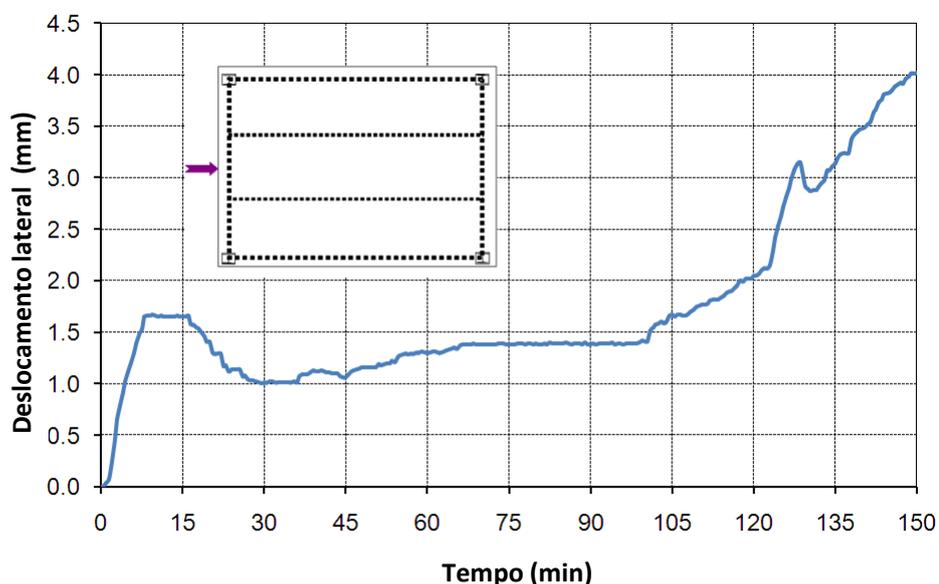


Figura 7.18 Deslocamento lateral da periferia do pavimento registado durante o período de aquecimento do ensaio

7.2.3.3 Comportamento da laje mista observado durante o ensaio

As principais observações relativas à fissuração da laje de betão foram:

- Pequenas fissuras que ocorreram no betão, particularmente em torno dos pilares metálicos e nas zonas periféricas contínuas da laje, numa fase inicial do ensaio ao fogo, como demonstrado na Figura 7.19(a).

- Houve algum alargamento dessas fissuras durante a fase de aquecimento do ensaio, não influenciando de forma significativa o comportamento à estanquidade do pavimento (ver Figura 7.19(b)).
- A fissura mais significativa ocorreu na zona central do pavimento após 105 minutos de exposição ao fogo, como se pode ver na Figura 7.20.

A investigação da fissura central após o ensaio mostrou que a fissura foi causada pela rotura de uma ligação soldada entre as duas armaduras, como ilustrado na Figura 7.21. Como o método de cálculo simplificado considera ser possível a armadura suportar tensões até à sua capacidade de carga última, ao longo do centro da laje, devem ser fornecidos comprimentos de sobreposição em todas as ligações entre os painéis da rede de armadura. Este tipo de rotura pode ser evitado se os pormenores construtivos estiverem de acordo com a EN 1992-1-1⁽³⁹⁾.

Como a amostra ensaiada não atingiu o ponto de colapso durante o ensaio, a ocorrência da tal fenda importante e a rotura da armadura na direção longitudinal na zona central do pavimento não afetaram a sua capacidade de carga.



(a) No início do ensaio ao fogo



(b) No fim do ensaio ao fogo

Figura 7.19 Estado da laje em torno do pilar metálico



(a) Estado da fendilhação na zona central do pavimento



(b) Estado da fendilhação após arrefecimento

Figura 7.20 Estado da laje na zona central do pavimento durante e após o ensaio



(a) Ligação soldada na armadura antes da camada de betão



(b) Estado da ligação na armadura no local da fissuração após o arrefecimento

Figura 7.21 Ligações na armadura antes e após o ensaio

7.2.4 Comentários aos resultados do ensaio

Os resultados do ensaio demonstraram um comportamento adequado da laje mista, em conformidade com o método de cálculo simplificado. As observações do desempenho do pavimento provenientes dos resultados do ensaio ao fogo são:

- mesmo com vigas metálicas secundárias não protegidas, com um vão de 8.735 m, o critério de suporte de carga (R) foi cumprido para um período superior a 120 minutos;
- o critério de estanquidade (E) e o critério de isolamento térmico (I) foram cumpridos para um período de 105 minutos. A rotura ocorreu devido à formação de uma fissura a toda a espessura da laje mista provocada por uma rotura prematura da armadura, ver Secção 7.2.3.3;
- todo o pavimento permaneceu estruturalmente bastante robusto sob a longa duração do incêndio, apesar da rotura da armadura na laje de betão;
- deve-se assegurar que a armadura está corretamente sobreposta para ativar a ação de membrana, assegurando a continuidade da transferência de carga, especialmente na região das vigas não protegidas e em torno dos pilares;
- a fendilhação do betão na zona periférica do pavimento foi muito limitada e não teve nenhuma influência no comportamento de estanquidade e isolamento térmico do pavimento;
- o pavimento comportou-se de forma satisfatória durante a fase de arrefecimento do incêndio;
- as ligações metálicas foram todas protegidas adequadamente e o aquecimento máximo foi limitado a cerca de 500 °C. Todas as ligações entre elementos metálicos funcionaram muito bem durante ambas as fases de aquecimento e arrefecimento.

7.3 Programa de ensaio COSSFIRE ao fogo

7.3.1 Modelo de ensaio

No âmbito do projeto COSSFIRE, foi testado ao fogo outro pavimento misto, ilustrado na Figura 7.22. Para este pavimento, a secção transversal das vigas metálicas e dos pilares metálicos são, respetivamente, IPE270 e HEB200. A classe nominal do aço de todos estes elementos estruturais é S235. O dimensionamento deste sistema de pavimento foi realizado em conformidade com os requisitos da EN 1994-1-1⁽³⁶⁾ para o dimensionamento à temperatura normal de estruturas mistas com uma carga permanente de 1.25 kN/m², com adição do peso próprio da estrutura e uma ação variável de 5.0 kN/m². O ensaio ao fogo foi realizado com uma carga de 3.93 kN/m² que corresponde aproximadamente a 100% das várias ações permanentes e 50% das ações variáveis de acordo com as combinações de ações do Eurocódigo em situação de incêndio para edifícios de escritório. No que diz respeito às ligações metálicas em causa, estas foram dimensionadas de acordo com os requisitos da EN 1993-1-8⁽³⁷⁾.

A laje mista foi feita com betão *in situ* de massa volúmica normal com uma classe de betão de C30/37. A profundidade total da laje foi de 135 mm e a chapa metálica perfilada foi COFRAPLUS60 (trapezoidal). Em relação aos conetores, eram todos pernos de cabeça com diâmetro de 19 mm, altura de 125 mm e a sua distribuição nas vigas metálicas foi, respetivamente, um perno em cada 207 mm para as vigas secundárias e um perno em cada 300 mm para as vigas principais. A rede de armadura localizada a 35 mm da superfície superior da laje era de classe S500 e tinha um diâmetro de 7 mm. O tamanho da rede é de 150 mm × 150 mm.

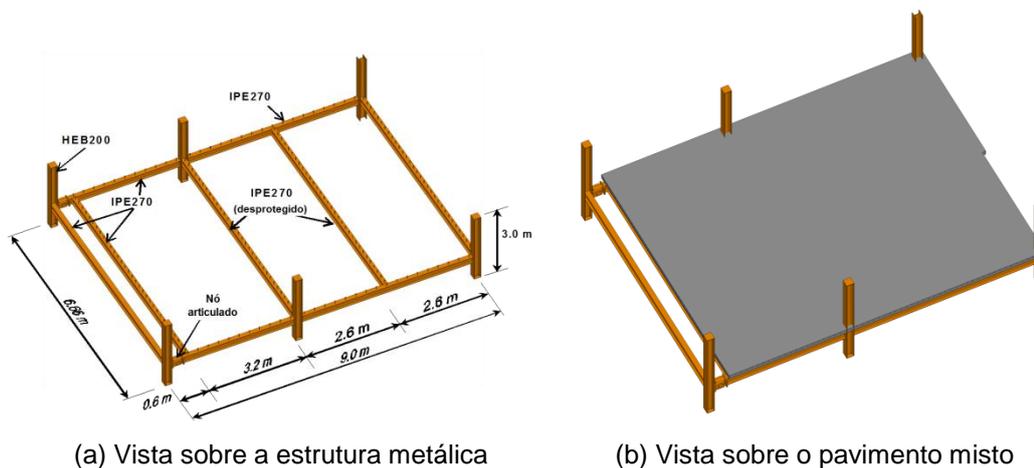


Figura 7.22 Montagem do ensaio ao fogo

As propriedades mecânicas reais dos materiais utilizados neste ensaio estão resumidas na Tabela 7.2 dada abaixo.

Tabela 7.2 Propriedades mecânicas dos elementos do ensaio

Item	Valor
Classe do aço para as vigas principais	320 MPa
Classe do aço para as vigas secundárias	320 MPa
Classe do aço para a armadura	590 MPa
Resistência à compressão do betão	38.0 MPa

Em conformidade com o método de cálculo simplificado, para um tipo de pavimento sob a ação de membrana, as duas vigas secundárias intermédias e a laje mista são protegidas. No entanto, todas as vigas periféricas do pavimento são protegidas ao fogo para uma resistência ao fogo de 120 minutos. Os pilares metálicos também foram protegidos, exceto a proteção em torno das ligações que foi intencionalmente reduzida para que o aquecimento dos elementos de ligação fosse significativo durante a fase de aquecimento de modo a investigar o impacto do mesmo sobre o comportamento das ligações durante a fase de arrefecimento.

A fim de investigar o comportamento ao fogo das ligações entre a laje de betão e os elementos metálicos nas zonas periféricas do pavimento misto, seis configurações de ligações de periferia foram adotadas para este pavimento, segundo as indicações da Figura 7.23.

Para efetuar o carregamento utilizaram-se 20 sacos de areia uniformemente distribuídos sobre o pavimento. Cada um desses sacos pesava exatamente 11.0 kN, que juntamente com as paletes de madeira e os blocos de betão leve resultava numa carga uniforme equivalente de 3.93 kN/m². Para simular um incêndio, o compartimento esteve sujeito à curva de incêndio padrão ISO, até ao momento em que o colapso do pavimento começa a ocorrer. No entanto, manteve-se a gravação dos resultados do ensaio durante a fase de arrefecimento do incêndio, de forma a conhecer o comportamento do pavimento durante todo o período de incêndio.



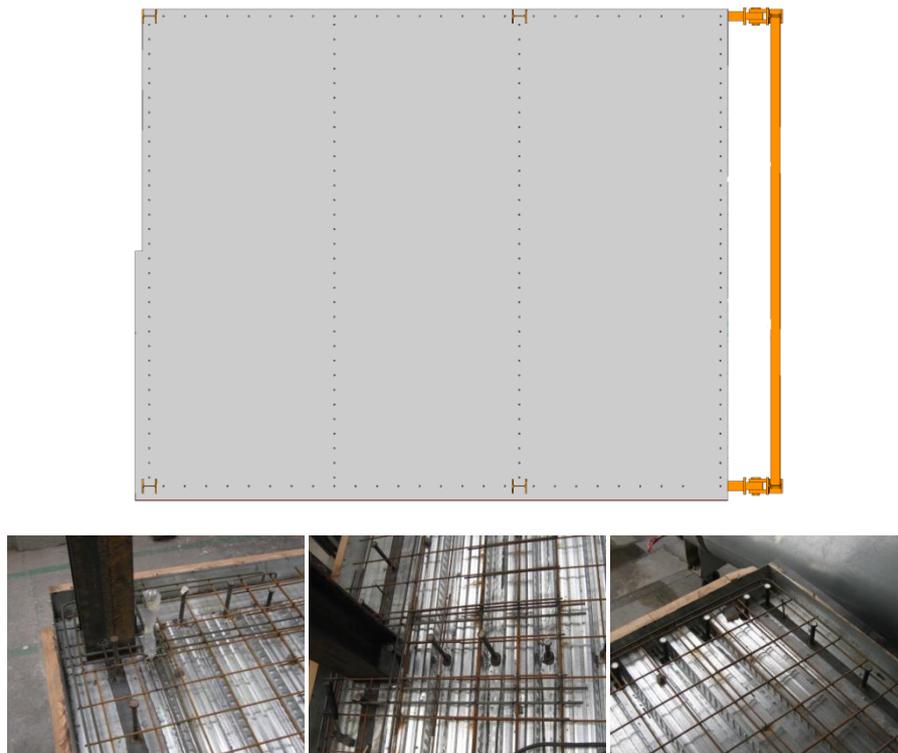


Figura 7.23 Diferentes configurações da ligação mista aço e betão

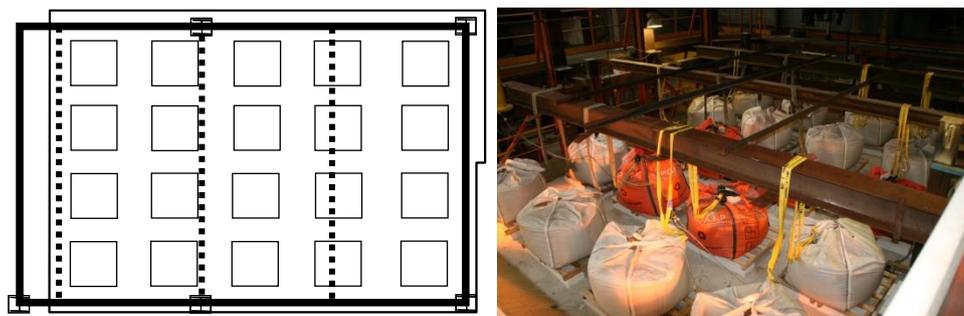


Figura 7.24 Condições de carregamento do pavimento misto de aço e betão exposto ao fogo

7.3.2 Medição dos resultados do ensaio

As principais medições do ensaio estão relacionadas com a temperatura e a deformação do pavimento. Utilizou-se um total de 203 termopares, dos quais aplicaram-se 66 em elementos metálicos (Figura 7.25), 80 termopares nas ligações (Figura 7.26) e 57 termopares na laje mista (ver figuras 7.27 e 7.28), para registar tanto as temperaturas do compartimento como da estrutura. Além disso, para medir a deformação da laje (Figura 7.29), foram instalados 20 transdutores de deslocamentos dos quais 16 transdutores de deslocamento vertical. Os quatro transdutores restantes foram usados para medir o movimento horizontal da laje. Além disso, foi colocada uma câmara especial de vídeo no interior do forno que registou visualmente a deformação da laje ao longo do tempo.

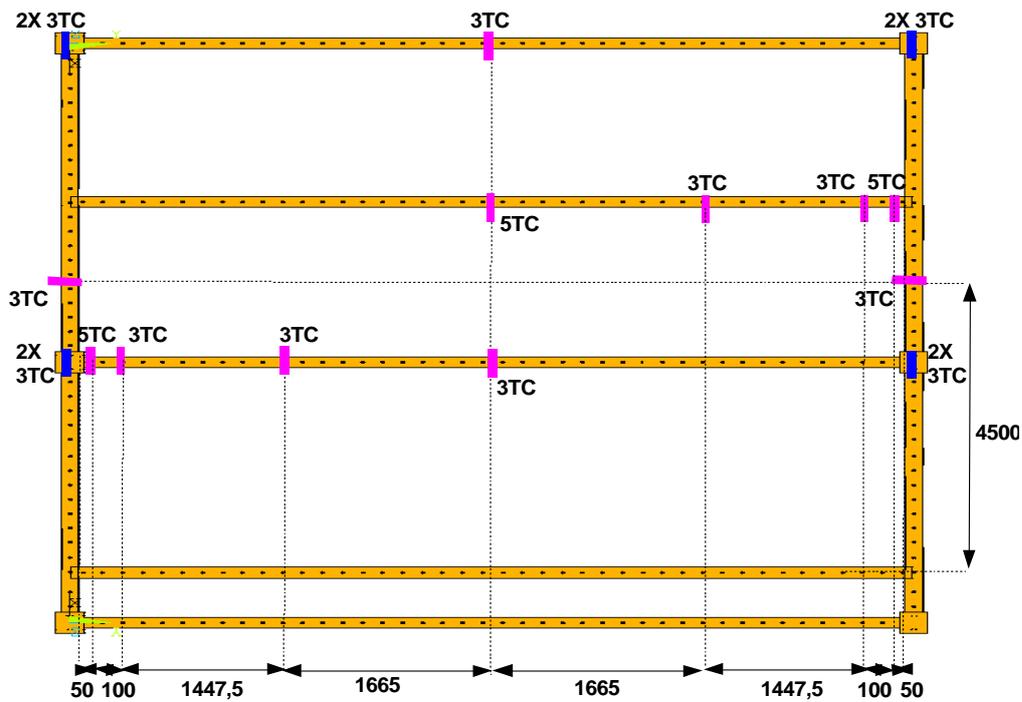
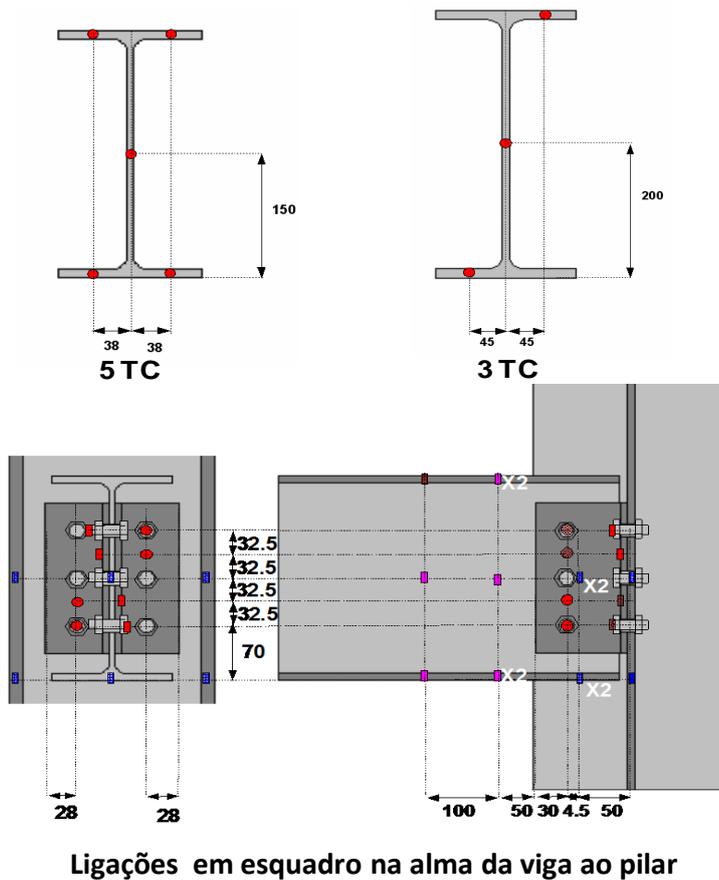


Figura 7.25 Localização dos termopares na estrutura metálica



Ligações em esquadro na alma da viga ao pilar

Figura 7.26 Localização dos termopares em cada secção transversal instrumentada da estrutura metálica

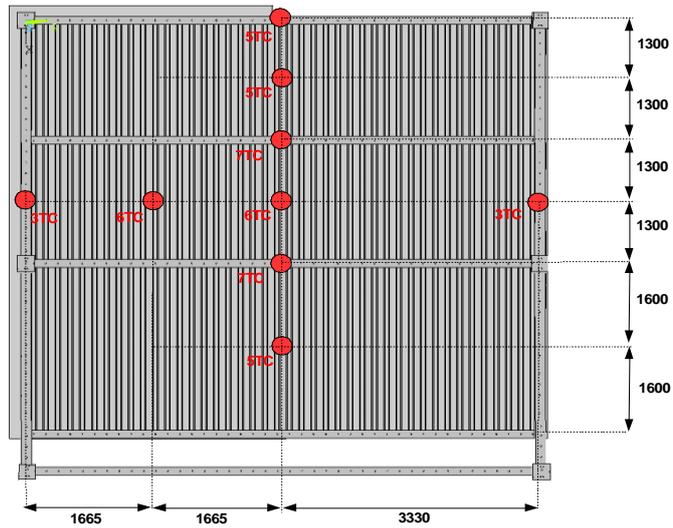


Figura 7.27 Localização e numeração dos termopares na laje mista

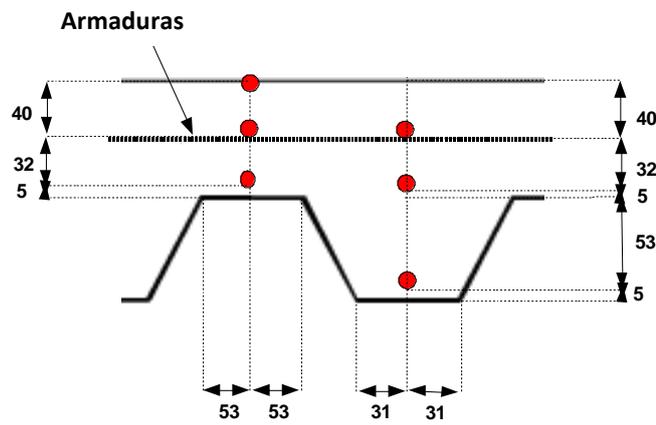


Figura 7.28 Secção transversal típica através da laje mista mostrando a localização dos termopares

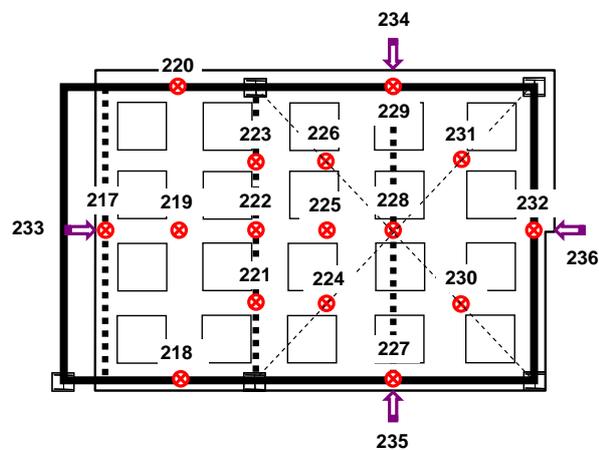


Figura 7.29 Localização dos transdutores de deslocamento

7.3.3 Principais resultados experimentais

Durante a fase de aquecimento deste ensaio, seguiu-se a curva de incêndio padrão ISO-834 (Figura 7.30). O compartimento esteve sujeito a esta curva durante mais de 120 minutos, até ao momento em que ocorreu o colapso aparente de uma viga secundária de bordo ligada às vigas principais (viga D6 da Figura 7.36). De seguida, todos os queimadores foram desligados e deixou-se o forno arrefecer naturalmente. No que diz respeito ao aquecimento das vigas metálicas em causa, este variou muito de acordo com a condição de proteção. De facto, as vigas metálicas não protegidas localizadas a meio da laje atingiram temperaturas superiores a 1000 °C (Figura 7.31). Pelo contrário, as vigas metálicas protegidas registaram temperaturas, regra geral, na ordem de 550 °C (Figura 7.32), exceto as vigas secundárias protegidas de periferia que atingiram temperaturas significativamente superiores às das restantes vigas protegidas, provavelmente devido a um defeito na proteção ao fogo (Figura 7.33).

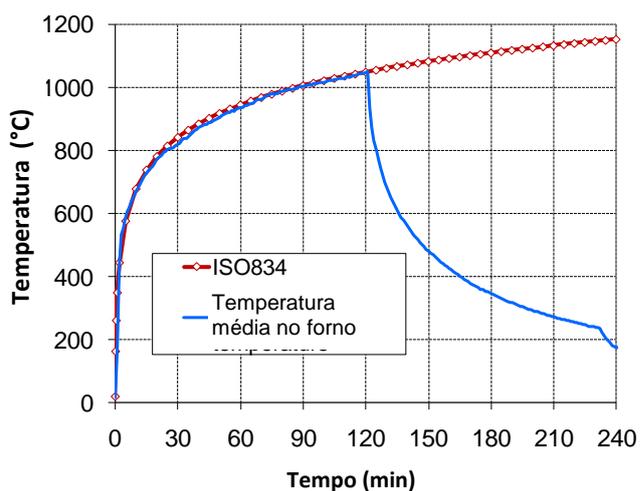


Figura 7.30 Temperatura no forno versus curva de incêndio ISO

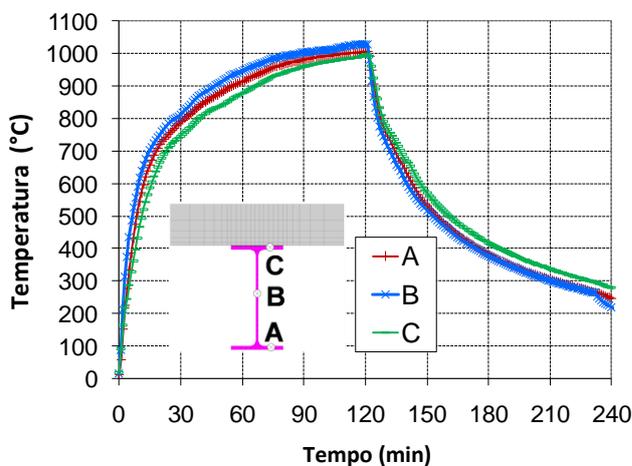


Figura 7.31 Evolução da temperatura nas vigas secundárias não protegidas

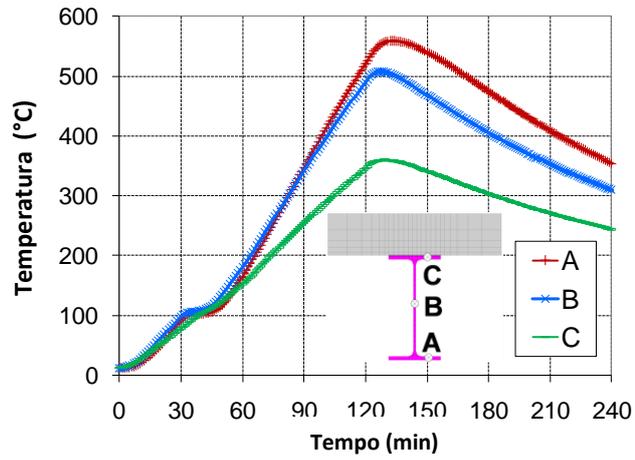


Figura 7.32 Evolução da temperatura de uma das vigas principais protegidas

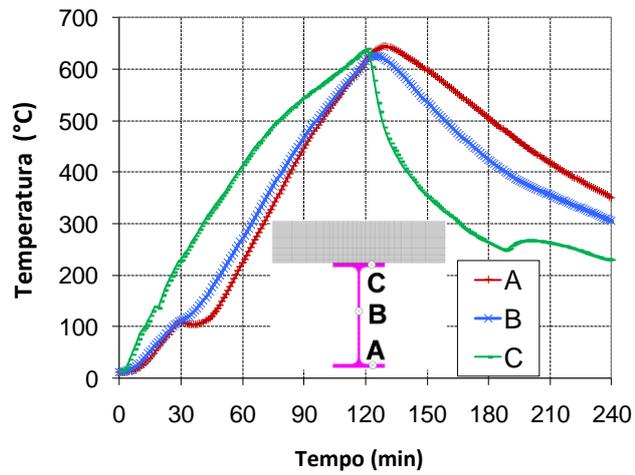


Figura 7.33 Evolução da temperatura na viga de bordo onde ocorreu rotura

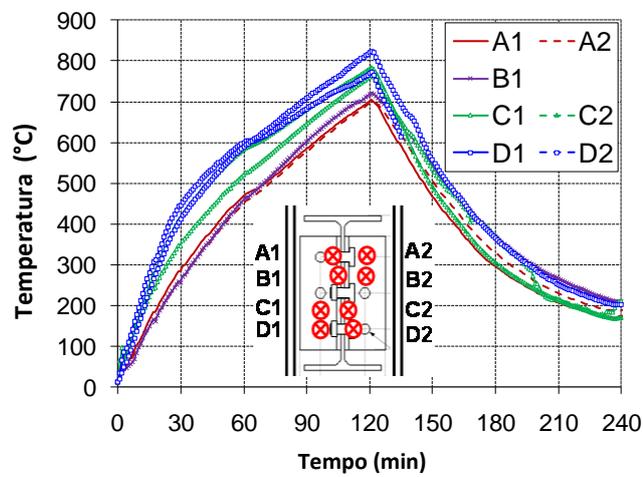


Figura 7.34 Evolução da temperatura na viga de bordo onde ocorreu rotura

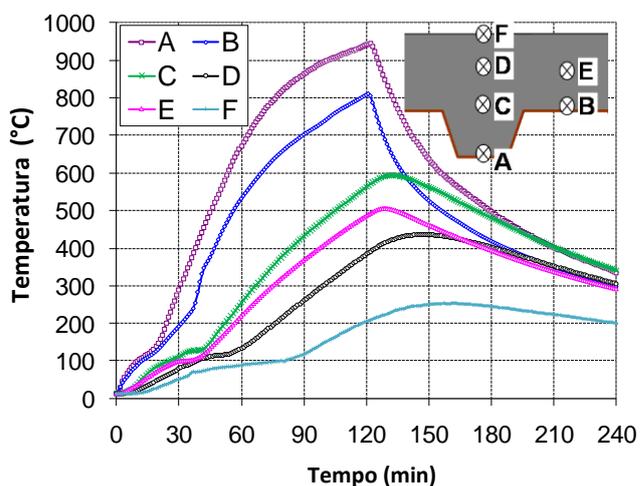


Figura 7.35 Evolução da temperatura na laje

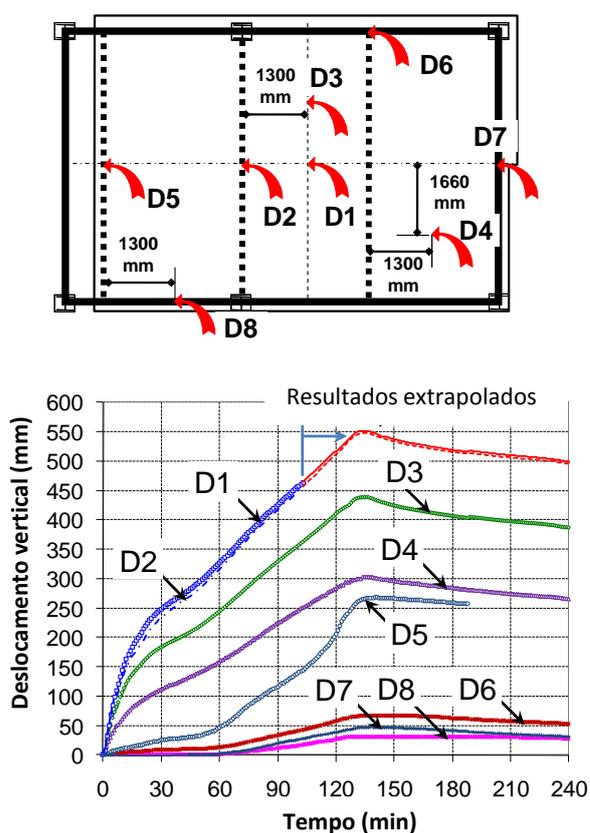


Figura 7.36 Medição dos deslocamentos verticais da laje durante o ensaio

Como as ligações metálicas no ensaio não foram totalmente protegidas, alguns parafusos das ligações foram aquecidos até mais de 800 °C (Figura 7.34). Pode-se verificar, a partir da medição da temperatura na laje mista durante o ensaio, que as temperaturas máximas a 5 mm da superfície exposta da laje mista foram de aproximadamente 950 °C (Figura 7.35) e a armadura atingiu temperaturas em torno de 500 °C. Além disso, só após 120 minutos de exposição ao fogo é que a temperatura no lado oposto da laje mista atingiu 200 °C, satisfazendo assim o critério de isolamento térmico.

Durante o ensaio, após decorridos cerca de 120 minutos, interrompeu-se o incêndio ao verificar-se que uma viga periférica entrava em colapso (ver D6 na Figura 7.36). No que diz respeito à deformação global da laje, esta aumentou significativamente do instante inicial até aos 30 minutos e abrandou desde então. Aos 120 minutos do incêndio padrão ISO, a deformação total da laje seria superior a 500 mm. Assim que se interrompeu o aquecimento, a deformação da laje continuou a aumentar durante algum tempo (aproximadamente 15 minutos), antes de diminuir definitivamente e lentamente. No final, a recuperação da deformação da laje foi cerca de 100 mm.

7.3.4 Observação dos ensaios ao fogo

A partir da medição da deformação global da laje e respetiva extrapolação, verificou-se que esta aumentou, muito provavelmente, mais do que 500 mm após os 120 minutos de aquecimento. No entanto, a laje apresentou um bom desempenho e não havia sinal de rotura na parte central da laje. De facto, o incêndio foi interrompido devido a uma excessiva deformação da viga secundária de bordo aquecida na sua maior parte (Figura 7.37). Uma observação mais atenta desta viga de bordo revela que ocorreu um importante esmagamento do betão a meio vão, o que significa que esta viga estava realmente em colapso. No entanto, esta rotura não levou ao colapso da laje global, o que se deve aparentemente à redistribuição de carga sob o efeito de membrana (ver figura 7.38).

No banzo inferior e na alma observou-se encurvadura lateral na viga secundária não protegida ligada às vigas metálicas centrais próximas das ligações (ver Figura 7.39). No entanto, a característica mais notável deste ensaio em relação às ligações metálicas é que todas elas tiveram um bom desempenho durante as fases de aquecimento e arrefecimento, observando-se encurvadura local nas vigas secundárias não protegidas ligadas às vigas metálicas principais perto da ligação (Figura 7.40). Para além disso, não se observou nenhuma rotura nas ligações periféricas entre a laje de betão e os elementos metálicos.



Figura 7.37 Colapso da viga de bordo



Figura 7.38 Laje ensaiada durante e depois do incêndio



Figura 7.39 Encurvadura local das vigas secundárias não protegidas ligadas ao pilar



Figura 7.40 Vigas secundárias não protegidas, sem encurvadura local, ligadas às vigas principais



Figura 7.41 Fendilhação do betão nas zonas de canto da laje



Figura 7.42 Fendilhação do betão em torno dos pilares centrais

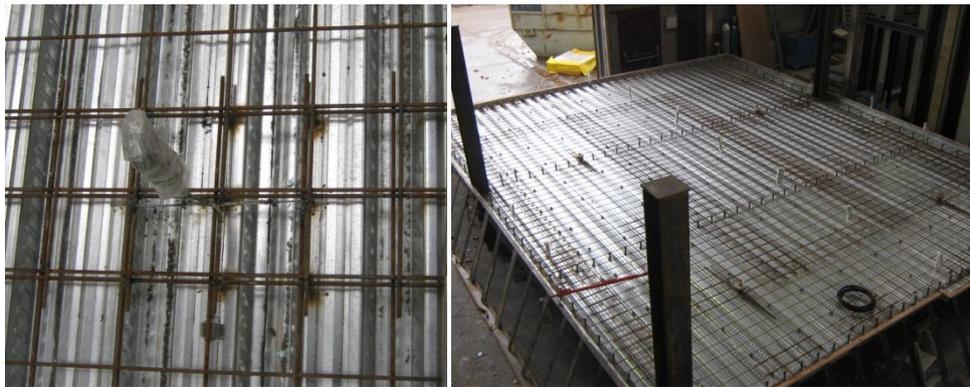


Figura 7.43 Sobreposição da armadura na laje mista

Outra característica importante a ser mencionada aqui é a fendilhação da laje mista em torno dos pilares, que pode ter influência direta no comportamento ao fogo da laje. Os principais resultados observados a este respeito são os seguintes:

- Relativamente à fendilhação do betão nas zonas de canto da laje, esta manteve-se pequena e sem qualquer impacto negativo no critério de estanquidade (ver Figura 7.41);
- Quanto à fendilhação do betão em torno dos pilares centrais, a deformação da viga não protegida na superfície inferior criou um movimento considerável da laje para dentro do forno aumentando a possibilidade de um impacto negativo no critério de estanquidade, que pode ocorrer devido à fissura aberta em frente ao pilar (ver Figura 7.42);
- Não houve fissuração significativa na parte central da laje de betão, o que significa que a armadura apresentou um comportamento adequado sob a ação de membrana, mesmo sujeita a um aquecimento a 500 °C. O comportamento foi bastante positivo, devido à sobreposição das armaduras (ver Figura 7.43);
- Os detalhes construtivos de colocação da armadura atrás dos conectores das vigas periféricas demonstraram ser eficientes no caso da ação de membrana da laje mista, que poderá constituir restrições laterais benéficas para a laje de pavimento;

- A capacidade de suporte de carga residual do pavimento permanece adequada e é suficientemente importante, apesar da deformação significativa da laje.

7.4 Ensaio ao fogo à escala real de laje mista incorporando um vão longo de vigas metálicas alveoladas

7.4.1 Modelo de Ensaio

A laje ensaiada tinha as dimensões de 9.6 m por 15.6 m e estava apoiada sobre uma estrutura metálica com 9 m de largura por 15 m de comprimento, entre quatro pilares de canto (Figura 7.44). As vigas alveoladas foram posicionadas nas linhas de grelha 1, 4, B, C e D como vigas principais e secundárias da estrutura (Figura 7.45). As dimensões das vigas encontram-se ilustradas na Figura 7.45 e Figura 7.46. As vigas secundárias não protegidas 4 e 5 também tinham uma abertura alongada na alma no centro do seu vão.



Figura 7.44 Compartimento de ensaio com vigas alveoladas longas não protegidas

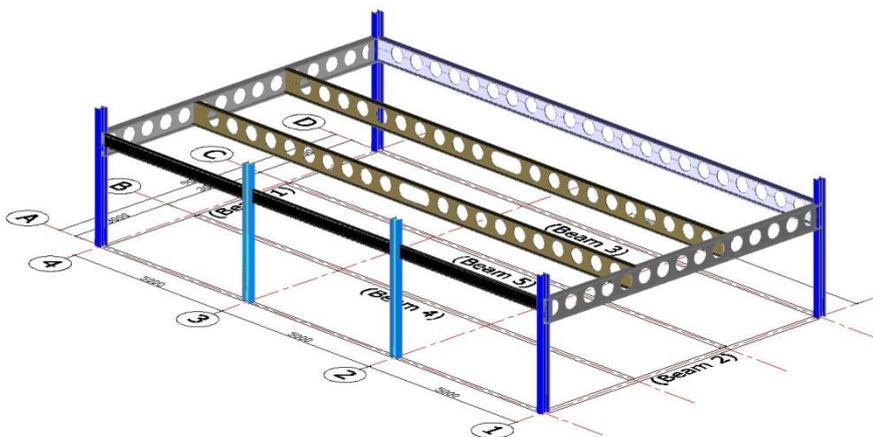


Figura 7.45 Disposição estrutural metálica

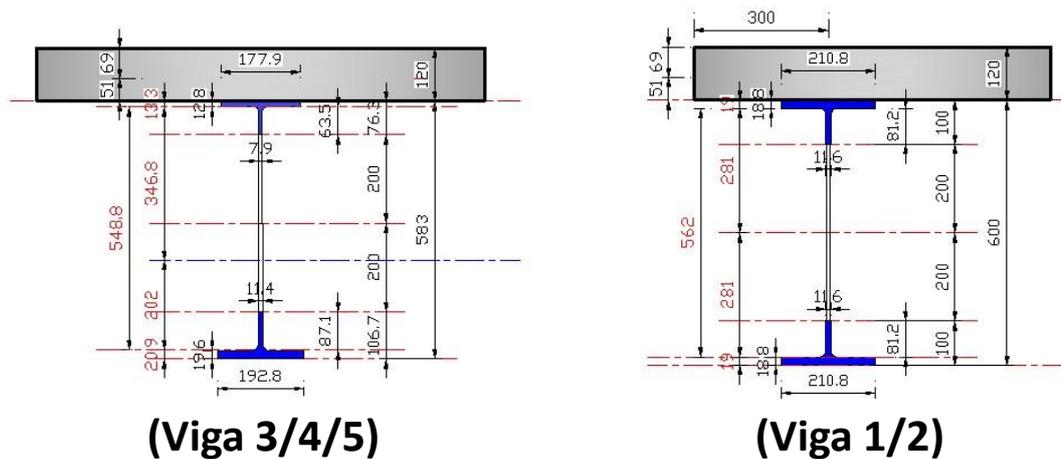


Figura 7.46 Informação detalhada das secções metálicas.

O compartimento fechado tinha as dimensões de 9.2 m por 15.6 m, com um pavimento interno a uma altura de 2.88 m da superfície inferior. As paredes envolventes foram construídas usando blocos de alvenaria de 7 N/mm², com três aberturas, cada uma com 1.5 m por 3 m. As paredes envolventes dos compartimentos ao longo das linhas de grelha 1, 4 e D não foram fixadas à parte superior do pavimento misto, o que permitiu um livre movimento vertical da chapa perfilada do pavimento ao longo desses limites. A fachada principal com aberturas foi construída de tal forma que a parede foi prolongada até ao lado de baixo da viga sólida ao longo da linha de grelha A, não permitindo nenhuma deformação da viga ao longo desta linha. A estrutura foi apoiada na direção horizontal nos seguintes locais: o pilar A1 foi apoiado em ambas as direções laterais, o pilar A4 foi apoiado lateralmente, paralelo à linha de grelha 4, e o pilar D1 foi apoiado lateralmente, paralelo à linha de grelha D. Previu-se o contraventamento usando diagonais CHS.

Todos os pilares e a viga de alma cheia ao longo da linha de grelha A foram protegidos usando placas de proteção ao fogo de 20 mm de espessura, com um período de resistência ao fogo padrão de 2 horas. As vigas alveoladas periféricas nas linhas de grelha 1, 4 e D foram protegidas usando fibra cerâmica (ver Figura 7.47), o que também proporcionou um período de resistência ao fogo padrão de 2 horas. A proteção ao fogo foi ajustada utilizando um empreiteiro aprovado, seguindo as especificações do fabricante. A placa de gesso, de 15 mm de espessura foi igualmente usada para cobrir a face interna das paredes de contorno, de forma a reduzir a perda de calor através dos blocos de alvenaria (Figura 7.47).



Figura 7.47 Proteção de fibra e placa de gesso usada dentro do compartimento

A laje mista de betão tinha 120 mm de espessura e era composta por uma chapa metálica perfilada Holorib (HR51/150), com 51 mm de altura e 1 mm de espessura, betão normal e armadura. A chapa perfilada reentrante tinha uma resistência à tração medida de 327 N/mm^2 . A rede eletrossoldada é (ver Figura 7.48) composta por varões nervurados de 10 mm de diâmetro com distâncias entre os eixos de 200 mm e tensão de cedência de 500 N/mm^2 determinada utilizando o Método de Bailey [3], baseado na curva de incêndio paramétrica de cálculo. A armadura tinha um comprimento mínimo de sobreposição de 400 mm e estava coberta com 40 mm de betão. A mistura de betão (para 1 m^3) é composta por: 320 kg de cimento Portland normal (OPC), 918 kg de pedra calcária de 10 mm, 691 kg de saibro, 380 kg de pedra calcária de 6 mm, 30 kg de águas residuais domésticas (reciclada) e 142 kg de água fria (da torneira). Não foram utilizados aditivos ou agentes introdutórios de ar na mistura de betão. A resistência média à compressão do betão foi de 50 N/mm^2 no dia do ensaio.



Figura 7.48 Rede de armadura e pavimento metálico antes da betonagem

A interação total entre a laje e as vigas foi obtida utilizando conectores, de 19 mm de diâmetro e 95 mm de altura, colocados a 200 mm do centro ao longo das vigas. A exigência para varões em U em torno do perímetro da laje (como ilustrado na Figura 7.48) não é um requisito especial para o dimensionamento ao fogo, mas foi necessário para assegurar a correta pormenorização da armadura para o dimensionamento à temperatura normal. Os varões em U tinham 10 mm de diâmetro e foram colocados com 30 mm de recobrimento da periferia da laje, como ilustrado na Figura 7.48.

7.4.2 Cargas de dimensionamento

A ação de dimensionamento foi baseada numa ação variável característica de 3.5 kN/m^2 juntamente com uma carga da parede divisória de 1.0 kN/m^2 e uma carga de acabamentos e serviços de 0.5 kN/m^2 . Os coeficientes parciais de segurança das ações utilizados para o Estado Limite ao Fogo (ELF) correspondem aos valores indicados na EN 1990 para edifícios de escritório. A carga resultante aplicada foi de 3.25 kN/m^2 , como demonstrado na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 Cargas de dimensionamento

Descrição	Carga característica (kN/m^2)	Coefficiente parcial de segurança das ações para ELF	Carga de dimensionamento para ELF (kN/m^2)
Parede divisória	1.0	1.0	1.0
Serviços & Acabamentos	0.5	1.0	0.5
Ações Variáveis	3.5	0.5	1.75
Total			3.25

A carga aplicada foi conseguida utilizando 44 sacos de areia (cada um com 1 tonelada) uniformemente posicionados sobre a laje, conforme se mostra na Figura 7.49a, aplicando uma carga de 3.25 kN/m^2 . O peso próprio da laje, com 120 mm de espessura era de 2.90 kN/m^2 , criando uma carga total de 6.15 kN/m^2 .



(a) Carga vertical estática



(b) Paletes de madeira utilizadas para aplicar a carga de incêndio

Figura 7.49 Paletes de madeira utilizados para a carga de incêndio

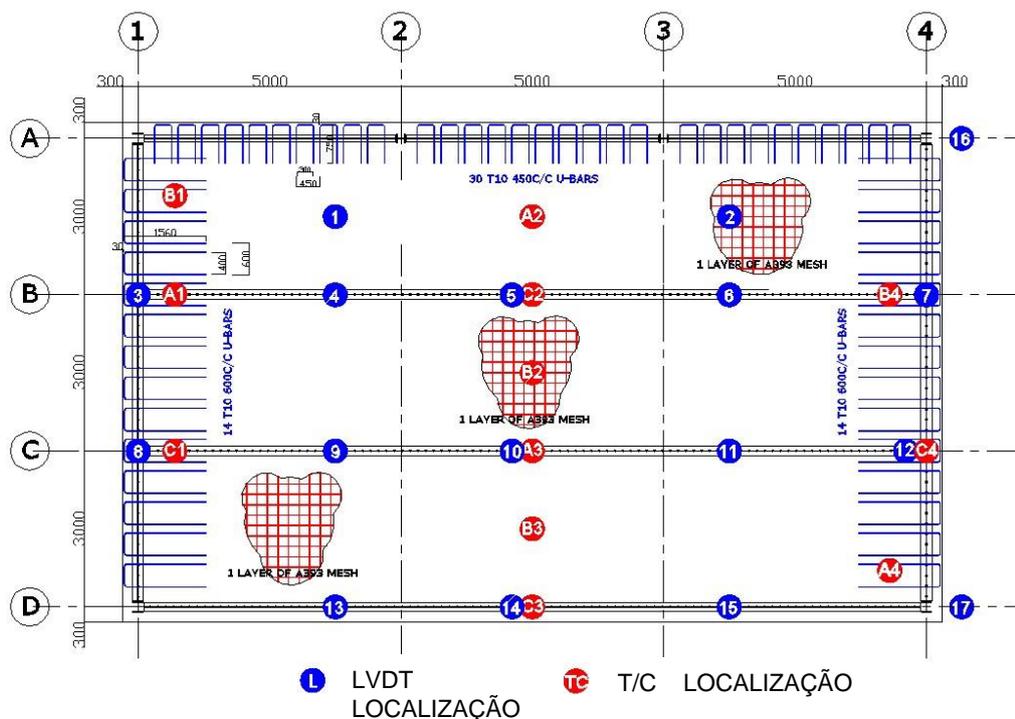
7.4.3 Dimensionamento ao Fogo

O incêndio natural foi dimensionado usando as curvas de incêndio paramétricas, do Anexo A da EN 1991-1-2 e o programa Ozone. A carga de incêndio era composta por 45 paletes de madeira normal ($1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ de altura), construídas usando barrotes de madeira de $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$, posicionados uniformemente em torno do compartimento (Figura 7.49b). A carga de incêndio era equivalente a 40 kg de madeira por metro quadrado de área de pavimento. Assumindo que a madeira tinha poder calorífico igual a 17.5 MJ/kg , a densidade de carga de incêndio considerada para

o compartimento ensaiado foi de 700 MJ/m^2 . A densidade de carga de incêndio utilizada foi ligeiramente superior à densidade de carga de incêndio de cálculo de um edifício tipo escritório, cujo valor é 511 MJ/m^2 (quantilho 80%), estabelecido na EN 1991-1-2. Cada palete de madeira foi ligada a outra por uma calha metálica com secção em C, contendo uma placa de fibra porosa. Aproximadamente 30 min antes da ignição, derramaram-se 20 litros de parafina para o interior das referidas calhas, de forma a assegurar um desenvolvimento rápido do incêndio no interior do compartimento.

7.4.4 Instrumentação

Foram colocados dispositivos de instrumentação extensiva ao longo do compartimento para medir as temperaturas normais, a distribuição de temperatura através do pavimento misto, a temperatura das vigas alveoladas protegidas e não protegidas e os deslocamentos verticais e horizontais. As localizações das medições efetuadas são apresentadas na Figura 7.50 e Figura 7.51. A estrutura metálica autoportante foi construída em torno do compartimento para criar um quadro de referência externo, permitindo a correta medição dos deslocamentos verticais e horizontais. Utilizou-se um total de 350 termopares para monitorizar as temperaturas e 17 transdutores para medir deslocamentos em vários pontos. Os transdutores foram ligados à estrutura de referência externa autoportante e foram isolados, caso necessário, para assegurar que as elevadas temperaturas não afetavam o correto funcionamento dos transdutores.



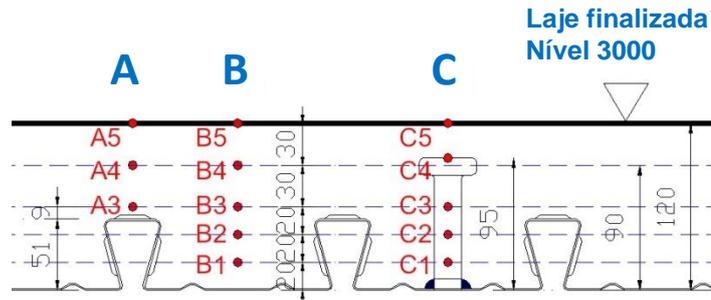


Figura 7.50 Localização da posição das medições da deformação e temperaturas ao longo da laje.

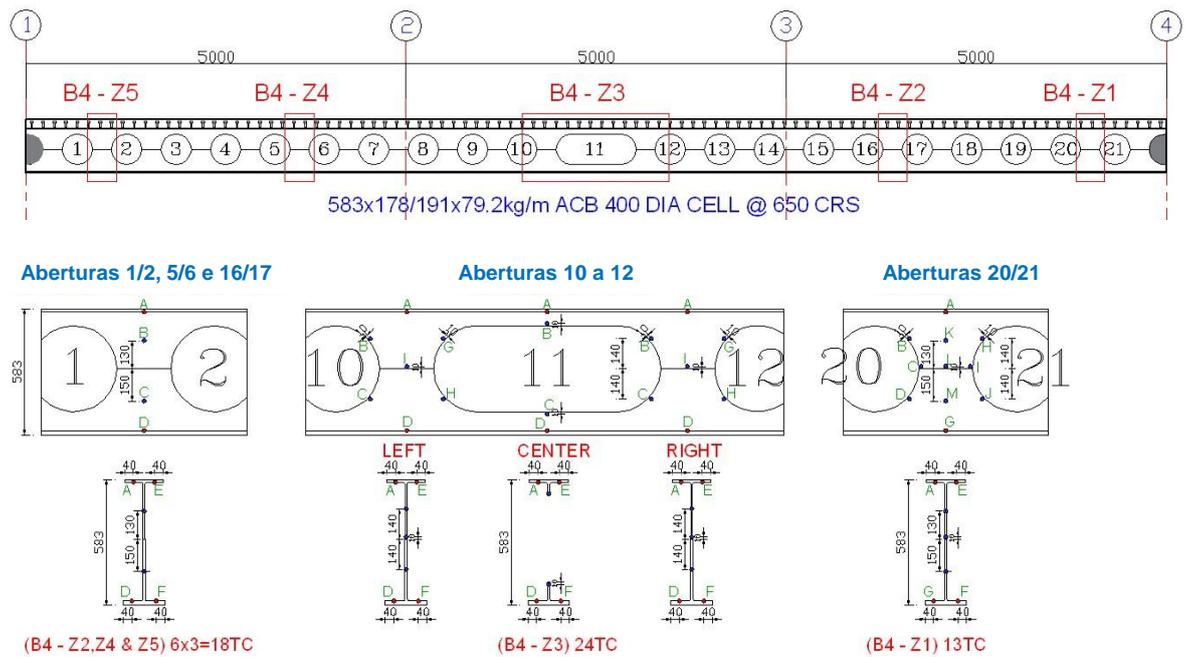


Figura 7.51 Localização dos termopares na Viga 4 não protegida (linha de grelha B)

7.4.5 Deformação Viga/Laje

Em situação de incêndio, a deformação das vigas metálicas mistas não protegidas, sem restrições axiais (ver Figura 7.52) é predominantemente constituída por duas partes: curvatura térmica e deformação mecânica. A deformação devido à curvatura térmica é causada pela distribuição não uniforme da temperatura através da viga metálica e da ligação à laje mista. A deformação mecânica é devida à diminuição da rigidez e da resistência estrutural do material devido ao aumento da temperatura. A baixas temperaturas (inferiores a 400 °C), a deformação da viga deve-se essencialmente à curvatura térmica. Para temperaturas mais elevadas, a deformação mecânica será dominante e a deformação aumentará de forma mais rápida.



Figura 7.52 Desenvolvimento do incêndio no compartimento



Figura 7.53 Deformação da laje/viga não protegida após o incêndio.

A temperatura máxima no aço foi de 1053 °C e foi registada no banzo inferior por baixo da abertura alongada após 77 minutos, no vão central da Viga 4 e 5 (Figura 7.54). A Figura 7.55 mostra a distribuição da temperatura na parte crítica da viga alveolada não protegida. É de algum interesse notar que as temperaturas não são uniformes em toda a alma, apesar da longa duração do incêndio e da ausência de proteção nas vigas. A temperatura do banzo superior das vigas é mais baixa conforme esperado, devido ao efeito dissipador do calor na laje de betão. À temperatura máxima de 1053 °C, o aço perdeu 97% da sua rigidez e resistência e contribuiu com pouco para a capacidade de suporte de carga do sistema de pavimento.

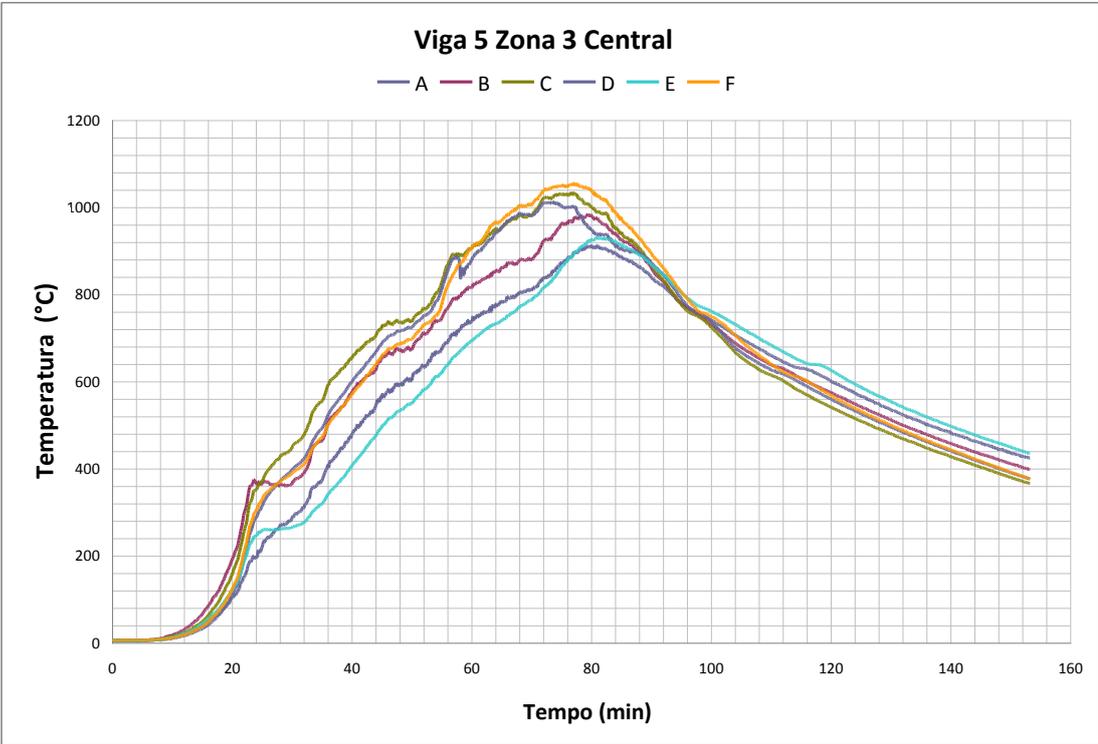
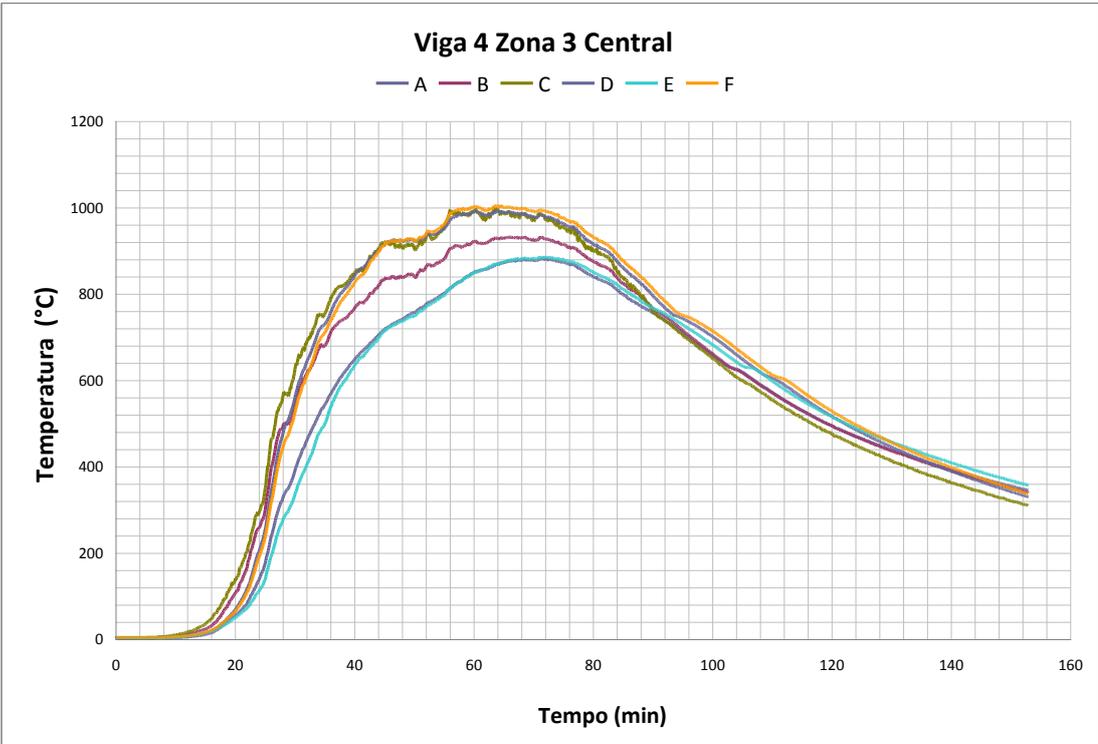


Figura 7.54 Temperaturas registadas a meio vão das vigas não protegidas



Aberturas 10 a 12 (B5-Z3)

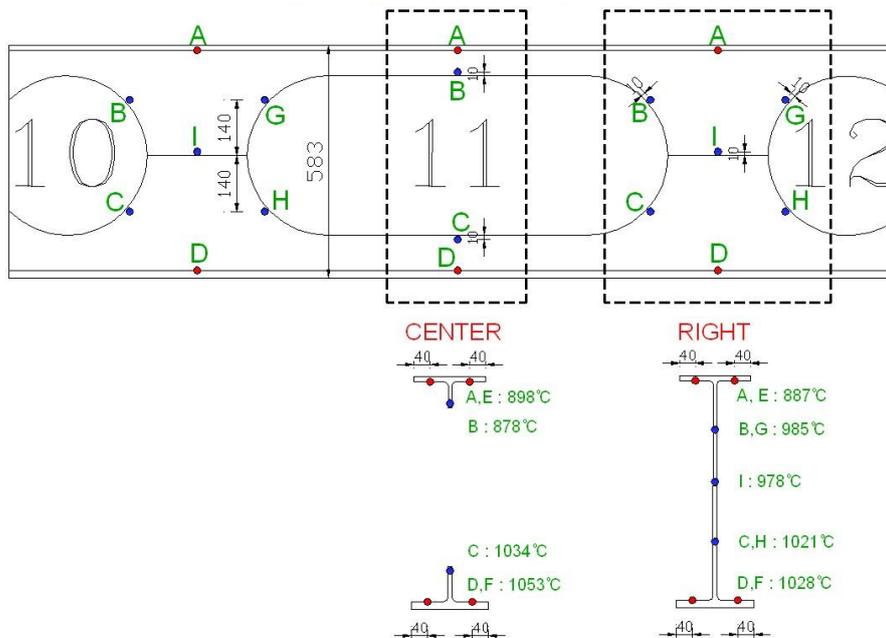


Figura 7.55 Temperaturas máximas registadas nas vigas não protegidas.

Com o aumento da temperatura nas vigas alveoladas não protegidas observou-se que a pós-encurvadura da alma ocorreu inicialmente (ver Figura 7.53). A ação mista entre a viga alveolada e a laje impediu a torção da viga como um todo. A tendência do banzo inferior de se deslocar lateralmente é causada pela flexão da alma das vigas levando à encurvadura distorcional global, como apresentado na Figura 7.53. Nesta fase, a temperatura do aço não protegido era de aproximadamente 800 °C e apenas no banzo superior foi considerado como apoio para a laje, agindo como uma catenária (Figura 7.53). A temperatura na rede de armadura acima das vigas atingiu um máximo de 375 °C em 95 minutos, como mostra a Figura 7.56 que estava em bom estado nas etapas de arrefecimento do incêndio. A Figura 7.57 mostra o registo da temperatura máxima na rede de armadura entre as vigas, que mais uma vez, ocorreu durante a fase de arrefecimento do incêndio. A temperatura na laje de betão continuou a subir depois de ser atingida a temperatura máxima no compartimento, o que ocorreu aos 75 minutos. As temperaturas registadas nos conectores são apresentadas na Figura 7.57, onde se

atingiu um valor máximo de 585 °C. Apesar da temperatura no conetor ser elevada, o esforço de corte horizontal necessário diminui à medida que as vigas não protegidas aumentam de temperatura e perdem a resistência e rigidez. Não houve qualquer sinal de perda de ação mista nas vigas, o que sugere que os conectores atuaram adequadamente e mantiveram a ação mista entre a laje e as vigas durante todo o ensaio.

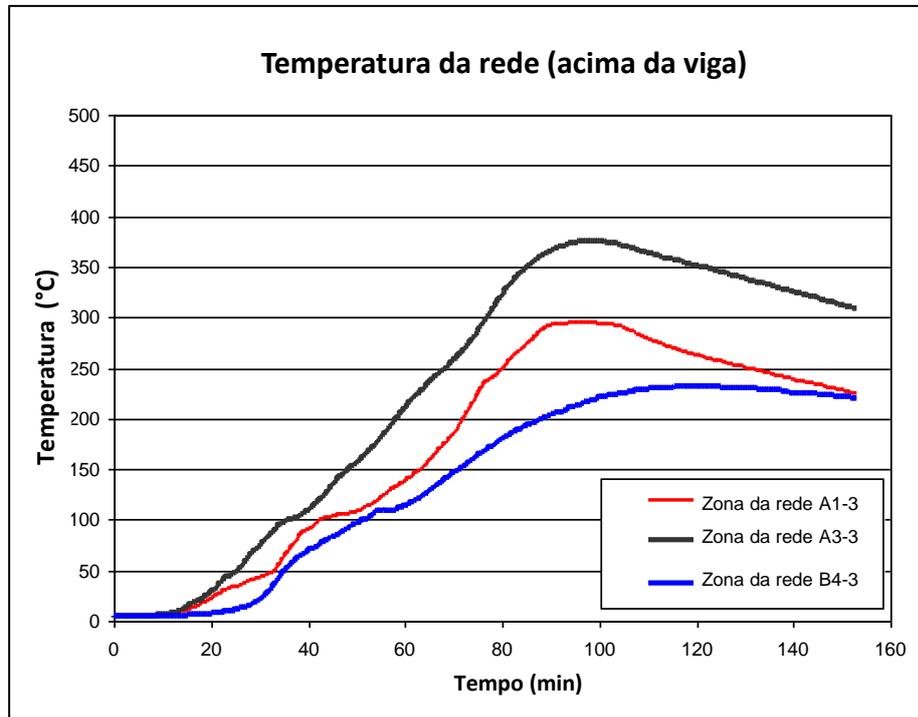


Figura 7.56 Temperaturas registadas na rede de armadura acima das vigas

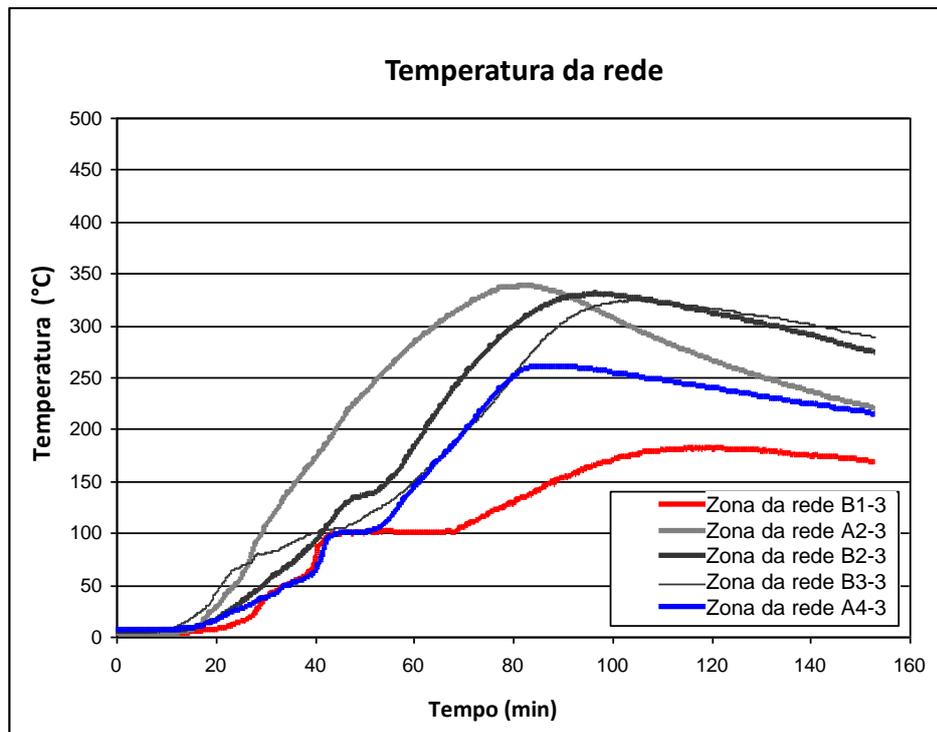


Figura 7.57 Temperaturas registadas na rede de armadura entre as vigas

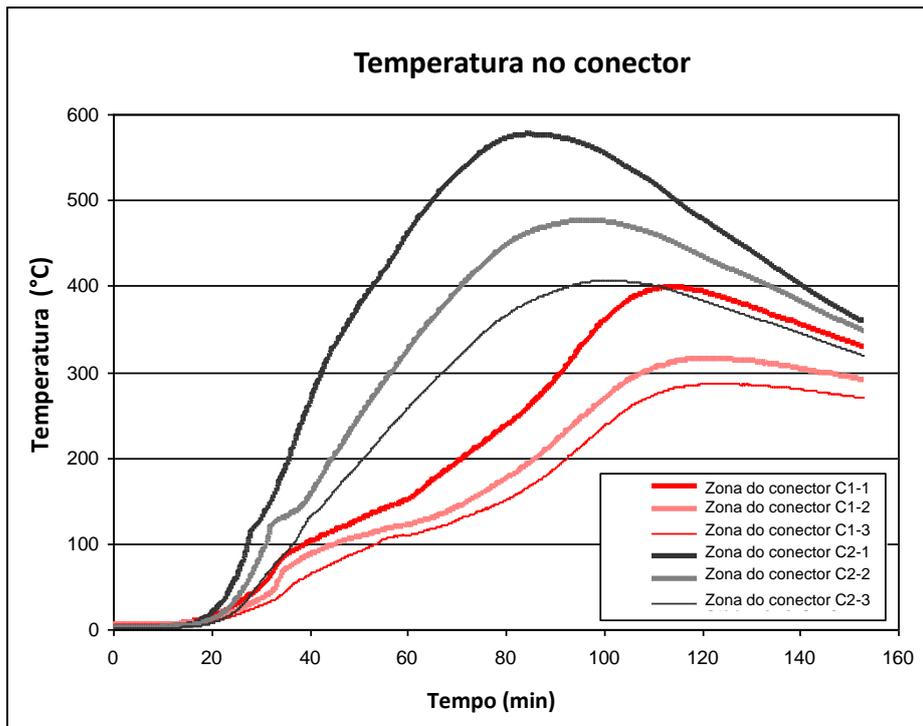
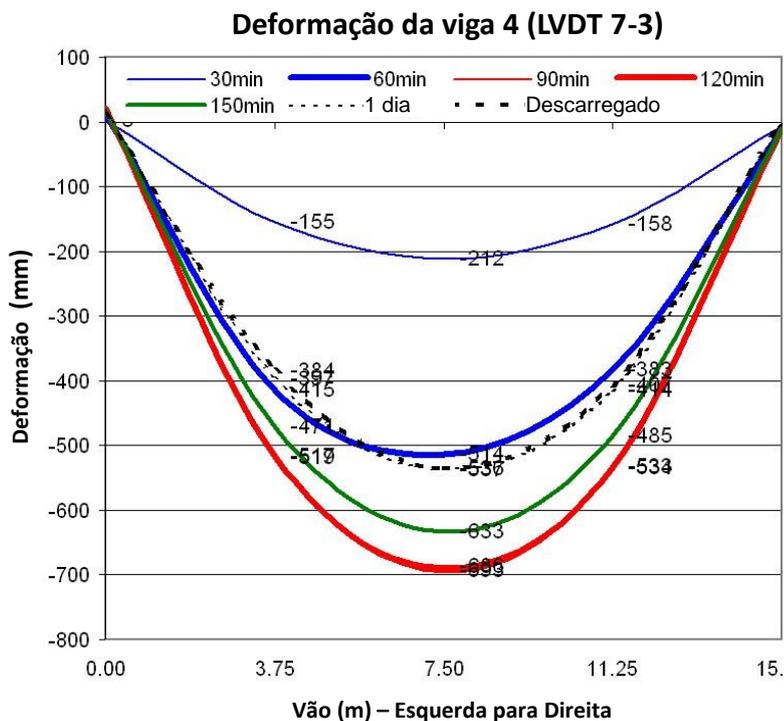


Figura 7.58 Temperaturas registadas nos conectores

A deformação máxima registada na laje foi de 783 mm, ocorrendo após 112 minutos (Figura 7.59), na fase de arrefecimento do incêndio. A Figura 7.59 mostra a curva de deformação-tempo para as Vigas 4 e 5, durante o ensaio e um dia após o ensaio. A Figura 7.59 também mostra a deformação após um mês, uma vez que os sacos foram removidos.



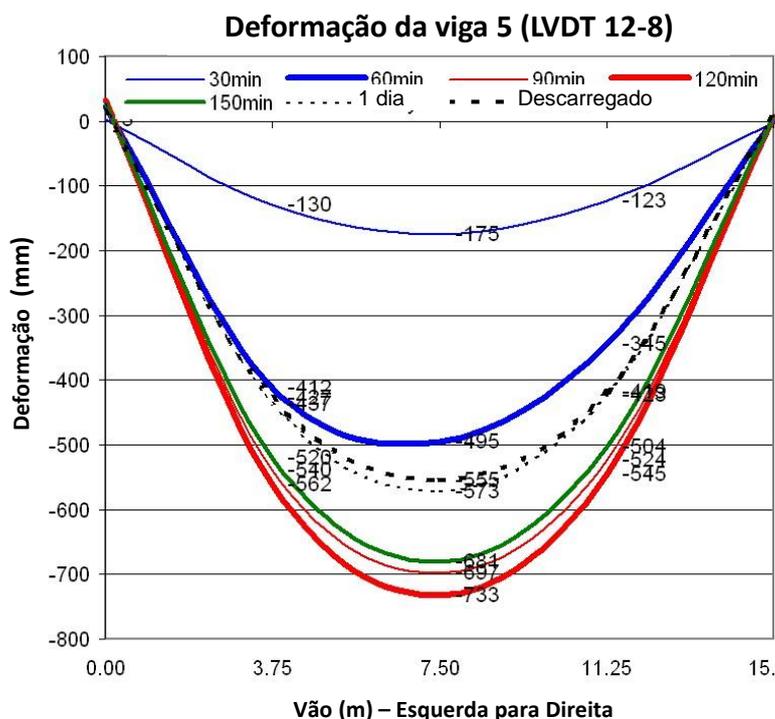


Figura 7.59 Perfil da deformação registada na laje/viga

O perfil da deformação da laje de pavimento, juntamente com a ação mista entre as vigas e a laje, causou a rotação do banzo superior da viga metálica. Esta ação induziu um momento secundário na secção da viga, em conjunto com a força de corte vertical, levando à encurvadura distorcional das vigas alveoladas conduzindo o T inferior para fora do plano. Nesta fase a carga foi predominantemente suportada pela ação de membrana da laje de pavimento, correspondendo aos princípios fundamentais descritos no método de cálculo de Bailey.

Pode-se ver que as vigas alveoladas não protegidas entraram eficazmente em ação de catenária, apenas com a parte superior do T contribuindo para suportar a carga. A pós-encurvadura da alma, que é frequentemente observada em ensaios isolados ao fogo de pequena escala, ocorreu em torno da primeira abertura na viga, onde os deslocamentos globais são restringidos.

7.4.6 Ação de Membrana na Laje de Pavimento

O pavimento metálico atingiu temperaturas superiores a 900 °C e foi observada a perda de aderência ao betão na maioria das áreas. À temperatura de 900 °C, o pavimento metálico tinha perdido 94% da sua resistência e portanto, juntamente com a perda de aderência, não contribuiu significativamente para a resistência global da laje de pavimento no ponto de máxima gravidade do incêndio. Isto corresponde ao pressuposto de cálculo de Bailey, onde a contribuição do pavimento metálico é ignorada no cálculo da capacidade de carga da laje. No entanto, é do interesse notar que a chapa metálica perfilada tem efeito benéfico na consequente redução de qualquer destacamento do betão (*spalling*), desde que se garanta que qualquer fissura do betão se mantenha no lugar e que a chapa perfilada não descole significativamente e crie uma grande

diferença entre esta e o betão. No ensaio a fissura maior ocorreu em toda a extensão do menor vão da laje (Figura 7.60) correspondendo às observações anteriores do ensaio da ação de membrana.



Figura 7.60 Fendilhação padrão destacando o comportamento da laje

O suporte da laje de betão não foi restringido lateralmente em torno do seu perímetro e as vigas periféricas de suporte protegidas mantiveram a sua capacidade de carga sendo submetidas a pequenos deslocamentos verticais. Esta ação de membrana permitiu desenvolver forças no plano na região central da laje entrando em tração e equilíbrio de forças de compressão no plano formado na laje em torno do seu perímetro (Figura 7.60). Este comportamento é análogo a uma roda de bicicleta; os raios representam a ação elástica da membrana, e o aro representa a ação de compressão da membrana.

7.4.7 Conclusões

A laje cumpriu extremamente bem a função de suporte de carga para a duração do ensaio e tornou evidente a resistência inerente do sistema resultante da ação de membrana da laje. Com base nos dados registados, foi demonstrado que o reforço na zona central da laje estava sob forças de tração formando uma rede de armadura parabólica elíptica de tração ancorada por um anel de compressão do betão que se forma em torno do perímetro da laje. Devido à ação de membrana, a existência de vigas secundárias que apoiam a laje não é necessária em situação de incêndio, pelo que estas vigas podem ser deixadas sem proteção.

Em termos de comportamento das vigas alveoladas não protegidas podem ser tiradas as seguintes conclusões:

- Devido à combinação da ação mista do apoio das vigas alveoladas e da laje, a encurvadura distorcional destas vigas foi o modo de rotura estrutural dominante em vez da pós-encurvadura da alma ou o mecanismo de Vierendeel que foram geralmente observados em ensaios ao fogo de pequena escala em vigas alveoladas;
- A partir do momento em que ocorreu a encurvadura distorcional, apenas a parte superior do T das vigas alveoladas contribuiu para a capacidade carga da laje através da ação catenária;

- As vigas alveoladas não afetaram o comportamento de membrana da laje, que seguiu o comportamento clássico como descrito no método de cálculo de Bailey e suportou a carga durante a duração do ensaio.

A parede de alvenaria que delimita o compartimento manteve a sua estanquidade apesar de um significativo gradiente térmico através da parede e da substancial deformação lateral. Além disso, todas as ligações (embora protegidas) apresentaram um bom desempenho e não mostraram sinais de rotura.

8 ESTUDO PARAMÉTRICO NUMÉRICO

8.1 Âmbito

Ensaio normalizados de resistência ao fogo à escala real confirmaram novamente o excelente desempenho do sistema de pavimento misto, devido à presença da ação de membrana de tração na laje conforme observado e descrito por Bailey & Moore^(26,27). No entanto, é ainda necessário alargar a verificação do método de cálculo simplificado ao seu completo domínio de aplicação. Com o conhecimento atual da engenharia na segurança contra incêndios, essa verificação pode ser conseguida por meio de um estudo paramétrico numérico com base em modelos de cálculo avançados, em que várias características específicas, tais como o limite de deformação do pavimento e o alongamento das armaduras, podem ser facilmente verificadas. No entanto, antes do estudo paramétrico realizado neste projeto, o modelo numérico avançado teve que ser validado com os ensaios de resistência ao fogo.

8.2 Verificação do modelo numérico do ANSYS com os ensaios FRACOF

8.2.1 Generalidades

Com objetivo de se obter um modelo numérico válido para a simulação do comportamento ao fogo de lajes mistas, foi realizada uma investigação numérica do ensaio de resistência ao fogo à escala real, descrito no Capítulo 7, utilizando o programa de computador ANSYS. O modelo numérico era composto por duas partes diferentes, uma para análise da transferência de calor e outra para a análise estrutural.

8.2.2 Análise estrutural

A análise estrutural foi baseada num modelo híbrido estrutural que tomou em consideração as vigas de aço, as chapas de aço, a nervura em betão e a rede de armadura (ver Figura 8.1). Neste modelo estrutural foram utilizados os três seguintes tipos de elementos finitos:

- elemento de linha 3D não-linear - BEAM24,
- elemento de casca 3D não-linear multi-camada - SHELL91
- elemento de linha 3D linear - PIPE16.

O pavimento misto foi representado por elementos de casca para a parte sólida da laje mista, bem como a rede de armadura. Elementos de viga-coluna foram usados para os membros de aço, a chapa de aço e as nervuras em betão da laje mista. Foram utilizados elementos de ligação para a ligação de corte entre as vigas de aço e a laje mista.

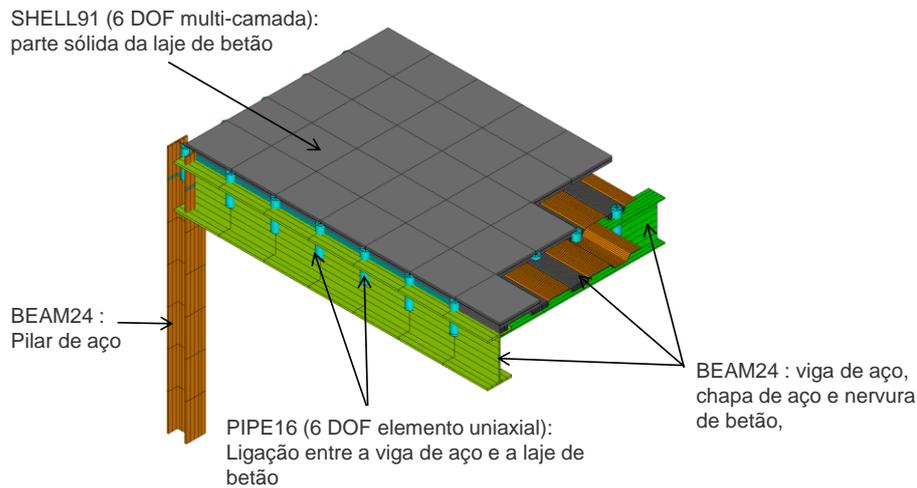


Figura 8.1 Pormenor do modelo estrutural

8.2.3 Análise da transferência de calor

Na análise da transferência de calor, foi determinada a evolução das temperaturas de todos os elementos estruturais com o auxílio de modelos 2D utilizando a secção transversal de cada elemento estrutural. Como a validação do modelo numérico refere-se principalmente a um comportamento estrutural, as propriedades térmicas do material de isolamento foram ajustadas a fim de simular o aquecimento dos elementos de aço protegidos registado durante o ensaio ao fogo. Para os elementos de aço e betão, as suas propriedades térmicas são as indicadas na EN 1994-1-2⁽²⁹⁾. É ilustrada nas Figura 8.2 à Figura 8.5 uma comparação das temperaturas calculadas com as temperaturas obtidas dos ensaios, para diferentes elementos estruturais.

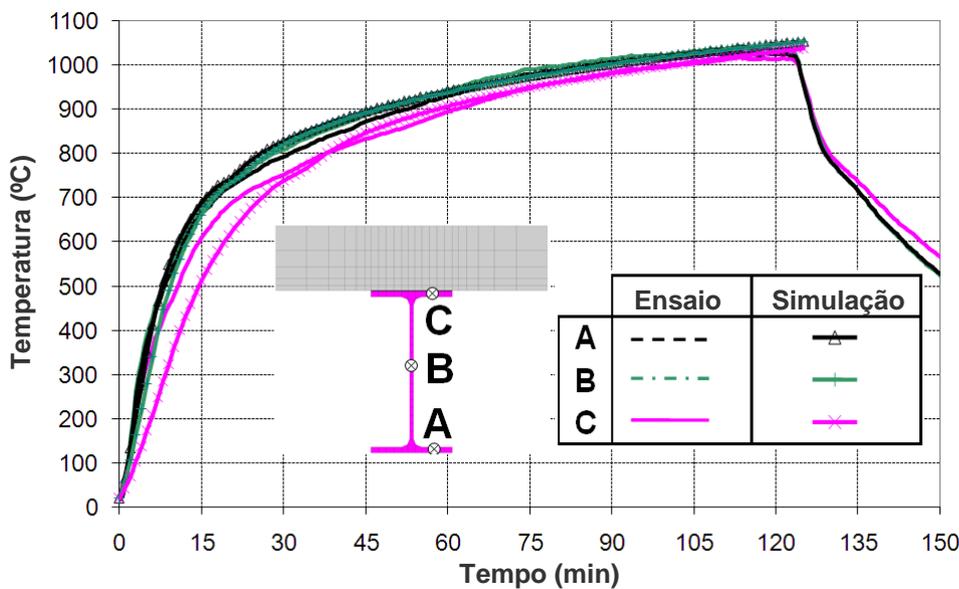


Figura 8.2 Comparação das temperaturas obtidas no ensaio ao fogo com o cálculo numérico - vigas metálicas não protegidas

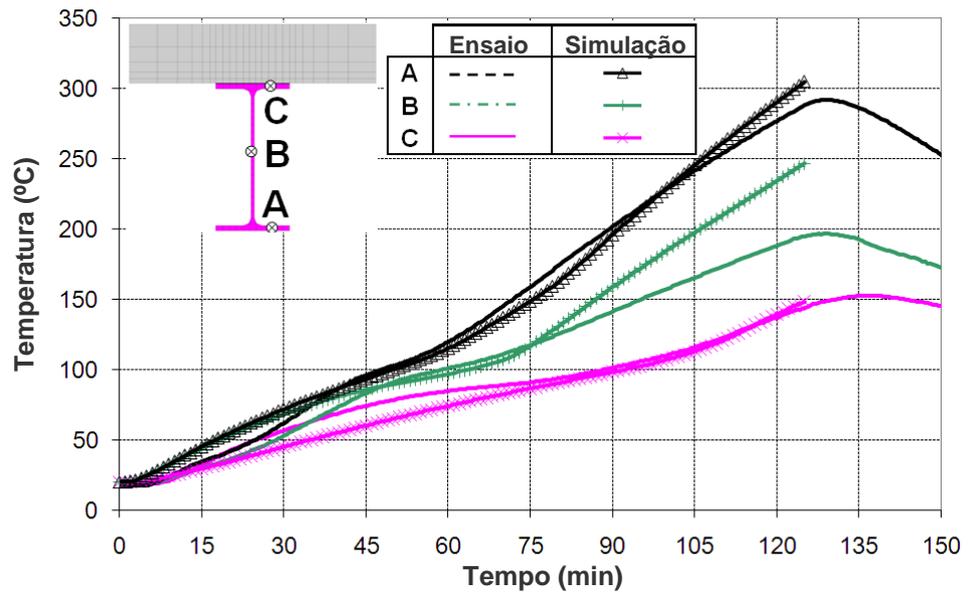


Figura 8.3 Comparação das temperaturas obtidas no ensaio ao fogo com o cálculo numérico - vigas secundárias protegidas

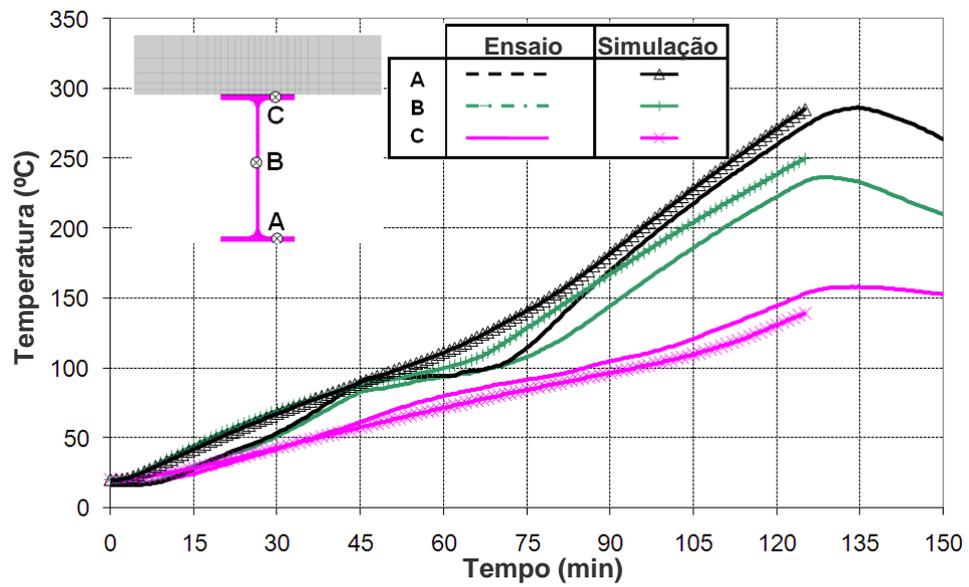


Figura 8.4 Comparação das temperaturas obtidas no ensaio ao fogo com o cálculo numérico - vigas principais protegidas

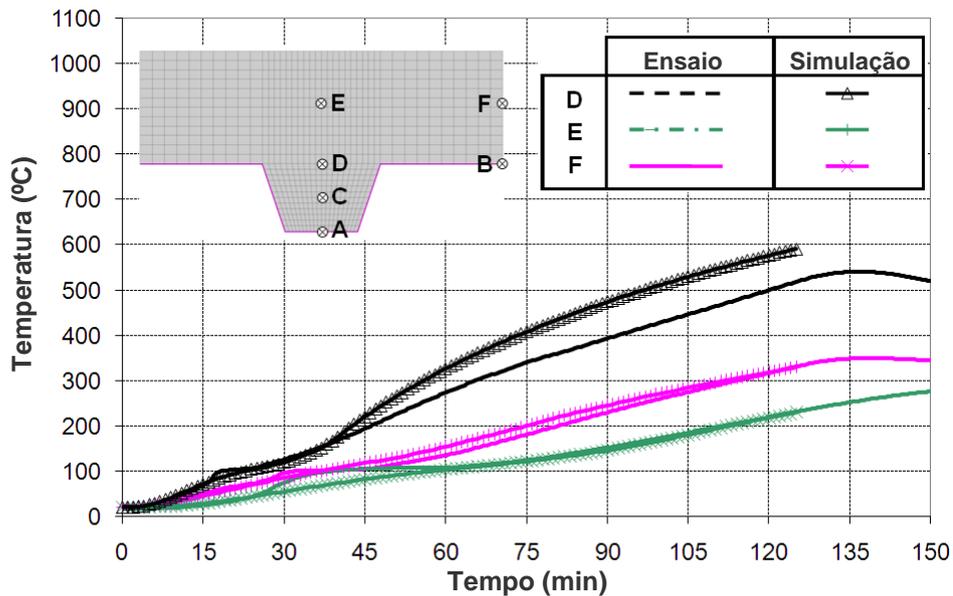


Figura 8.5 Comparação das temperaturas obtidas no ensaio ao fogo com o cálculo numérico – laje mista

8.2.4 Comportamento mecânico dos elementos estruturais

O comportamento estrutural do pavimento foi analisado com base no modelo estrutural apresentado na Figura 8.6 e nas temperaturas fornecidas pelo modelo de transferência de calor.

Pode-se observar facilmente a partir deste modelo que a parte central do pavimento foi muito mais aquecida do que os elementos estruturais da periferia. O comportamento estrutural do pavimento simulado é apresentado na Figura 8.7, mostrando a deformada prevista pelo modelo numérico após 120 minutos de exposição à curva padrão de tempo-temperatura.

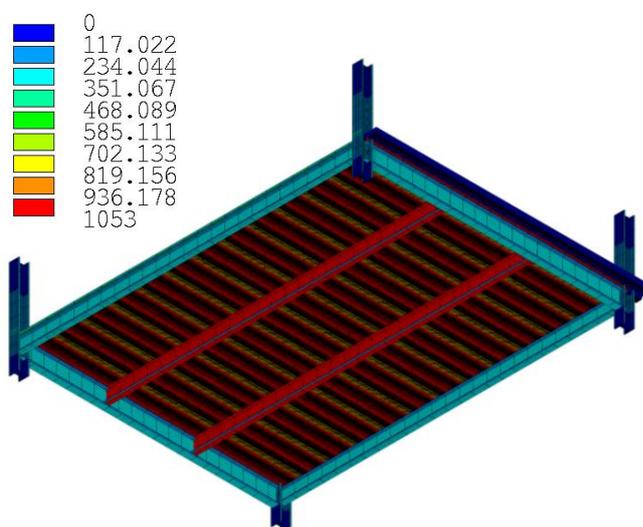


Figura 8.6 Modelo estrutural global e campo de temperaturas atribuído a 120 minutos de fogo ISO

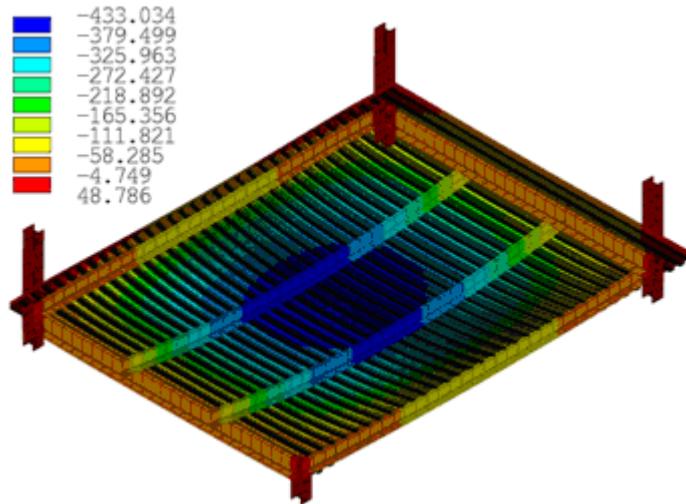


Figura 8.7 Deformada obtida do pavimento

A Figura 8.8 apresenta uma comparação entre o deslocamento vertical da laje, calculado utilizando o modelo numérico, e os deslocamentos medidos da amostra ensaiada. Observa-se que, globalmente, a modelação numérica fornece resultados muito próximos dos experimentais. No entanto, ocorre uma ligeira discrepância na deformação das vigas não protegidas após 50 minutos, resultando em alguma divergência entre as deformações medidas e as previstas pela análise numérica. Este fenómeno foi atribuído à perda de continuidade da rede de armadura durante o ensaio, o que resultou num valor superior da deformação nas vigas não protegidas. Apesar desta pequena diferença, demonstrou-se a validade do modelo numérico, bem como a sua capacidade para prever o comportamento ao fogo.

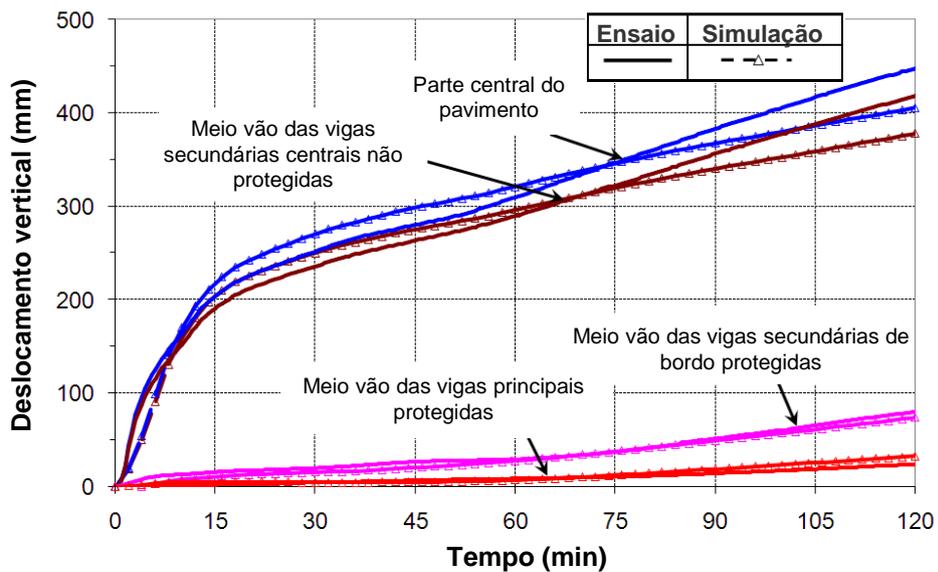


Figura 8.8 Comparação da deformação da laje prevista com a deformação medida no ensaio

8.3 Verificação do modelo numérico do SAFIR com os ensaios de resistência ao fogo

8.3.1 Generalidades

Com o objetivo de se obter um modelo numérico válido para a simulação do comportamento ao fogo de pavimentos mistos, foi realizada uma investigação numérica do ensaio de resistência ao fogo à escala real descrito no Capítulo 7 utilizando o programa de computador SAFIR. O modelo desenvolvido era composto por duas partes diferentes, uma para análise da transferência de calor e outra para a análise estrutural.

8.3.2 Comparação entre SAFIR e o ensaio FRACOF

8.3.2.1 Carga de incêndio

No ensaio FRACOF, a laje foi exposta ao fogo ISO utilizando um forno normalizado para ensaios de resistência o fogo. As temperaturas registadas em diferentes pontos do forno mostram uma boa aproximação à curva de incêndio padrão ISO, como se pode ver na Figura 8.9.

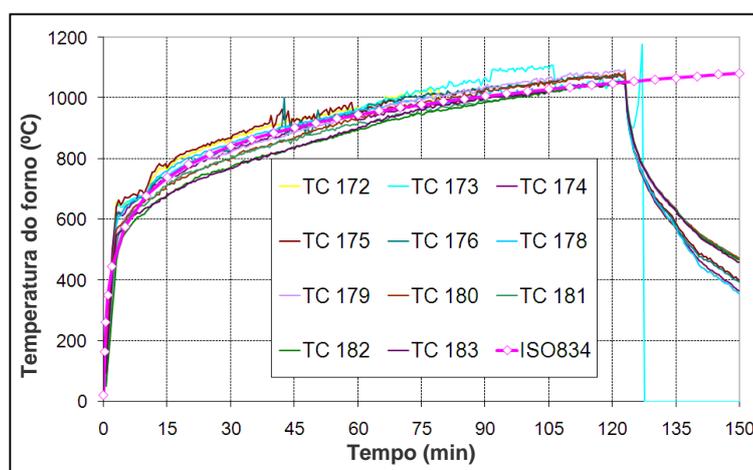


Figura 8.9 Comparação entre as curvas de aquecimento medidas no compartimento e a curva ISO-834

8.3.2.2 Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados

As análises térmicas dos perfis de aço e da laje foram realizadas com o programa SAFIR. No cálculo das temperaturas na estrutura, a curva de incêndio ISO-834 foi aplicada na periferia da laje de betão e dos perfis de aço não protegidos, enquanto que, para as secções termicamente protegidas, foram utilizadas as temperaturas registadas na secção de aço (com o objetivo de eliminar todas as incertezas sobre as propriedades térmicas do material de isolamento ou sobre possíveis defeitos de construção).

Relativamente às vigas secundárias não protegidas, a laje de betão foi modelada por forma a ter em conta a sua capacidade de absorção de calor. O betão acima do banzo superior do perfil de aço só é considerado para a análise térmica e não tem resistência

mecânica (porque este betão será modelado separadamente por elementos de casca). O banzo inferior, os dois lados dos perfis e a superfície inferior da laje são submetidos ao fogo ISO, enquanto que a superfície superior da laje mantém-se em contacto com o ar a 20 °C durante todo o cálculo, ver Figura 8.10.

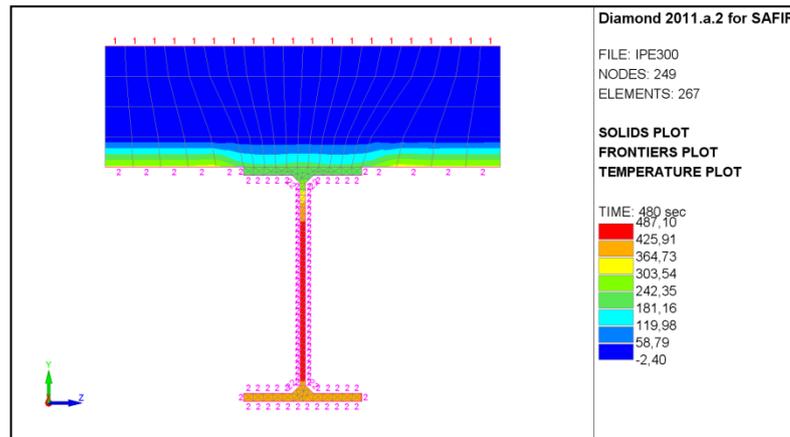


Figura 8.10 Exposição ao fogo das vigas secundárias não protegidas

Na Figura 8.11 comparam-se os resultados calculados com os dados medidos no banzo inferior, na alma e no banzo superior desses perfis. As temperaturas calculadas aproximam-se satisfatoriamente das temperaturas medidas.

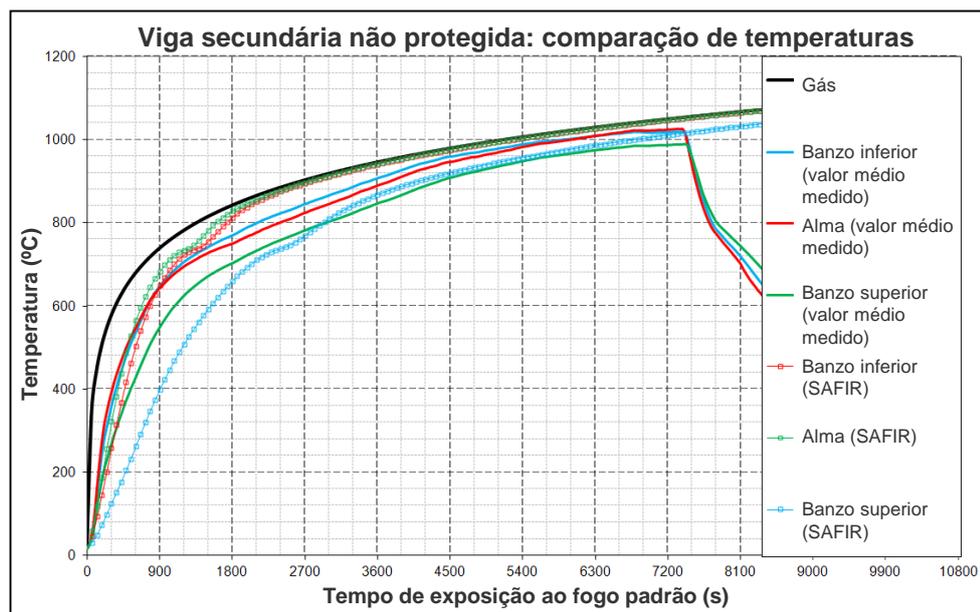


Figura 8.11 Comparação entre as temperaturas calculadas e as temperaturas medidas nas vigas secundárias não protegidas

A Figura 8.12 apresenta as temperaturas medidas no banzo inferior, na alma e no banzo superior dos perfis protegidos.

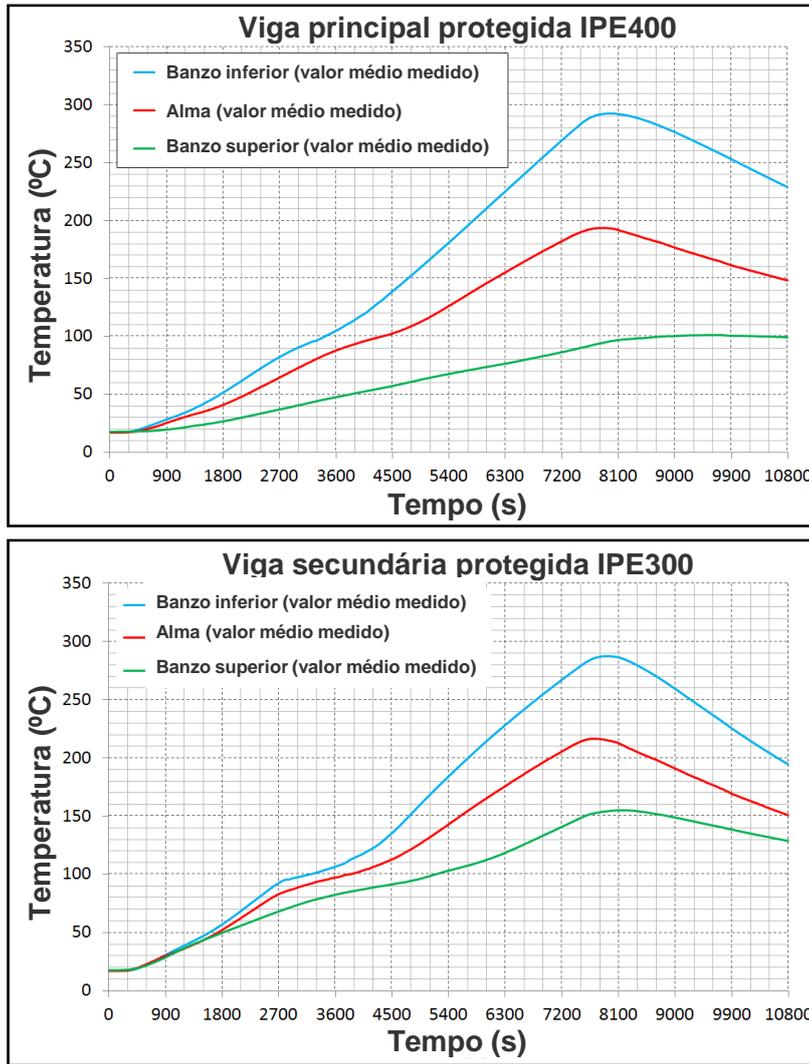


Figura 8.12 Temperaturas medidas nas vigas IPE400 protegidas (em cima) e IPE300 protegidas (em baixo)

Na análise térmica da laje, foi aplicado o modelo de espessura efetiva para a laje, como definido na EN 1994-1-2. As nervuras de 58 mm e a camada de betão de 97 mm que cobre as nervuras são substituídas por uma laje plana com uma espessura efetiva de 120 mm, ver Figura 8.13. A laje é submetida ao fogo na sua superfície inferior, enquanto que a superfície superior permanece em contacto com o ar a 20 °C. A altura a considerar para os cálculos mecânicos é a altura de betão acima da chapa perfilada de aço.

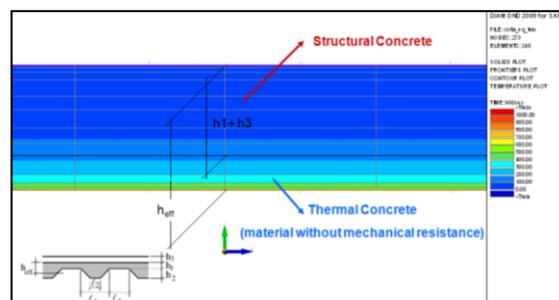


Figura 8.13 Cálculo da espessura efetiva para a análise térmica da laje

Na Figura 8.14(a), são comparadas as temperaturas calculadas com as temperaturas médias medidas na laje acima da nervura. Os pontos E e F correspondem à localização da armadura, ver Figura 8.14(b).

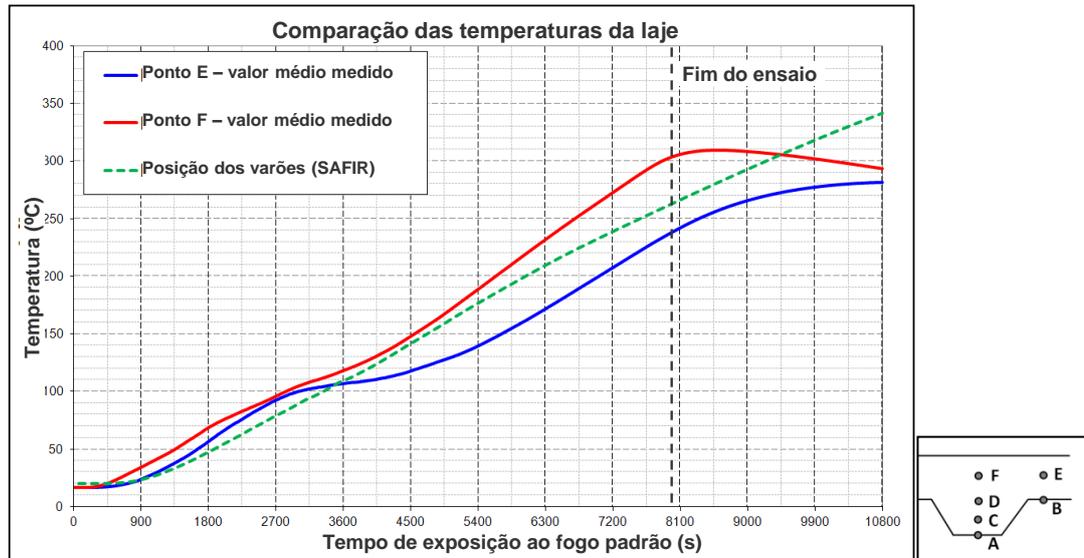


Figura 8.14 (a) Comparação entre as temperaturas medidas e calculadas com a laje de espessura efetiva (esquerda), (b) Posição dos termopares na laje (direita)

As temperaturas na armadura e na laje são bem aproximadas pelos resultados numéricos com o modelo de espessura uniforme.

8.3.2.3 Análise estrutural

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos no programa SAFIR. A estrutura foi modelada através de elementos de VIGA para as vigas e elementos de CASCA para a laje. As vigas de bordo estão simplesmente apoiadas sobre os pilares, tal como ilustrado na Figura 8.15. A laje é axialmente restringida em ambos os lados, com o objetivo de simular a condição de continuidade da laje mista.

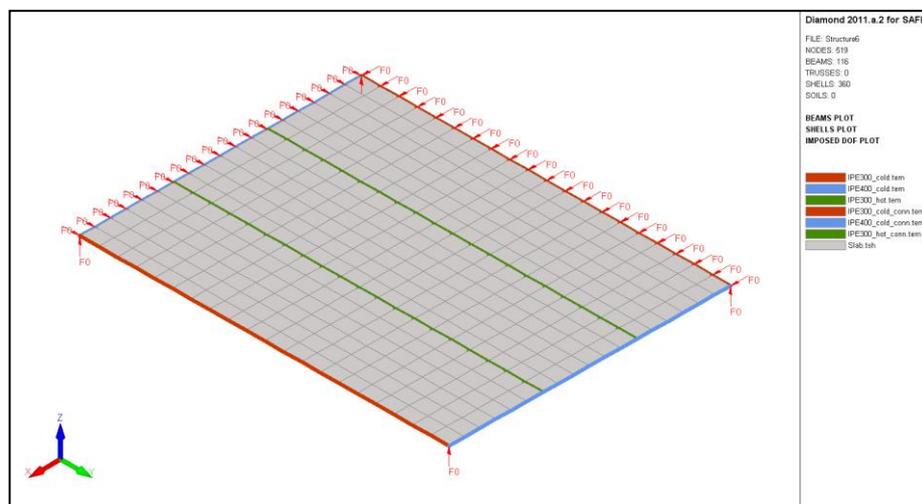


Figura 8.15 Modelo para a análise estrutural

O comportamento estrutural à temperatura normal corresponde a um modo de flexão, enquanto que, durante o incêndio, desenvolve-se a ação de membrana. As forças de membrana para temperatura normal e temperaturas elevadas são apresentadas na Figura 8.16.

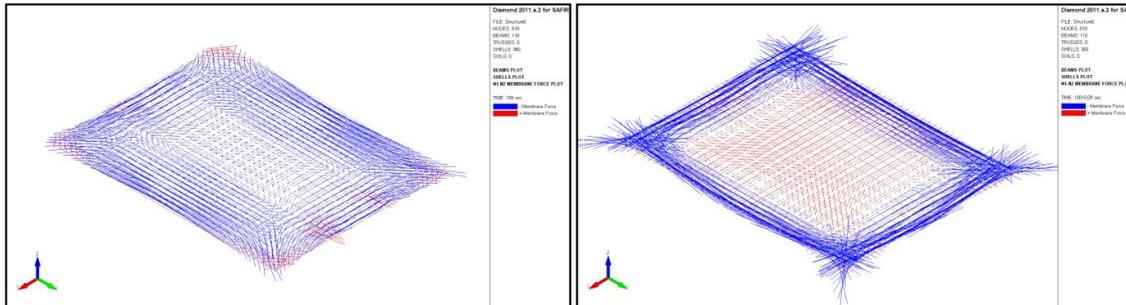


Figura 8.16 Comparação entre o modo de flexão (esquerda) e ação de membrana (direita): forças de membrana na laje

Por fim, a comparação entre as deformações medidas e as deformações calculadas com este modelo de elementos finitos (FEM) é apresentada na Figura 8.17.

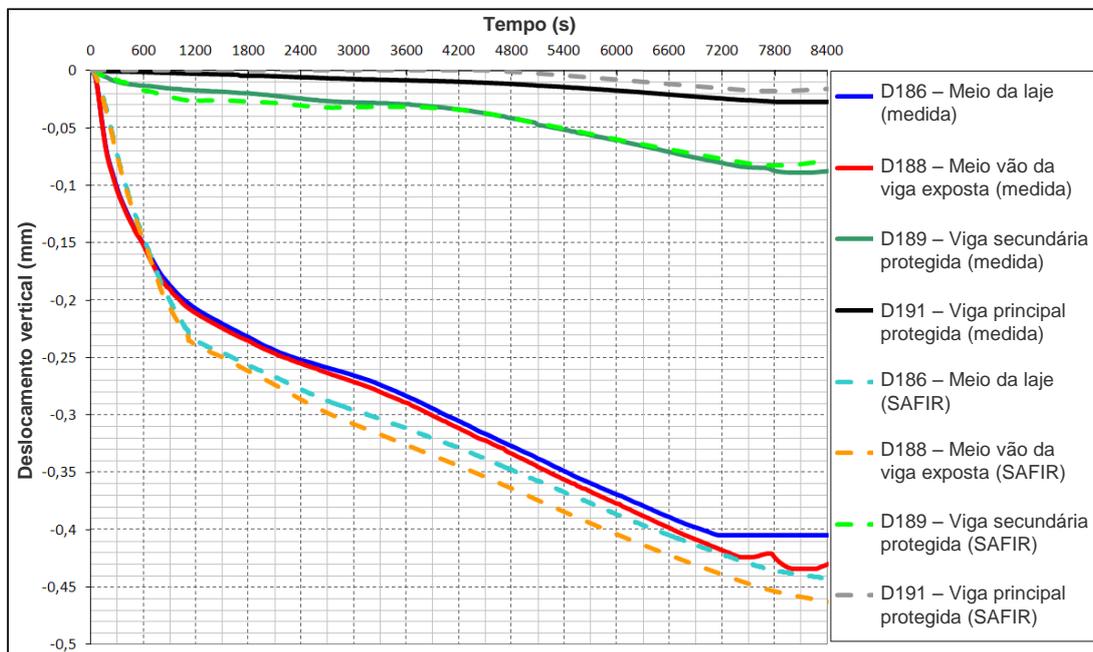


Figura 8.17 Comparação dos deslocamentos verticais obtidos no ensaio experimental com os obtidos numericamente

Foi observada uma boa aproximação entre os resultados do modelo FEM e o comportamento real durante o ensaio. Esta aproximação parece validar as simplificações que foram introduzidas, tais como o facto da rigidez à flexão dos pilares ter sido desprezada e o facto da laje nervurada ter sido modelada por uma laje plana equivalente. Deve-se também referir que a simulação do comportamento estrutural foi feita com os valores medidos das propriedades materiais.

8.3.3 Comparação entre SAFIR e o ensaio COSSFIRE

8.3.3.1 Carga de incêndio

No ensaio COSSFIRE, a laje foi exposta ao fogo ISO utilizando um forno normalizado para ensaios de resistência o fogo. As temperaturas registadas em diferentes pontos do forno mostram uma boa aproximação à curva de incêndio padrão ISO, ver Figura 8.18.

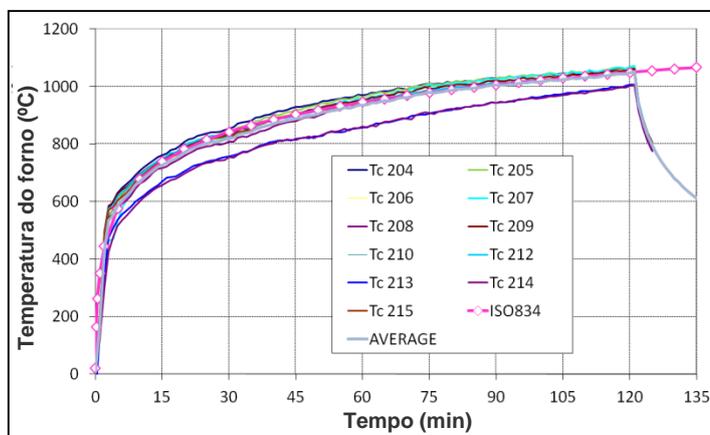


Figura 8.18 Comparação entre as curvas de aquecimento medidas e a curva de incêndio ISO-834

8.3.3.2 Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados

Foram realizadas as análises térmicas dos perfis de aço e da laje com o programa SAFIR. No cálculo das temperaturas na estrutura, aplicou-se a curva de incêndio ISO na periferia da laje de betão e dos perfis de aço não protegidos enquanto que, para as secções termicamente protegidas, foram utilizadas as temperaturas registadas na secção de aço (com o objetivo de eliminar todas as incertezas sobre as propriedades térmicas do material de isolamento ou sobre possíveis defeitos de construção).

Relativamente às vigas secundárias não protegidas, a laje de betão foi modelada por forma a ter em conta a sua capacidade de absorção de calor. O betão acima do banzo superior do perfil de aço só é considerado para a análise térmica e não tem resistência mecânica (porque este betão será modelado separadamente por elementos de casca). O banzo inferior, os dois lados dos perfis e a superfície inferior da laje são submetidos ao fogo ISO, enquanto que a superfície superior da laje mantém-se em contacto com o ar a 20 °C durante todo o cálculo, ver Figura 8.19.

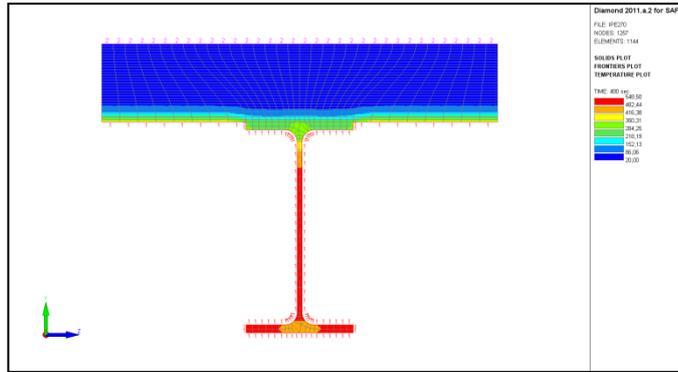


Figura 8.19 Exposição ao fogo das vigas secundárias não protegidas

Na Figura 8.20 comparam-se os resultados calculados com os dados medidos no banzo inferior, na alma e no banzo superior desses perfis.

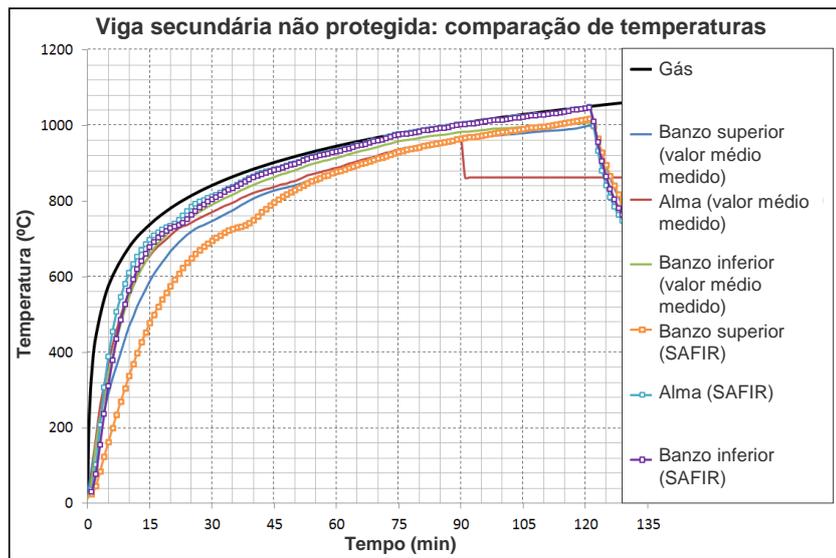


Figura 8.20 Comparação entre as temperaturas calculadas e as temperaturas medidas nas vigas secundárias não protegidas

A Figura 8.21 apresenta as temperaturas medidas no banzo inferior, na alma e no banzo superior dos perfis protegidos.

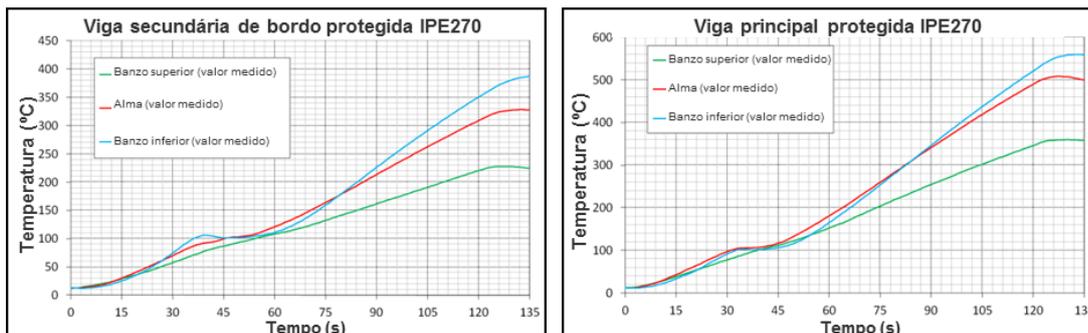


Figura 8.21 Temperaturas medidas nas vigas secundárias IPE270 protegidas (esquerda) e nas vigas principais IPE270 protegidas (direita)

8.3.3.3 Análise estrutural

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos no programa SAFIR. A estrutura foi modelada através de elementos de VIGA para as vigas e elementos de CASCA para a laje. As vigas de bordo são simplesmente apoiadas sobre os pilares, tal como ilustrado na Figura 8.24. A laje e as vigas foram axialmente restringidas.

O comportamento estrutural à temperatura normal corresponde a um modo de flexão, enquanto que durante o incêndio desenvolve-se a ação de membrana. As forças de membrana para a temperatura normal e para elevadas temperaturas são apresentadas na Figura 8.25.

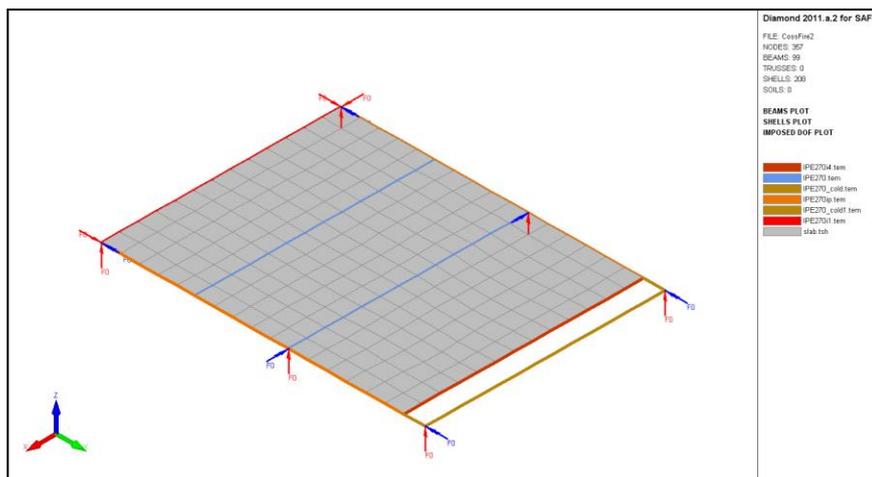


Figura 8.24 Modelo para a análise estrutural

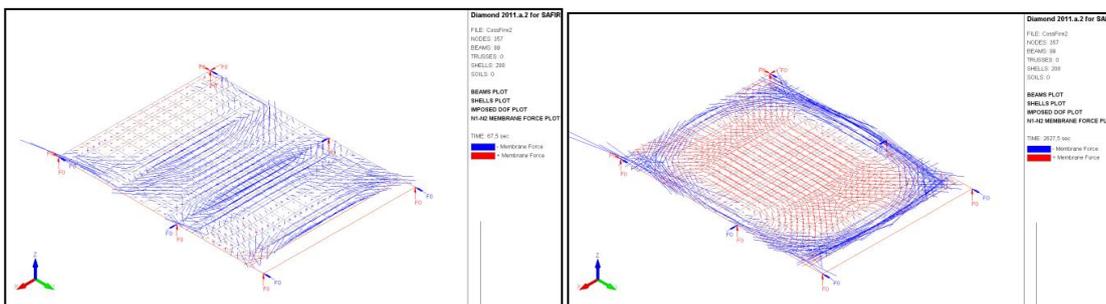


Figura 8.25 Comparação entre o modo de flexão (esquerda) e ação de membrana (direita): forças de membrana na laje

Por fim, a comparação entre as deformações medidas e as deformações calculadas com este modelo de elementos finitos em diferentes posições da laje (ver Figura 8.26) é apresentada na Figura 8.27.

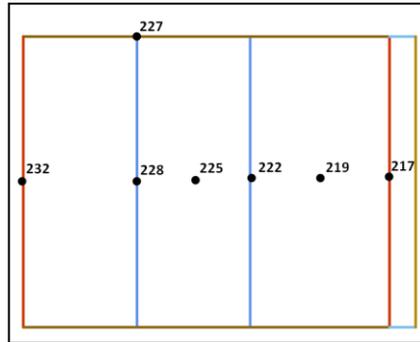


Figura 8.26 Posição dos transdutores e das deformações obtidas numericamente

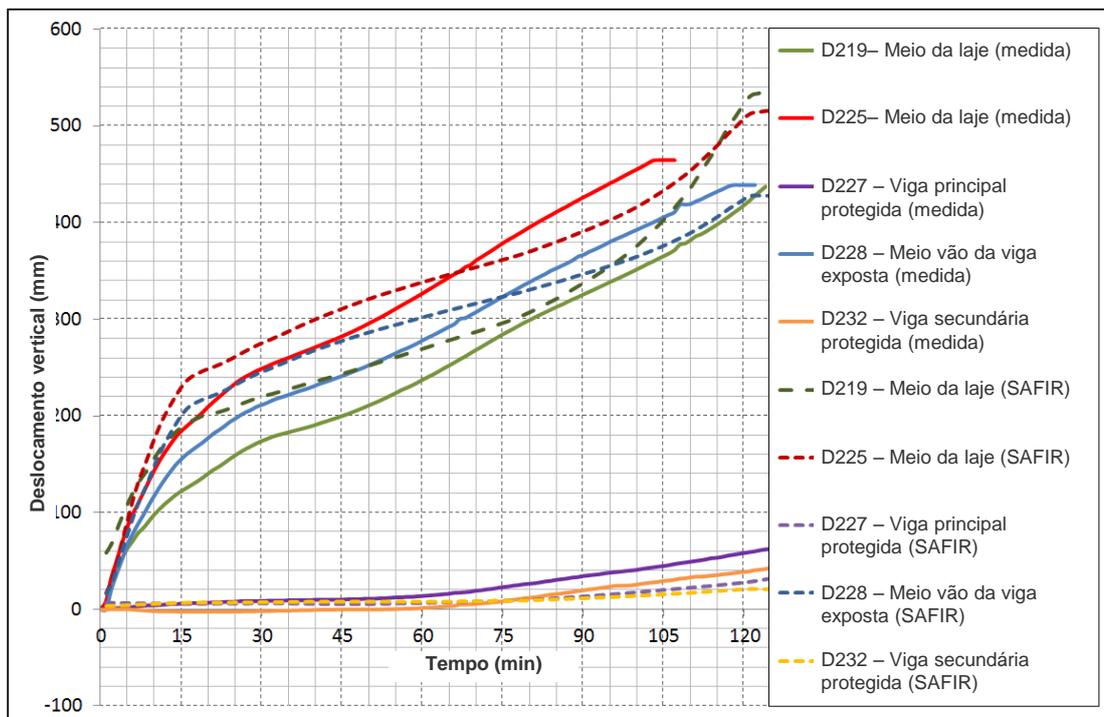


Figura 8.27 Comparação dos deslocamentos verticais obtidos no ensaio experimental com os obtidos numericamente

Observou-se uma boa aproximação entre os resultados do modelo FEM e o comportamento real durante o ensaio. Esta aproximação parece validar as simplificações que foram introduzidas, tais como o facto da rigidez à flexão dos pilares ter sido desprezada e o facto da laje nervurada ter sido modelada por uma laje plana equivalente. Deve-se também referir que a simulação do comportamento estrutural foi feita com os valores medidos das propriedades materiais.

8.3.4 Comparação entre SAFIR e o ensaio FICEB

8.3.4.1 Carga de incêndio

No teste de Ulster, todas as análises térmicas foram realizadas utilizando a temperatura medida no meio do compartimento, ver Figura 8.28, com o objetivo de focar as análises na capacidade do programa SAFIR para simular o comportamento da laje quando sujeita a uma curva de incêndio natural no compartimento.

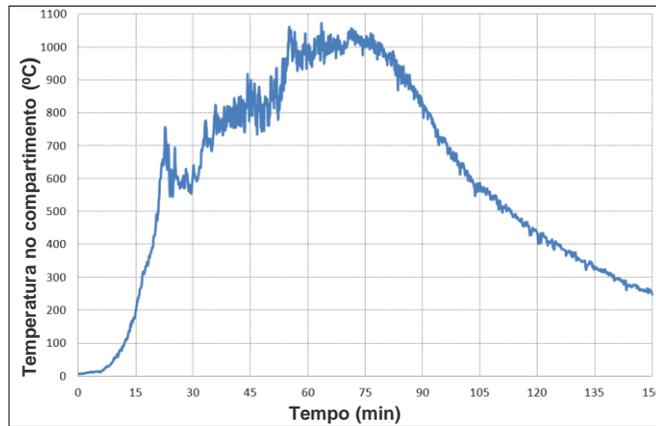


Figura 8.28 Curva de temperatura medida no meio do compartimento

8.3.4.2 Análises térmicas: modelos numéricos e principais resultados

As análises térmicas dos perfis de aço e da laje foram realizadas com o programa SAFIR. As vigas adotadas eram perfis metálicos alveolados. Como a secção analisada termicamente é depois utilizada como uma parte de um elemento finito de VIGA nas análises estruturais subsequentes, foi considerada uma secção que passa no centro da abertura circular, ver Figura 8.29(a). De facto, as tensões longitudinais de um modelo de VIGA não podem "entrar" nos painéis da alma que separam duas aberturas (*web posts*).

Nestes modelos térmicos de perfis metálicos, a laje de betão é modelada de forma a considerar a sua capacidade de absorção de calor. Este betão acima do banzo superior do perfil de aço só é considerado para a análise térmica e não tem resistência mecânica (porque o betão será modelado separadamente por elementos de CASCA). Os perfis de aço e a superfície inferior da laje são submetidos ao fogo medido no meio do compartimento, enquanto que a superfície superior da laje se mantém em contacto com o ar a 20 °C durante todo o cálculo.

As temperaturas atingidas nas secções não protegidas são muito mais elevadas do que a temperatura crítica das vigas alveoladas. De facto, numa análise estrutural dessas vigas utilizando elementos de casca, podem ser observadas instabilidades (principalmente pós-encurvadura da alma ou encurvadura distorcional) para temperaturas de cerca de 600 °C. Assim, o modelo estrutural das secções não protegidas deve ter em consideração o facto de que o seu comportamento é afetado pela pós-encurvadura da alma.

Uma forma eficiente de ter em consideração este comportamento no modelo estrutural com elementos de VIGA, é realizar a simulação utilizando um material de aço modificado para o banzo inferior das vigas não protegidas. Este material de aço modificado tem as mesmas propriedades mecânicas da EN 1993-1-2 para temperaturas inferiores a 500 °C, e perde as suas propriedades mecânicas de forma irreversível entre 500 °C e 600 °C, para ter em consideração os fenómenos de instabilidade.

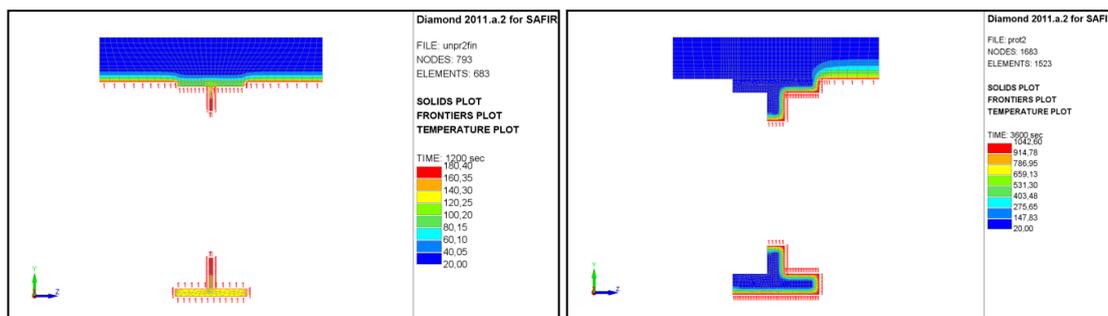


Figura 8.29 Exposição ao fogo: (a) das vigas secundárias não protegidas com o modelo híbrido (esquerda) e (b) das vigas protegidas (direita)

Na Figura 8.30 são comparadas as temperaturas calculadas nas vigas secundárias não protegidas com as temperaturas medidas nas diferentes zonas longitudinais desta viga. Da comparação pode-se observar uma temperatura mais baixa das extremidades da viga durante o ensaio.

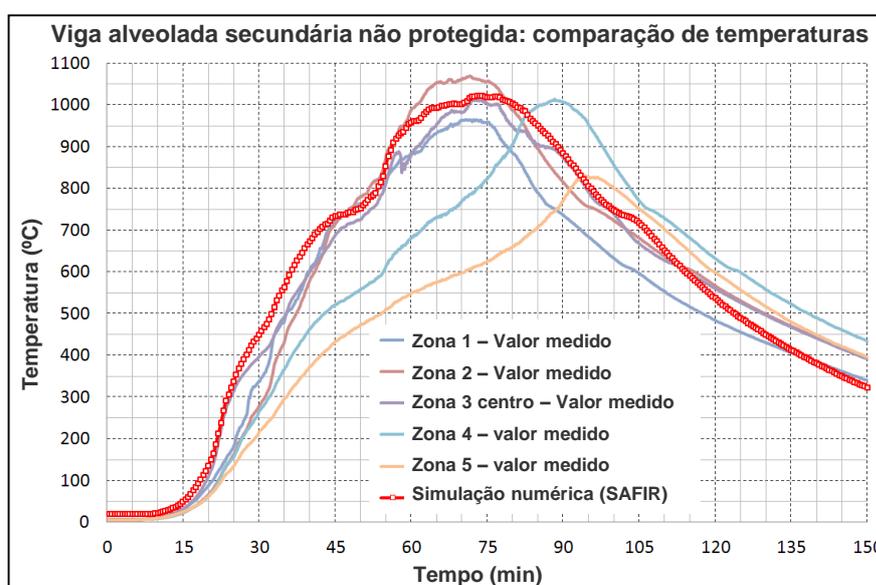


Figura 8.30 Comparação entre as temperaturas calculadas e medidas nas vigas secundárias não protegidas

Relativamente às secções protegidas, o material de isolamento que apenas foi considerado para análise térmica também é considerado no modelo de elementos finitos. As secções de aço protegidas estão expostas ao fogo num dos lados e no banzo inferior, enquanto que o outro lado do perfil, em frente a uma parede, é suposto ser um limite adiabático, ver Figura 8.29(b). As temperaturas das secções protegidas mantêm-se abaixo da temperatura crítica para estas vigas alveoladas. Assim, durante todo o cálculo, o material de aço com as propriedades mecânicas da EN 1993-1-2 pode ser considerado para o banzo inferior destes perfis metálicos protegidos. A proteção ao fogo de vigas alveoladas é um parâmetro chave que é determinante para garantir um bom efeito de membrana do sistema de laje mista em caso de incêndio.

Na análise térmica da laje, foi utilizado o modelo de espessura efetiva para a laje como definido na EN 1994-1-2. As nervuras de 51 mm e a camada de betão de 69 mm que

cobre as nervuras são substituídas por uma laje plana com uma espessura efetiva de 110 mm, ver Figura 8.31. Esta espessura efetiva representa a altura da laje a considerar para a resposta térmica. A laje é submetida ao fogo na sua superfície inferior, enquanto que a superfície superior permanece em contacto com o ar a 20 °C. A altura a considerar para os cálculos mecânicos é a altura de betão acima da chapa perfilada de aço.

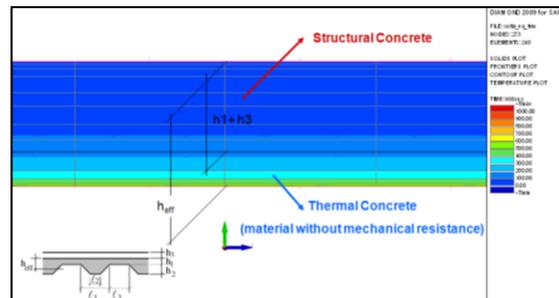


Figura 8.31 Cálculo da espessura efetiva para a análise térmica da laje

Na Figura 8.32(a), são comparadas as temperaturas calculadas com as temperaturas medidas na laje acima da nervura. Para as três posições consideradas acima da nervura (A-3, A-4 e A-5, ver Figura 8.32(b)) são dadas quatro medições correspondentes a quatro localizações no plano. A zona A-4 corresponde à localização da armadura.

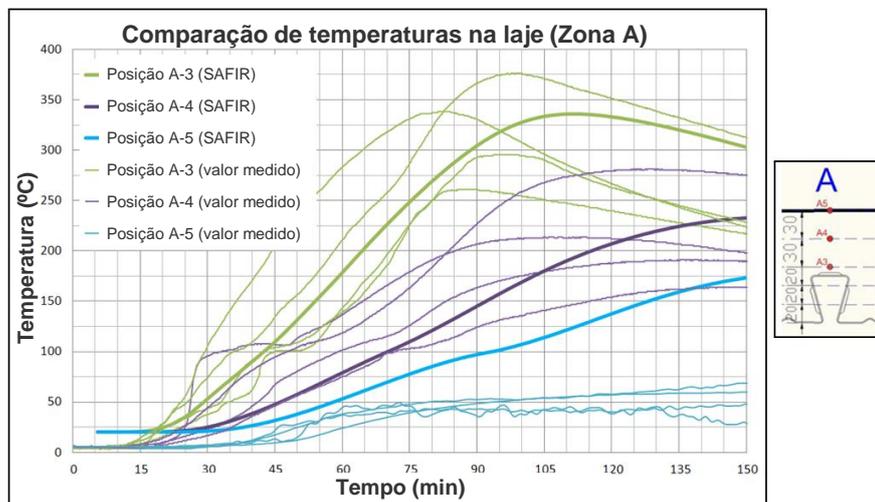


Figura 8.32 Transferência de calor nas zonas A1, A2, A3 e A4 às alturas A-3, A-4 e A-5 na secção transversal. Comparação entre os resultados medidos e calculados com o modelo de espessura efetiva

As temperaturas calculadas aproximam-se bem das temperaturas medidas, com exceção da superfície superior da laje (A-5), onde as temperaturas são sobrestimadas. Como A-4, corresponde à localização da armadura, as temperaturas nos varões de aço são corretamente aproximadas pelos resultados numéricos com o modelo de espessura efetiva.

8.3.4.3 Análise estrutural

Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido no programa SAFIR. A estrutura foi modelada através de elementos de VIGA para as vigas e elementos de CASCA para a laje. As vigas periféricas são simplesmente apoiadas sobre os pilares, tal como ilustrado na Figura 8.33. A laje é axialmente restringida em ambos os lados, com o objetivo de simular a condição de continuidade da laje mista.

O comportamento estrutural à temperatura normal corresponde a um modo de flexão, enquanto que durante o incêndio desenvolve-se a ação de membrana. As forças de membrana para a temperatura normal e elevadas temperaturas são apresentadas na Figura 8.34.

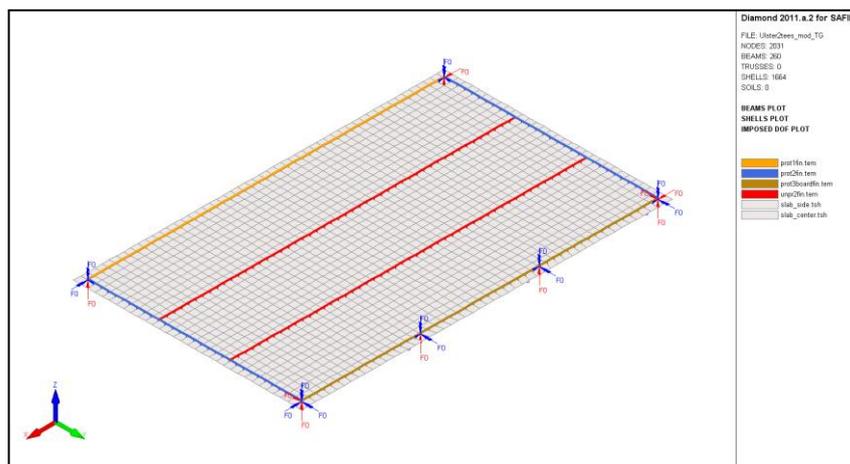


Figura 8.33 Modelo para a análise estrutural

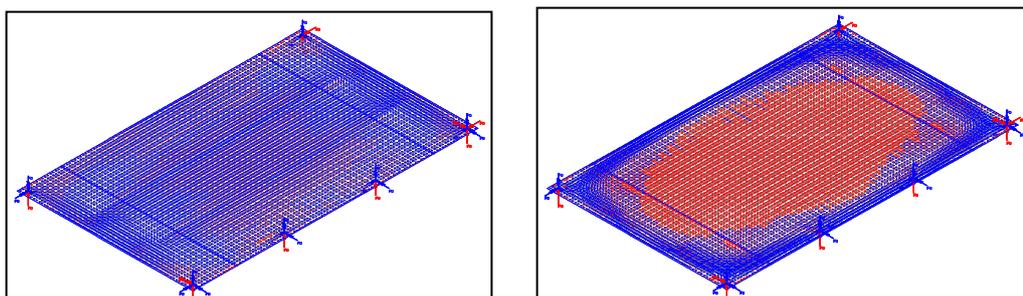


Figura 8.34 Comparação entre o modo de flexão (esquerda) e ação de membrana (direita): forças de membrana na laje

Como os elementos finitos de VIGA não permitem ter em consideração o fenómeno de pós-encurvadura da alma, o comportamento da laje é modelado com um material especial para o banzo inferior das vigas não protegidas. A consideração deste material de aço modificado (STEELEC3_WPB) permite a modelação do comportamento estrutural durante todo o teste com um único cálculo numérico.

Por fim, a comparação entre as deformações medidas e as deformações calculadas com este modelo de elementos finitos, no meio das vigas secundárias não protegidas, é apresentada na Figura 8.35.

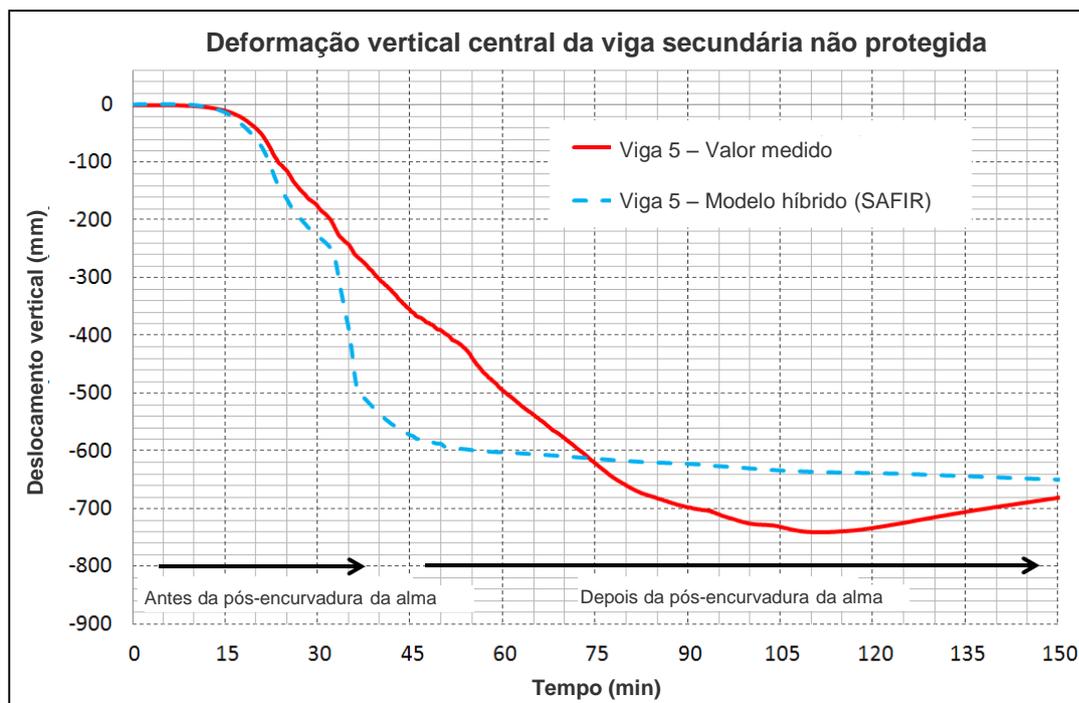


Figura 8.35 Comparação dos deslocamentos verticais no meio das vigas não protegidas obtidos no ensaio experimental com os obtidos numericamente com o modelo híbrido

Após 30 minutos, a temperatura do banzo inferior dos perfis desprotegidos ultrapassa os 500 °C. De seguida, ao executar o cálculo estrutural com o modelo híbrido considerando um material de aço modificado, o banzo inferior perde rapidamente todas as propriedades mecânicas e a deformação aumenta. A elevadas temperaturas, após a pós-encurvadura da alma, o modelo híbrido fornece uma boa aproximação do comportamento real da laje que não pode obter a sua rigidez de volta, de modo a que a deformação continue a ser importante no final do teste.

Observou-se uma boa aproximação entre os resultados do modelo FEM e o comportamento real durante o ensaio. Esta aproximação parece validar as simplificações que foram introduzidas, tais como a modelação dos fenómenos de instabilidade das vigas não protegidas, o facto de a rigidez à flexão dos pilares ter sido desprezada e o facto da laje nervurada ter sido modelada por uma laje plana equivalente. Deve-se também referir que a simulação do comportamento estrutural foi feita usando os valores nominais das propriedades materiais.

O modelo estrutural do SAFIR foi capaz de prever com um grau aceitável de precisão o comportamento complexo de vigas alveoladas atuando na ação de membrana. Usar um material de aço modificado para o banzo inferior das vigas não protegidas alveoladas pode ser uma forma simples mas eficiente de considerar fenómenos de instabilidade nestes modelos complexos, onde os elementos finitos de VIGA são preferíveis para as vigas. Também seria possível modelar as vigas de aço alveoladas ao detalhe com elementos de CASCA, mas esse modelo seria demasiado grande para aplicações práticas.

8.4 Estudo paramétrico numérico utilizando a curva de incêndio padrão

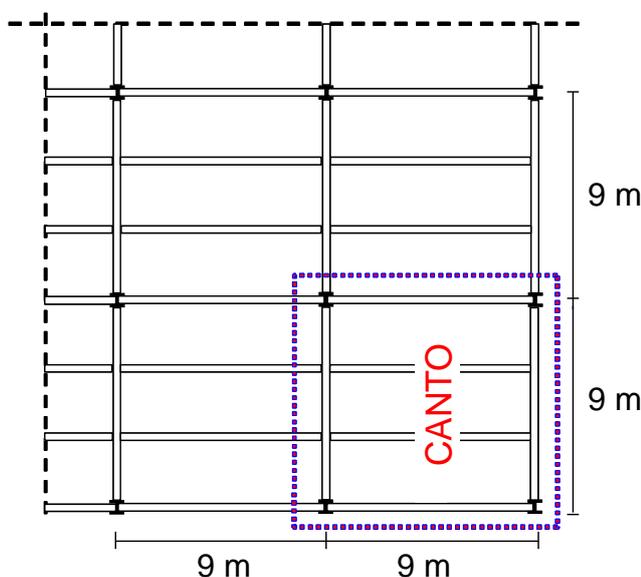
8.4.1 Dados introduzidos para o estudo paramétrico

Foi realizado um estudo paramétrico para alargar a investigação do método de cálculo simplificado ao seu domínio de aplicação completo. No entanto, um estudo paramétrico completo exigiria um grande número de simulações numéricas, que implicaria um custo computacional enorme. Assim, o âmbito do estudo paramétrico foi limitado aos seguintes parâmetros:

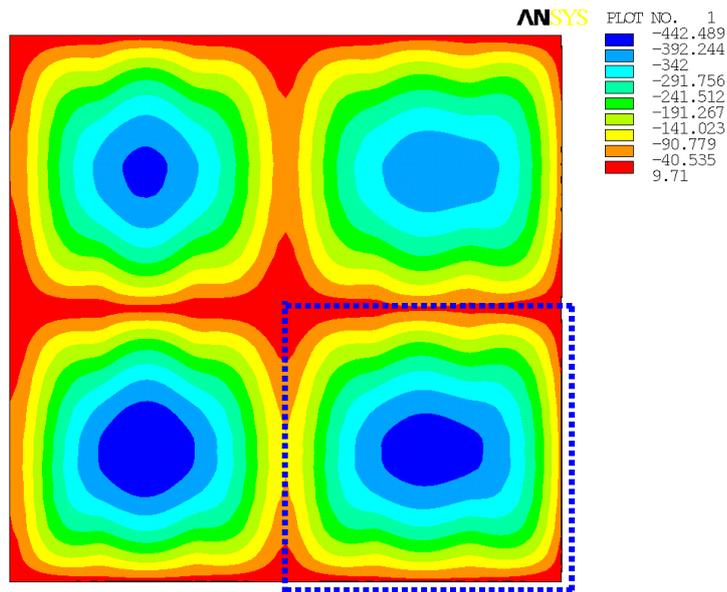
- Dimensão da grelha do pavimento;
- Grau de utilização;
- Duração do incêndio.

Deve-se salientar que este estudo paramétrico focou-se apenas no comportamento da laje mista de aço e betão exposta à curva de temperatura-tempo padrão.

Realizou-se um cálculo numérico preliminar numa laje mista com uma área de 18 m por 18 m, que compreende dois vãos de 9 m em cada direção, (ver Figura 8.36(a)). O objetivo principal desta análise preliminar foi determinar as condições de fronteira adequadas, em especial as condições de restrição da laje a serem adotadas se o modelo for limitado a um vão no estudo paramétrico. Como se ilustra na Figura 8.36(b), a deformação prevista da grelha de canto com dois bordos contínuos é a mais importante entre as quatro grelhas (as outras são três grelhas com três ou quatro bordos contínuos). Em consequência, todos os testes numéricos do estudo paramétrico simularam as condições de restrição adequadas para um vão de canto com duas bordas lateralmente restringidas, para simular a continuidade da laje.



(a) Grelha estrutural de um edifício real



(b) Modelo do ANSYS

Figura 8.36 Cálculo numéricos de grelha com quatro lajes

No estudo paramétrico foram analisados sete vãos com as seguintes dimensões: 6×6 m, 6×9 m, 6×12 m, 9×9 m, 9×12 m, 9×15 m e $7,5 \times 15$ m (Figura 8.37). Todos estes casos foram modelados simulando com continuidade da laje mista em dois bordos. Assumiu-se que todas as vigas periféricas estavam protegidas, mas que todas as vigas secundárias internas estavam não protegidas.

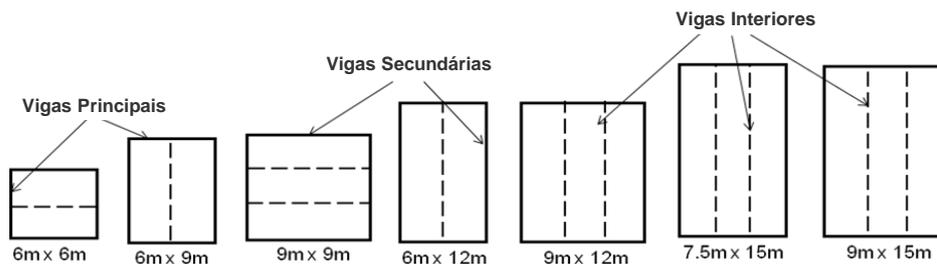


Figura 8.37 Pavimentos considerados no estudo paramétrico numérico

Como se pode visualizar na Tabela 8.1, no estudo foram consideradas três intensidades diferentes para a ação variável. Estes valores de ação variável correspondem aos habitualmente utilizados no dimensionamento à temperatura normal no mercado da construção francês. No entanto, se fossem utilizados valores das cargas diferentes, não haveria qualquer influência sobre o método de cálculo simplificado, porque a carga aplicada é apenas um conjunto de dados de entrada fornecido pelo engenheiro. No estudo paramétrico, somente os Casos 1 e 3 foram investigados numericamente. Considerou-se que o Caso 2 estaria abrangido por ser um valor intermédio entre o Caso 1 e o Caso 3.

Tabela 8.1 Valores das ações permanentes e variáveis considerados

Caso	Ação permanente G	Ação variável Q
1	Peso próprio + 1.25 kN/m ²	2.5 kN/m ²
2	Peso próprio + 1.25 kN/m ²	3.5 kN/m ²
3	Peso próprio + 1.25 kN/m ²	5.0 kN/m ²

Analisaram-se as durações do fogo padrão de 30, 60, 90 e 120 minutos. Em cada caso, a altura da laje mista foi baseada na altura mínima necessária para satisfazer os critérios de isolamento para estas durações de fogo. Com base na utilização de chapa perfilada de aço trapezoidal de 60 milímetros de altura obteve-se as lajes mistas com 120, 130, 140 e 150 mm de altura. A geometria da chapa perfilada trapezoidal é baseada no produto COFRAPLUS 60, o perfil mais utilizado no mercado francês. Esta chapa perfilada de aço tem nervuras estreitas relativamente a outros perfis, resultando num perfil de temperaturas mais gravoso com menor resistência mecânica. Portanto, se o método de cálculo simplificado for verificado com esta chapa perfilada, a conclusão pode ser aplicada de forma conservativa para quaisquer outros tipos de chapa perfilada de aço.

Com a combinação de todos os parâmetros mencionados acima, realizou-se um total de 112 simulações numéricas.

Antes de se realizar a análise do comportamento ao fogo das diferentes grelhas do pavimento, foram testados modelos preliminares em conformidade com a EN1994-1-1⁽³⁶⁾, com o objetivo de se determinar as dimensões dos elementos estruturais de todas as lajes mistas. Nestes projetos, considerou-se todas as vigas metálicas conectadas à laje mista com pernos de cabeça. Relativamente às propriedades dos materiais utilizados nestes desenhos, assumiu-se o betão de classe C30/37 com uma resistência à compressão de 30 MPa, a rede de armadura de classe B500 e a rede de armadura das vigas era, maioritariamente, da classe de aço S235.

Um parâmetro importante para o comportamento ao fogo de lajes mistas projetadas com o método de cálculo simplificado, é a dimensão da rede de armadura utilizada na laje mista. Como o estudo paramétrico foi realizado para verificar o método de cálculo simplificado, a dimensão de toda a rede de armadura foi obtida diretamente a partir deste método. Além disso, considerou-se a distância do eixo (isto é, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e da superfície não exposta da laje de betão) igual a 45 mm em todos os casos.

O aquecimento das vigas periféricas e dos pilares protegidos também irá influenciar o desempenho da laje. No estudo paramétrico, as propriedades térmicas da proteção ao fogo foram modeladas de modo que a temperatura dos referidos elementos estruturais, no tempo de duração esperado, fosse em torno de 550 °C. No entanto, se este aquecimento foi atingido antes da duração esperada do fogo, o aquecimento da viga metálica correspondente manteve-se então a 550 °C durante todos os instantes seguintes quando este aquecimento fosse atingido.

Nas Tabela 8.2 à Tabela 8.3 são dados pormenores sobre a dimensão das vigas metálicas e da rede de armadura considerados para cada caso. A tabela também inclui o grau de ligação por corte das vigas mistas e a classe de aço, se esta for diferente de S235. B1, B2, S e DC, significam, respetivamente, as vigas principais, as vigas secundárias, a área da rede de armadura em mm^2/m e o grau de ligação por corte das vigas mistas. Além disso, Vão1 indica o comprimento das vigas secundárias e Vão2 o das vigas principais. Para cada caso, realizaram-se duas simulações, uma com a existência de ligação mecânica entre a laje e os pilares (por exemplo, através de barras de reforço adicionais) e outra sem esta ligação.

Tabela 8.2 Parâmetros selecionados para pavimentos dimensionados para resistência ao fogo de 30 minutos

R30 Altura = 120 mm		Vão1 [m]						
Vão2 [m]	Carga [kN/m ²]	6	9	12	15			
6	2.5+1.25	B1	IPE300 DC: 0.9	B1	IPE360 DC: 1.0	B1	IPE450 DC: 1.0	
		B2	IPE240 DC: 0.8	B2	IPE360 DC: 0.7	B2	IPE450 DC: 0.7	
		S	84	S	99	S	142	
	5.0+1.25	B1	IPE360 DC: 0.9	B1	IPE450 DC: 1.0	B1	IPE500 DC: 1.0	
		B2	IPE270 DC: 0.7	B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.6	
		S	99	S	142	S	142	
7.5	2.5+1.25				B1	IPE600 DC: 1.0		
					B2	IPE550 DC: 0.7		
					S	142		
	5.0+1.25				B1	IPE600 -S355 DC: 1.0		
					B2	IPE600 DC: 0.7		
					S	142		
9	2.5+1.25		B1	IPE550 DC: 0.6	B1	IPE600 DC: 0.8	B1	IPE600 DC: 1.0
			B2	IPE360 DC: 0.7	B2	IPE450 DC: 0.7	B2	IPE500 DC: 0.7
			S	99	S	142	S	142
	5.0+1.25		B1	IPE550 -S355 DC: 0.6	B1	IPE600 -S355 DC: 0.8	B1	IPE600 -S355 DC: 1.0
			B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.6	B2	IPE600 DC: 0.7
			S	142	S	142	S	142

Tabela 8.3 Parâmetros selecionados para pavimentos dimensionados para resistência ao fogo de 60 minutos

R 60 Altura = 130 mm		Vão1 [m]					
Vão2 [m]	Carga [kN/m ²]	6	9	12	15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300 DC: 0.8	B1	IPE360 DC: 0.9	B1	IPE450 DC: 1.0
		B2	IPE240 DC: 0.8	B2	IPE360 DC: 0.8	B2	IPE450 DC: 0.7
		S	115	S	193	S	284
	5.0+1.25	B1	IPE360 DC: 0.8	B1	IPE450 DC: 0.9	B1	IPE500 DC: 1.0
		B2	IPE270 DC: 0.7	B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.5
		S	151	S	227	S	347
7.5	2.5+1.25	B1				IPE600 DC: 1.0	
		B2				IPE550 DC: 0.7	
		S				347	
	5.0+1.25	B1				IPE600- S355 DC: 1.0	
		B2				IPE600 DC: 0.6	
		S				433	
9	2.5+1.25	B1	IPE550 DC: 0.5	B1	IPE600 DC: 0.7	B1	IPE600 DC: 0.9
		B2	IPE360 DC: 0.8	B2	IPE450 DC: 0.7	B2	IPE550 DC: 0.7
		S	166	S	245	S	311
	5.0+1.25	B1	IPE550- S355 DC: 0.5	B1	IPE600- S355 DC: 0.7	B1	IPE750 × 173 DC: 0.9
		B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.5	B2	IPE600 DC: 0.6
		S	210	S	297	S	393

Tabela 8.4 Parâmetros selecionados para pavimentos dimensionados para resistência ao fogo de 90 minutos

R 90 Altura = 140 mm		Vão1 [m]			
Vão2 [m]	Carga [kN/m ²]	6	9	12	15
6	2.5+1.25	B1 IPE300 DC: 0.7	B1 IPE360 DC: 1.0	B1 IPE450 DC: 1.0	
		B2 IPE240 DC: 0.7	B2 IPE360 DC: 0.8	B2 IPE450 DC: 0.7	
		S 119	S 187	S 291	
	5.0+1.25	B1 IPE360 DC: 0.7	B1 IPE450 DC: 1.0	B1 IPE500 DC: 1.0	
		B2 IPE270 DC: 0.7	B2 IPE400 DC: 0.6	B2 IPE500 DC: 0.6	
		S 146	S 233	S 355	
7.5	2.5+1.25				B1 IPE600 DC: 0.9
					B2 IPE550 DC: 0.7
					S 393
	5.0+1.25				B1 IPE600 -S355 DC: 0.9
					B2 IPE600 DC: 0.6
					S 473
9	2.5+1.25		B1 IPE550 DC: 0.5	B1 IPE600 DC: 0.6	B1 IPE600 -S355 DC: 0.7
			B2 IPE360 DC: 0.8	B2 IPE450 DC: 0.7	B2 IPE550 DC: 0.7
			S 177	S 252	S 340
	5.0+1.25		B1 IPE550- S355 DC: 0.5	B1 IPE600 -S355 DC: 0.6	B1 IPE750 × 173 DC: 0.7
			B2 IPE400 DC: 0.6	B2 IPE500 DC: 0.6	B2 IPE600 DC: 0.6
			S 215	S 311	S 433

Tabela 8.5 Parâmetros selecionados para pavimentos dimensionados para resistência ao fogo de 120 minutos

R 120 Altura = 140 mm		Vão1 [m]					
Vão2 [m]	Carga [kN/m ²]	6	9	12	15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300 DC: 0.6	B1	IPE360 DC: 1.0	B1	IPE450 DC: 1.0
		B2	IPE240 DC: 0.7	B2	IPE360 DC: 0.8	B2	IPE450 DC: 0.7
		S	132	S	204	S	318
	5.0+1.25	B1	IPE360 DC: 0.6	B1	IPE450 DC: 1.0	B1	IPE500 DC: 1.0
		B2	IPE270 DC: 0.7	B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.6
		S	161	S	252	S	393
7.5	2.5+1.25	B1				B1	IPE600 DC: 0.8
		B2				B2	IPE550 DC: 0.7
		S				S	417
	5.0+1.25	B1				B1	IPE600 -S355 DC: 0.8
		B2				B2	IPE600 DC: 0.6
		S				S	503
9	2.5+1.25	B1	IPE550 DC: 0.4	B1	IPE550- S355 DC: 0.6	B1	IPE600 -S355 DC: 0.7
		B2	IPE360 DC: 0.8	B2	IPE450 DC: 0.7	B2	IPE550 DC: 0.7
		S	193	S	277	S	377
	5.0+1.25	B1	IPE550 -S355 DC: 0.4	B1	IPE600- S355 DC: 0.6	B1	IPE750 × 173 DC: 0.7
		B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.6	B2	IPE600 DC: 0.6
		S	252	S	340	S	457

8.4.2 Dados introduzidos no estudo paramétrico

Os resultados do estudo paramétrico têm sido utilizados para investigar dois problemas que são importantes para a aplicação na prática do método de cálculo simplificado:

- Deformação máxima do pavimento;
- Alongamento mecânico máximo da rede de armadura.

8.4.2.1 Deformação máxima do pavimento

Conforme descrito para o método de cálculo simplificado (ver Capítulo 5) e demonstrado durante o ensaio de resistência ao fogo (ver Capítulo 7), podem ocorrer grandes deslocamentos no pavimento antes do colapso estrutural ser atingido. Como a resistência da laje depende da ação de membrana de tração da laje de pavimento, estas grandes deformações são necessárias para ativar este mecanismo de suporte de cargas. No entanto, grandes deformações do pavimento podem também levar a uma perda de desempenho de estanquidade devido à fissuração do betão, extensões elevadas na armadura e a possível alteração das condições de carregamento se o pavimento ficar demasiado inclinado. As autoridades reguladoras estão também preocupadas com métodos de cálculo que resultem em deformações muito maiores do que aquelas observadas em ensaios de resistência ao fogo tradicionais, embora estas não sejam realmente relevantes para o método de cálculo discutido nesta publicação. Além disso, o método de cálculo simplificado assume que a viga sobre o perímetro de cada zona de dimensionamento da laje permaneça rígida. Na realidade, as vigas vizinhas deformam-se quando sujeitas a um incêndio. O estudo paramétrico, portanto, dedica especial atenção às deformações, a fim de abordar estas questões.

No método de cálculo simplificado, tem-se assumido um valor máximo permitido de deformação (ver Secção 6.2.1) para prever a capacidade de suporte de carga última do pavimento. Assim, o primeiro passo da presente investigação consiste em verificar se esta deformação máxima permitida é consistente com a deformação prevista pelo método de cálculo avançado. Como resultado, realizou-se uma comparação entre a deformação calculada na análise numérica e as deformações máximas admissíveis de acordo com o método de cálculo simplificado e os resultados são apresentados na Figura 8.38 (com ligação mecânica entre a laje os pilares) e na Figura 8.39 (sem ligação mecânica entre laje e os pilares). Devido ao facto de o método de cálculo simplificado assumir os suportes periféricos verticalmente restringidos e de o método de cálculo avançado considerar as vigas de bordo flexíveis, a comparação entre os dois foi feita com a deformação total do pavimento em situação de incêndio deduzida da deformação das vigas periféricas.

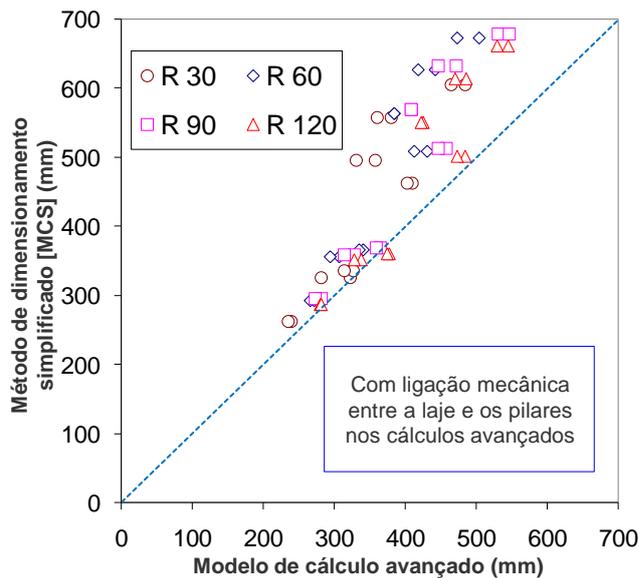


Figura 8.38 Comparação entre a deformação prevista pelo modelo de cálculo avançado com a deformação máxima permitida de acordo com o método de cálculo simplificado com ligação mecânica entre a laje e os pilares

Pode-se observar através da comparação que a deformação máxima permitida utilizada no método de cálculo simplificado é sistematicamente maior do que a deformação máxima prevista na análise numérica. A dispersão parece aumentar em função do tamanho do painel do pavimento. De facto, o significado físico desta observação é o de o método de cálculo simplificado prever uma menor capacidade de suporte de carga do pavimento em comparação com o modelo de cálculo avançado com o mesmo valor de deformação. Deste ponto de vista, o método de cálculo simplificado pode ser considerado conservativo.

Tradicionalmente, certos regulamentos nacionais de incêndio definem o valor de deformação $v_{\text{vão}}/30$ como o critério de rotura de ensaios de um único elemento estrutural em flexão (vigas e lajes) sujeito a fogo ISO⁽⁷⁾. No caso dos pavimentos mistos que compreendem vigas principais, vigas secundárias e lajes, pode-se propor que o limite de deformação total do pavimento seja igual à soma das deformações admissíveis de cada um dos elementos estruturais, como se ilustra na Figura 8.40, em vez de considerar cada deformação individualmente, porque estes componentes estruturais são montados em conjunto.

Por conseguinte, qualquer que seja a distribuição das vigas, o limite de deformação é de pelo menos $(v_{\text{vão1}} + v_{\text{vão2}}) / 30$, em que $v_{\text{vão1}}$ é o comprimento das vigas secundárias e $v_{\text{vão2}}$ é o comprimento das vigas principais.

Para este critério de rotura é então interessante verificar a resistência ao fogo do pavimento. Na Figura 8.41 apresenta-se uma comparação que dá a relação entre a duração do fogo para alcançar o critério de deformação acima referido, de acordo com o modelo numérico avançado, e a classificação de resistência ao fogo prevista pelo método de cálculo simplificado. Em todos os casos, esta razão é superior a 1.0, o que

significa que, se a deformação referida anteriormente for adotada como critério de rotura, o valor da resistência ao fogo será maior do que o indicado pelo método de cálculo simplificado. Portanto, a aplicação do cálculo simplificado irá satisfazer automaticamente o critério deformação.

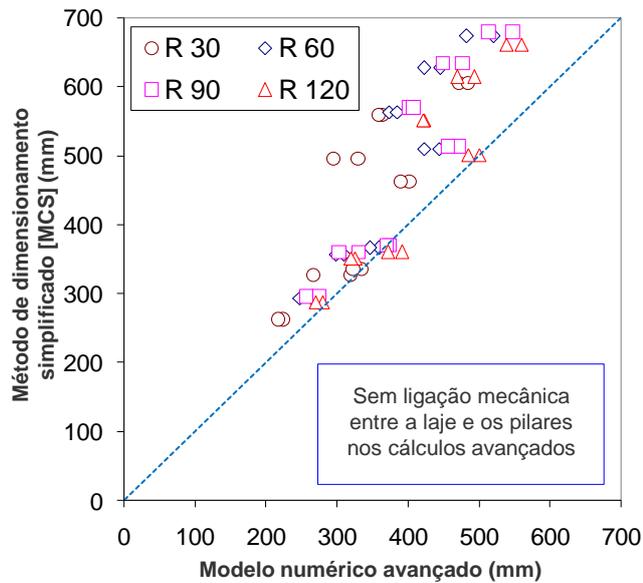


Figura 8.39 Comparação entre a deformação prevista pelo modelo de cálculo avançado com a deformação máxima permitida de acordo com o método de cálculo simplificado sem ligação mecânica entre a laje e os pilares

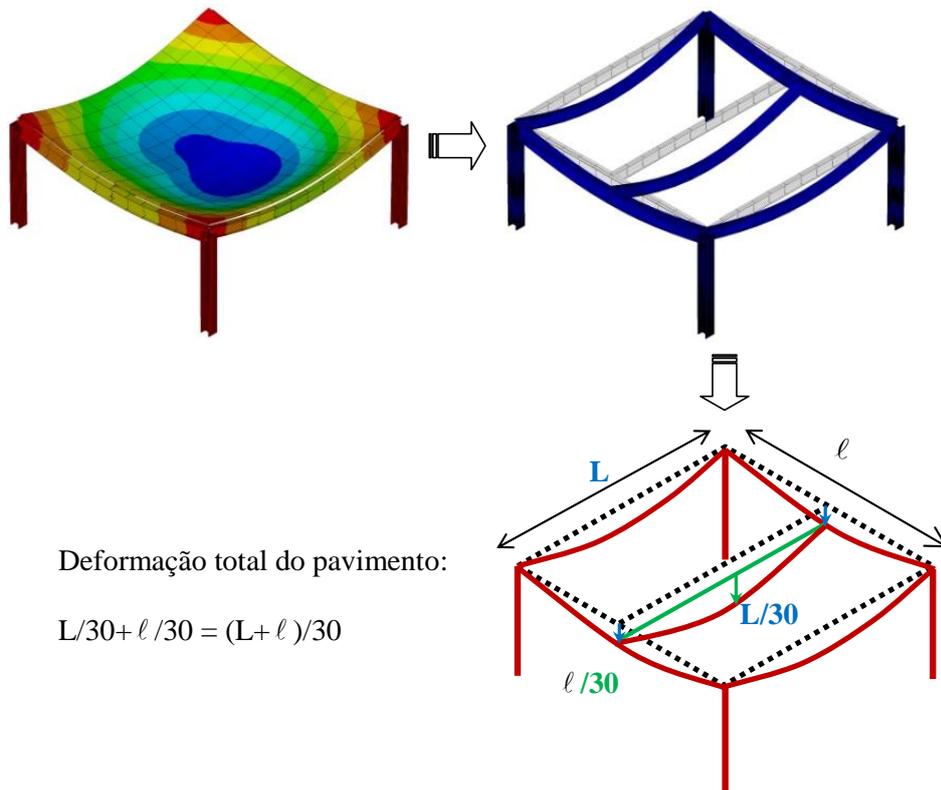


Figura 8.40 Limite de deformação total de acordo com o critério vão/30

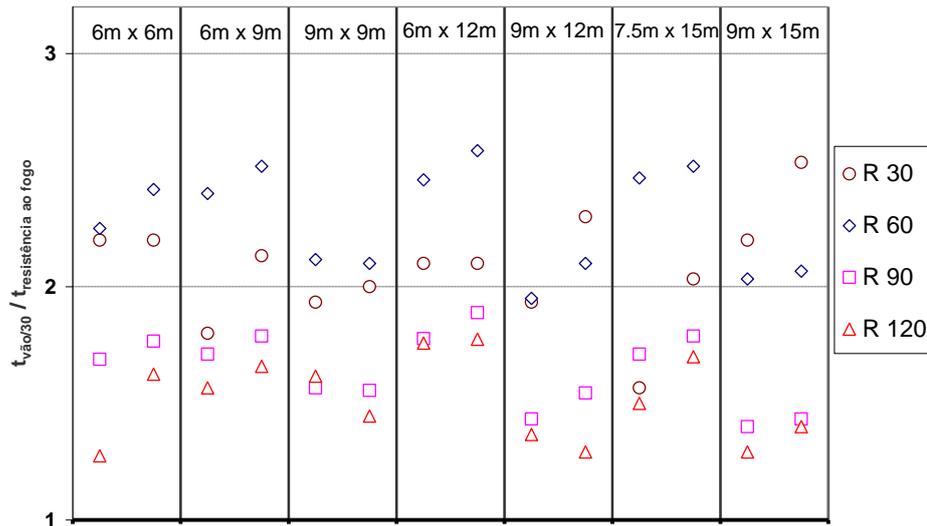


Figura 8.41 Razão entre o tempo em que a deformação prevista atinge vão/30 e a resistência ao fogo prevista de acordo com o método de cálculo simplificado

A norma europeia para os ensaios de resistência ao fogo⁽³⁸⁾, define os seguintes limites de deformação para a avaliação do critério de suporte de carga de elementos sujeitos à flexão. Considera-se que a rotura do suporte de carga para este tipo de elemento estrutural ocorrerá se a deformação medida exceder o limite de deformação ou o limite da velocidade de deformação seguinte:

$$\text{Limite de deformação, } D = \frac{L^2}{400d} \text{ mm; e}$$

$$\text{Limite da velocidade de deformação, } \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d} \text{ mm/min}$$

onde

L é o vão livre do elemento de ensaio, em milímetros

d é a distância entre a fibra extrema da zona de compressão, em cálculo a frio, à fibra extrema da zona de tração, em cálculo a frio, da secção estrutural, em milímetros.

Deve-se ter em consideração que o critério que diz respeito à velocidade de deformação não é aplicado até que a deformação de vão/30 seja excedida. Essa é a razão pela qual este critério não é tido em consideração, uma vez que já está incluído no critério anterior, baseado na deformação de vão/30. O mesmo princípio, considerando o critério de vão/30, pode ser aplicado para obter o limite de deformação máxima admissível do pavimento.

8.4.2.2 Extensão da rede de armadura

Além da deformação do pavimento, a extensão da armadura é a segunda característica investigada em pormenor no presente estudo paramétrico. O método de cálculo

simplificado baseia-se numa análise plástica para a capacidade de suporte de carga do sistema de pavimento, permitindo uma melhoria devido à ação de membrana de tração. Como discutido no Capítulo 6, o colapso da laje poderia ocorrer devido à rotura da rede de armadura no vão mais curto da laje. Além disso, esta fratura pode ocorrer igualmente nas partes de bordo do pavimento onde exista o prolongamento da laje.

Este estudo paramétrico proporcionou uma oportunidade de estudar a extensão na armadura prevista pelo modelo de cálculo avançado, quando a resistência ao fogo pretendida for atingida. Sabendo a extensão da armadura após rotura, pode-se obter uma conclusão quanto ao grau de segurança da existência de rotura da rede de armadura fornecida pelo método de cálculo simplificado.

Como a rede de armadura é colocada em toda a área do pavimento e é contínua em todas as vigas, incluindo vigas periféricas protegidas, irão existir esforços de tração significativos ao longo das vigas protegidas e em torno dos pilares.

Se a extensão for demasiado grande, pode ocorrer a rotura da armadura, o que pode levar a perdas no desempenho de estanquidade e isolamento térmico do pavimento antes de se atingir a rotura do suporte de carga. No entanto, a questão coloca-se sobre o critério a ser aplicado para a capacidade de extensão da armadura. A EN 1992-1-2⁽²⁸⁾ especifica que, para o cálculo plástico, a capacidade de extensão mínima à tensão última para a armadura deve ser de pelo menos 5%. Portanto, este valor é tomado como o critério de extensão neste estudo paramétrico para a rede de armadura.

Os resultados deste estudo paramétrico relacionados com a deformação máxima dos pavimentos obtidos para todas as durações de resistência ao fogo e a extensão máxima da armadura ao longo das duas direções ortogonais (paralelas respetivamente às vigas principais e secundárias) encontram-se resumidos na Tabela 8.10 à Tabela 8.13. Nestas tabelas, MCS significa método de cálculo simplificado e Vãos significa (Vão 1 + Vão 2). A partir destas tabelas pode-se verificar que, em todos os casos, a deformação máxima permitida utilizada para avaliar a capacidade de suporte de carga no método de cálculo simplificado excede sempre as previsões do modelo numérico avançado. No que diz respeito à extensão máxima das armaduras, pode-se observar que os valores máximos obtidos com o modelo numérico avançado para qualquer duração de incêndio são sempre inferiores a 5%, o que mais uma vez é muito satisfatório.

Tabela 8.6 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R30 (com ligação mecânica entre a laje e os pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	248	239	262	400	500	2.8%	3.0%
5.0+1.25	6	6	240	235	262	400	462	2.9%	2.7%
2.5+1.25	9	6	359	322	326	500	609	2.8%	2.4%
5.0+1.25	9	6	312	282	326	500	563	3.0%	2.3%
2.5+1.26	9	9	359	331	495	600	844	3.4%	2.6%
5.0+1.25	9	9	389	358	495	600	779	3.0%	2.4%
2.5+1.25	12	6	379	326	335	600	789	3.1%	2.3%
5.0+1.25	12	6	361	314	335	600	726	3.0%	2.5%
2.5+1.25	12	9	443	381	558	700	987	3.2%	2.3%
5.0+1.25	12	9	416	361	558	700	907	3.0%	2.6%
2.5+1.25	15	7.5	480	410	462	750	1049	3.1%	3.8%
5.0+1.25	15	7.5	461	403	462	750	977	3.0%	4.0%
2.5+1.25	15	9	539	465	605	800	1234	3.2%	3.1%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.5%	4.4%

Tabela 8.7 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R60 (com ligação mecânica entre a laje e os pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	288	271	293	400	486	3.6%	3.1%
5.0+1.25	6	6	280	266	293	400	450	3.7%	2.9%
2.5+1.25	9	6	348	307	356	500	597	3.5%	2.8%
5.0+1.25	9	6	334	294	356	500	552	3.4%	2.6%
2.5+1.26	9	9	434	385	563	600	827	3.9%	2.9%
5.0+1.25	9	9	429	384	563	600	764	3.6%	2.8%
2.5+1.25	12	6	409	341	366	600	776	3.3%	2.4%
5.0+1.25	12	6	397	335	366	600	714	3.1%	2.5%
2.5+1.25	12	9	527	442	627	700	970	3.7%	2.7%
5.0+1.25	12	9	499	419	627	700	893	3.4%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	524	431	509	750	1034	3.1%	3.7%
5.0+1.25	15	7.5	492	413	509	750	963	2.8%	3.4%
2.5+1.25	15	9	607	505	673	800	1125	3.6%	3.4%
5.0+1.25	15	9	571	474	673	800	1048	3.3%	3.1%

Tabela 8.8 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R90 (com ligação mecânica entre a laje e os pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	306	282	295	400	474	2.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	294	274	295	400	439	2.8%	2.3%
2.5+1.25	9	6	379	328	359	500	585	2.7%	2.5%
5.0+1.25	9	6	364	314	359	500	542	2.7%	2.2%
2.5+1.26	9	9	471	408	569	600	810	3.3%	2.2%
5.0+1.25	9	9	468	409	569	600	750	3.1%	2.2%
2.5+1.25	12	6	448	365	369	600	763	2.5%	2.6%
5.0+1.25	12	6	436	360	369	600	703	2.2%	2.4%
2.5+1.25	12	9	579	472	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	548	447	633	700	879	2.7%	2.3%
2.5+1.25	15	7.5	579	458	513	750	1019	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	7.5	550	446	513	750	950	1.9%	2.9%
2.5+1.25	15	9	670	532	679	800	1109	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	9	668	547	679	800	1034	2.3%	2.5%

Tabela 8.9 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R120 (com ligação mecânica entre a laje e os pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	360	281	287	400	462	3.1%	2.6%
5.0+1.25	6	6	305	281	287	400	429	3.2%	2.7%
2.5+1.25	9	6	398	339	351	500	574	3.0%	2.7%
5.0+1.25	9	6	386	328	351	500	532	3.0%	2.6%
2.5+1.26	9	9	500	426	551	600	794	3.9%	2.7%
5.0+1.25	9	9	492	422	551	600	736	3.6%	2.6%
2.5+1.25	12	6	476	377	360	600	750	2.8%	3.1%
5.0+1.25	12	6	464	374	360	600	692	2.4%	3.0%
2.5+1.25	12	9	616	487	614	700	938	3.6%	2.8%
5.0+1.25	12	9	626	470	614	700	865	3.4%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	625	485	501	750	1004	2.6%	3.6%
5.0+1.25	15	7.5	592	473	501	750	938	2.2%	3.4%
2.5+1.25	15	9	705	545	661	800	1093	3.2%	3.3%
5.0+1.25	15	9	676	530	661	800	1020	2.7%	3.2%

Os resultados apresentados nestes quadros da investigação paramétrica com o modelo avançado de cálculo ANSYS baseiam-se na suposição de que a laje mista está ligada a todos os pilares metálicos com varões de aço de reforço adicionais. Naturalmente, este detalhe de construção pode reduzir a deformação do pavimento, mas na realidade nem sempre é possível, especialmente para as vigas de bordo. Será então muito importante saber qual será o impacto sobre o comportamento global do pavimento, caso esse detalhe de construção seja aplicado. Uma segunda série de estudos foi realizada sem este detalhe de construção e os resultados são apresentados da mesma forma na Tabela 8.10 à Tabela 8.13. Como esperado, as deformações máximas são ligeiramente mais elevadas do que anteriormente. No entanto, elas permanecem quase sempre inferiores ao estimado de acordo com diferentes critérios tradicionais. Além disso, a extensão máxima da rede de armadura para todos os pavimentos é inferior a 5% para todas as classificações de incêndio dadas.

Tabela 8.10 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R30 (sem ligação mecânica entre a laje e pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	305	224	262	400	500	2.8%	2.4%
5.0+1.25	6	6	285	218	262	400	462	3.0%	2.2%
2.5+1.25	9	6	363	274	326	500	609	2.9%	2.2%
5.0+1.25	9	6	330	267	326	500	563	3.0%	2.1%
2.5+1.26	9	9	406	295	495	600	844	3.2%	2.2%
5.0+1.25	9	9	394	330	495	600	779	3.1%	2.4%
2.5+1.25	12	6	415	335	335	600	789	3.4%	2.1%
5.0+1.25	12	6	392	323	335	600	726	3.0%	2.2%
2.5+1.25	12	9	464	364	558	700	987	3.3%	2.2%
5.0+1.25	12	9	442	359	558	700	907	3.0%	2.5%
2.5+1.25	15	7.5	490	402	462	750	1049	3.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	463	390	462	750	977	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	569	472	605	800	1234	3.0%	3.6%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.1%	4.0%

Tabela 8.11 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R60 (sem ligação mecânica entre a laje e pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	laje					
2.5+1.25	6	6	348	264	293	400	486	3.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	325	248	293	400	450	3.7%	2.6%
2.5+1.25	9	6	400	310	356	500	597	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	6	380	298	356	500	552	3.6%	2.5%
2.5+1.26	9	9	493	373	563	600	827	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	9	481	385	563	600	764	3.2%	2.5%
2.5+1.25	12	6	463	359	366	600	776	4.0%	2.6%
5.0+1.25	12	6	435	346	366	600	714	3.8%	2.8%
2.5+1.25	12	9	587	445	627	700	970	3.8%	2.6%
5.0+1.25	12	9	548	423	627	700	893	3.5%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	565	444	509	750	1034	3.6%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	520	423	509	750	963	3.3%	3.0%
2.5+1.25	15	9	660	520	673	800	1125	3.1%	3.6%
5.0+1.25	15	9	607	483	673	800	1048	2.8%	3.4%

Tabela 8.12 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R90 (sem ligação mecânica entre a laje e pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	363	275	295	400	474	4.1%	3.0%
5.0+1.25	6	6	338	257	295	400	439	4.3%	3.1%
2.5+1.25	9	6	433	331	359	500	585	2.6%	2.3%
5.0+1.25	9	6	403	303	359	500	542	3.8%	3.0%
2.5+1.26	9	9	531	402	569	600	810	3.3%	2.0%
5.0+1.25	9	9	521	408	569	600	750	2.2%	2.2%
2.5+1.25	12	6	497	375	369	600	763	2.5%	2.4%
5.0+1.25	12	6	475	370	369	600	703	3.2%	2.2%
2.5+1.25	12	9	644	477	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	599	450	633	700	879	2.8%	2.2%
2.5+1.25	15	7.5	624	472	513	750	1019	2.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	582	457	513	750	950	1.9%	2.8%
2.5+1.25	15	9	726	548	679	800	1109	2.6%	2.8%
5.0+1.25	15	9	670	514	679	800	1034	2.3%	2.5%

Tabela 8.13 Deformação do pavimento e extensão da armadura para duração ao fogo de R120 (sem ligação mecânica entre a laje e pilares)

Carga [kN/m ²]	Vão1 L [m]	Vão2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Extensão Vão1 [%]	Extensão Vão2 [%]
			Total	Laje					
2.5+1.25	6	6	393	280	287	400	462	4.9%	3.8%
5.0+1.25	6	6	353	270	287	400	429	5.2%	3.7%
2.5+1.25	9	6	466	326	351	500	574	4.6%	4.1%
5.0+1.25	9	6	434	320	351	500	532	4.5%	3.9%
2.5+1.26	9	9	567	423	551	600	794	2.8%	2.9%
5.0+1.25	9	9	548	421	551	600	736	3.6%	4.5%
2.5+1.25	12	6	537	392	360	600	750	4.1%	2.6%
5.0+1.25	12	6	509	372	360	600	692	3.8%	2.6%
2.5+1.25	12	9	686	493	614	700	938	3.7%	2.8%
5.0+1.25	12	9	663	469	614	700	865	3.5%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	677	501	501	750	1004	3.2%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	625	485	501	750	938	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	767	560	661	800	1093	2.7%	3.5%
5.0+1.25	15	9	717	539	661	800	1020	2.8%	3.1%

8.5 Conclusão

O objetivo do estudo paramétrico foi realizar uma investigação detalhada do método de cálculo simplificado, com a ajuda de modelos de cálculo avançados validados com ensaios de resistência ao fogo com a curva ISO. A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- Em relação à capacidade de suporte de carga, o método de cálculo simplificado dá resultados conservativos em comparação com os modelos de cálculo avançados;
- Ao usar critérios de deformação tradicionais baseados no comportamento à flexão simples de elementos estruturais, o desempenho ao fogo de sistemas de pavimentos mistos previsto com este método de cálculo simplificado está do lado da segurança;
- Quanto à extensão da armadura, esta permanece geralmente abaixo de 5%, requisito de extensão mínima recomendado pela EN 1992-1-2 para todos os tipos de aço para betão armado;
- As ligações mecânicas entre a laje e os pilares não são necessárias. No entanto, este detalhe de construção pode reduzir a deformação de um sistema de pavimento misto em situação de incêndio.

Os resultados obtidos a partir deste estudo paramétrico mostram claramente que o método de cálculo simplificado é completamente capaz de prever de forma segura o desempenho estrutural de pavimentos mistos aço-betão sujeitos ao fogo ISO, o que pode ser tomado como evidência de que o método de cálculo pode ser utilizado em projeto estrutural de engenharia ao fogo.

9 REFERÊNCIAS

1. 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.
2. 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999
3. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
4. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996
5. Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987
6. NP EN 1992-1-2:2010 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo
CEN
7. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.
8. Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
9. Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
10. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
11. Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen (Fire behaviour of steel and composite construction), Verlag TUV Rheinland, 1986.
12. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. The Consulting Engineer. Nov. 1969. pp 46-47
13. Taylor R., Maher D.R.H. and Hayes B. Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 18 No. 55. June 1966. pp 85-94
14. Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plates are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111.
15. Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961.
16. Moy S.S.J. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 24 No. 81 Dec. 1972. pp 209-218.
17. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483.

18. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, *Engineering Structures*, vol. 22, no12, pp. 1583-1595
19. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
20. O’Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. *Struct Eng* 2003;81(2):27–36.
21. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. *Struct Eng* 1999; 77(8):15–21.
22. Johansen, K.W., ‘The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.’, International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress, Liege, September 1948.
23. Ockleston AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. *Struct Eng* 1955;33(10):304-22
24. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Engineering Structures* 26 2004:1691-1703.
25. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55–67
26. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory
27. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design
28. NP EN 1992-1-2:2010 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo
CEN
29. NP EN 1994-1-2:2011 Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo
CEN
30. Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, 28, pp125-150.
31. Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. *Magazine of concrete research* VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186
32. Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. *The structural Engineer* Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240.
33. Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs *Magazine of concrete research* Vol. 20 No. 81 Dec 1968. pp 205-212.
34. Bailey C. G. & Toh, W.S. ‘Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature’, *Fire Safety Journal*, 42, oo425-436, 2007.

35. Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 2003, pp931-949.
36. NP EN 1994-1-1:2011 Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
CEN
37. NP EN 1993-1-8:2010 Eurocode Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-8: Projecto de ligações
CEN
38. EN 1363-1: 1999 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements
CEN
39. NP EN 1992-1-1:2010 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
CEN

MACS⁺

Ações de Membrana em Estruturas Mistas
em situação de incêndio

Bases de cálculo

Versão 2012-1