

MAITCS⁺

Ações de Membrana em Estruturas Mistas
em situação de incêndio

Manual de Dimensionamento

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

MANUAL DE DIMENSIONAMENTO

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

Ações de membrana em estruturas mistas em situação de incêndio
Manual de dimensionamento
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: 978-972-789-371-3

ÍNDICE

ÍNDICE	iii
PREÂMBULO	v
SUMÁRIO	vii
1 INTRODUÇÃO	1
2 BASE DE DIMENSIONAMENTO	5
2.1 Segurança contra incêndios	5
2.2 Tipo de estrutura	5
2.2.1 Modelos de ligação simples	5
2.2.2 Lajes e vigas de pavimento	7
2.3 Zonas de dimensionamento da laje	8
2.4 Combinação de ações	9
2.5 Exposição ao fogo	10
2.5.1 Resistência ao fogo	11
2.5.2 Incêndio natural (curvas de incêndio paramétricas)	12
3 RECOMENDAÇÕES PARA OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	15
3.1 Zona de dimensionamento da laje	15
3.2 Laje de pavimento e vigas	16
3.2.1 Cálculo da temperatura da laje de pavimento	16
3.2.2 Cálculo da temperatura de vigas mistas não protegidas	18
3.2.3 Dimensionamento ao fogo de uma laje de pavimento	18
3.2.4 Dimensionamento ao fogo de vigas no perímetro da zona de dimensionamento da laje	21
3.3 Detalhes da armadura	22
3.3.1 Pormenorização da rede de armadura	22
3.3.2 Pormenores necessários para o bordo da laje mista	23
3.4 Dimensionamento de vigas de bordo não mistas	25
3.5 Pilares	25
3.6 Ligações	26
3.6.1 Classificação das ligações	26
3.6.2 Chapas de extremidade	27
3.6.3 Chapas finas	27
3.6.4 Cantoneiras de apoio da alma	28
3.6.5 Proteção contra incêndio	29
3.7 Estabilidade global do edifício	29
4 COMPARTIMENTAÇÃO	31
4.1 Vigas acima das paredes resistentes ao fogo	31
4.2 Capacidade de suporte de carga	32
4.3 Estanquidade e isolamento térmico	32
5 CASO PRÁTICO	33
5.1 Dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio	38
5.1.1 Dimensionamento da laje: Zona B	38
5.1.2 Dimensionamento da laje: Zona A	52
5.1.3 Dimensionamento da laje: Zona E	57
5.1.4 Dimensionamento da laje: Zona D	70
5.2 Detalhes da armadura	78
5.3 Proteção ao fogo de pilares	78
REFERÊNCIAS	81

PREÂMBULO

Ações de membrana no dimensionamento ao fogo de lajes mistas com vigas de aço de alma cheia e alveoladas – Valorização (MACS+)

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 perspetiva do autor, 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 normal. 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’*, 2ª Ed.

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

O método de cálculo simplificado foi implementado em 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 – Steel Construction Institute (SCI)
- Ian Sims – Steel Construction Institute (SCI)
- Louis Guy Cajot – ArcelorMittal
- Renata Obiala – ArcelorMittal
- Mohsen Roosefid – CTICM
- Gisèle Bihina – CTICM.

Esta versão em português do Manual de Dimensionamento 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 de grande escala realizados em vários países e as observações de fogos reais em edifícios mostraram que o desempenho de edifícios metálicos porticados mistos 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.

Esta publicação apresenta orientações sobre a aplicação de um método de cálculo simplificado, implementado no programa de cálculo MACS+. As recomendações são conservativas e limitadas a estruturas similares às estruturas testadas, ou seja, edifícios metálicos porticados contraventados de nós fixos com lajes mistas com ou sem vigas alveoladas. O manual dá acesso, aos projetistas, ao comportamento de todo o edifício e permite-lhes determinar quais os elementos que podem permanecer sem proteção mantendo os níveis de segurança equivalentes aos métodos tradicionais.

Atendendo ao facto de muitos engenheiros de segurança contra incêndio estarem agora a considerar incêndios naturais, é incluído um modelo de fogo natural juntamente com o uso do modelo de fogo padrão, sendo que ambos expressam as curvas temperatura-tempo adotadas no Eurocódigo 1.

Além das orientações de dimensionamento fornecidas por esta publicação, um outro documento de apoio, designado "Bases de cálculo", fornece detalhes sobre os testes ao fogo e análises de elementos finitos conduzidas como parte dos projetos FRACOF, CROSSFIRE e FICEB, assim como alguns detalhes dos testes que foram realizados num edifício de oito andares em Cardington.

O documento de apoio *Bases de cálculo* irá ajudar o leitor a perceber as bases das recomendações de dimensionamento apresentadas nesta publicação.

1 INTRODUÇÃO

As orientações de dimensionamento apresentadas neste manual baseiam-se no desempenho de lajes mistas, tal como interpretado a partir de fogos reais em edifícios e de testes ao fogo realizados à escala real^(1,2,3). Estas recomendações para o dimensionamento ao fogo são conservativas e podem ser consideradas equivalentes aos métodos avançados presentes nos Eurocódigos.

Os regulamentos nacionais obrigam os elementos de estruturas de edifícios com vários pisos a ter resistência ao fogo. A resistência ao fogo pode ser determinada a partir do desempenho em ensaios experimentais com fogo padrão ou através de cálculos em conformidade com as normas reconhecidas, nomeadamente as Partes 1-2 dos Eurocódigos 1, 3 e 4 (EN 1991-1-2⁽⁴⁾, EN 1993-1-2⁽⁵⁾ e EN 1994-1-2⁽⁶⁾). Não é espetável que num teste ao fogo padrão, vigas metálicas isoladas e não protegidas de secção transversal I ou H tenham resistência ao fogo superior a 15 ou 20 minutos. Assim, tornou-se prática comum proteger os elementos metálicos ao fogo através de placas rígidas, materiais projetados ou pintura com tintas intumescentes ou, no caso dos sistemas *slim floor* ou *shelf angle floor*, em que as vigas ficam parcialmente embebidas na laje de betão.

Os ensaios à escala real ao fogo natural⁽⁷⁾ realizados em vários países têm mostrado de forma consistente que o desempenho ao fogo de lajes mistas com elementos de aço não protegidos é muito melhor do que os resultados dos testes padrão a elementos de aço protegidos levavam a crer. As evidências de fogos reais apontam para o facto de a proteção aplicada a elementos metálicos poder ser excessiva em alguns casos. Em particular, os ensaios ao fogo realizados em Cardington apresentaram uma oportunidade para examinar o comportamento de uma estrutura real em situação de incêndio e avaliar a resistência ao fogo de estruturas mistas não protegidas sujeitas a incêndios reais.

Como as orientações de dimensionamento dadas neste documento estão direcionadas para compartimentos genéricos, estas podem facilmente ser aplicadas a incêndios padrão como foi demonstrado através dos ensaios à escala real realizados no âmbito dos projetos FRACOF e COSSFIRE. Obviamente, esta possibilidade fornece uma enorme vantagem aos projetistas no dimensionamento de edifícios metálicos de vários andares em situação de incêndio. O ensaio à escala real realizado em Ulster no âmbito do projeto FICEB concluiu que a teoria das ações membrana também pode ser aplicada a vigas alveoladas.

Nos países onde os regulamentos nacionais permitem que o dimensionamento de edifícios ao fogo possa ser baseado no desempenho, o método de cálculo fornecido neste documento pode ser aplicado para verificar a resistência ao fogo da estrutura sem aplicação de proteção contra incêndio. Em alguns países, a aceitação desta verificação pode requerer uma permissão especial da autoridade nacional de controlo da construção.

As recomendações apresentadas neste documento podem ser vistas como uma extensão da abordagem baseada no desempenho estrutural no âmbito da engenharia de segurança contra incêndio. Pretende-se que os projetos de estabilidade realizados de acordo com estas recomendações atinjam pelo menos o nível de segurança requerido pelas normas nacionais, permitindo simultaneamente diminuir os custos inerentes à construção do edifício.

Para além da resistência à curva de incêndio padrão, são apresentadas recomendações para o dimensionamento de edifícios sujeitos ao incêndio natural. Os incêndios naturais podem ser definidos no programa MACS+ usando as curvas paramétricas adotadas na EN 1991-1-2. Estas têm em consideração a dimensão do compartimento, a dimensão das aberturas e a densidade de carga de incêndio. Alternativamente, o programa MACS+ permite inserir curvas de temperatura-tempo a partir de um ficheiro de texto, permitindo a utilização dos resultados de outros modelos de incêndio.

As recomendações aplicam-se a estruturas mistas similares ao edifício de oito pisos ensaiado em Cardington, como ilustrado na Figura 1.1 e Figura 1.2.

As orientações de dimensionamento são apresentadas como guia para aplicação do programa MACS+, disponibilizado gratuitamente em www.arcelormittal.com/sections.

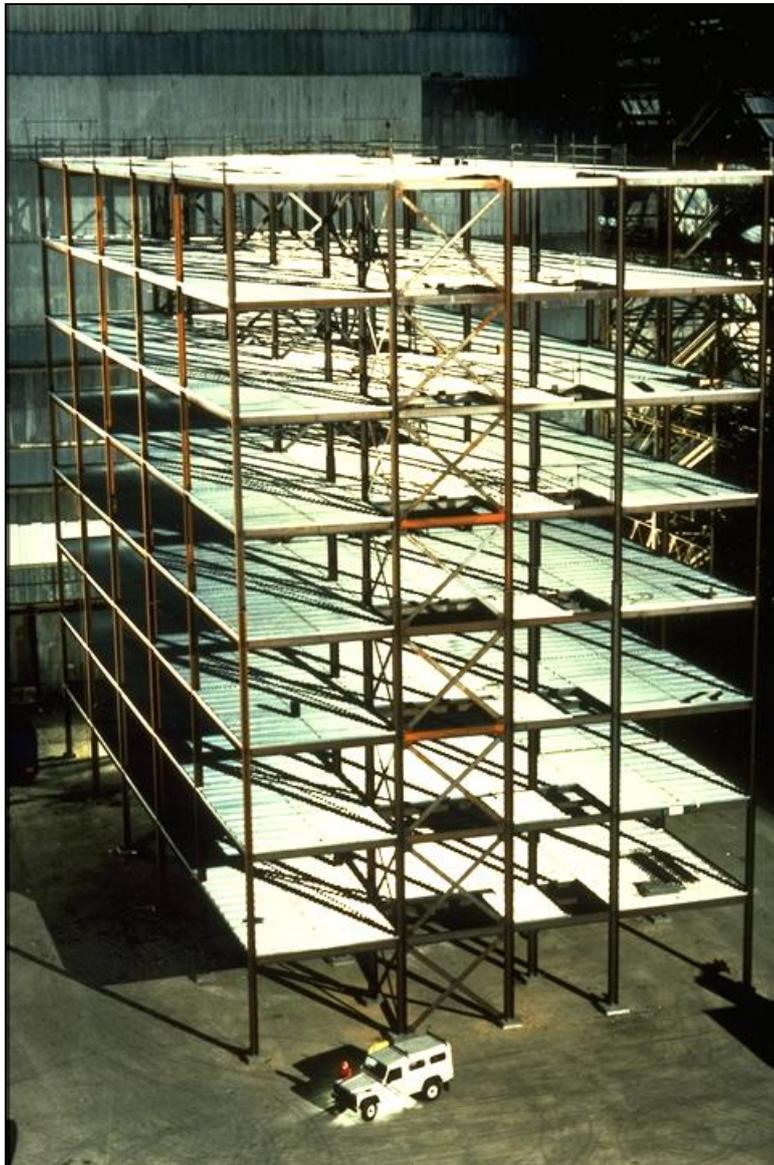


Figura 1.1 Edifício de ensaios de Cardington antes da betonagem das lajes de pavimento



Figura 1.2 Estrutura metálica não protegida

2 BASE DE DIMENSIONAMENTO

Este capítulo dá uma visão geral dos princípios de dimensionamentos e das premissas subjacentes ao desenvolvimento do método de cálculo simplificado, sendo dada informação mais detalhada no documento de apoio designado *Bases de cálculo*⁽⁷⁾. O tipo de estrutura a que o presente manual de dimensionamento pode ser aplicado encontra-se também definido no documento de apoio.

O manual de dimensionamento foi desenvolvido a partir de investigações baseadas no resultado de testes ao fogo, testes à temperatura normal e análises de elementos finitos.

2.1 Segurança contra incêndios

As orientações de dimensionamento dadas no método de cálculo simplificado garantem que são respeitados os seguintes requisitos fundamentais de segurança contra incêndio:

- Não haverá qualquer aumento do risco para a segurança de vida dos ocupantes, bombeiros e outros nas imediações dos edifícios em relação à prática atual;
- No andar exposto ao fogo, a deformação excessiva não deverá causar a falha da compartimentação, ou seja, o fogo será contido no compartimento de origem e não se deverá alastrar horizontalmente ou verticalmente.

2.2 Tipo de estrutura

O manual de dimensionamento onde consta o método de cálculo simplificado é válido apenas para edifícios metálicos porticados com vigas e lajes mistas da seguinte forma:

- Estruturas contraventadas de nós fixos;
- Estruturas com ligações dimensionadas usando modelos simples;
- Lajes de pavimento mistas incluindo chapa de aço perfilada, uma camada simples de rede de armadura e betão de massa volumica normal ou leve, dimensionado de acordo com a EN 1994-1-1⁽⁹⁾;
- Vigas de pavimento dimensionadas como vigas mistas de acordo com a EN 1994-1-1;
- Vigas com aberturas de serviço;

O manual não pode ser aplicado a:

- Pavimentos construídos usando lajes de betão pré-fabricadas;
- Vigas de pavimento interiores, projetadas como vigas de aço, não tendo comportamento misto. No entanto, as vigas periféricas de fachada podem não ser mistas.

2.2.1 Modelos de ligação simples

Os modelos de ligação adotados durante o desenvolvimento do guia de cálculo apresentado nesta publicação consideram que os momentos fletores não são transferidos através das ligações. As ligações são conhecidas como “simples”.

As ligações viga-pilar que possam ser consideradas como “simples” incluem ligações com os seguintes componentes:

- chapas de extremidade flexíveis (Figura 2.1)
- chapas finas (Figura 2.2)
- cantoneiras de apoio da alma (Figura 2.3).

Mais informações sobre o dimensionamento dos componentes das ligações “simples” são dadas na secção 3.6.

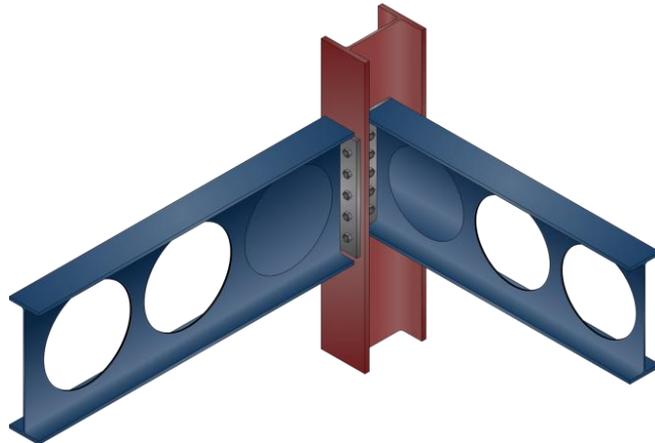


Figura 2.1 Exemplo de uma ligação com chapas de extremidade flexíveis

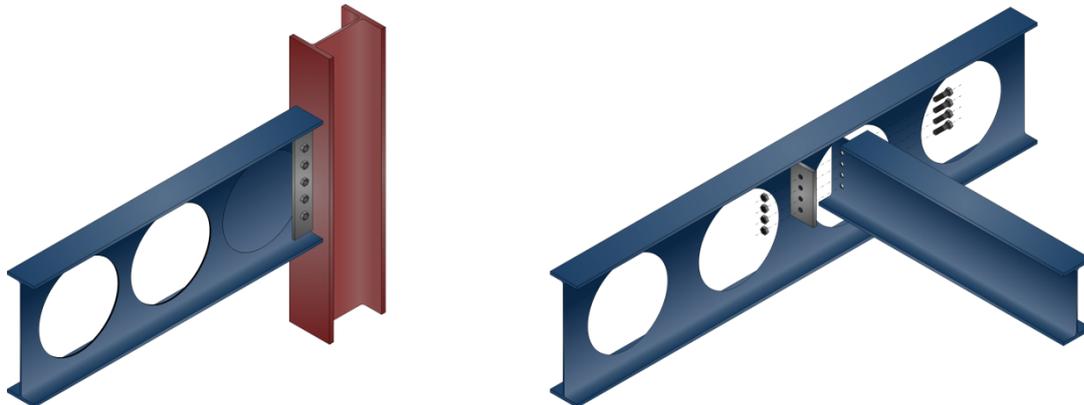


Figura 2.2 Exemplos de ligações com chapas finas

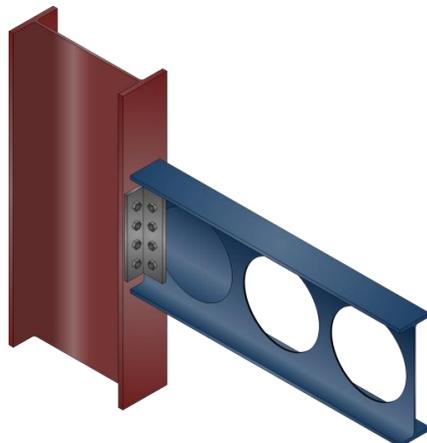


Figura 2.3 Exemplo de uma ligação com cantoneiras de apoio da alma

2.2.2 Lajes e vigas de pavimento

As orientações de dimensionamento dadas neste manual são aplicáveis a chapas de aço perfiladas com espessura até 80 mm, com uma camada de betão sobre a chapa perfilada de 60 a 130 mm. A resistência da chapa perfilada é ignorada no método de cálculo ao fogo mas a sua presença previne o destacamento do betão na parte inferior da laje de pavimento. A constituição deste tipo de pavimento está ilustrada na Figura 2.4.

O método de cálculo pode ser usado com redes de armadura isotrópicas ou ortotrópicas, isto é, redes com as mesmas ou diferentes áreas de armadura em direções ortogonais. A categoria de aço da rede de armadura deve estar de acordo com o especificado na norma EN 10080⁽¹⁰⁾. O programa MACS+ apenas pode ser usado para redes de armadura electrossoldadas e não pode ser considerada mais do que uma camada. Os varões de reforço nas nervuras da laje mista **não** são necessários.

O programa incluiu as redes electrossoldadas da série A e B, definidas pelas normas nacionais do Reino Unido^(11,12) (Tabela 2.1) e as dimensões das redes definidas pelas normas Francesas^(13,14) (Tabela 2.2), frequentemente usadas no mercado de construção Francês. O programa MACS+ também permite ao utilizador definir as dimensões da rede electrossoldada.

Tabela 2.1 Tipo de redes de armadura definidas na norma BS 4483⁽¹¹⁾

Rede de referência	Dimensões da rede (mm)	Peso (kg/m ²)	Varões longitudinais		Varões transversais	
			Dimensão (mm)	Área (mm ² /m)	Dimensão (mm)	Área (mm ² /m)
A142	200x200	2.22	6	142	6	142
A193	200x200	3.02	7	193	7	193
A252	200x200	3.95	8	252	8	252
A393	200x200	6.16	10	393	10	393
B196	100x200	3.05	5	196	7	193
B283	100x200	3.73	6	283	7	193
B385	100x200	4.53	7	385	7	193
B503	100x200	5.93	8	503	8	252

Tabela 2.2 Tipo de redes de armadura frequentemente usadas no mercado Francês

Rede de referência	Dimensões da rede (mm)	Peso (kg/m ²)	Varões longitudinais		Varões transversais	
			Dimensão (mm)	Área (mm ² /m)	Dimensão (mm)	Área (mm ² /m)
ST 20	150x300	2.487	6	189	7	128
ST 25	150x300	3.020	7	257	7	128
ST 30	100x300	3.226	6	283	7	128
ST 35	100x300	6.16	7	385	7	128
ST 50	100x300	3.05	8	503	8	168
ST 60	100x300	3.73	9	636	9	254
ST 15 C	200x200	2.22	6	142	6	142
ST 25 C	150x150	4.03	7	257	7	257
ST 40 C	100x100	6.04	7	385	7	385
ST 50 C	100x100	7.90	8	503	8	503
ST 60 C	100x100	9.98	9	636	9	636

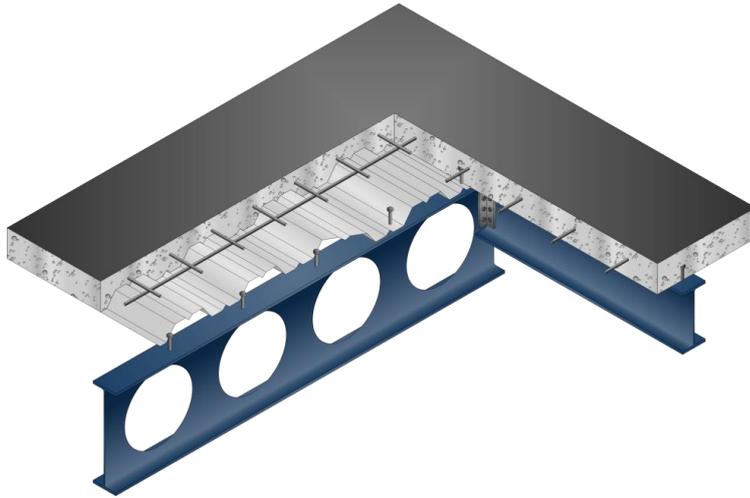


Figura 2.4 Constituição típica de uma laje mista

É importante definir as dimensões da viga usada na construção da laje de pavimento, assim como a sua influência no desempenho ao fogo deste tipo de estrutura. O projetista necessitará de pormenores sobre o tamanho de série, a classe de aço e o grau da ligação ao corte disponível para cada viga existente na laje de pavimento. O programa MACS+ permite ao utilizador escolher uma secção para a viga a partir de uma lista predefinida de várias dimensões incluindo as secções I e H Britânicas, Europeias e Americanas mais comuns.

2.3 Zonas de dimensionamento da laje

O método de cálculo requer que o projetista divida o pavimento em várias zonas de dimensionamento como se pode ver na Figura 2.5. As vigas no perímetro dessas zonas de dimensionamento devem ser dimensionadas para atingir a resistência ao fogo pretendida para a laje de pavimento e por isso serão normalmente protegidas ao fogo.

Uma zona de dimensionamento da laje deverá respeitar os critérios seguintes:

- Cada zona deverá ser retangular;
- Cada zona deverá ser limitada por vigas em todo o seu perímetro;
- As vigas existentes numa zona deverão estar todas orientadas numa direção;
- Os pilares não devem estar localizados no interior de uma zona de dimensionamento da laje, podendo estar localizados no perímetro da zona de dimensionamento;
- Para tempos de resistência ao fogo superiores a 60 minutos ou quando usadas as curvas de incêndio paramétricas, todos os pilares devem estar restringidos por pelo menos uma viga protegida em cada direção ortogonal.

Todas as vigas no interior da zona de dimensionamento podem ser deixadas sem proteção, desde que a resistência ao fogo da zona de dimensionamento se mostre adequada usando o programa MACS+. A dimensão e o espaçamento destas vigas não protegidas não são críticos para o desempenho estrutural em situação de incêndio.

Na Figura 2.5 apresenta-se um exemplo de uma zona de dimensionamento da laje.

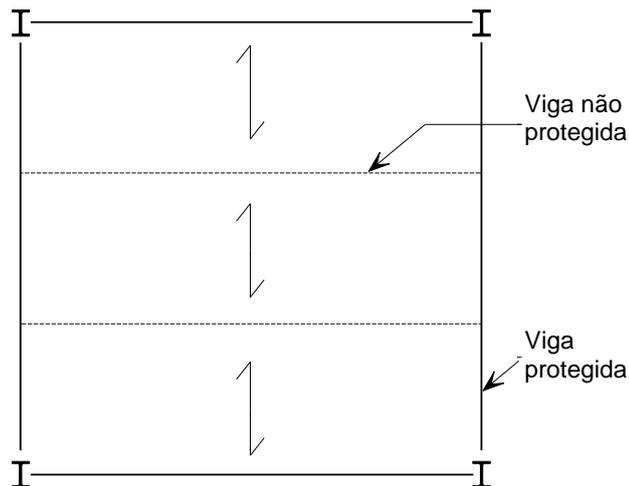


Figura 2.5 Exemplo de uma zona de dimensionamento da laje

2.4 Combinação de ações

A combinação de ações para o dimensionamento em situações de acidente dada no ponto 6.4.3.3 e o Quadro A1.3 da EN 1990⁽¹⁵⁾ devem ser usadas para realizar as verificações dos estados limites últimos em situação de incêndio. Apenas com ações permanentes desfavoráveis e sem a presença de ações de pré-esforço, a combinação de ações a considerar é:

$$\sum G_{k,j,\text{sup}} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

com:

$G_{k,j,\text{sup}}$	valor característico da ação permanente desfavorável
A_d	valor de cálculo de uma ação de acidente
$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$	valor característico da ação variável de base e acompanhante, respetivamente
$\psi_{1,1}$	coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável de base
$\psi_{2,i}$	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

O uso de qualquer um dos coeficientes $\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$ com $Q_{k,1}$ deve ser o especificado no Anexo Nacional. O Anexo Nacional do país onde o edifício será construído deve ser consultado para determinar qual dos coeficientes usar.

Os valores utilizados para os coeficientes ψ referem-se à categoria da ação variável a que são aplicados. Os valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios encontram-se no Quadro A1.1 da EN 1990. Esses valores são confirmados ou modificados consoante o Anexo Nacional do mesmo Eurocódigo. Os valores dos coeficientes ψ para edifícios no Reino Unido e em França encontram-se na Tabela 2.3. Para pavimentos que permitam que as cargas sejam distribuídas lateralmente, as seguintes cargas uniformemente distribuídas são dadas para divisórias amovíveis no ponto 6.3.1.2(8) da EN 1991-1-1⁽¹⁶⁾:

- Divisórias amovíveis com peso próprio ≤ 1.0 kN/m comprimento de parede: $q_k = 0.5$ kN/m²;
- Divisórias amovíveis com peso próprio ≤ 2.0 kN/m comprimento de parede: $q_k = 0.8$ kN/m²;
- Divisórias amovíveis com peso próprio ≤ 3.0 kN/m comprimento de parede: $q_k = 1.2$ kN/m²;
- Divisórias amovíveis com peso próprio > 3.0 kN/m comprimento de parede devem ser permitidas consoante a sua localização.

Os valores recomendados para as sobrecargas em pavimentos são dados no Quadro 6.2 da EN 1991-1-1, valores esses que podem ser modificados pelo Anexo Nacional do mesmo documento. A Tabela 2.4 apresenta os valores recomendados pelo Eurocódigo e os valores dados nos Anexos Nacionais Britânico e Francês para as sobrecargas no pavimento de um escritório.

Tabela 2.3 Valores dos coeficientes ψ

Ações	Valores recomendados no Eurocódigo		Valores do Anexo Nacional Britânico		Valores do Anexo Nacional Francês	
	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
Zonas de habitação, de escritório e de tráfego onde: $30 \text{ kN} < \text{peso veículo} \leq 160 \text{ kN}$	0.5	0.3	0.5	0.3	0.5	0.3
Zonas de armazenamento	0.9	0.8	0.9	0.8	0.9	0.8
Outra*	0.7	0.6	0.7	0.6	0.7	0.6

* As ações climáticas não estão incluídas

Tabela 2.4 Sobrecargas no pavimento de um edifício de escritórios

Categoria das zonas carregadas	Valores recomendados no Eurocódigo		Valores do Anexo Nacional Britânico		Valores do Anexo Nacional Francês	
	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
B – Escritórios	3.0	4.5	2.5* ou	2.7	3.5 – 5.0	15.0

* Nível do piso acima do solo

** Nível do piso ao nível ou abaixo do nível do solo

2.5 Exposição ao fogo

As recomendações dadas no método de cálculo simplificado podem ser aplicadas aos edifícios em que os elementos estruturais sejam considerados como estando expostos à curva de incêndio padrão ou às curvas paramétricas, ambas definidas na EN 1991-1-2. Pode também ser utilizado um modelo avançado para definir a curva temperatura-tempo para um cenário de incêndio natural. A curva temperatura-tempo resultante deve ser inserida no programa MACS+ na forma de um ficheiro de texto.

Em qualquer caso, devem ser seguidas as disposições normais adotadas nos regulamentos nacionais relativas aos meios de evacuação.

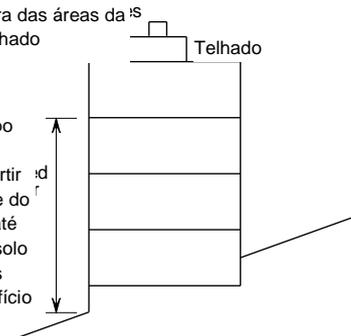
2.5.1 Resistência ao fogo

Os tempos recomendados nos regulamentos nacionais para a resistência ao fogo dos elementos de construção nos vários tipos de edifícios são dados na Tabela 2.5 e na Tabela 2.6.

As recomendações que se seguem são para edifícios em que seja necessário que os elementos estruturais tenham resistência ao fogo superior a 180 minutos. Desde que essas recomendações sejam seguidas, os edifícios com estruturas mistas irão manter a sua capacidade de suporte de carga para esse tempo de resistência ao fogo, quando qualquer compartimento estiver sujeito à curva de incêndio padrão⁽¹⁾.

Todos os edifícios de estrutura metálica e mista com lajes mistas podem ser considerados capazes de atingir resistência ao fogo de 15 minutos sem proteção ao fogo, e assim não são dadas recomendações específicas neste caso.

Tabela 2.5 Resumo dos requisitos de resistência ao fogo do Documento B⁽⁸⁾ aprovado em Inglaterra e País de Gales

	Resistência ao fogo (min) para a altura até ao último andar (m)				
	<5	≤18	≤30	>30	
Residencial (não-doméstico)	30	60	90	120	<p>A altura até ao último andar exclui a altura das áreas da planta do telhado</p>  <p>Altura do topo do edifício medida a partir da superfície do último piso até ao nível do solo no lado mais baixo do edifício</p>
Escritório	30	60	90	120*	
Lojas, comércio, espetáculos e reuniões públicas	30	60	90	120*	
Parques de estacionamento fechados	30	60	90	120*	
Parques de estacionamento abertos lateralmente	15	15	15	60	

O Documento B aprovado permite que os tempos de resistência ao fogo sejam reduzidos de 60 para 30 minutos ou de 90 para 60 minutos, para a maioria das categorias de utilização.

* É obrigatória a existência de Sprinklers, mas a resistência ao fogo do andar pode ser apenas de 90 minutos

Tabela 2.6 Resumo dos requisitos de resistência ao fogo das Normas Francesas

Residencial (não-doméstico)	< 2 andares	2 andares < ... ≤ 4 andares	4 andares < ... ≤ 28 m	28 m < H < 50 m	> 50 m
	R15	R30	R60	R90	R120
	Andar térreo		Altura do último andar ≤ 8 m	Altura do último andar > 8 m	Altura do último andar > 28 m
Escritório¹		0		R60	R 120
Lojas, comércio, espetáculos e reuniões públicas	< 100 pessoas	0		R60	
	< 1500 pessoas	R30		R60	R120
	> 1500 pessoas	R30	R60	R90	
	Andar térreo	> 2 andares	Altura do último andar > 28 m		
Parques de estacionamento fechados					
Parques de estacionamento abertos lateralmente	R30	R60		R90	

Nota: ¹ Escritório que não é aberto ao público
H é a altura do último andar

2.5.2 Incêndio natural (curvas de incêndio paramétricas)

O programa MACS+ permite considerar o efeito de um incêndio natural usando as curvas de incêndio paramétricas definidas no Anexo A da EN 1991-1-2⁽⁴⁾. É importante salientar que este é um anexo informativo e que o seu uso pode não ser permitido em alguns países da Europa, como por exemplo em França. Antes do projeto final ser realizado, o projetista deve consultar o Anexo Nacional relevante.

Usando esta curva de incêndio paramétrica, o programa define a temperatura no compartimento tendo em conta:

- a dimensão do compartimento:
 - comprimento do compartimento
 - largura do compartimento
 - altura do compartimento
- a altura e a área das aberturas:
 - altura da abertura
 - largura da abertura
 - percentagem aberta da abertura
- a quantidade de combustíveis e a sua distribuição no compartimento:
 - carga de incêndio
 - fator de combustão
 - taxa de libertação de calor
- as propriedades térmicas da envolvente do compartimento.

A temperatura de um incêndio paramétrico normalmente aumenta mais depressa do que o incêndio padrão nas fases iniciais mas, como os combustíveis são consumidos, a

temperatura irá diminuir rapidamente. As temperaturas num fogo padrão aumentam indefinidamente.

Na Figura 2.6 apresentam-se a curva de incêndio padrão e uma curva paramétrica típica.

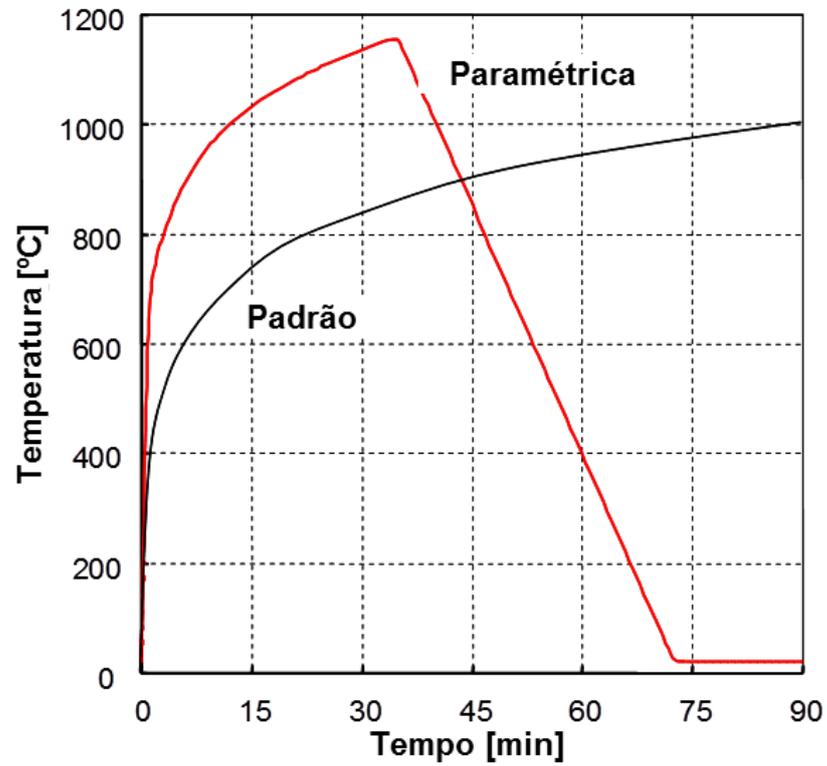


Figura 2.6 Comparação entre uma curva de incêndio paramétrica típica e a curva de incêndio padrão

3 RECOMENDAÇÕES PARA OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

3.1 Zona de dimensionamento da laje

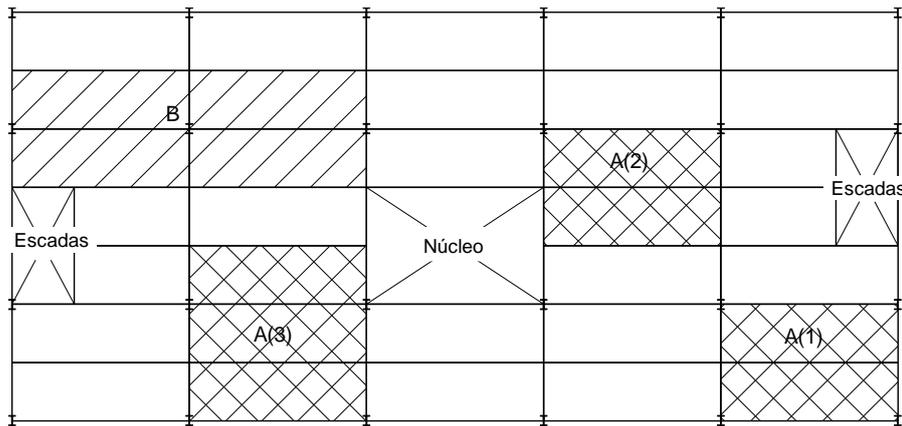
Cada pavimento deverá ser dividido em zonas de dimensionamento que vão de encontro ao critério dado na secção 2.3.

A divisão de um pavimento em várias zonas de dimensionamento está ilustrada na Figura 3.1. As zonas do pavimento designadas por 'A' inserem-se no âmbito do programa MACS+ e a sua capacidade de suporte de carga em situação de incêndio pode ser determinada usando o programa. A zona designada por 'B' está fora do âmbito do programa MACS+ porque contém um pilar no interior da zona e vigas que não distribuem esforços na mesma direção.

Na Figura 3.2 ilustra-se uma zona de dimensionamento da laje, apresentando-se as designações das vigas usadas no programa MACS+. O dimensionamento normal assume que as cargas do pavimento são suportadas pelas vigas secundárias, que por sua vez são suportadas pelas vigas principais.

O método de cálculo ao fogo assume que no estado limite último em situação de incêndio, a resistência das vigas internas não protegidas baixa significativamente, deixando a laje mista como um elemento que distribui os esforços em duas direções simplesmente apoiado em todo o seu perímetro. Com o fim de assegurar que a laje pode desenvolver as ações de membrana, o programa MACS+ calcula o momento aplicado a cada viga periférica como o resultado das ações na zona de dimensionamento da laje. Na prática, para manter o apoio vertical no perímetro da zona de dimensionamento, o programa calcula o grau de utilização e conseqüentemente a temperatura crítica dessas vigas periféricas. A proteção ao fogo para essas vigas deve ser dimensionada tendo como base esta temperatura crítica e o tempo de resistência ao fogo requerido para a laje de pavimento, que deve estar de acordo com as normas nacionais. A temperatura crítica e o grau de utilização para cada viga periférica são indicados do Lado A para o Lado D da zona de dimensionamento, como se pode ver na Figura 3.2.

Como referido na secção 2.2.2, a restrição ao uso do programa MACS+ é que, para resistência ao fogo igual ou superior a 60 minutos, as fronteiras da zona de dimensionamento devem alinhar-se com a malha de pilares e as vigas periféricas devem ser protegidas. Para resistência ao fogo de 30 minutos, esta restrição não se aplica e as fronteiras da zona não precisam de estar alinhadas com a malha de pilares. Por exemplo, na Figura 3.1, as zonas A2 e A3 têm pilares em apenas dois cantos e poderiam apenas ser consideradas como zonas de dimensionamento de um pavimento que necessite de resistência ao fogo não superior a 30 minutos.



Legenda da figura

A(i): Estas zonas podem ser dimensionadas usando o programa MACS+
 B: Fora do âmbito do programa MACS+
 A(1) Qualquer tempo de resistência ao fogo
 A(2) e A(3) apenas 30 minutos de resistência ao fogo

Figura 3.1 Possíveis zonas de dimensionamento de um pavimento

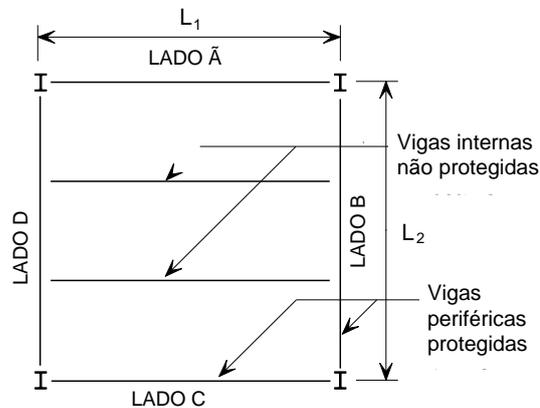


Figura 3.2 Definição do vão 1 (L1) e do vão 2 (L2) e a disposição da viga para uma zona de dimensionamento num edifício que requer resistência ao fogo igual ou superior a 60 minutos.

3.2 Laje de pavimento e vigas

O programa MACS+ calcula a capacidade de suporte de carga da laje de pavimento e das vigas não protegidas no estado limite último em situação de incêndio. Como o modelo de cálculo simplificado, implementado no programa, assume que a laje terá apoio adequado no seu perímetro, também calcula a temperatura crítica de cada viga periférica com base na capacidade de suporte de carga da zona de dimensionamento da laje.

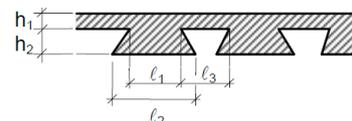
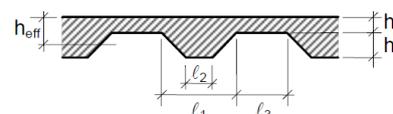
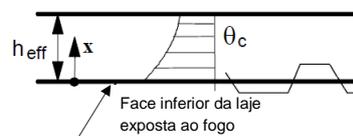
3.2.1 Cálculo da temperatura da laje de pavimento

A distribuição de temperatura numa laje mista pode ser determinada usando um modelo de cálculo por diferenças finitas ou elementos finitos tendo em conta a forma exata da laje e respeitando os princípios e regras do ponto 4.4.2 da EN 1994-1-2⁽⁶⁾.

Em alternativa, a distribuição de temperatura numa laje mista não protegida sujeita ao incêndio padrão pode ser determinada a partir dos valores dados na Tabela 3.1, estabelecida de acordo com a EN 1992-1-2⁽¹⁷⁾ e o seu Anexo Nacional, dependendo da altura efetiva da laje, h_{eff} , definida no ponto D.4 do Anexo D da EN 1994-1-2.

Tabela 3.1 Distribuição de temperatura numa laje ($h_{\text{eff, max}} = 150 \text{ mm}$) quando exposta ao incêndio padrão de 30 a 180 min

Distância x [mm]	Temperatura na laje de betão θ_c [°C]				
	30 min	60 min	90 min	120 min	180 min
2.5	675	831	912	967	1 042
10	513	684	777	842	932
20	363	531	629	698	797
30	260	418	514	583	685
40	187	331	423	491	591
50	135	263	349	415	514
60	101	209	290	352	448
70	76	166	241	300	392
80	59	133	200	256	344
90	46	108	166	218	303
100	37	89	138	186	267
110	31	73	117	159	236
120	27	61	100	137	209
130	24	51	86	119	186
140	23	44	74	105	166
150	22	38	65	94	149



$$\Phi = \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{2h_2}{l_1 + l_3 - l_2}$$

A partir da distribuição de temperatura apresentada na Tabela acima, podem ser determinados os três parâmetros seguintes:

- θ_2 : temperatura da face exposta da laje;
- θ_1 : temperatura da face não exposta da laje;
- θ_s : temperatura da laje ao nível da rede de armadura.

Quando sujeita ao incêndio padrão, os seguintes valores de x devem ser usados para determinar as temperaturas θ_1 , θ_2 , e θ_s a partir da Tabela 3.1:

- Para θ_2 , $x = 2.5 \text{ mm}$;
- Para θ_1 , $x = h_{\text{eff}}$;
- Para θ_s , $x = h_1 - d + 10 \Phi$ (d : distância entre o eixo da rede de armadura e a face não exposta de betão; Φ : ver Tabela 3.1).

3.2.2 Cálculo da temperatura de vigas mistas não protegidas

As temperaturas de uma viga de aço não protegida sujeita à curva ISO podem ser determinadas de acordo com o ponto 4.3.4.2.2 da EN 1994-1-2. De forma a facilitar o uso deste método de cálculo, são dadas temperaturas na Tabela 3.2 para secções transversais em aço não protegidas em função do fator de massividade modificado (tido como o fator de massividade multiplicado pelo fator de correção para o efeito de sombra) e da duração da exposição ao fogo.

Tabela 3.2 Temperatura numa secção transversal em aço não protegida sujeita à curva ISO

Fator de massividade modificado $k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right)$ [m ⁻¹]	Temperatura da secção transversal em aço θ_a [°C]				
	30 min	60 min	90 min	120 min	180 min
0	432	736	942	1 030	1 101
30	555	835	987	1 039	1 104
40	637	901	995	1 042	1 106
50	691	923	997	1 043	1 106
60	722	931	999	1 044	1 107
70	734	934	1 000	1 045	1 107
80	742	936	1 001	1 046	1 108
90	754	937	1 001	1 046	1 108
100	768	938	1 002	1 046	1 108
110	782	939	1 002	1 047	1 108
120	793	939	1 003	1 047	1 108
130	802	940	1 003	1 047	1 109
140	810	940	1 003	1 047	1 109
150	815	941	1 003	1 047	1 109
200	829	942	1 004	1 048	1 109
500	838	944	1 005	1 048	1 109

3.2.3 Dimensionamento ao fogo de uma laje de pavimento

Capacidade de suporte de carga de uma laje de pavimento mista

Quando se calcula a capacidade de suporte de carga de cada zona de dimensionamento da laje, a resistência da laje mista e das vigas não protegidas são calculadas separadamente. Assume-se que a laje não tem continuidade ao longo do perímetro da zona de dimensionamento da laje. A carga que pode ser suportada pelo comportamento à flexão da laje mista na zona de dimensionamento da laje é calculada com base num mecanismo de colapso de limite inferior considerando um padrão de linhas de rotura como ilustrado na Figura 3.3.

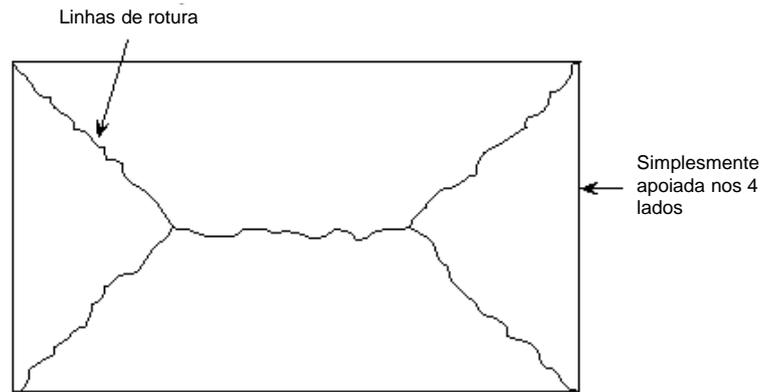


Figura 3.3 Padrão de linhas de rotura, usado para calcular a resistência da laje

O valor da resistência calculada usando o mecanismo de limite inferior é melhorado considerando o efeito benéfico das ações de membrana de tração associado a grandes deslocamentos. Esta melhoria aumenta com o aumento da deformação vertical da laje até à ocorrência da rotura devido à rotura da armadura em toda a extensão do menor vão ou a rotura de compressão do betão nos cantos da laje, como se mostra na Figura 3.4. Como o método de cálculo não permite calcular a deformação no instante da rotura, o valor da deformação considerado quando se calcula o acréscimo de resistência devido ao efeito de membrana é baseado numa estimativa conservativa da deformação da laje que inclui o efeito da curvatura térmica da laje e a deformação da armadura, como se mostra de seguida.

$$w = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h_{eff}} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E_a}\right) \frac{3L^2}{8}}$$

A flecha permitida devido à extensão da armadura está também limitada pela seguinte expressão:

$$w \leq \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h_{eff}} + \frac{l}{30}$$

onde:

$(T_2 - T_1)$ é a diferença de temperatura entre o topo e a superfície inferior da laje

L é a maior dimensão da zona de dimensionamento da laje

l é a menor dimensão da zona de dimensionamento da laje

f_y é a tensão de cedência da rede de armadura

E é o módulo de elasticidade do aço

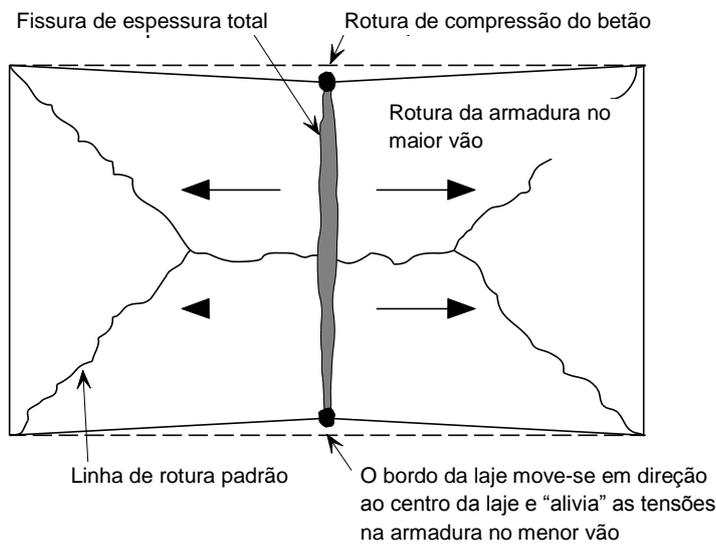
h_{eff} é a altura efetiva da laje mista

α é o coeficiente de dilatação térmica do betão.

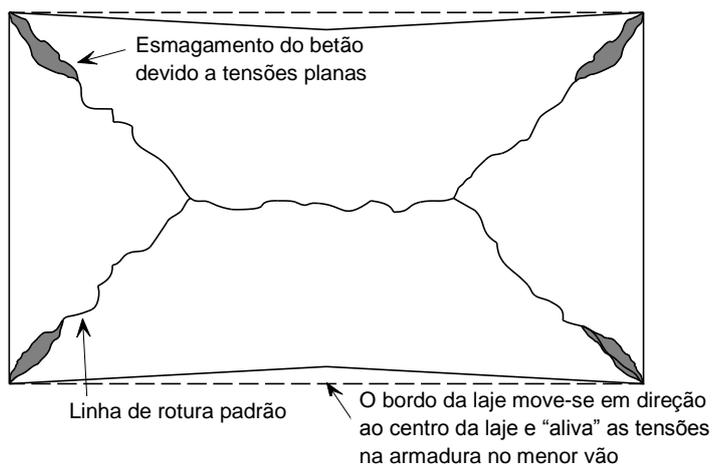
Todos os ensaios disponíveis mostram que este valor de deformação será excedido antes da ocorrência da falha da capacidade de suporte de carga da laje. Isto implica que a resistência prevista usando o método de cálculo será conservativa em comparação com o seu desempenho real.

A deformação total da laje está também limitada pela seguinte expressão:

$$w \leq \frac{L+l}{30}$$



(a) Ruptura de tração da armadura



(b) Ruptura de compressão do betão

Figura 3.4 Modos de ruptura possíveis num pavimento misto

A resistência residual de flexão das vigas mistas não protegidas é então adicionada à resistência melhorada da laje para obter a resistência total do sistema completo.

Comportamento à estanquidade e ao isolamento térmico da laje mista

O programa MACS+ não verifica explicitamente o critério de estanquidade ou de isolamento térmico da laje de pavimento. Assim, o projetista deve assegurar que a altura da laje escolhida é suficiente para assegurar o critério de isolamento térmico necessário, em conformidade com as recomendações dadas na EN 1994-1-2.

Para assegurar que a laje mista mantém a sua estanquidade durante o incêndio e que as ações de membrana se podem desenvolver, deve ter-se cuidado em assegurar que a rede de armadura está corretamente sobreposta. Isto é especialmente importante na região

das vigas não protegidas e em torno dos pilares. Mais informação sobre o comprimento de sobreposição necessário e a colocação da rede de armadura é dada na secção 3.3.

3.2.4 Dimensionamento ao fogo de vigas no perímetro da zona de dimensionamento da laje

As vigas ao longo do perímetro da zona de dimensionamento da laje, identificadas de A a D na Figura 3.2, devem possuir a mesma resistência ao fogo que exigida para a laje de pavimento, de forma a proporcionar o apoio vertical necessário ao perímetro da zona de dimensionamento da laje. Isto resulta normalmente na necessidade de utilizar proteção passiva contra incêndio nestas vigas.

O programa MACS+ calcula o efeito das ações de dimensionamento sobre estas vigas periféricas e o momento resistente da viga à temperatura normal, de forma a calcular o grau de utilização de cada viga periférica, que é calculado de acordo com o ponto 4.2.4 da EN 1993-1-2, como se mostra de seguida.

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

onde:

$E_{fi,d}$ é o momento atuante na viga em situação de incêndio

$R_{fi,d,0}$ é o momento resistente da viga no instante $t = 0$.

Depois de calculado o grau de utilização, o programa pode calcular a temperatura crítica do banzo inferior das vigas periféricas. Esta temperatura crítica é reportada no ficheiro de saída de resultados do programa MACS+ para usar quando se especifica a proteção contra incêndio necessária a cada viga periférica da zona de dimensionamento da laje. Todos os detalhes sobre o método de cálculo podem ser obtidos a partir do documento de apoio⁽⁷⁾ ao programa MACS+ designado “Bases de cálculo”.

Para vigas periféricas com zonas de dimensionamento da laje em ambos os lados, deve usar-se o menor valor da temperatura crítica, dado pelo dimensionamento das zonas adjacentes, para determinar a proteção ao fogo a aplicar nessa viga periférica. O método de cálculo para uma viga periférica partilhada por duas zonas de dimensionamento da laje é descrito no Caso Prático (ver capítulo 5).

Ao especificar a proteção contra incêndio para vigas periféricas, o fornecedor de proteção contra incêndio deve indicar qual é o fator de massividade do elemento a ser protegido e o tempo de resistência ao fogo pretendido, assim como a temperatura crítica do elemento. Os fabricantes de proteção contra incêndio mais conceituados possuem uma avaliação dos seus produtos para várias temperaturas que foi obtida de acordo com a EN 13381-4⁽¹⁸⁾, para materiais não reativos, ou de acordo com a EN 13381-8⁽¹⁹⁾, para materiais reativos (tinta intumescente). As tabelas de dimensionamento para proteção ao fogo que relacionam o fator de massividade com a espessura de proteção baseiam-se num único valor de avaliação da temperatura, que deve ser menor ou igual à temperatura crítica do elemento.

3.3 Detalhes da armadura

A tensão de cedência e a ductilidade da armadura de aço devem ser especificadas em concordância com a EN 10080. A EN 10080 considera que a tensão de cedência característica da armadura deve estar compreendida entre 400 MPa e 600 MPa, dependendo do mercado nacional.

Na maioria dos países, as normas nacionais para a especificação da armadura podem ainda existir como Informação Complementar Não Contraditória (ICNC), como uma gama comum de classes de aço que não foram adotados na EN 10080.

Nas lajes mistas, a função principal da rede de armadura é controlar a fissuração do betão. Desta forma, a rede de armadura tende a ser localizada o mais perto possível da superfície de betão enquanto mantém a altura mínima de recobrimento de betão necessária para proporcionar durabilidade adequada, de acordo com a EN 1992-1-1⁽²⁰⁾. Em situação de incêndio, a posição da rede afetará a temperatura da mesma e o braço do binário quando se calcular a resistência à flexão. Tipicamente, atinge-se um desempenho adequado ao fogo com a rede de armadura colocada entre 15 mm e 45 mm abaixo do topo da superfície de betão.

A secção 3.3.1 dá informação geral respeitante aos detalhes da armadura. Informação adicional pode ser obtida a partir das Partes 1-1 e 1-2 do EC4^(6,9) ou em especificações nacionais como aquelas que são dadas na referência⁽²¹⁾.

3.3.1 Pormenorização da rede de armadura

Tipicamente, os elementos da rede de armadura têm 4.8 m por 2.4 m e por isso devem ser sobrepostos para dar continuidade ao reforço. Assim, deve-se especificar os comprimentos de sobreposição necessários e colocar no local fiscalização adequada para assegurar que estes pormenores são implementados. Os comprimentos de sobreposição adequados são dados no ponto 8.7.5 da EN 1992-1-1⁽²⁰⁾ ou podem estar de acordo com a Tabela 3.3. O comprimento de sobreposição mínimo para a rede de armadura deve ser 250 mm. Idealmente, a rede deve ser fornecida com ‘extremidades salientes’, como se mostra na Figura 3.5, para eliminar a acumulação de varões nas zonas de sobreposição. Frequentemente será económico utilizar redes electrossoldadas prontas a montar em obra, de forma a reduzir os desperdícios.

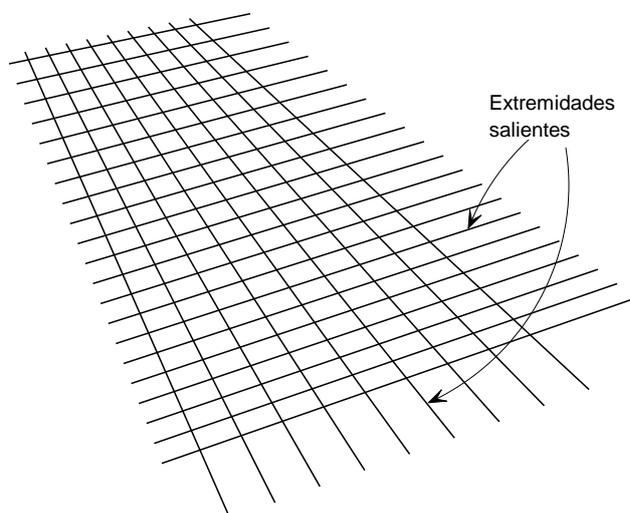


Figura 3.5 Rede de armadura com extremidades salientes

Tabela 3.3 Comprimentos de sobreposição recomendados para redes de armadura electrossoldadas

Tipo de armadura	Tipo de varão	Classe de betão					
		LC 25/28	NC 25/30	LC 28/31	NC 28/35	LC 32/35	NC 32/40
Varão de classe 500 de diâmetro d	Nervurado	50d	40d	47d	38d	44d	35d
Varões de 6 mm	Nervurado	300	250	300	250	275	250
Varões de 7 mm	Nervurado	350	300	350	275	325	250
Varões de 8 mm	Nervurado	400	325	400	325	350	300
Varões de 10 mm	Nervurado	500	400	475	400	450	350

Notas:

Estas recomendações podem ser conservativamente aplicadas ao dimensionamento de acordo com a EN 1992-1-1.

Quando uma sobreposição ocorre no topo da secção e a cobertura mínima é menor do que duas vezes a dimensão da armadura sobreposta, o comprimento de sobreposição deve ser multiplicado por um fator igual a 1.4.

Os tipos de varões estão definidos na EN 10080.

O comprimento de sobreposição mínimo para os varões e para as redes electrossoldadas deve ser 300 mm e 250 mm, respetivamente.

3.3.2 Pormenores necessários para o bordo da laje mista

Os pormenores da armadura no bordo da laje mista terão um efeito importante no desempenho das vigas de bordo e da laje de pavimento em situação de incêndio. Estas orientações são baseadas nas melhores recomendações práticas para a conceção e construção de lajes de pavimento mistas, de forma a cumprir os requisitos necessários ao dimensionamento do compartimento a elevadas temperaturas. O método de cálculo ao fogo e o procedimento apresentado neste documento assumem que a laje mista é construída de acordo com estas recomendações.

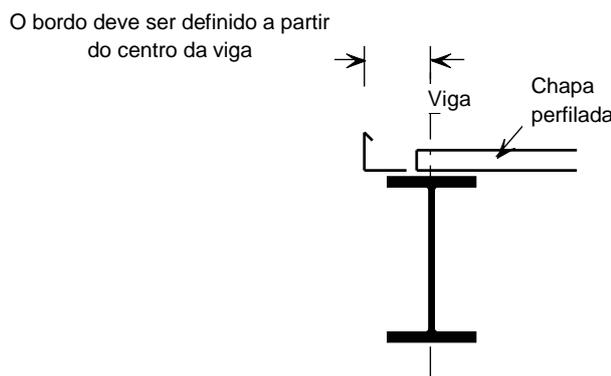


Figura 3.6 Definição do remate de bordadura

O bordo da laje mista é geralmente realizado através de remates de bordadura feitos a partir de chapas finas de aço galvanizado fixado à viga da mesma forma que a chapa perfilada, como se mostra na Figura 3.6. Nos casos onde a viga de bordo é dimensionada para atuar em conjunto com a laje de betão, são necessárias barras de reforço em forma de U para prevenir a fissuração longitudinal da laje de betão. Estas

barras de reforço também asseguram que a viga de bordo é adequadamente conectada à laje quando se usa este método de cálculo simplificado.

Na Figura 3.7 podem-se ver alguns detalhes típicos do bordo da laje, de acordo com as duas orientações possíveis das nervuras da chapa perfilada. Nos casos em que as nervuras da chapa perfilada estão dispostas transversalmente à viga de bordo e à consola de pequeno vão, o remate de bordadura pode ser fixo da forma sugerida na Figura 3.7 (a). O comprimento da consola deve ser inferior a 600 mm, dependendo da altura da laje e do tipo de chapa perfilada utilizado.

O caso mais difícil acontece quando as nervuras da chapa perfilada estão dispostas paralelamente à viga de bordo, e é necessário que a laje acabada se prolongue além da viga metálica numa distância pequena, tornando o bordo longitudinal da chapa perfilada não apoiado (ver Figura 3.7 (b)). Quando o prolongamento da laje é superior a aproximadamente 200 mm (dependendo dos detalhes específicos), o remate de bordadura deve apoiar-se em vigas em consola ligadas à viga de bordo, como se pode ver na Figura 3.7 (c). Estas vigas em consola são geralmente inferiores a 3 m, e devem ser dimensionadas e pormenorizadas pelo projetista estrutural como parte do projeto de estruturas metálicas.

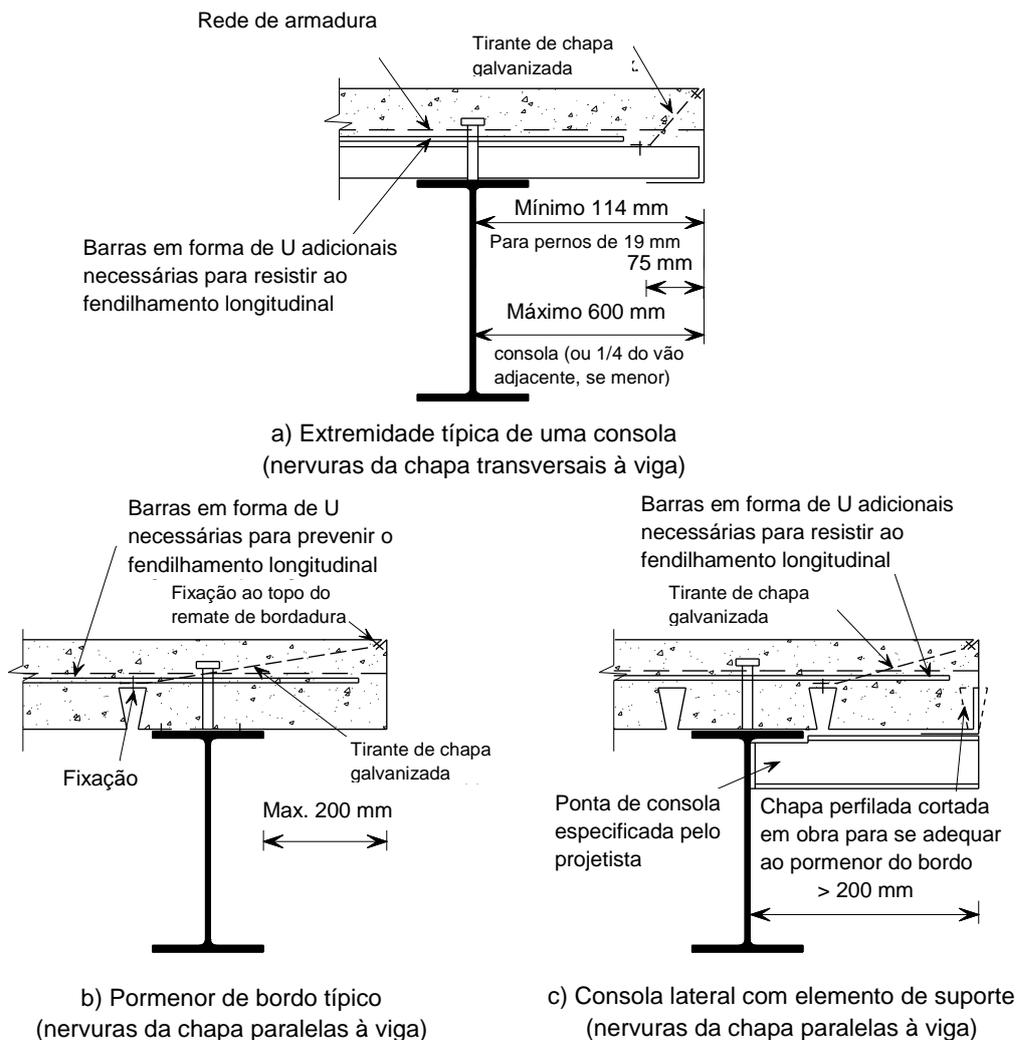


Figura 3.7 Pormenores típicos de bordo

3.4 Dimensionamento de vigas de bordo não mistas

É prática comum realizar o dimensionamento das vigas considerando-as não mistas, no caso de vigas no bordo das lajes. Isto acontece devido ao facto de os custos do reforço para cumprimento dos requisitos ao esforço transversal serem superiores aos custos de instalação de uma viga não mista ligeiramente mais pesada. Para o dimensionamento ao fogo, é importante que a laje de pavimento seja adequadamente ligada às vigas de bordo, uma vez que estas vigas estarão no bordo das zonas de dimensionamento da laje. Embora, geralmente, não seja necessário para o dimensionamento de vigas de bordo não mistas, este manual recomenda que a distância entre os conectores de corte não seja superior a 300 mm e que as barras de reforço em forma de U sejam posicionadas em torno dos conectores de corte, como descrito na secção 3.3.2.

As vigas de bordo têm frequentemente a dupla função de suportar os pavimentos e as fachadas. É importante que a deformação das vigas de bordo não afete a estabilidade das fachadas, pois poderia aumentar o perigo para os bombeiros e outros na vizinhança. Isto não se refere ao perigo da quebra de vidro que resulta do choque térmico, que apenas pode ser resolvido através do uso de materiais especiais ou sistemas de extinção automáticos. A deformação excessiva na fachada pode aumentar o perigo, particularmente quando um edifício é alto e revestido em alvenaria, levando a que possa haver destacamento dos tijolos.

3.5 Pilares

As orientações dadas neste documento vão no sentido de que os danos estruturais e a propagação do incêndio estejam limitados ao compartimento onde deflagra o incêndio. Desta forma, os pilares (exceto nos andares de topo) devem ser dimensionados para o tempo de resistência ao fogo pretendido ou dimensionados para resistir ao incêndio natural (paramétrico).

No caso de pilares em aço, qualquer proteção ao fogo aplicada deve estender-se ao longo da altura total do pilar, incluindo a zona de ligação (ver Figura 3.8). Isto irá assegurar que não ocorre esmagamento local do pilar e que o dano estrutural é limitado ao pavimento.

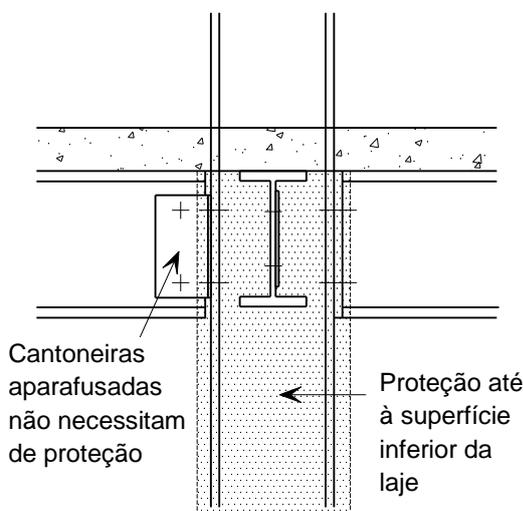


Figura 3.8 Extensão da proteção ao fogo em pilares

Se forem usados pilares mistos de aço e betão, a proteção ao fogo aplicada às vigas de aço ligadas a esses pilares tem de cobrir a zona de ligação de cada pilar ao longo da altura correspondente à altura máxima de todas as vigas metálicas ligadas. A espessura da proteção ao fogo deve ser a maior de todas as espessuras aplicadas às vigas de aço ligadas ao pilar.

3.6 Ligações

Como referido na secção 2.2.1, os valores dados pelo método de cálculo referem-se a ligações ‘simples’, tais como aquelas com chapas de extremidade flexíveis, chapas finas e cantoneiras de apoio da alma.

O edifício com estrutura metálica ensaiado em Cardington continha ligações com chapas de extremidade flexíveis e chapas finas. Durante a fase de arrefecimento dos ensaios ao fogo de Cardington observaram-se falhas parciais e totais de algumas ligações. No entanto, não ocorreu nenhuma falha da estrutura.

No caso em que a chapa foi “arrancada” da extremidade da viga, não ocorreu colapso porque a laje de pavimento redistribuiu o esforço de corte. Isto realça o papel importante da laje de pavimento mista, que pode ser atingida com a sobreposição adequada da armadura.

As resistências das ligações simples devem ser verificadas usando as regras dadas na EN 1993-1-8⁽²⁴⁾.

3.6.1 Classificação das ligações

Os pormenores das ligações devem cumprir as suposições feitas no modelo de cálculo. Na EN 1993-1-8 são dadas três classificações das ligações:

- rotuladas – ligações que transferem esforços de corte internos sem transferirem momentos significativos;
- semi-rígidas – ligações que não satisfazem os critérios das ligações rotuladas ou rígidas;
- rígidas – ligações que garantem continuidade total.

No ponto 5.2 da EN 1993-1-8 encontram-se princípios para a classificação das ligações, baseados na sua espessura e resistência, devendo também considerar-se a capacidade de rotação (ductilidade) da ligação.

Como referido a secção 2.2.1, os valores dados pelo método de cálculo simplificado foram preparados considerando-se o uso de ligações rotuladas (simples). Para assegurar que a ligação não transfere momentos fletores significativos, e por isso é uma ligação ‘simples’, esta deve ter ductilidade suficiente para permitir um grau de rotação. Isto pode ser conseguido pela pormenorização da ligação de modo a que esta cumpra os limites geométricos. Nos documentos do *Access-steel*⁽²⁶⁾ são dadas orientações sobre os limites geométricos e a dimensão inicial para assegurar uma ductilidade suficiente da ligação.

3.6.2 Chapas de extremidade

Existem dois tipos básicos de ligações com chapas de extremidade: altura parcial e altura total. A SN013⁽²⁶⁾ recomenda o uso de:

- chapas de extremidade de altura parcial quando $V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$
- chapas de extremidade de altura total quando $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

onde:

V_{Ed} é o esforço transversal atuante aplicado à ligação

$V_{c,Rd}$ é a resistência ao corte da viga suportada.

A resistência dos componentes da ligação deve ser verificada de acordo com os requisitos dados na EN 1993-1-8. Para situações de projeto persistentes e transitórias, as seguintes resistências necessitam de ser verificadas à temperatura ambiente:

- elemento de apoio ao esmagamento
- chapa de extremidade ao esforço transversal (secção bruta)
- chapa de extremidade ao esforço transversal (secção útil)
- chapa de extremidade ao esforço transversal (rotura por corte do bloco)
- chapa de extremidade à flexão
- alma da viga ao esforço transversal*.

Todas as verificações de dimensionamento dadas acima devem ser realizadas. Contudo, na prática, para ligações 'normais', as verificações marcadas com * são geralmente críticas. Nos documentos *Access-steel*⁽²⁷⁾ são dadas orientações sobre o cumprimento das exigências da EN 1993-1-8.

A EN 1993-1-8 não fornece nenhuma orientação no dimensionamento à resistência de amarração de chapas de extremidade. Na SN015⁽²⁷⁾ são dadas orientações para a determinação da resistência de amarração de uma chapa de extremidade.

3.6.3 Chapas finas

Linhas verticais simples ou duplas de parafusos podem ser usadas nas chapas finas. A SN014⁽²⁷⁾ recomenda o uso de:

- Linhas verticais simples de parafusos quando: $V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$
- Duas linhas verticais de parafusos quando: $0.50 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$
- Usar uma chapa de extremidade quando: $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed}$

onde:

V_{Ed} é o esforço transversal atuante aplicado à ligação

$V_{c,Rd}$ é a resistência ao esforço transversal da viga suportada.

Para situações de projeto persistentes e transitórias, as seguintes resistências das chapas finas necessitam de ser verificadas à temperatura ambiente:

- parafusos ao esforço transverso*
- chapa fina ao esmagamento*
- chapa fina ao esforço transverso (secção bruta)
- chapa fina ao esforço transverso (secção útil)
- chapa fina ao esforço transverso (rotura por corte do bloco)
- chapa fina à flexão
- chapa fina à encurvadura (LTB)
- alma da viga ao esmagamento*
- alma da viga ao esforço transverso (secção bruta)
- alma da viga ao esforço transverso (secção útil)
- alma da viga ao esforço transverso (rotura por corte do bloco)
- elemento de apoio (punçoamento) - (este modo não é apropriado para chapas finas ligadas a banzos de pilares).

Todas as verificações de dimensionamento dadas acima devem ser realizadas. Contudo, na prática, para ligações ‘normais’, as verificações marcadas com * são geralmente críticas. Nos documentos *Acess-steel*⁽²⁸⁾ são dadas orientações sobre o cumprimento das exigências da EN 1993-1-8.

Da mesma forma como para as chapas de extremidade, a EN 1993-1-8 não fornece nenhuma orientação no dimensionamento à resistência de amarração de chapas finas. Por isso podem ser usadas orientações alternativas, como as que são dadas na SN018⁽²⁸⁾, para determinar a resistência de amarração de chapas finas.

3.6.4 Cantoneiras de apoio da alma

Embora existissem ligações sem cantoneiras usadas na estrutura de Cardington, o SCI conduziu vários ensaios a ligações com cantoneiras mistas e não mistas em situação de incêndio⁽²⁹⁾. Essas ligações consistiam em duas cantoneiras de aço aparafusadas a ambos os lados da alma da viga, aplicando dois parafusos em cada aba da cantoneira, ligadas de seguida ao banzo do pilar usando igualmente dois parafusos. As ligações foram estabelecidas para serem rotacionalmente dúcteis em situação de incêndio e ocorreram grandes rotações. Esta ductilidade deveu-se à formação de rótulas plásticas na aba adjacente à face do pilar. Não ocorreu rotura dos parafusos durante o ensaio ao fogo. A ligação com cantoneira mista teve um desempenho melhor do que a ligação não mista.

Para ligações com cantoneiras de apoio da alma não mistas, é recomendado que se usem as linhas verticais simples de parafusos apenas quando:

$$V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$$

A resistência de dimensionamento da ligação com cantoneira deve ser verificada usando as regras de dimensionamento dadas no ponto 3 da EN 1993-1-8. O Quadro 3.3 dessa mesma norma indica a distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos que devem ser definidas quando se pormenoriza a posição dos parafusos.

3.6.5 Proteção contra incêndio

Nos casos onde ambos os elementos estruturais a serem ligados tenham proteção contra incêndio, a proteção apropriada a cada elemento deve ser aplicada às partes das chapas ou cantoneiras em contacto com esse elemento. Se apenas um elemento necessita de proteção ao fogo, as chapas ou cantoneiras em contacto com os elementos não protegidos podem ser deixadas sem proteção.

3.7 Estabilidade global do edifício

De forma a evitar o colapso com deslocamento lateral, o edifício deve ser contraventado por vigas-parede ou outros sistemas de contraventamento. Devem ser construídas vigas-parede de alvenaria ou betão armado com a resistência ao fogo apropriada.

Se o contraventamento desempenhar um papel importante na manutenção da estabilidade global do edifício deve ser protegido de forma adequada.

Em edifícios de dois pisos, pode ser possível assegurar a estabilidade global sem exigir resistência ao fogo em todas as partes do sistema de contraventamento. Em edifícios altos, todas as partes do sistema de contraventamento devem ser apropriadamente protegidas contra incêndio.

Uma forma de alcançar a resistência ao fogo pretendida sem aplicar proteção consiste em localizar o sistema de contraventamento num núcleo protegido, como por exemplo uma caixa de escadas ou uma caixa de elevador. É importante que as paredes que limitam esses núcleos tenham resistência ao fogo adequada para prevenir a propagação do incêndio. Vigas de aço, pilares e contraventamento totalmente contidos dentro do núcleo podem não ter proteção. Outra estrutura metálica que suporte as paredes desses núcleos deve ser adequadamente protegida contra incêndio.

4 COMPARTIMENTAÇÃO

As normas nacionais exigem que as paredes de compartimentação, que separam um compartimento de incêndio de outro, cumpram os critérios de capacidade de suporte de carga, estanquidade e isolamento térmico para o tempo de resistência ao fogo exigido.

Capacidade de suporte de carga é a capacidade de uma parede de não entrar em colapso. Para paredes resistentes, a capacidade de suporte de carga deve ser mantida.

Estanquidade é a capacidade para resistir à passagem de chamas e gases quentes.

Isolamento térmico é a capacidade para resistir à excessiva transferência de calor a partir da face exposta ao fogo para a face não exposta.

4.1 Vigas acima das paredes resistentes ao fogo

Quando uma viga faz parte de uma parede de resistência ao fogo, a parede/viga combinada deve ter isolamento térmico adequado, assim como estanquidade e capacidade de suporte de carga. Para um desempenho ao fogo ótimo, as paredes de compartimentação devem, sempre que possível, estar localizadas debaixo e em linha com as vigas.

Vigas no plano da parede

Os ensaios de Cardington demonstraram que as vigas não protegidas acima e no mesmo plano das paredes de compartimentação (ver Figura 4.1), que são aquecidas a partir de apenas um lado, não sofrem deformação que possa comprometer a estanquidade do compartimento, e que as tolerâncias de movimentos usuais são suficientes. As exigências de isolamento térmico devem ser satisfeitas e será necessária proteção para 30 ou 60 minutos; todos os espaços vazios e penetrações de serviço devem ser estanques ao fogo. As vigas protegidas com revestimentos intumescentes necessitam de isolamento adicional, pois a temperatura no lado não exposto ao fogo irá provavelmente exceder os limites estabelecidos nos ensaios de resistência ao fogo padrão^(30,31).

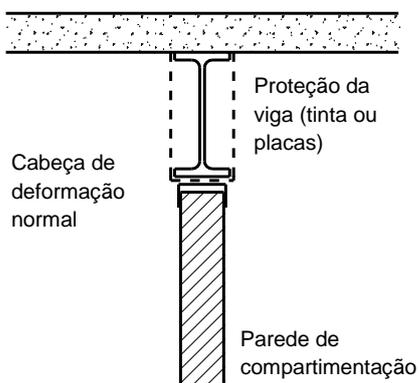


Figura 4.1 Vigas acima e em linha com as paredes

Vigas que passam por paredes

Os ensaios de Cardington mostraram que a capacidade de suporte de carga do pavimento pode ser mantida mesmo quando as vigas não protegidas sofrem grandes deslocamentos. Contudo, quando as paredes estão localizadas fora da malha de pilares, as grandes deformações das vigas não protegidas podem comprometer a estanquidade

pelo deslocamento e fissuração das paredes por onde passam. Nestes casos, deve-se proteger as vigas, ou permitir um espaço suficiente para o movimento. É recomendado que seja permitida uma deformação de $vão/30$ nas paredes que cruzam a metade de uma viga não protegida. Para paredes que cruzam os quartos de vão extremos da viga, esta permissão pode ser reduzida linearmente até zero nos apoios de extremidade (ver Figura 4.2). A parede do compartimento deve estender-se para o lado inferior do pavimento.

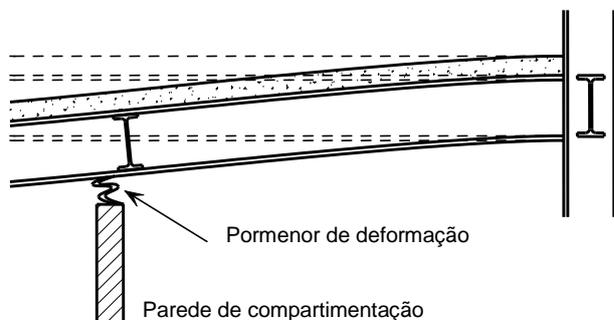


Figura 4.2 Deformação das vigas que passam por paredes

4.2 Capacidade de suporte de carga

Paredes que dividem um andar em mais do que um compartimento de incêndio devem ser dimensionadas para acomodar os movimentos estruturais esperados sem ocorrência de colapso. Nos casos em que as vigas distribuam acima e no plano da parede, os movimentos, mesmo de vigas não protegidas, podem ser pequenos e as deformações permitidas devem ser adequadas. Se a parede não está localizada abaixo de uma viga, a deformação do pavimento que a parede terá de acomodar pode ser maior. Assim, é recomendado que as paredes de compartimentação ao fogo estejam localizadas por baixo de vigas sempre que possível.

Em alguns casos, a deformação permitida pode ser na forma de uma ligação deslizante. Noutros casos, a deformação que poderá acontecer pode ser muito grande e pode ser necessária alguma forma de manta deformável ou cortina, como ilustrado na Figura 4.2.

As deformações estruturais que devem ser consideradas quando se quer assegurar que a compartimentação é mantida devem estar de acordo com as recomendações nacionais.

4.3 Estanquidade e isolamento térmico

As vigas de aço acima das paredes de compartimentação ao fogo são parte da parede e é necessário que tenham as mesmas características de separação que as paredes. Uma viga de aço sem aberturas terá estanquidade. Contudo, quaisquer aberturas de serviço e todos os espaços vazios acima das vigas mistas devem ser adequadamente estanques ao fogo.

Uma viga não protegida no plano de uma parede de compartimentação pode não ter o isolamento térmico necessário e normalmente necessitará de proteção ao fogo. É recomendado que todas as vigas nos limites do compartimento devam ser protegidas contra incêndio, como ilustrado na Figura 4.1.

5 CASO PRÁTICO

Com o objetivo de ilustrar a aplicação dos resultados do programa MACS+, este Capítulo contém um caso prático baseado numa laje de pavimento mista real e de uma laje de pavimento mista com vigas alveoladas.

Neste caso prático considera-se um edifício de escritórios metálico porticado de 4 pisos. O edifício requer um tempo de resistência ao fogo de 60 minutos de acordo com um determinado Regulamento Nacional de Edifícios.

A placa de pavimento de cada andar é composta por uma laje mista construída usando chapas perfiladas metálicas trapezoidais Cofraplus 60, betão de massa volúmica normal e uma rede de armadura simples. Os vãos da laje encontram-se entre vigas secundárias de 9 m de comprimento dimensionadas como vigas de aço e betão. Estas vigas secundárias encontram-se também apoiadas em vigas mistas principais com vãos de 9 m e 12 m. As vigas de fachada do edifício são dimensionadas como não mistas de acordo com a EN 1993-1-1. Algumas das vigas internas (entre o alinhamento 1 e o alinhamento 2 representados na Figura 5.3) são perfis mistos de alma cheia e as vigas localizadas entre os alinhamentos 2 e 3 são vigas mistas alveoladas.

A construção da laje de pavimento encontra-se ilustrada da Figura 5.3 à Figura 5.6.

A Figura 5.3 ilustra a disposição geral da estrutura metálica ao nível do pavimento através da largura total do edifício e os vãos da laje ao longo do seu comprimento. Admite-se que esta disposição geral se repete em vãos de laje adjacentes ao longo do comprimento do edifício. Os pilares são HD320×158, dimensionados como não mistos de acordo com a EN 1993-1-1.

As cargas consideradas no pavimento são as seguintes:

- Ação variável devido ao tipo de ocupação: 4 kN/m^2
- Ação variável devido às paredes divisórias: 1 kN/m^2
- Ação permanente máxima e de serviço: 0.7 kN/m^2
- Peso-próprio das vigas: 0.5 kN/m^2

Nas vigas de fachada, considerou-se no dimensionamento uma carga adicional, correspondente ao revestimento das paredes exteriores, igual a 2 kN/m .

Os comprimentos das vigas necessários para cumprir as verificações necessárias para estes valores de ações são demonstrados na Figura 5.3. As vigas internas são mistas e o grau da conexão para cada viga encontra-se na Tabela 5.1.

A Figura 5.4 mostra a secção transversal de uma laje mista. A classe do betão da laje é de C25/30, de peso volúmico normal, com uma altura total de 130 mm. A laje é reforçada com uma rede de armadura ST 15C com uma tensão de cedência de 500 MPa, satisfazendo os requisitos de dimensionamento à temperatura normal, podendo o tamanho desta rede de armadura ser aumentado se o desempenho em condições de incêndio não for adequado.

Dimensionou-se a Zona E do pavimento utilizando Vigas Mistas Alveoladas com aberturas circulares num perfil IPE 300 classe S355 (ver Figura 5.1 seguinte).

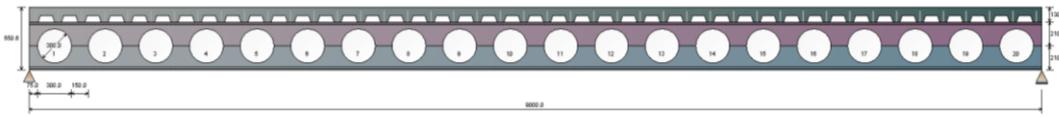


Figura 5.1 Geometria da Viga Mista Alveolada

Dimensionou-se as Zonas D e F do pavimento utilizando Vigas Mistas Angelina™ com aberturas sinusoidais num perfil IPE 270 classe S355 (ver Figura 5.2 seguinte).

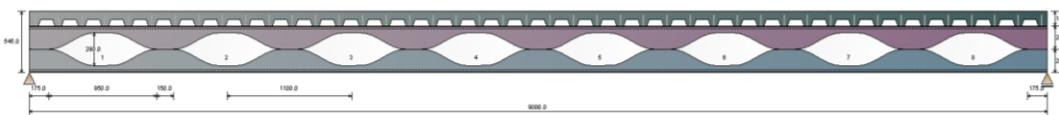


Figura 5.2 Geometria da Viga Mista ANGELINA™

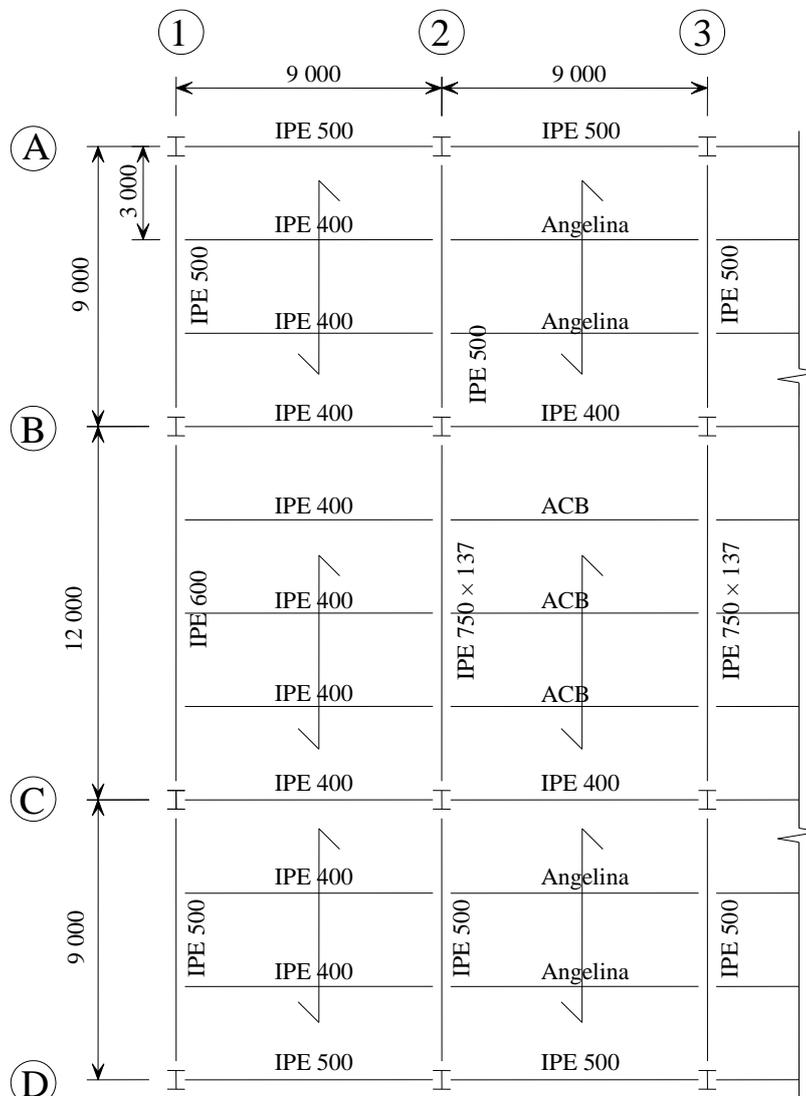


Figura 5.3 Disposição geral da estrutura metálica ao nível do pavimento

Tabela 5.1 Propriedades das vigas

Perfil da viga (S355)	Localização da viga	Tipo de construção	Grau da conexão (%)	Número de conetores de corte por grupo e espaçamento
IPE 400	Viga secundária interna	Mista	51	1 @ 207mm
IPE 500	Viga secundária de bordo	Não mista	-	
IPE 500	Viga principal interna	Mista	72	2 @ 207mm
IPE 750 × 137	Viga principal interna	Mista	71	2 @ 207 mm
IPE 600	Viga principal de bordo	Não mista	-	
ACB IPE 300+IPE 300	Viga secundária interna	Mista	52	2 @ 207 mm
Angelina IPE270 + IPE 270	Viga secundária interna	Mista	52	2 @ 207 mm

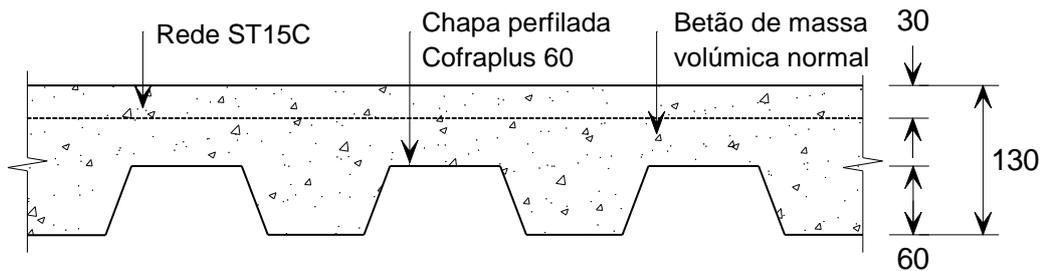
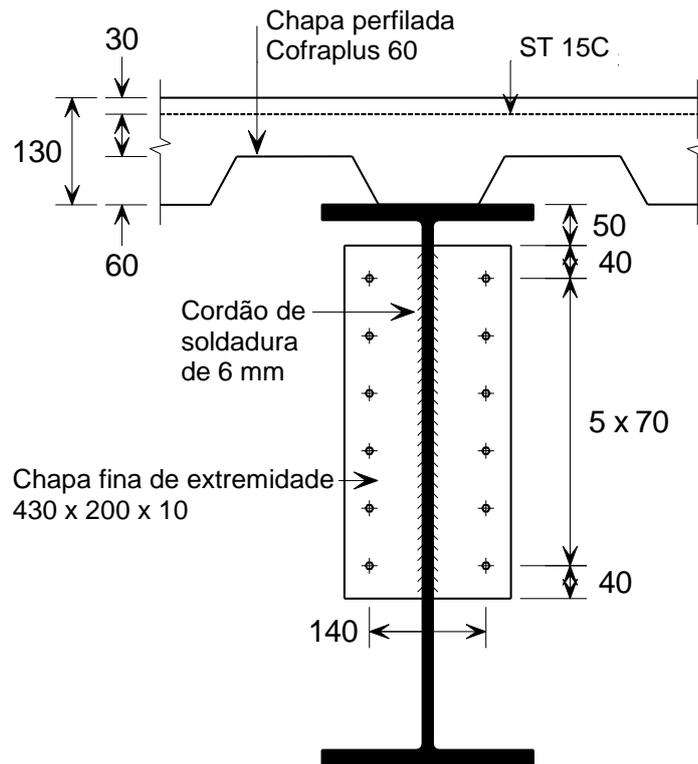
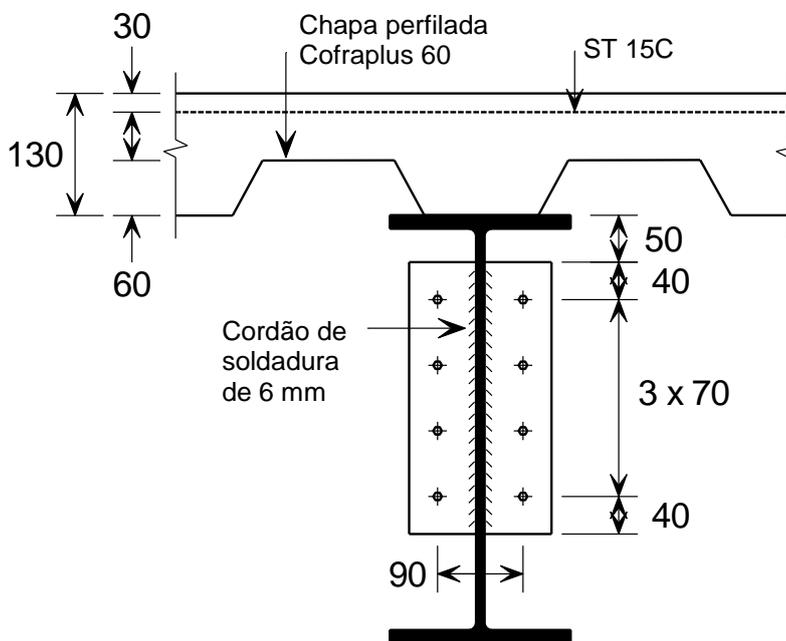


Figura 5.4 Pormenor da laje de pavimento

Para todas as ligações entre os elementos principais da estrutura metálica utilizou-se chapas de extremidades flexíveis, tendo sido dimensionadas como rotuladas, de acordo com a EN 1993-1-8. A Figura 5.5(a) mostra a ligação aplicada entre as vigas principais e os pilares. As ligações viga-pilar às vigas secundárias são demonstradas na Figura 5.5(b). A Figura 5.6 mostra a ligação das chapas de extremidades entre as vigas secundárias e as vigas principais.



(a) Ligação entre Viga Principal e Pilar



(b) Ligação entre Viga Secundária e Pilar

Figura 5.5 Ligação entre Viga-Pilar

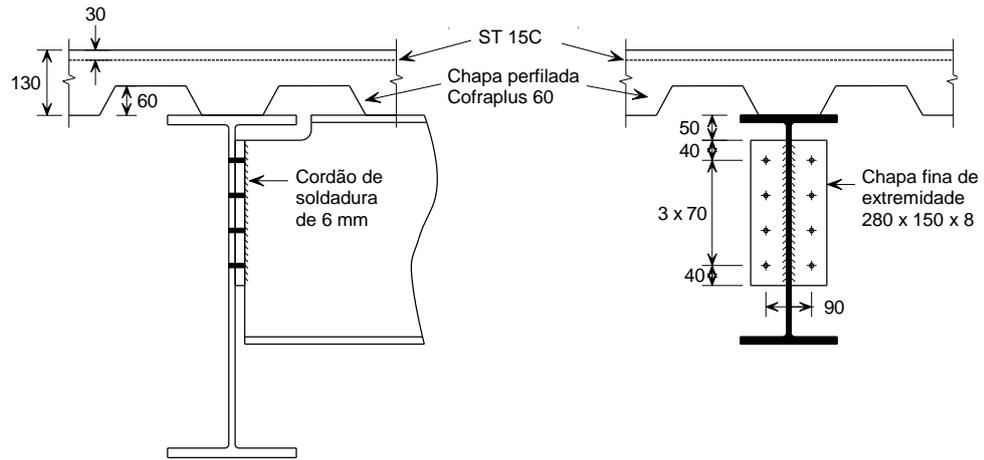


Figura 5.6 Ligação entre Viga Secundária e Viga Principal

A Figura 5.7 apresenta a divisão da laje em diferentes zonas de dimensionamento. Provavelmente as Zonas A e B possuem as condições mais complexas de dimensionamento. O dimensionamento de ambas as zonas será tratado neste exemplo.

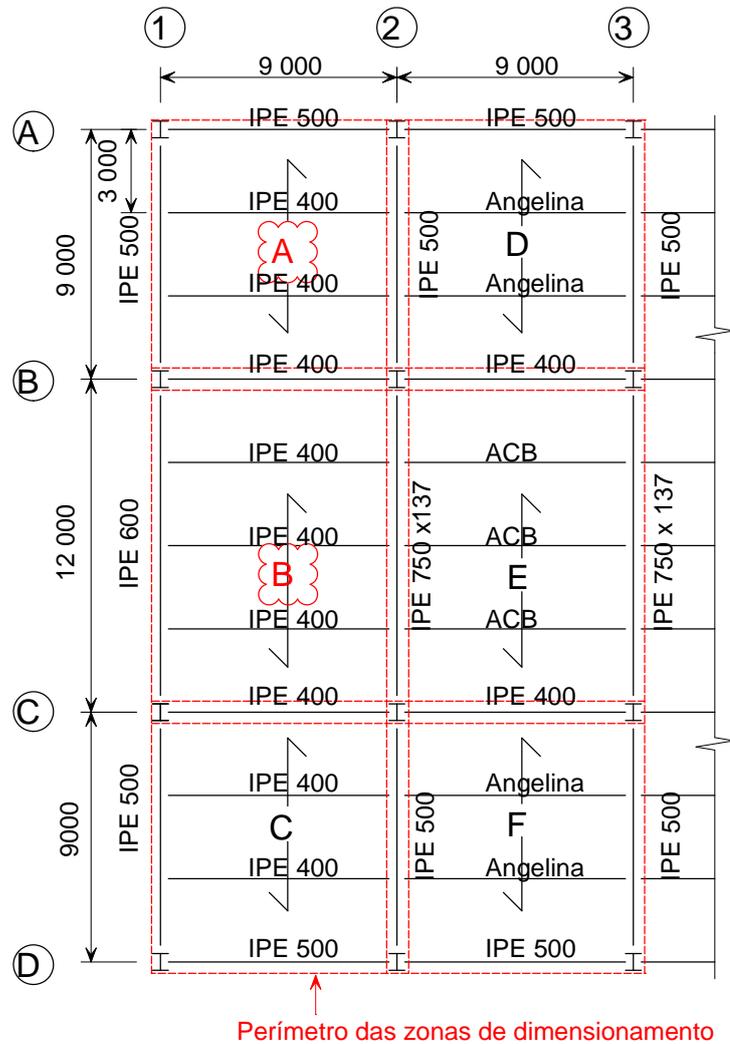


Figura 5.7 Zonas (A – F) de dimensionamento da laje

5.1 Dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio

As seguintes verificações de segurança, realizadas às zonas de dimensionamento da laje, são baseadas nos requisitos de conceção da mesma à temperatura normal. Se esta conceção revelar ser inadequada para as condições de incêndio apresentadas, a medida da rede de armadura e/ou a altura da laje devem ser aumentadas para melhorar o desempenho face às condições de incêndio. Como o dimensionamento da Zona B parece ser mais crítico que o dimensionamento da Zona A, por ter um maior vão, será realizado o dimensionamento da Zona B em primeiro lugar.

5.1.1 Dimensionamento da laje: Zona B

A Tabela 5.2 mostra os dados de entrada para o dimensionamento da Zona B da laje, que tem de dimensões 9 m por 12 m com uma rede de armadura de dimensões ST 15C. No interior desta zona de dimensionamento, existem 3 vigas mistas não protegidas.

Tabela 5.2 Dados de entrada para o dimensionamento da Zona B

L (mm)	ℓ (mm)	f_c (MPa)	A_s (mm ² /m)	f_{sy} (MPa)	Perfis não protegidos	Tabuleiro em aço	Altura total da laje (mm)	d : distância ao eixo da rede (mm)
12 000	9 000	25	142	500	IPE400	Cofraplus60	130	30

Da Figura 5.8 à Figura 5.11 é apresentada a mesma informação nas janelas de entrada do programa MACS+.

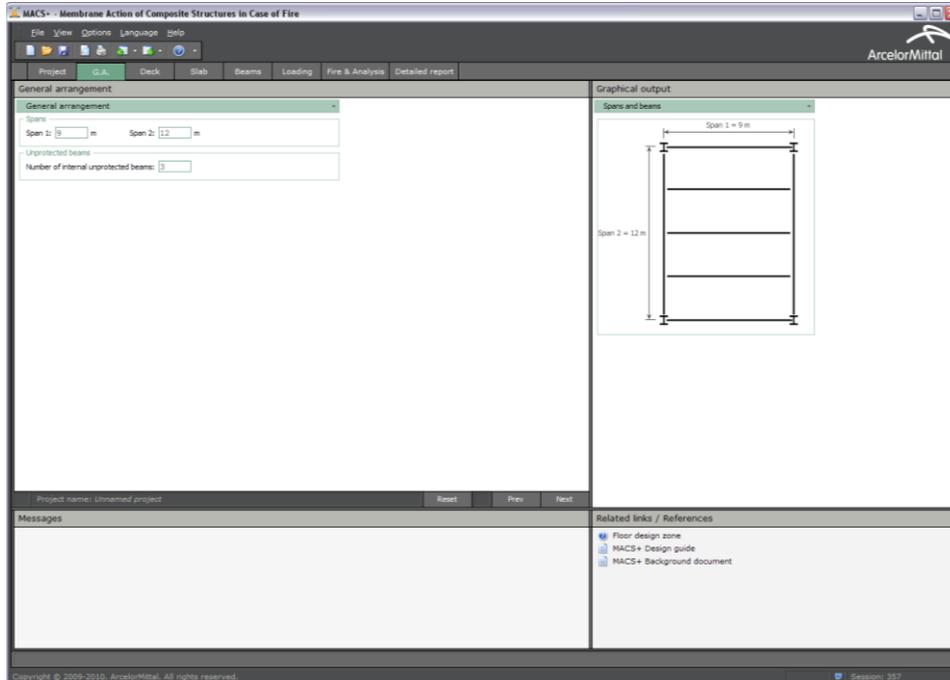


Figura 5.8 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Disposições Gerais

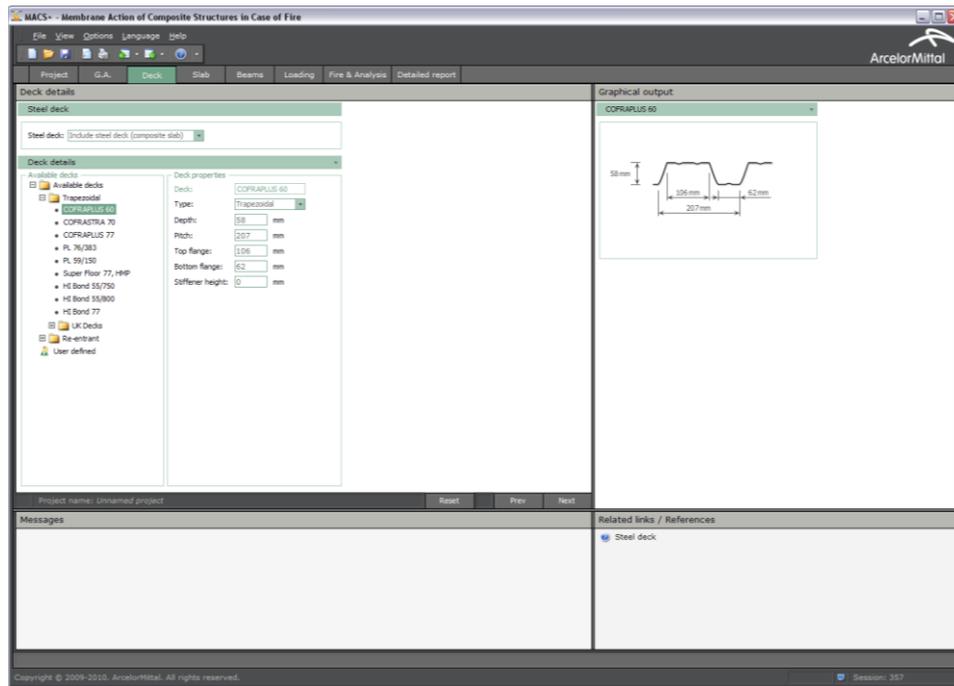


Figura 5.9 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Chapa perfilada

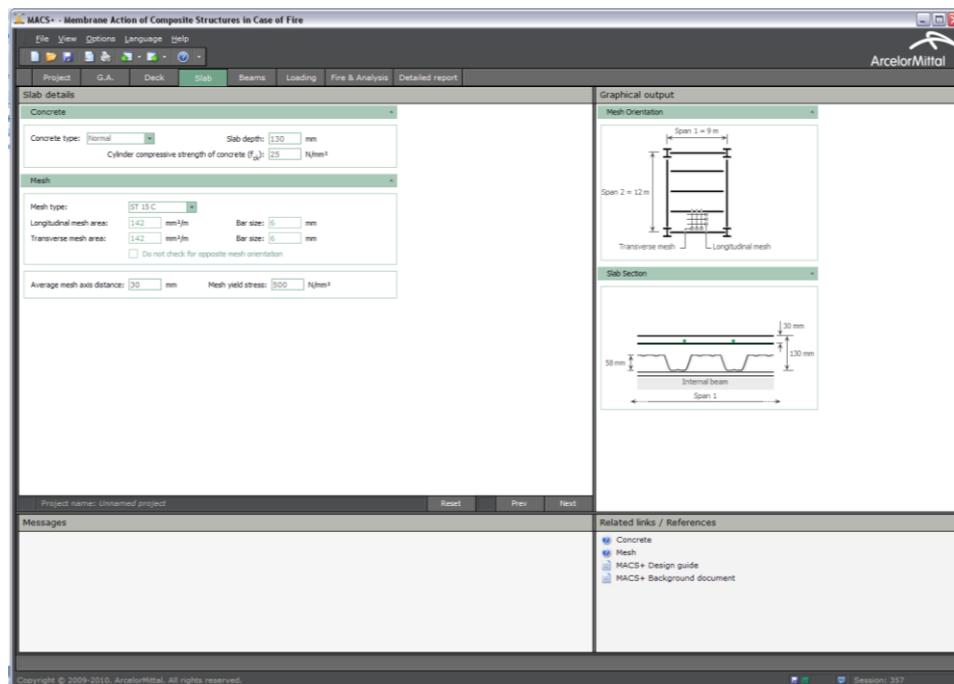


Figura 5.10 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Laje

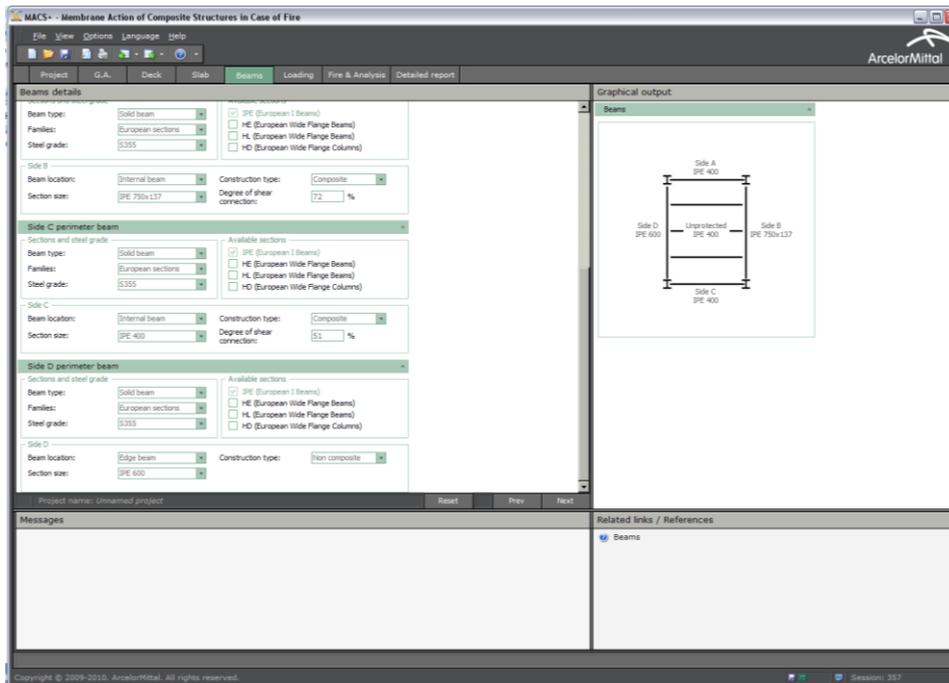
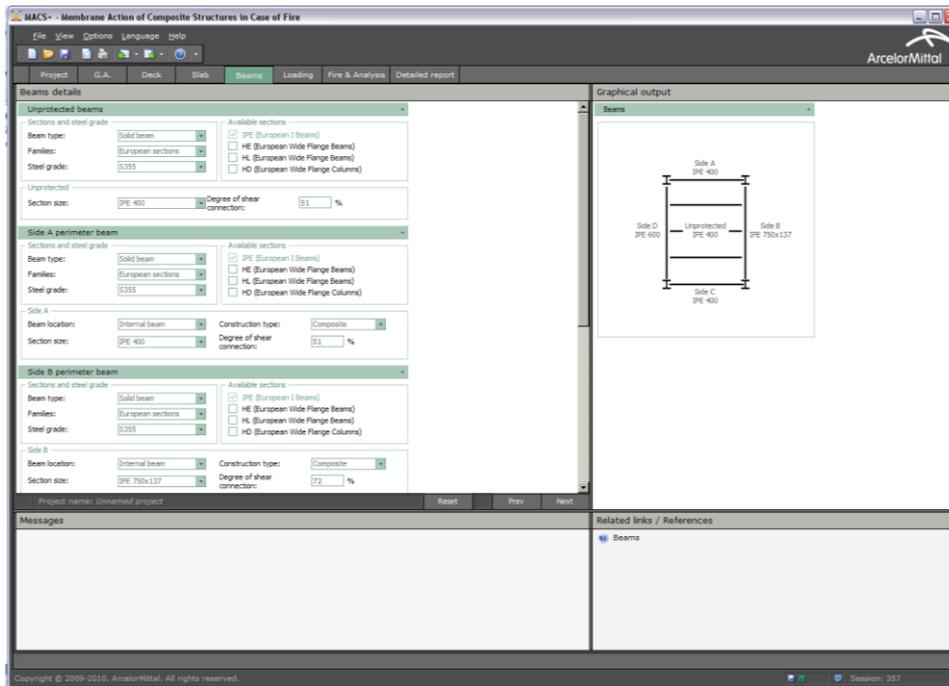


Figura 5.11 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Vigas da Zona B

A aplicação do modelo simplificado é feita em várias etapas conforme se segue:

Passo 1: Cálculo das cargas aplicadas na laje em situação de incêndio

As cargas aplicadas na laje, com peso próprio de 2.28 kN/m², em caso de incêndio podem ser determinadas por:

$$q_{fi, Sd} = G + 0.5Q = (2.28 + 0.7 + 0.5) + 0.5 \times (4.0 + 1.0) = 5.98 \text{ kN/m}^2$$

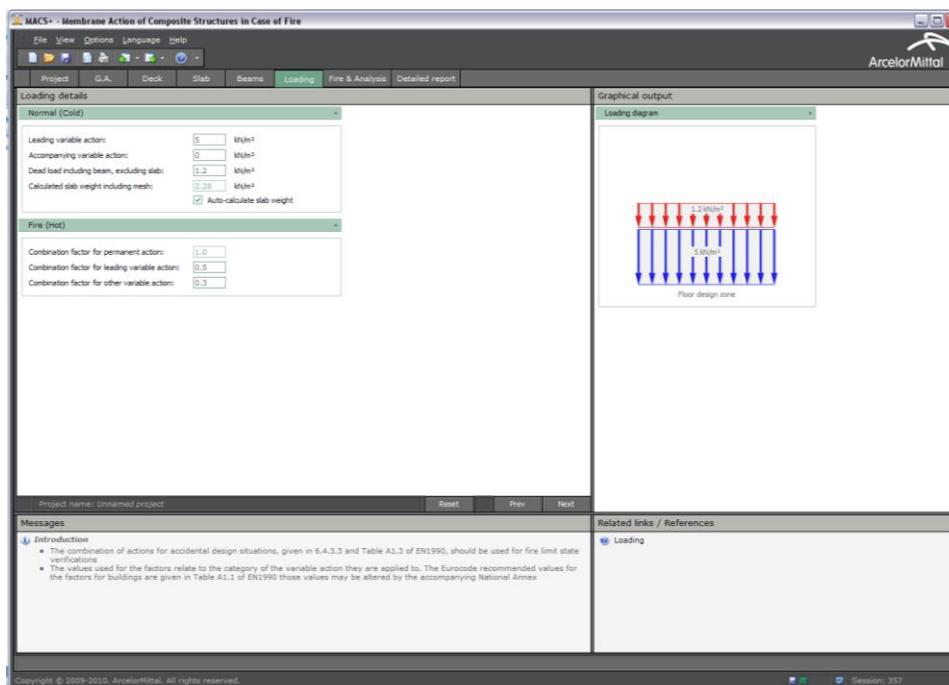


Figura 5.12 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Carregamento

Passo 2: Cálculo da transferência de calor para a laje mista Cofraplus 60

Segundo o ponto D.15 do Anexo D da EN 1994-1-2⁽⁶⁾, a altura efetiva da laje é dada por:

$$h_{eff} = h_1 + 0.5 h_2 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) = 72 + 0.5 \times 58 \times \left(\frac{101 + 62}{101 + 106} \right) \approx 95 \text{ mm}$$

Esta altura efetiva permite concluir que a laje cumpre o critério EI60, que requer uma altura efetiva mínima de 80 mm menos a camada de revestimento para a laje mista.

Para além disso, a esta altura efetiva correspondem as seguintes temperaturas θ_1 , θ_2 e θ_s (ver Tabela 3.1). Para um tempo de exposição de 60 minutos, para um incêndio normalizado:

$$\theta_1 = 99 \text{ °C}; \theta_2 = 831 \text{ °C} \text{ and } \theta_s = 288 \text{ °C}.$$

Segundo o Quadro 3.4 da EN 1994-1-2, não é necessário aplicar nenhum fator de redução da resistência efetiva do aço para a rede de armadura electrossoldada:

$$f_{sy, \theta_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M, fi, s} = 1.0$$

Para além disso, também existe o fator:

$$\gamma_{M, fi, c} = 1.0$$

Passo 3: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Para o cálculo desta zona:

$$L_1 = 9\,000 \text{ mm (vão das vigas secundárias)}$$

$L_2 = 12\ 000\text{ mm}$ (vão das vigas principais)

Então, $L = \max \{L_1; L_2\} = 12\ 000\text{ mm}$ e $\ell = \min \{L_1; L_2\} = 9\ 000\text{ mm}$.

Desta forma obtém-se:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f},c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{142}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.777$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f},c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{142}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.777$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1.0 porque a rede de armadura tem a mesma secção transversal em ambas a dimensões.

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{\bar{f},0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{142}{1000} \times 500 / 1.0 \times 30 \times \frac{3 + 0.777}{4} = 2011.4\text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.777}{3 + 0.777} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{12\ 000}{9\ 000} = 1.333$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.333^2} \times (\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.333^2 + 1} - 1) = 0.427$$

Passo 4: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser determinada da seguinte forma:

$$p_{\bar{f}} = 6 \frac{M_{\bar{f},0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{2011.4}{0.427^2 \times 1.333^2 \times 9000^2} = 0.461 \times 10^{-3}\text{ N/mm}^2 = 0.461\text{ kN/m}^2$$

Passo 5: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio, para ter em conta as ações de membrana, pode ser determinada por:

$$w = \min \left\{ \frac{\alpha(\theta_2 - \theta_1)\ell^2}{19.2h_{eff}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_a \gamma_{M,\bar{f},s}} \right) \frac{3L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{L+\ell}{30} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{1.2 \times 10^{-5} (831 - 99) \times 9000^2}{19.2 \times 95} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5 \times 500}{210000 \times 1.0} \right) \frac{3 \times 12000^2}{8}}; \frac{9000}{30} \right]; \frac{12000 + 9000}{30} \right\}$$

$$= \min \{391.0 + \min [253.5; 300]; 700\} = 644.6\text{ mm}$$

Passo 6: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração para as ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona B

Equação	Valor obtido
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.412
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.059
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.412
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.059
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.194
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	1 978 359 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	7 242 376 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	2 305 602 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	388 465 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,f.t.s}}{kK A_s f_{sy,tb}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M,f.t.c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy,tb}}{\gamma_{M,f.t.s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	0.909

Passo 7: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.4 Fatores de majoração devido às ações de membrana da Zona B

Equação	Valor obtido
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.952
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{2+3k-k^3}{3(1+k)^2} \right)$	5.407
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	6.360
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	1.016
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2}$	2.777
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	3.794

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu d^2} = 6.360 - \frac{6.360 - 3.7948}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.333^2} = 5.796$$

Passo 8: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 5.796 \times 0.461 = 2.670 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Do ponto 4.3.4.2.2 da EN 1994-1-2, é possível determinar a temperatura das vigas mistas não protegidas. Num primeiro passo é necessário calcular o fator de massividade da secção transversal do perfil IPE400. Os valores calculados encontram-se resumidos na Tabela 5.5.

Na Tabela 3.2, as temperaturas da parte metálica da secção mista são as seguintes:

- temperatura dos banzos: 938.6°C;
- temperatura da alma: 941.5°C na Tabela 3.2 mas considerando 938.6°C devido à altura da secção de aço não ser superior a 500 mm;
- temperatura dos conetores (ver 4.3.4.2.5 da EN 1994-1-2): $938.6 \times 0.8 = 750.9^\circ\text{C}$

Tabela 5.5 Fator de massividade para a viga mista não protegida

Elemento do perfil metálico	$k_{sh} = 0.9 \left(\frac{H + 0.5B}{H + 1.5B - t_w} \right)$	$\left(\frac{A_i}{V_i} \right) (\text{m}^{-1})$	$k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right) (\text{m}^{-1})$
Banzo inferior		$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 159$	106
Alma	0.668	$\frac{2}{t_w} = 233$	155
Banzo superior		$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 159^*$	106

com: H : altura do perfil metálico; B : largura do perfil metálico; t_f : espessura do banzo; t_w : espessura da alma.

* Menos de 85% do banzo superior do perfil metálico em contacto com a chapa perfilada de aço

As temperaturas do perfil metálico e dos conetores metálicos permitem determinar o momento resistente das vigas mistas secundárias não protegidas. Os valores calculados são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 Momento resistente das vigas mistas não protegidas da Zona B

Parâmetros	Valores calculados
Comprimento efetivo da laje	$b_{eff} = \min \{9000/4; 3000\} = 2250 \text{ mm}$
Área do perfil metálico A_i	$A_i = 8446 \text{ mm}^2$
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil	$k_{y,\theta} = 0.0523$
Fator de redução das propriedades de resistência dos conetores	$k_{u,\theta} = 0.17$
Altura da laje comprimida em situação de incêndio	$h_u = \frac{\sum A_i f_y k_{y,\theta} / \gamma_{M,fi,a}}{b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}}$ $h_u = \frac{8446 \times 355 \times 0.0523 / 1.0}{2250 \times 25 / 1.0} = 2.787 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C	$n_{c,20^\circ\text{C}} = 0.51$
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio	$n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ\text{C}} k_{u,\theta} \gamma_{M,v}}{k_{y,\theta} \gamma_{M,fi,v}}$ $n_{c,\theta} = \frac{0.51 \times 0.17 \times 1.25}{0.0523 \times 1.0} = 2.09 > 1.0$ Conexão total
Momento resistente positivo	$M_{fi,Rd} = \frac{A_i f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h_c - \frac{h_u}{2} \right)$ $M_{fi,Rd} = \frac{8446 \times 355 \times 0.0523}{1.0} \left(\frac{400}{2} + 130 - \frac{2.787}{2} \right)$ $= 51.51 \times 10^6 \text{ Nmm} = 51.51 \text{ kNm}$

com: h_c : altura total da laje; $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,v}$ e $\gamma_{M,fi,v}$ fatores de segurança parciais para o perfil metálico, para os conetores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio.

De seguida, a capacidade de suporte de carga da laje com o contributo da viga mista não protegida pode ser determinada por:

$$q_{fi,Rd,ub} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} = \frac{8 \times 51.5}{9^2} \times \frac{(1+3)}{12} = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

Passo 10: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte de carga da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 2.67 + 1.70 = 4.37 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,Rd} = 4.37 \text{ kN/m}^2$$

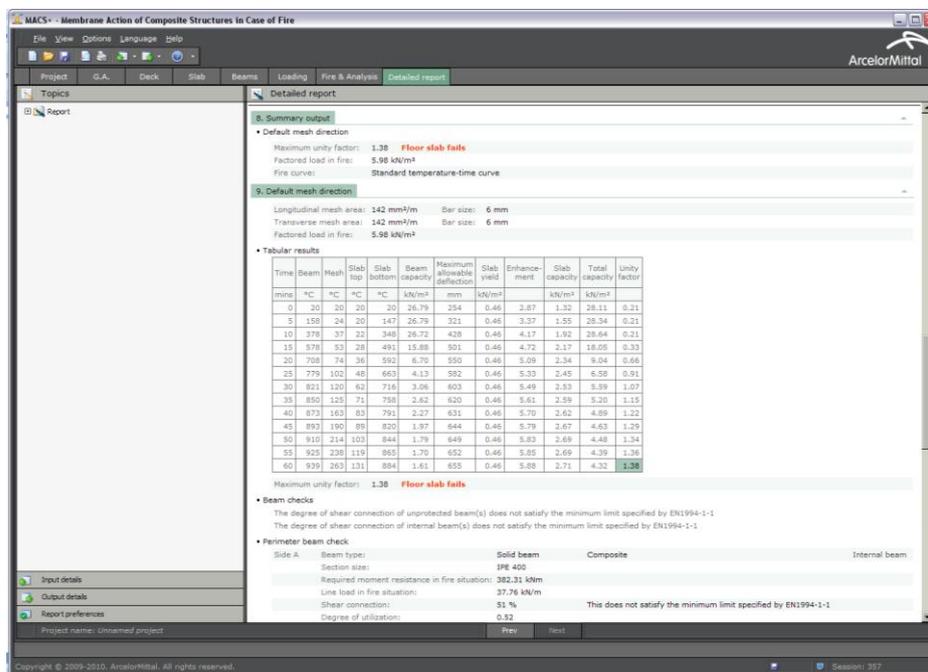


Figura 5.13 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 1

Concluindo, a estabilidade do sistema da laje não pode ser assegurada para R60 com as dimensões atuais da Zona B. É então necessário modificar os parâmetros construtivos.

Uma solução adequada pode ser o aumento da dimensão da rede de armadura para oferecer uma maior resistência à laje. Assim, a dimensão da rede electrossoldada foi aumentada de ST 15C (142 mm²/m) para ST 25C (257 mm²/m).

Um novo cálculo deve ser efetuado com os novos dados de entrada. Mas é apenas necessário recalcular a capacidade de suporte de carga da laje porque as vigas mistas não protegidas permanecem inalteradas.

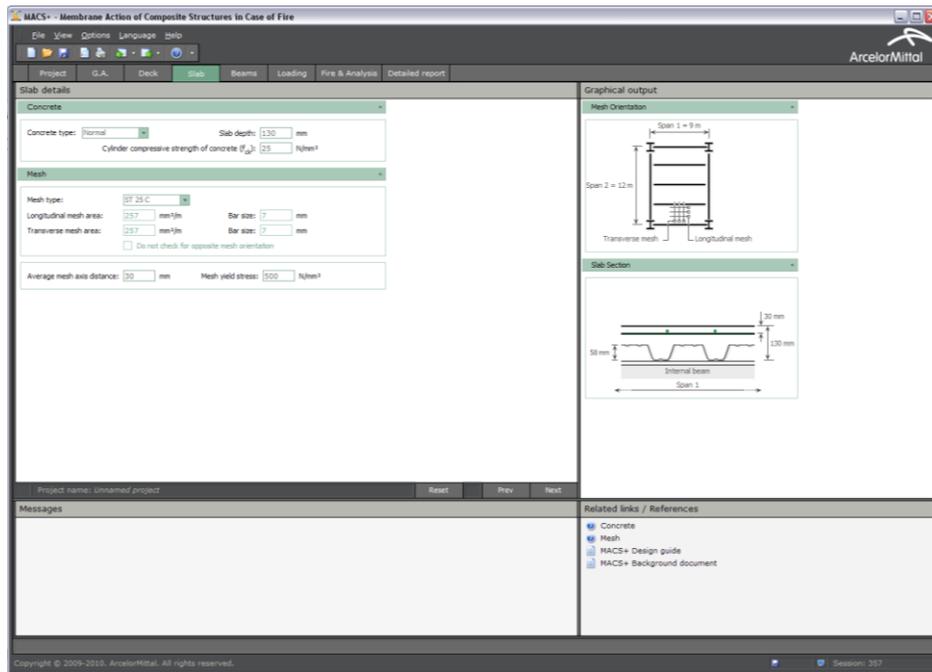


Figura 5.14 Dados de entrada usando o programa MACS+ – Laje

Passo 2a: Cálculo da transferência de calor para a laje mista Cofraplus 60

Os resultados mantêm-se iguais aos do passo 2 uma vez que as dimensões globais da laje permanecem inalteradas.

Passo 3a: Cálculo do momento resistente à flexão da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Pode ser obtido por:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{,fi,s}}}{0.85 f_c / \gamma_{M_{,fi,c}} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.597$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{,fi,s}}}{0.85 f_c / \gamma_{M_{,fi,c}} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.597$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1.0 uma vez que a rede de armadura tem a mesma secção transversal em ambas a dimensões.

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{fi,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{,fi,s}} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0 \times 30 \times \frac{3 + 0.597}{4} = 3466.5 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.597}{3 + 0.597} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{12000}{9000} = 1.333$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.333^2} \times (\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.333^2 + 1} - 1) = 0.427$$

Passo 4a: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser efetuada da seguinte forma:

$$p_{fi} = 6 \frac{M_{fi,0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{3466.5}{0.427^2 \times 1.333^2 \times 9000^2} = 0.794 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 0.794 \text{ kN/m}^2$$

Passo 5a: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio para ter em conta as ações de membrana pode ser determinada por:

$$\begin{aligned} w &= \min \left\{ \frac{\alpha(\theta_2 - \theta_1)\ell^2}{19.2h_{eff}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_a \gamma_{M,fi,s}} \right) \frac{3L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{L + \ell}{30} \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{1.2 \times 10^{-5} (831 - 992) \times 9000^2}{19.2 \times 95} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5 \times 500}{210000 \times 1.0} \right) \frac{3 \times 12000^2}{8}}; \frac{9000}{30} \right]; \frac{12000 + 9000}{30} \right\} \\ &= \min \{ 391.0 + \min [253.5; 300]; 700 \} = 644.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Passo 6a: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração devido às ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona B

Equação	Valores obtidos
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.332
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.112
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.332
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.112
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.194
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	1 978 359 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	7 242 376 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	2 305 602 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	388 465 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,fi,s}}{kK\alpha_s f_{sy,db}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy,db}}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	0.909

Passo 7a: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.8 Fatores de majoração devidos às ações de membrana da Zona B

Equação	Valores obtidos
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.935
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{2+3k-k^3}{3(1+k)^2} \right)$	5.679
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	6.614
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	0.991
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2}$	2.917
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	3.908

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu d^2} = 6.614 - \frac{6.614 - 3.908}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.333^2} = 6.020$$

Passo 8a: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 6.020 \times 0.794 = 4.78 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9a: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Igual ao Passo 9.

Passo 10a: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte de carga da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 4.78 + 1.70 = 6.48 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 < q_{fi,Rd} = 6.48 \text{ kN/m}^2$$

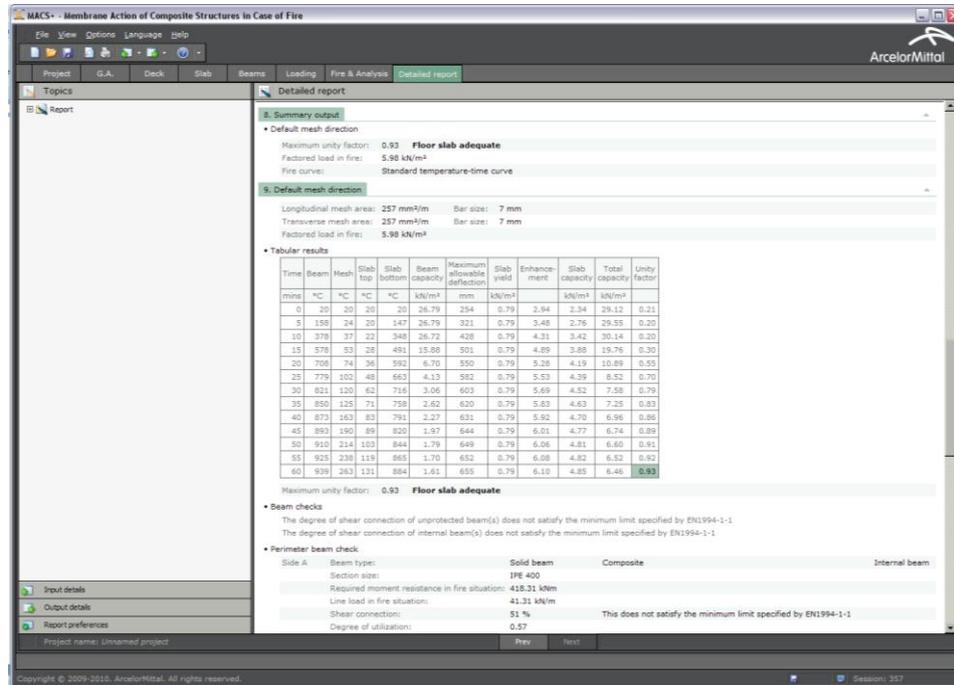


Figura 5.15 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 2

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje fica assegurada para R60 com as dimensões atuais na zona B.

Passo 11: Cargas aplicadas nas vigas periféricas em situação de incêndio

As cargas aplicadas em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas da Zona B são calculadas, de acordo com a secção 6.4 da publicação *Bases de Cálculo*⁽⁷⁾, pelas relações:

- Para as vigas periféricas secundárias

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$= \frac{6.48 \times 9^2 \times 12 - 8 \times \left\{ 3466.5 \times 10^{-3} \times [12 - 3 \times 2.25 - (2.25/2 + 2.25/2)] + 3 \times 51.5 \right\}}{12}$$

$$= 414.95 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 414.95}{9} = 184.4 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

$$M_{f_i, Sd, b, 2} = \frac{q_{f_i, Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{f_i, 0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff, 2, i} \right)}{12} = \frac{6.48 \times 9 \times 12^2 - 8 \times 1.0 \times 3466.5 \times 10^{-3} \times (9 - (0 + 12/8))}{12}$$

$$= 682.5 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{f_i, Sd, b, 2} = \frac{4M_{f_i, Sd, b, 2}}{L_2} = \frac{4 \times 682.5}{12} = 227.5 \text{ kN}$$

Uma das vigas principais desta zona é uma viga de bordo no nível da fachada que tem de suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2.0 kN/m, o que implica a modificação das cargas aplicadas em situação de incêndio de acordo com as seguintes relações:

$$M_{f_i, Sd, b, 2} = 682.5 + \frac{2.0 \times 12^2}{8} = 718.5 \text{ kNm}$$

$$V_{f_i, Sd, b, 2} = 227.5 + \frac{2.0 \times 12}{2} = 239.5 \text{ kN}$$

Assim, a proteção contra incêndio desta viga deve ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

5.1.2 Dimensionamento da laje: Zona A

O procedimento de cálculo aplicado é o mesmo aplicado para a Zona B. Neste caso as dimensões são 9 m por 9 m. De forma a simplificar a construção, a rede de armadura ST 25C será também aplicada nesta área com o objetivo de ter a mesma secção para toda a superfície da laje. Consequentemente, para a Zona A serão verificadas as condições com esta secção de rede de armadura. Esta zona de cálculo é composta por 2 vigas mistas não protegidas. Mais detalhes sobre os cálculos são referidos de seguida:

Passo 1: Cálculo das cargas aplicadas na laje em situação de incêndio

Do mesmo modo como calculado para a Zona B

Passo 2: Cálculo da transferência de calor para a laje mista Cofraplus 60

Do mesmo modo como calculado para a Zona B.

Passo 3: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{f_i, 0}$

Para o cálculo desta zona:

$$L_1 = 9 \text{ 000 mm}$$

$$L_2 = 9 \text{ 000 mm}$$

Então, $L = \max \{L_1; L_2\} = 9\ 000\ \text{mm}$ e $\ell = \min \{L_1; L_2\} = 9\ 000\ \text{mm}$.

Desta forma obtém-se:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f}i,s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f}i,c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.597$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f}i,s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f}i,c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.597$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1.0 porque a rede de armadura tem a mesma secção transversal em ambas as direções.

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{\bar{f}i,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f}i,s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{257}{1000} \times 500 / 1.0 \times 30 \times \frac{3 + 0.597}{4} = 3\ 466.5\ \text{Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.597}{3 + 0.597} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{9\ 000}{9\ 000} = 1.0$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.0^2} \times (\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.0^2 + 1} - 1) = 0.50$$

Passo 4: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser determinada da seguinte forma:

$$p_{\bar{f}i} = 6 \frac{M_{\bar{f}i,0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{3\ 466.5}{0.5^2 \times 1.0^2 \times 9\ 000^2} = 1.027 \times 10^{-3}\ \text{N/mm}^2 = 1.027\ \text{kN/m}^2$$

Passo 5: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio para ter em conta as ações de membrana pode ser determinada por:

$$w = \min \left\{ \frac{\alpha(\theta_2 - \theta_1)\ell^2}{19.2h_{eff}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_a \gamma_{M,\bar{f}i,s}} \right) \frac{3L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{L + \ell}{30} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{1.2 \times 10^{-5} (831 - 99) \times 9\ 000^2}{19.2 \times 95} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5 \times 500}{210\ 000 \times 1.0} \right) \frac{3 \times 9\ 000^2}{8}}; \frac{9\ 000}{30} \right]; \frac{9\ 000 + 9\ 000}{30} \right\}$$

$$= \min \{391.0 + \min [190.2; 300]; 600\} = 581.2\ \text{mm}$$

Passo 6: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração devido às ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona A

Equação	Valores obtidos
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.332
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.112
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.332
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.112
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.0
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	3 375 000 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	3 375 000 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	0 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	0 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M_s, \beta, s}}{kKA_s f_{sy, \beta}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M_s, \beta, c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy, \beta}}{\gamma_{M_s, \beta, s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	1.232

Passo 7: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.10 Fatores de majoração devidos às ações de membrana da Zona A

Equação	Valores obtidos
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.943
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{(2+3k-k^3)}{3(1+k)^2} \right)$	4.425
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	5.368
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	0.943
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{(2+3k-k^3)}{6(1+k)^2}$	4.425
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	5.368

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu\alpha^2} = 5.368 - \frac{5.368 - 5.368}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.0^2} = 5.368$$

Passo 8: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 5.368 \times 1.027 = 5.51 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

O momento resistente das vigas tem o mesmo valor para a Zona A, mas o cálculo da sua capacidade de suporte de carga é modificado devido ao diferente número de vigas internas não protegidas, e um vão diferente para as vigas principais:

$$q_{fi,Rd,ub} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} = \frac{8 \times 51.5}{9^2} \times \frac{(1+2)}{9} = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

Passo 10: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte de carga da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 5.51 + 1.70 = 7.21 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 < q_{fi,Rd} = 7.21 \text{ kN/m}^2$$

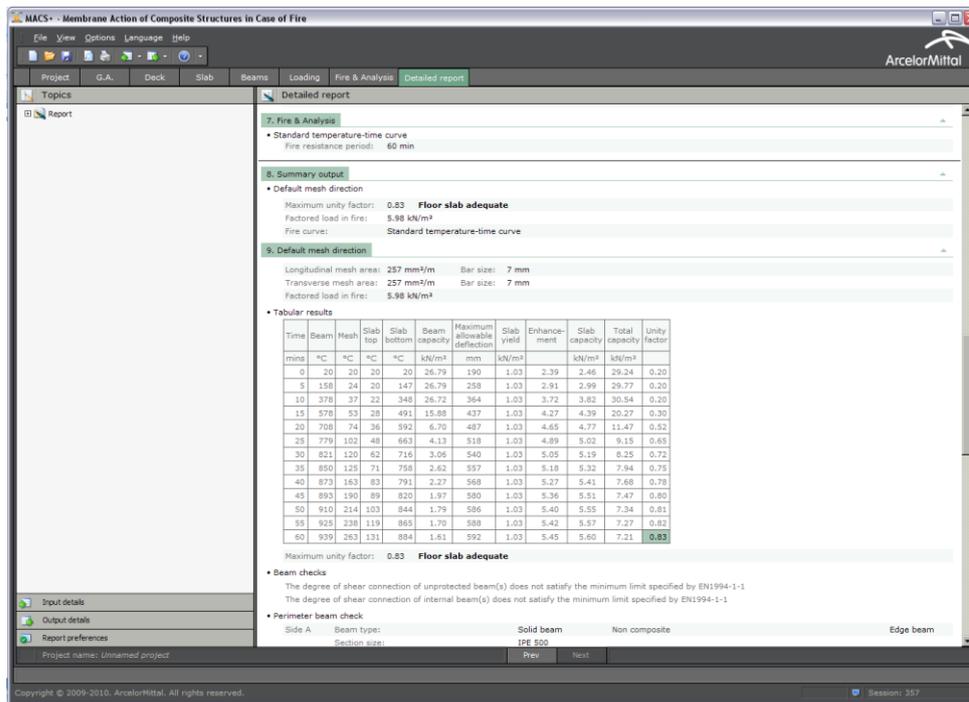


Figura 5.16 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje é assegurada para R60 com as atuais dimensões da Zona A.

Passo 11: Cargas aplicadas nas vigas periféricas em situação de incêndio

As cargas aplicadas em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas da Zona A são calculadas, de acordo com a secção 6.4 da publicação *Bases de Cálculo*⁽⁷⁾, pelas relações:

- Para as vigas periféricas secundárias

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$= \frac{7.21 \times 9^2 \times 9 - 8 \times \{ 3466.5 \times 10^{-3} \times [9 - 2 \times 2.25 - (0 + 2.25/2)] + 2 \times 51.5 \}}{12}$$

$$= 361.5 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{fi, Sd, b, 1} = \frac{4M_{fi, Sd, b, 1}}{L_1} = \frac{4 \times 361.5}{9} = 160.7 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

$$M_{fi, Sd, b, 2} = \frac{q_{fi, Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{fi, 0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff, 2, i} \right)}{12} = \frac{7.21 \times 9 \times 9^2 - 8 \times 1.0 \times 3466.5 \times 10^{-3} \times (9 - (0 + 9/8))}{12}$$

$$= 419.8 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{fi, Sd, b, 2} = \frac{4M_{fi, Sd, b, 2}}{L_2} = \frac{4 \times 419.8}{9} = 186.6 \text{ kN}$$

Duas das vigas principais desta zona são vigas de bordo ao nível da fachada, que têm de suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2.0 kN/m, que implica a modificação das cargas aplicadas em situação de incêndio de acordo com as seguintes relações:

- Para a viga periférica de bordo secundária

$$M_{fi, Sd, b, 1} = 361.5 + \frac{2.0 \times 9^2}{8} = 381.7 \text{ kNm} \quad \text{e} \quad V_{fi, Sd, b, 1} = 160.7 + \frac{2.0 \times 9}{2} = 169.7 \text{ kN}$$

- Para a viga periférica de bordo principal

$$M_{fi, Sd, b, 2} = 419.8 + \frac{2.0 \times 9^2}{8} = 440.0 \text{ kNm} \quad \text{e} \quad V_{fi, Sd, b, 2} = 186.6 + \frac{2.0 \times 9}{2} = 195.6 \text{ kN}$$

Assim, a proteção contra incêndio destas vigas deve ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

5.1.3 Dimensionamento da laje: Zona E

Na Zona E, as dimensões da laje mista e os vãos das vigas têm o mesmo valor dos elementos da Zona B. No entanto, as vigas de alma cheia são substituídas pelos perfis IPE 300+IPE 300 ACB (ver secção transversal na Figura 5.18).

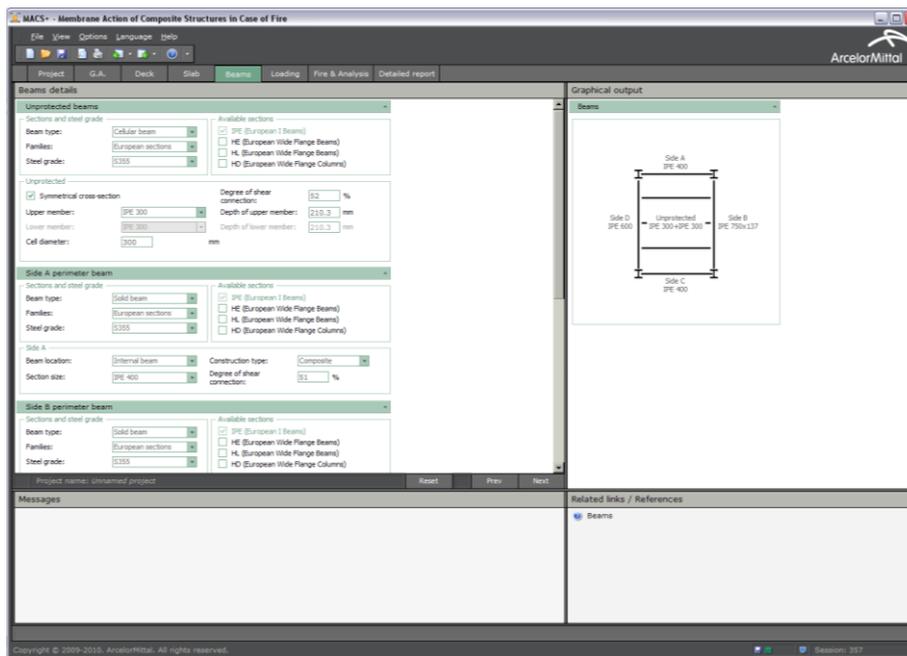


Figura 5.17 Dado de entrada utilizando o programa MACS+ – Vigas da Zona E

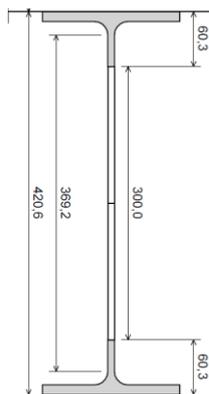


Figura 5.18 Secção transversal efetiva da viga ACB na Zona E

Consequentemente, apenas se revela necessário calcular a capacidade de suporte de carga nas vigas não protegidas.

Passos 1 a 8: os mesmos da Zona B

Passo 9: Capacidade de suporte de carga da laje tendo em conta a contribuição das vigas mistas não protegidas

Os valores dos fatores de forma da secção transversal do perfil encontram-se resumidos na Tabela 5.11.

Da Tabela 3.2, as temperaturas da parte metálica da secção transversal mista são as seguintes:

- temperatura dos banzos: 940.0 °C;
- temperatura da alma inferior: 942.1 °C na Tabela 3.2 mas considera-se 940.0°C porque a altura do perfil metálico não é maior que 500 mm;
- temperatura da parte da alma superior: 942.1 °C;

- temperatura dos conetores (ver 4.3.4.2.5 da EN 1994-1-2): $940.0 \times 0.8 = 752.0 \text{ }^\circ\text{C}$

Tabela 5.11 Fator de massividade para viga mista não protegida

Elementos do perfil	$k_{sh} = 0.9 \left(\frac{0.5B_1 + t_{f1} + t_{f2} + \sqrt{h_w^2 + (B_1 - B_2)^2 / 4}}{H + B_1 + B_2 / 2 - (t_{w1} + t_{w2}) / 2} \right)^*$	$\left(\frac{A_i}{V_i} \right) \text{ (m}^{-1}\text{)}$	$k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right) \text{ (m}^{-1}\text{)}$
Banzo inferior	0.699	$\frac{2(B_1 + t_{f1})}{B_1 t_{f1}} = 200$	140
Alma inferior		$\frac{2h_{w1} + t_{w1}}{h_{w1} t_{w1}} = 302$	211
Alma superior		$\frac{2h_{w2} + t_{w2}}{h_{w2} t_{w2}} = 302$	211
Banzo superior		$\frac{2(B_2 + t_{f2})}{B_2 t_{f2}} = 200^{**}$	140

com: H : altura do perfil metálico; h_w : altura total da alma; B_1 : largura do banzo inferior; t_{f1} : espessura do banzo inferior; t_{w1} : espessura da alma inferior; h_{w1} : altura da alma inferior (secção transversal efetiva); B_2 : largura do banzo superior; t_{f2} : espessura do banzo superior; t_{w2} : espessura da alma superior; h_{w2} : altura da alma superior (secção transversal efetiva)

* Como $B_1 = B_2$, $t_{f1} = t_{f2}$ e $t_{w1} = t_{w2}$, podia usar-se a expressão utilizada na Tabela 5.5.

** Menos de 85 % do banzo superior do perfil metálico em contacto com a chapa perfilada de aço

As temperaturas do perfil metálico e dos conetores metálicos permitem determinar o momento resistente das vigas mistas secundárias não protegidas. Para as vigas alveoladas, o contributo do T inferior é desprezado devido à temperatura exceder os $600 \text{ }^\circ\text{C}$ (ver Fig. 6.4 a) da publicação *Bases de Cálculo*⁽⁷⁾. Os valores calculados são apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 Momento resistente das vigas mistas não protegidas da Zona E

Parâmetros	Valores calculados
Comprimento efetivo da laje	$b_{eff} = \min\{9000/4; 3000\} = 2250 \text{ mm}$
Área do banzo superior A_{f2}	$A_{f2} = 1605 \text{ mm}^2$
Área da alma superior A_{w2}	$A_{w2} = 352 \text{ mm}^2$
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil	$k_{y,\theta} = 0.052$
Fator de redução das propriedades de resistência dos conetores	$k_{u,\theta} = 0.17$
Força de tração $T^+ = \sum A_i f_y k_{y,\theta} / \gamma_{M,fi,a}$	$T^+ = (1605 + 352) \times 355 \times 0.052 / 1.0$ $= 36.08 \text{ kN}$
Altura da laje comprimida em situação de incêndio $h_u = \frac{T^+}{b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}}$	$h_u = \frac{36.08}{2250 \times 25 / 1.0} = 0.641 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C	$n_{c,20^\circ C} = 0.52$
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio $n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ C} k_{u,\theta} \gamma_{M,v}}{k_{y,\theta} \gamma_{M,fi,v}}$	$n_{c,\theta} = \frac{0.52 \times 0.17 \times 1.25}{0.052 \times 1.0} = 2.05 > 1.0$ Conexão total
Posição da força de tração $y_T = \frac{\sum A_i y_i f_y k_{y,\theta}}{T^+ \gamma_{M,fi,a}}$	$y_T = \frac{(352 \times 385.1 + 1605 \times 409.9) \times 355 \times 0.052}{36.08 \times 1.0}$ $= 405.96 \text{ mm}$
Posição da forma de compressão $y_F = H + h_c - h_u / 2$	$y_F = 420.6 + 130 - 0.641 / 2 = 550.28 \text{ mm}$
Momento resistente positivo $M_{fi,Rd} = T^+ (y_F - y_T)$	$M_{fi,Rd} = 36.08 \times (550.28 - 405.96)$ $= 5.21 \times 10^6 \text{ Nmm} = 5.21 \text{ kNm}$
com:	h_c : altura total da laje; $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,v}$ e $\gamma_{M,fi,v}$ fatores de segurança parciais para o perfil metálico, para os conetores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio.

De seguida, a capacidade de suporte de carga da laje com o contributo da viga mista não protegida pode ser determinada por:

$$q_{fi,Rd,ub} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} = \frac{8 \times 5.21}{9^2} \times \frac{(1+3)}{12} = 0.17 \text{ kN/m}^2$$

Passo 10: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte de carga da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 4.78 + 0.17 = 4.95 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,Rd} = 4.95 \text{ kN/m}^2$$

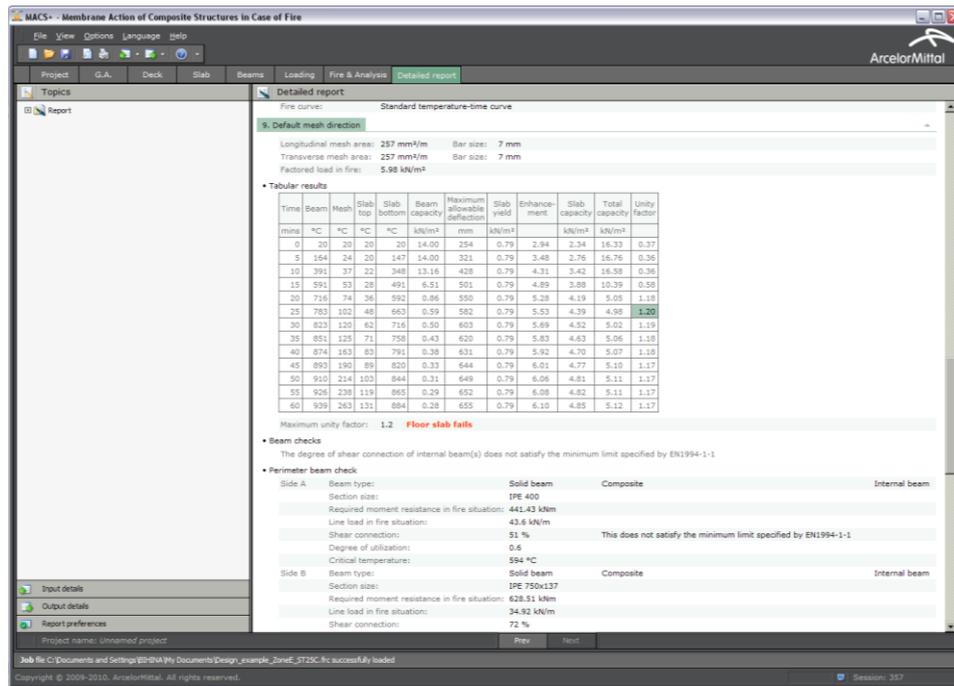


Figura 5.19 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 1

Concluindo, a estabilidade do sistema da laje não pode ser assegurada para R60 com as dimensões atuais da Zona E. É então necessário modificar os parâmetros construtivos.

Uma solução adequada pode ser o aumento da dimensão da armadura da rede electrossoldada ou da distância ao eixo da rede de armadura.

A área aproximada da rede, no intervalo da rede corrente, é de $385 \text{ mm}^2/\text{m}$, isto é, muito maior que a rede de armadura corrente ST 25C. Portanto, a primeira opção é aumentar a distância ao eixo da rede de forma a manter a sua temperatura abaixo dos 400 °C para limitar redução da tensão de cedência. Aumentou-se a distância do eixo da rede de 30 mm para 40 mm . Neste caso, a temperatura da rede de armadura aumenta de 288 °C para 363 °C . De acordo com o Quadro 3.4 da EN 1994-1-2, a tensão de cedência efetiva da rede de armadura é reduzida para 96.2% do seu valor à temperatura normal.

Para fins informativos, aplicar este aumento da distância do eixo da rede de armadura provoca as seguintes capacidades de suporte de cargas:

- Zona A: $q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 6.60 + 1.70 = 8.30 \text{ kN/m}^2 > 7.21 \text{ kN/m}^2$;
- Zona B: $q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 4.88 + 1.70 = 6.58 \text{ kN/m}^2 > 6.48 \text{ kN/m}^2$.

Consequentemente, aumentando a distância ao eixo da rede, aumenta a capacidade total de suporte de cargas da Zona A e da Zona B.

Passo 2a

De acordo com o Quadro 3.4 da EN 1994-1-2, a resistência efetiva do aço da rede de armadura electrossoldada é reduzida da seguinte forma:

$$f_{sy,\theta_s} = 500 \times 0,962 = 481 \text{ MPa}$$

Passo 3a: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Para esta zona de cálculo:

$$L_1 = 9\,000 \text{ mm (vão das vigas secundárias)}$$

$$L_2 = 12\,000 \text{ mm (vão das vigas principais)}$$

Então, $L = \max \{L_1; L_2\} = 12\,000 \text{ mm}$ e $\ell = \min \{L_1; L_2\} = 9\,000 \text{ mm}$.

Pode ser obtido por:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{fi,s}}}{0.85 f_c / \gamma_{M_{fi,c}} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 481 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 40} = 0.709$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{fi,s}}}{0.85 f_c / \gamma_{M_{fi,c}} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 481 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 40} = 0.709$$

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{fi,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M_{fi,s}} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{257}{1000} \times 0.962 \times 500 / 1.0 \times 40 \times \frac{3 + 0.709}{4} = 4\,586.51 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.709}{3 + 0.709} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{12\,000}{9\,000} = 1.333$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.333^2} \times \left(\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.333^2 + 1} - 1 \right) = 0.427$$

Passo 4a: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser efetuada da seguinte forma:

$$p_{fi} = 6 \frac{M_{fi,0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{4\,586.51}{0.427^2 \times 1.333^2 \times 9\,000^2} = 1.050 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 1.050 \text{ kN/m}^2$$

Passo 5a:

Igual ao passo 5.

Passo 6a: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração devido às ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona E

Equação	Valores obtidos
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.382
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.078
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.382
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.078
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.194
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	1 978 359 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	7 242 376 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	2 305 602 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	388 465 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,fi,s}}{kK\alpha_s f_{sy,db}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy,db}}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	0.909

Passo 7a: Cálculo dos fatores de majoração devidos às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.14 Fatores de majoração devidos às ações de membrana da Zona E

Equação	Valores obtidos
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.946
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{2+3k-k^3}{3(1+k)^2} \right)$	4.130
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	5.076
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	1.007
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2}$	2.121
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	3.129

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu\alpha^2} = 5.076 - \frac{5.076 - 3.129}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.333^2} = 4.648$$

Passo 8a: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 4.648 \times 1.050 = 4.88 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9a: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Igual ao Passo 9.

Passo 10a: Capacidade total de suporte da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 4.88 + 0.17 = 5.05 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi, Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 > q_{fi, Rd} = 5.05 \text{ kN/m}^2$$

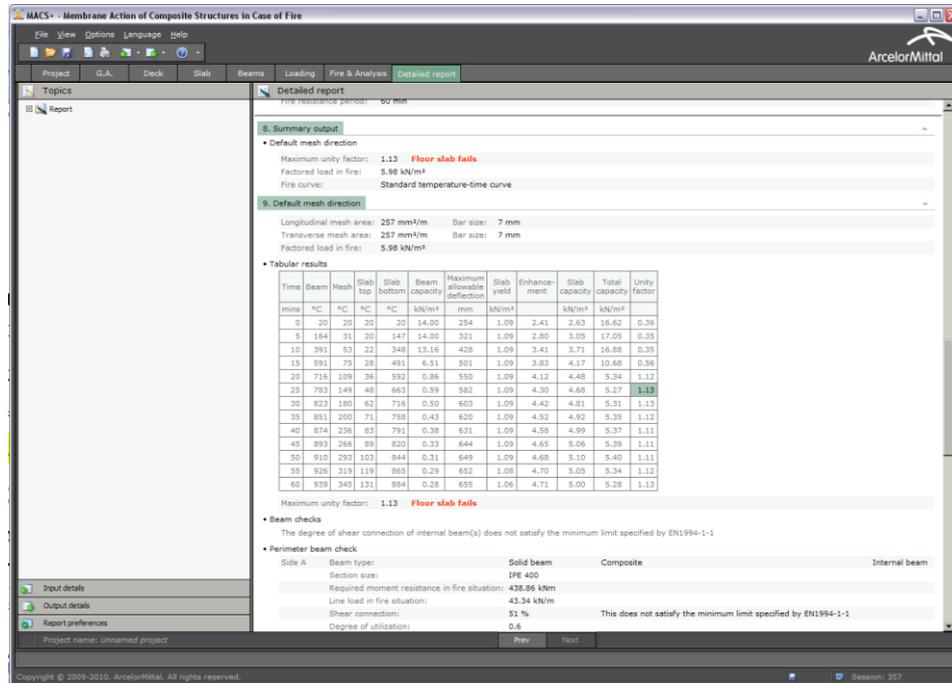


Figura 5.20 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 2

Concluindo, a estabilidade do sistema da laje não pode ser assegurada para R60 com as dimensões atuais da Zona E. É então necessário modificar os parâmetros construtivos, por exemplo aumentando a área da rede de armadura.

Aumentou-se a dimensão da rede de armadura electrossoldada de ST 25C (257 mm²/m) para ST 40C (385 mm²/m).

Passo 2b:

Igual ao Passo 2.

Passo 3a: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Para esta zona de cálculo:

$$L_1 = 9\,000 \text{ mm (vão das vigas secundárias)}$$

$$L_2 = 12\,000 \text{ mm (vão das vigas principais)}$$

Então, $L = \max \{L_1; L_2\} = 12\,000 \text{ mm}$ e $\ell = \min \{L_1; L_2\} = 9\,000 \text{ mm}$.

Pode ser obtido por:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f},c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{385}{1000} \times 481 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 40} = 0.564$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f},c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{385}{1000} \times 481 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 40} = 0.564$$

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{\bar{f},0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f},s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{385}{1000} \times 0.962 \times 500 / 1.0 \times 40 \times \frac{3 + 0.564}{4} = 6\,602.40 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.564}{3 + 0.564} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{12\,000}{9\,000} = 1.333$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.333^2} \times \left(\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.333^2 + 1} - 1 \right) = 0.427$$

Passo 4b: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser efetuada da seguinte forma:

$$p_{\bar{f}} = 6 \frac{M_{\bar{f},0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{6\,602.40}{0.427^2 \times 1.333^2 \times 9\,000^2} = 1.512 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 1.512 \text{ kN/m}^2$$

Passo 5b:

Igual ao Passo 5.

Passo 6a: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração devido às ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona E

Equação	Valores obtidos
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.317
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.122
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.317
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.122
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.194
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	1 978 359 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	7 242 376 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	2 305 602 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	388 465 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,fi,s}}{kK\alpha_s f_{sy,db}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy,db}}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	0.892

Passo 7b: Cálculo dos fatores de majoração devidos às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.16 Fatores de majoração devidos às ações de membrana da Zona E

Equação	Valores obtidos
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.934
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{2+3k-k^3}{3(1+k)^2} \right)$	4.216
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	5.150
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	0.988
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2}$	2.165
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	3.153

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu\alpha^2} = 5.150 - \frac{5.150 - 3.153}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.333^2} = 4.711$$

Passo 8b: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 4.711 \times 1.512 = 7.123 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9b: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Igual ao Passo 9.

Passo 10b: Capacidade total de suporte da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 7.12 + 0.17 = 7.29 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 < q_{fi,Rd} = 7.29 \text{ kN/m}^2$$

Conclusão 3

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje fica assegurada para R60 com as dimensões atuais na zona E.

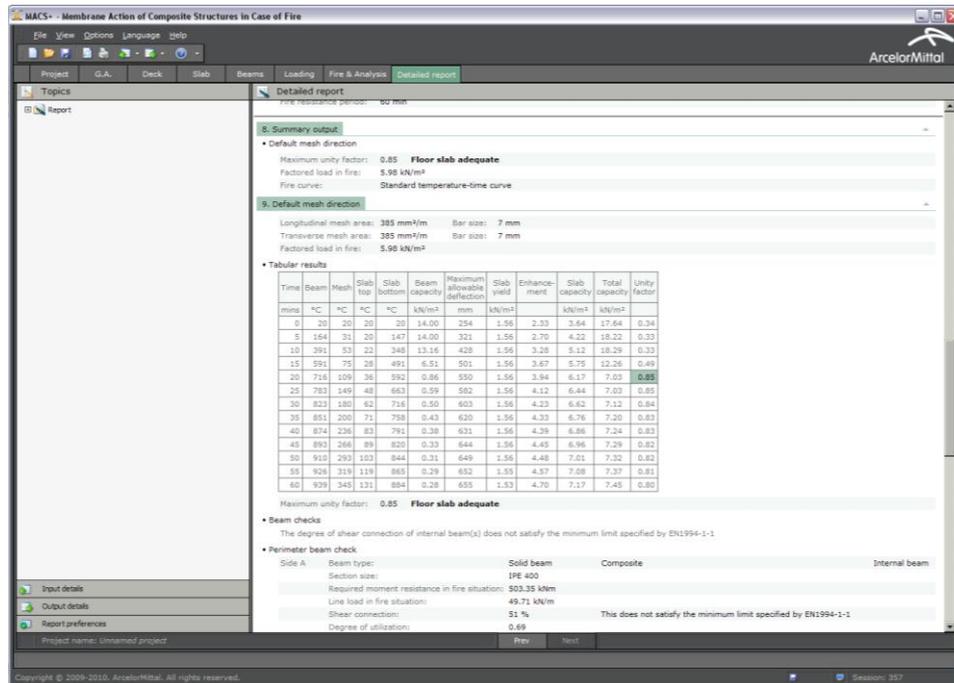


Figura 5.21 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Passo 11: Cargas aplicadas nas vigas periféricas em situação de incêndio

As cargas aplicadas em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas da Zona B são calculadas da seguinte forma:

- Para as vigas periféricas secundárias

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$= \frac{7.29 \times 9^2 \times 12 - 8 \times \left\{ 6602.40 \times 10^{-3} \times \left[12 - 3 \times 2.25 - (2.25/2 + 2.25/2) \right] + 3 \times 5.1 \right\}}{12}$$

$$= 567.08 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 567.08}{9} = 252.04 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8 \mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{c_M} = \frac{7.29 \times 9 \times 12^2 - 8 \times 1.0 \times 6602.40 \times 10^{-3} \times (9 - (0 + 12/8))}{12}$$

$$= 754.31 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{fi,Sd,b,2} = \frac{4M_{fi,Sd,b,2}}{L_2} = \frac{4 \times 754.31}{12} = 251.44 \text{ kN}$$

Assim, a proteção contra incêndio desta viga deve ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

5.1.4 Dimensionamento da laje: Zona D

Na Zona D, as dimensões da laje mista e os vãos das vigas têm os mesmos valores da Zona A. No entanto, as vigas de alma cheia são substituídas pelos perfis IPE 270 + IPE 270 Angelina™ (ver secção transversal na Figura 5.23).

Consequentemente, apenas é necessário determinar a capacidade de suporte de carga das vigas não protegidas.

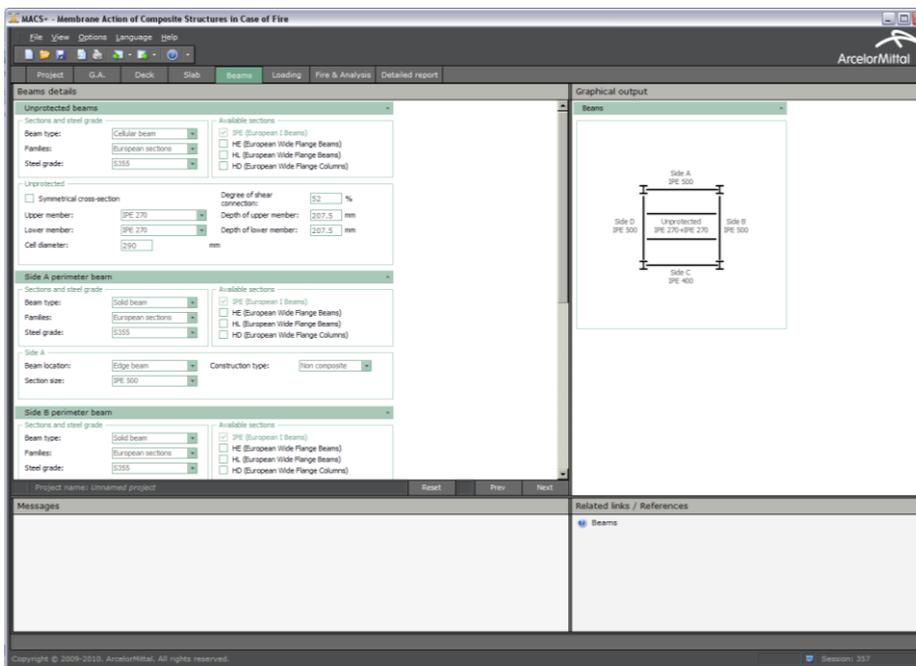


Figura 5.22 Dados de entrada utilizando o programa MACS+ – Vigas da Zona D

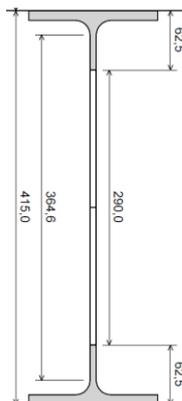


Figura 5.23 Secção transversal efetiva dos perfis Angelina na Zona D

Passo 2: igual à Zona E

Passos 3 ao 8: igual à Zona A

Passo 9: Capacidade de suporte de carga da laje tendo em conta a contribuição das vigas mistas não protegidas

Os valores dos fatores de massividade da secção transversal do perfil encontram-se resumidos na Tabela 5.17.

Da Tabela 3.3, as temperaturas da parte metálica da secção transversal mista são as seguintes:

- temperatura dos banzos: 941.0°C;
- temperatura da alma inferior: 942.2°C na Tabela 3.3 mas considera-se 941.0°C porque a altura do perfil metálico não é maior que 500 mm;
- temperatura da parte da alma superior: 942.2°C;
- temperatura dos conetores (ver 4.3.4.2.5 da norma EN 1994-1-2): $941.0 \times 0.8 = 752.8^\circ\text{C}$.

Tabela 5.17 Fator de massividade para viga mista não protegida na Zona D

Elementos do perfil	$k_{sh} = 0.9 \left(\frac{0.5B_1 + t_{f1} + t_{f2} + \sqrt{h_w^2 + (B_1 - B_2)^2/4}}{H + B_1 + B_2/2 - (t_{w1} + t_{w2})/2} \right)^*$	$\left(\frac{A_i}{V_i} \right) (\text{m}^{-1})$	$k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right) (\text{m}^{-1})$
Banzo inferior	0.711	$\frac{2(B_1 + t_{f1})}{B_1 t_{f1}} = 211$	150
Alma inferior		$\frac{2h_{w1} + t_{w1}}{h_{w1} t_{w1}} = 322$	229
Alma superior		$\frac{2h_{w2} + t_{w2}}{h_{w2} t_{w2}} = 322$	229
Banzo superior		$\frac{2(B_2 + t_{f2})}{B_2 t_{f2}} = 211^*$	150

com: H : altura do perfil metálico; h_w : altura total da alma; B_1 : largura do banzo inferior; t_{f1} : espessura do banzo inferior; t_{w1} : espessura da alma inferior; h_{w1} : altura da alma inferior (secção transversal efetiva); B_2 : largura do banzo superior; t_{f2} : espessura do banzo superior; t_{w2} : espessura da alma superior; h_{w2} : altura da alma superior (secção transversal efetiva).

* Como $B_1 = B_2$, $t_{f1} = t_{f2}$ e $t_{w1} = t_{w2}$, podia usar-se a expressão utilizada na Tabela 5.5.

** Menos de 85 % do banzo superior do perfil metálico em contacto com a chapa perfilada de aço

As temperaturas do perfil metálico e dos conetores metálicos permitem determinar o momento resistente das vigas mistas secundárias não protegidas. Para as vigas alveoladas, o contributo dos elementos inferiores é desprezado devido à temperatura exceder os 600 °C. Os valores calculados são apresentados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 Momento resistente das vigas mistas não protegidas da Zona D

Parâmetros		Valores calculados
Comprimento efetivo da laje		$b_{eff} = \min\{9000/4; 3000\} = 2250 \text{ mm}$
Área do banzo superior A_{f2}		$A_{f2} = 1377 \text{ mm}^2$
Área da alma superior A_{w2}		$A_{w2} = 345.18 \text{ mm}^2$
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil		$k_{y,\theta} = 0.052$
Fator de redução das propriedades de resistência dos conetores		$k_{u,\theta} = 0.17$
Força de tração	$T^+ = \sum A_i f_y k_{y,\theta} / \gamma_{M,f_i,a}$	$T^+ = (1377 + 345.18) \times 355 \times 0.052 / 1.0$ $= 31.79 \text{ kN}$
Altura da laje comprimida em situação de incêndio	$h_u = \frac{T^+}{b_{eff} f_c / \gamma_{M,f_i,c}}$	$h_u = \frac{31.79}{2250 \times 25 / 1.0} = 0.565 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C		$n_{c,20^\circ C} = 0.52$
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio	$n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ C} k_{u,\theta} \gamma_{M,v}}{k_{y,\theta} \gamma_{M,f_i,v}}$	$n_{c,\theta} = \frac{0.52 \times 0.17 \times 1.25}{0.052 \times 1.0} = 2.04 > 1.0$ Conexão total
Posição da força de tração	$y_T = \frac{\sum A_i y_i f_y k_{y,\theta}}{T^+ \gamma_{M,f_i,a}}$	$y_T = \frac{(345.18 \times 378.65 + 1377 \times 409.9) \times 355 \times 0.052}{31.79 \times 1.0}$ $= 403.66 \text{ mm}$
Posição da forma de compressão	$y_F = H + h_c - h_u / 2$	$y_F = 415 + 130 - 0.565 / 2 = 544.72 \text{ mm}$
Momento resistente positivo	$M_{f_i,Rd} = T^+ (y_F - y_T)$	$M_{f_i,Rd} = 31.79 \times (544.72 - 403.66)$ $= 4.46 \times 10^6 \text{ Nmm} = 4.48 \text{ kNm}$
com:	h_c : altura total da laje; $\gamma_{M,f_i,a}$, $\gamma_{M,v}$ e $\gamma_{M,f_i,v}$ fatores de segurança parciais para o perfil metálico, para os conetores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio.	

De seguida, a capacidade de suporte de carga da laje com o contributo da viga mista não protegida pode ser determinada por:

$$q_{f_i,Rd,ub} = \frac{8M_{f_i,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} = \frac{8 \times 4.48}{9^2} \times \frac{(1+2)}{9} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

Passo 10: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte carga da laje é:

$$q_{f_i,Rd} = q_{f_i,Rd,slab} + q_{f_i,Rd,ub} = 5.51 + 0.15 = 5.66 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{f_i,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 > q_{f_i,Rd} = 5.66 \text{ kN/m}^2$$

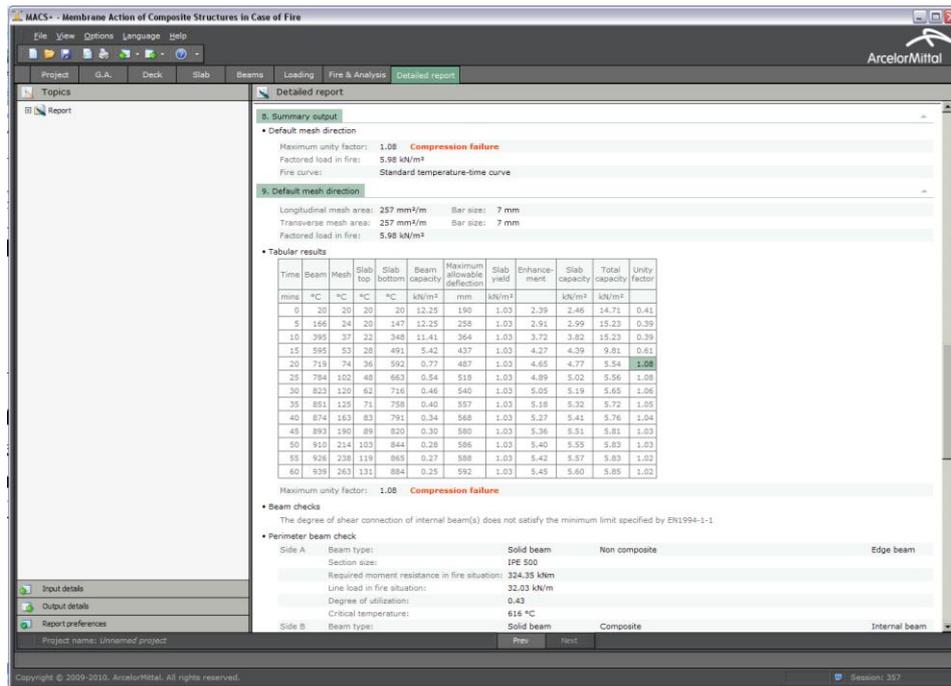


Figura 5.24 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 1

Concluindo, a estabilidade do sistema da laje não pode ser assegurada para R60 com as dimensões atuais da Zona D. É então necessário modificar os parâmetros construtivos.

Uma solução adequada pode ser o aumento da dimensão ou da distância ao eixo da rede de armadura.

Então, aumentou-se a distância do eixo da rede de 30 para 40 mm, alterando a temperatura da rede electrossoldada de 288 °C para 362 °C.

Passo 2a

De acordo com o Quadro da EN 1994-1-2, a resistência efetiva do aço da rede de armadura electrossoldada é reduzida da seguinte forma:

$$f_{sy,\theta_s} = 500 \times 0,962 = 481 \text{ MPa}$$

Passo 3a: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Para esta zona de cálculo:

$$L_1 = 9\ 000 \text{ mm (vão das vigas secundárias)}$$

$$L_2 = 9\ 000 \text{ mm (vão das vigas principais)}$$

Então, $L = \max \{L_1; L_2\} = 9\ 000 \text{ mm}$ e $\ell = \min \{L_1; L_2\} = 9\ 000 \text{ mm}$.

Pode ser obtido por:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s}}{0,85 f_c / \gamma_{M,fi,c} d} = 1 - \frac{2 \times 1,0 \times \frac{257}{1000} \times 481 / 1,0}{0,85 \times 25 / 1,0 \times 40} = 0,709$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f}_i,s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,\bar{f}_i,c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{257}{1000} \times 481 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 40} = 0.709$$

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{\bar{f}_i,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,\bar{f}_i,s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{257}{1000} \times 481 / 1.0 \times 40 \times \frac{3 + 0.709}{4} = 4\,586.51 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.709}{3 + 0.709} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{9000}{9000} = 1.0$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.0^2} (\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.0^2 + 1} - 1) = 0.5$$

Passo 4a: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser efetuada da seguinte forma:

$$p_{\bar{f}_i} = 6 \frac{M_{\bar{f}_i,0}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \times \frac{4\,586.51}{0.427^2 \times 1.0^2 \times 9000^2} = 1.359 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 1.359 \text{ kN/m}^2$$

Passo 5a:

Igual ao Passo 5.

Passo 6a: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração devido às ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , A , B , C , D , k e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da Zona D

Equação	Valores obtidos
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.382
$\beta_1 = \frac{1-(g_0)_1}{3+(g_0)_1}$	0.078
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.382
$\beta_2 = \frac{1-(g_0)_2}{3+(g_0)_2}$	0.078
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1$	1.0
$A = \frac{1}{2(1+k)} \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{1-2n}{2n} + \frac{1}{3(1+k)} \right) \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	3 375 000 mm ²
$B = \frac{k^2}{2(1+k)} \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + (\ell/2)^2 \right) \right]$	3 375 000 mm ²
$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1)$	0 mm ²
$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2$	0 mm ²
$b = \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,fi,s}}{kK\alpha_s f_{sy,db}} \left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} \times 0.45d - A_s \frac{f_{sy,db}}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	1.5

Passo 7a: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados por:

Tabela 5.20 Fatores de majoração devidos às ações de membrana da Zona D

Equação	Valores obtidos
$e_{1b} = 2n \left(1 + \alpha_1 b \frac{k-1}{2} - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right) + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.941
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \frac{w}{d} \left((1-2n) + n \frac{2+3k-k^3}{3(1+k)^2} \right)$	3.917
$e_1 = e_{1b} + e_{1m}$	4.858
$e_{2b} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$	0.941
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \frac{w}{d} \frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2}$	3.917
$e_2 = e_{2b} + e_{2m}$	4.858

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu\alpha^2} = 4.858 - \frac{4.858 - 4.858}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.0^2} = 4.858$$

Passo 8a: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e \times p_{fi} = 4.858 \times 1.359 = 6.60 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9a: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Igual ao Passo 9.

Passo 10a: Capacidade total de suporte da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 6.60 + 0.15 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5.98 \text{ kN/m}^2 < q_{fi,Rd} = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

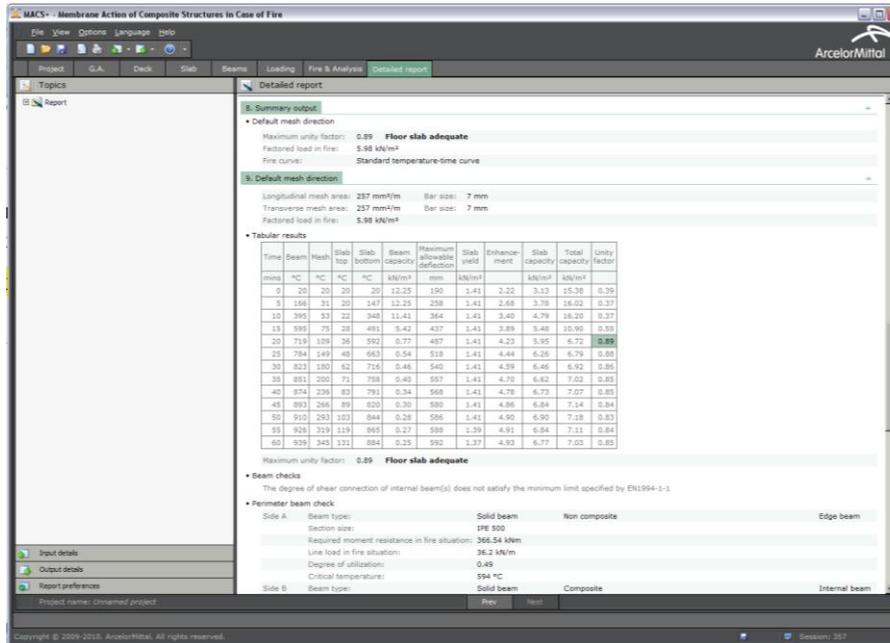


Figura 5.25 Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Conclusão 2

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje fica assegurada para R60 com as dimensões atuais na Zona D.

Passo 11: Cargas aplicadas nas vigas periféricas em situação de incêndio

As cargas aplicadas em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas da Zona B são calculadas da seguinte forma:

- Para as vigas periféricas secundárias

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{c_M}$$

$$= \frac{6.75 \times 9^2 \times 9 - 8 \times \left[4 \times 586.51 \times 10^{-3} \times \left[9 - 2 \times 2.25 - (0 + 2.25/2) \right] + 2 \times 4.5 \right]}{12}$$

$$= 393.74 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 393.74}{9} = 175.00 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8 \mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{c_M} = \frac{6.75 \times 9 \times 9^2 - 8 \times 1.0 \times 4 \times 586.51 \times 10^{-3} \times (9 - (0 + 9/8))}{12}$$

$$= 386.0 \text{ kNm}$$

Nota: o valor “0” nesta expressão deve-se ao facto de existir uma viga, neste caso a viga periférica da fachada, que não é mista.

$$V_{f_i, Sd, b, 2} = \frac{4M_{f_i, Sd, b, 2}}{L_2} = \frac{4 \times 386}{9} = 171.56 \text{ kN}$$

Uma das vigas periféricas desta zona é uma viga de bordo no nível da fachada, tem que suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2.0 kN/m, que implica a modificação das cargas aplicadas em situação de incêndio de acordo com as seguintes relações:

$$M_{f_i, Sd, b, 1} = 386 + \frac{2.0 \times 9^2}{8} = 406.25 \text{ kNm}$$

$$V_{f_i, Sd, b, 1} = 171.25 + \frac{2.0 \times 9}{2} = 180.25 \text{ kN}$$

Assim, a proteção contra incêndio desta viga deve ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

5.2 Detalhes da armadura

Uma vez que os resultados do programa confirmam que a capacidade de suporte de carga das zonas A e B são ambas adequadas, a rede de armadura ST 25C considerada é adequada para o dimensionamento ao fogo.

Esta rede tem uma área de 257 mm²/m e tem varões de 7 mm espaçados de 150 mm, em ambas as direções. Para este exemplo a rede tem uma tensão de cedência de 500 N/mm². Para o dimensionamento ao fogo, a Classe da armadura deve ser especificada como Classe A de acordo com a norma EN 10080.

Nas ligações entre elementos da rede de armadura, a rede deve ser convenientemente sobreposta de forma a garantir que toda a resistência à tração possa ser desenvolvida no caso de incêndio do edifício. Para os varões de diâmetro 7 mm da rede ST 25C o comprimento de sobreposição mínimo requerido deve ser de 300 mm, conforme a Tabela 3.3. A fim de evitar a acumulação de varões sobrepostos nas zonas de sobreposição, os elementos da rede de armadura devem ter extremidades salientes, conforme ilustrado na Figura 3.5.

Deve ser deixada armadura adicional em forma de U nas vigas periféricas para garantir uma adequada ligação entre estas vigas e a laje mista.

5.3 Proteção ao fogo de pilares

A proteção ao fogo também deve ser especificada em todos os pilares deste exemplo. A informação seguinte deve ser fornecida quando se proceder às especificações da proteção ao fogo.

Tempo de resistência ao fogo	60 minutos
Secção transversal	HD320×158
Fator de massividade	63 m ⁻¹ proteção em caixão aquecida nos 4 lados

	89 m ⁻¹ proteção no contorno aquecida nos 4 lados
Temperatura crítica	500 °C ou 80 °C menos do que a temperatura crítica calculada com base nas regras de dimensionamento da EN 1993-1-2, consoante a que for menor.

A proteção contra incêndio deve estender-se por toda a altura do pilar, até à face inferior da laje mista do pavimento.

REFERÊNCIAS

1. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire,
Part 1: Theory
The Structural Engineer, June 2000
2. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire,
Part 2: Design
The Structural Engineer, June 2000
3. BAILEY, C. G.
Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire
Engineering Structures 26
4. NP EN 1991-1-2:2010 Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-2: Acções
gerais – Acções em estruturas expostas ao fogo
CEN
5. NP EN 1993-1-2:2010 Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-2:
Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo
CEN
6. 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
7. VASSART O. and ZHAO B.
Ações de Membrana em Estruturas Mistas em Situação de Incêndio: Bases de
cálculo, VILA REAL P., LOPES N. (ed.) 2012
8. The Building Regulations 2000, Approved Document B (Fire safety) 2006 Edition:
Volume 2: Buildings other than dwelling houses, Department of Communities and
Local Government, UK, 2006.
9. NP EN 1994-1-1:2011 Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão –
Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
CEN
10. EN 10080:2005 Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel
– General, CEN.
11. BS 4483:2005 Steel fabric for the reinforcement of concrete. Specification.
BSI
12. BS 4449:1:2005 Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel.
Bar, coil and decoiled product. Specification
BSI
13. NF A 35-016-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à verrous – Partie 2 :
Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
14. NF A 35-019-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à empreintes – Partie
2 : Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
15. NP EN 1990:2009 Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas
CEN

16. NP EN 1991-1-1:2009 Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
CEN
17. NP EN 1992-1-2:2010 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo
CEN
18. EN13381-4:2009 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied passive protection to steel members
CEN
19. EN13381-8:2010 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied reactive protection to steel members
CEN
20. NP EN 1992-1-1:2010 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
CEN
21. COUCHMAN, G. H., HICKS, S. J. and RACKHAM, J, W
Composite Slabs and Beams Using Steel Decking: Best Practice for Design & Construction (2nd edition)
SCI P300, The Steel Construction Institute, 2008
22. BS 8110-1 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction, BSI, London, 1997.
23. BAILEY, C. G.
The influence of thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel framed buildings during a fire
Engineering Structures Vol. 22, July 2000, pp 755 768
24. NP EN 1993-1-8:2010 Eurocode Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-8: Projecto de ligações
CEN
25. Brown, D.G. Steel building design: Simple connections. SCI P358, The Steel Construction Institute, 2011.
26. Initial sizing of simple end plate connections
Access-steel document SN013a
Initial sizing of fin plate connections
Access-steel document SN016a
www.access-steel.com
27. Shear resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN014a and SN015a
Tying resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN015a
www.access-steel.com
28. Shear resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN017a
Tying resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN018a
www.access-steel.com

29. LAWSON, R. M.
Enhancement of fire resistance of beams by beam to column connections
The Steel Construction Institute, 1990
30. EN 1363-1:1999 Fire resistance tests. General requirements
CEN
31. EN 1365 Fire resistance tests for load-bearing elements.
EN 1365-1:1999 Walls
EN 1365-2:2000 Floors and roofs
EN 1365-3:2000 Beams
EN 1365-4:1999 Columns
CEN

MACS⁺

Ações de Membrana em Estruturas Mistas
em situação de incêndio

Manual de Dimensionamento

Versão 2012-1