

# **VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**AFONSO PINHO DE FIGUEIREDO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

---

Coorientador: Professor Doutor Alex Sander Clemente de Souza

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

**Aos meus Pais**

*Tudo parece impossível até que seja feito*

*Nelson Mandela*

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente expressei o meu maior agradecimento aos meus pais, que sempre me ajudaram ao longo de toda a minha vida, e que acompanharam na minha vida académica facultando-me tudo o que era necessário para esta dissertação se tornar possível.

Agradeço em especial ao professor doutor e orientador Alex Sander Clemente de Souza, pelo apoio dado ao longo da elaboração deste trabalho no Brasil, por todas as dúvidas que teve o cuidado de me esclarecer sempre de forma cativante e motivadora.

Ao Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros, orientador científico desta dissertação, que me ajudou bastante, mostrando-se sempre muito prestável e atencioso.

Queria agradecer também a todos os meus amigos e colegas que me acompanharam durante todos os anos de faculdade, por todos os bons momentos que partilhámos que ficaram na memória para o resto das nossas vidas.

A todas as pessoas que participaram de alguma forma na elaboração deste trabalho e que possa ter-me esquecido de mencionar.



## **RESUMO**

Este trabalho apresenta uma abordagem completa das estruturas mistas aço-betão detalhando lajes mistas, vigas mistas e pilares mistos, dando especial foco nesta dissertação para as verificações necessárias para validar ou não a resistência ao fogo do elemento estrutural em questão.

Descreve-se a ação dinâmica e complexa que o fogo introduz nas estruturas através da curva de temperatura em função do tempo, da curva natural e da curva incêndio-padrão assim como se referem as alterações que acontecem nos elementos estruturais quando sujeitos ao fogo.

Estes elementos foram inicialmente abordados de forma isolada, no que concerne aos aspectos construtivos, comportamento estrutural, procedimentos para dimensionamento, sendo dado especial ênfase nas verificações de resistência ao fogo, recomendados pela EN1994 (Parte 1.2:Verificação da resistência ao fogo), e pela norma brasileira NBR 14323.

Descrevem-se as exigências de segurança que tanto em Portugal como no Brasil estão em vigor para assegurar um correto comportamento estrutural das edificações. Descrevem-se ainda medidas de autoproteção e materiais de proteção térmica que poderão ser tomados em consideração na prática de projeto de edifícios.

A título de comprovação das teorias e procedimentos preconizados no desenvolvimento do trabalho, no capítulo seis é desenvolvido um caso prático, onde se fazem as verificações efetivas de resistência ao fogo dos elementos mistos de um edifício com características correntes.

**PALAVRAS-CHAVE:** estruturas mistas aço-betão, lajes mistas, vigas mistas, pilares mistos, fogo, verificações de resistência ao fogo



## **ABSTRACT**

This work presents a comprehensive approach to steel-concrete composites structures, detailing composites slabs, composites beams and composites columns. In this dissertation, particular focus is given to the verifications needed in order to validate or not, fire resistance of the structural component in question.

The dynamic and complex action that fire delivers to the structures is described through the temperature versus time curve, the natural curve and the standard-fire curve. Modifications of structural elements when exposed to fire are also reported.

These elements were initially approached individually regarding constructive features, structural behavior and sizing procedures, with a special emphasis given to fire resistance verification as recommend by EN1994 (Part 1.2: Structural fire design), and by the Brazilian standard NBR 14323.

Current safety requirements from Portugal and Brazil, which aim to assure maximum precision of buildings structural behavioral, are described. Measures of self-protection and thermal protection materials that may be taken into account in building design are also indicated.

With the purpose of corroborating the theories and procedures recommended throughout this work, chapter 6 presents a case study where effective fire resistance verification of composites elements in a building with current features is developed.

**KEYWORDS:** steel-concrete composites structures, composites slabs, composites beams, composites columns, fire, fire resistance verification



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO .....	1
1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	2
<b>2. ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO .....</b>	<b>5</b>
2.1. CONSIDERAÇÕES HISTÓRICAS .....	5
2.2. CONCEITOS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO .....	10
2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL .....	10
2.3.1. CONETORES – INTERACÇÃO VS CONEXÃO .....	12
2.4. LAJES MISTAS .....	16
2.5. VIGAS MISTAS .....	19
2.6. PILARES MISTOS .....	21
2.7. COMPARAÇÃO ENTRE ESTRUTURAS DE BETÃO E ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO .....	24
2.8. VANTAGENS DO MÉTODO CONSTRUTIVO .....	25
<b>3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A DINÂMICA DO INCÊNDIO ..</b>	<b>27</b>
3.1. IMPORTÂNCIA DA SEGURANÇA CONTRA OS INCÊNDIOS .....	27
3.2. FOGO, INCÊNDIO E SEGURANÇA .....	28
3.3. CURVAS DE INCÊNDIO .....	30
3.4. EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	33
3.4.1. CONDUTIVIDADE TÉRMICA .....	33
3.4.2. CALOR ESPECÍFICO .....	34
3.4.3. MASSA ESPECÍFICA .....	35
3.4.4. FATOR DE MASSIVIDADE (FATOR DE FORMA) .....	35
3.4.4.1 ESTRUTURAS SEM PROTEÇÃO TÉRMICA .....	37

3.4.4.2 ESTRUTURAS COM PROTEÇÃO TÉRMICA .....	42
<b>3.5. COMPORTAMENTO DO AÇO E DO BETÃO EM INCÊNDIO .....</b>	<b>43</b>
<b>4. EXIGÊNCIAS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL PARA EDIFICAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....</b>	<b>45</b>
4.1. TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF) .....	45
4.2. NBR 14432:2001 .....	47
4.3. LEGISLAÇÃO PORTUGUESA .....	48
4.4. MEDIDAS DE AUTOPROTEÇÃO .....	49
4.5. MATERIAIS DE PROTEÇÃO TÉRMICA .....	50
<b>5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS MISTOS .....</b>	<b>51</b>
5.1. ENQUADRAMENTO DAS NORMAS E DO DIMENSIONAMENTO .....	51
5.2. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS – SEGUNDO NBR 14323 .....	51
5.3. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS – SEGUNDO EC4-PARTE 1.2 .....	58
5.4. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS – SEGUNDO NBR 14323 .....	62
5.5. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS – SEGUNDO EC4-PARTE 1.2 .....	65
5.6. DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS – SEGUNDO NBR 14323 .....	73
5.7. DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS – SEGUNDO EC4-PARTE 1.2 .....	81
<b>6. CASO PRÁTICO .....</b>	<b>83</b>
6.1. ENQUADRAMENTO .....	83
6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE LAJES MISTAS .....	87
6.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS MISTAS .....	92
6.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE PILARES MISTOS .....	97
<b>7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>99</b>
7.1. CONCLUSÕES .....	99
7.2. RECOMENDAÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DE TRABALHOS FUTUROS .....	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	101
ANEXO A .....	103



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Empire State Building.....	6
Fig. 2.2 - Edifício Burgo .....	7
Fig. 2.3 - Centro Colombo.....	7
Fig. 2.4 - Garagem América.....	8
Fig. 2.5 - Escritório Central da CSN.....	9
Fig. 2.6 - Torres São Gabriel e São Rafael - Parque das Nações, Lisboa.....	9
Fig. 2.7- Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista conciliando o aço e o betão (adaptado de [4]) .....	10
Fig. 2.8 - Efeito da solidarização entre duas vigas em flexão (adaptado de [3]) .....	11
Fig. 2.9 - Soluções estruturais de elementos mistos (adaptado de [4]) .....	12
Fig. 2.10 - Exemplos de tipos de conectores.....	13
Fig. 2.11 - Conectores de corte soldados (adaptado de [4]) .....	13
Fig. 2.12 - Conectores de corte rígidos (adaptado de [5]) .....	14
Fig. 2.13 - Saliências de chapa perfilada.....	15
Fig. 2.14 – Conectores cravados.....	15
Fig. 2.15 - Graus de Conexão: nula,parcial ou total (adaptado de [5]) .....	15
Fig. 2.16 - Graus de interação:nula,parcial ou total (adaptado de [5]) .....	16
Fig. 2.17 - “Steel deck” .....	17
Fig. 2.18 - Ligação através de pernos de cabeça (adaptado de [3]) .....	18
Fig. 2.19 - Formas típicas de ligações em lajes mistas.....	19
Fig. 2.20 - Viga mista.....	20
Fig. 2.21 - Exemplos de pilares.....	21
Fig. 2.22 - Secções revestidas (adaptado de [5]) .....	22
Fig. 2.23 - Exemplo de pilar parcialmente revestido em perspectiva e corte transversal (adaptado de [5]) .....	22
Fig. 2.24 - Tipos de pilares mistos preenchidos (adaptado de [5]) .....	23
Fig. 2.25 - Betonagem horizontal de um pilar parcialmente revestido (adaptado de [5]) .....	23
Fig. 3.1 - Tetaedro do fogo.....	28
Fig. 3.2 - Curva temperatura-tempo de um incêndio (adaptado de [8]) .....	31
Fig. 3.3 - Curva modelo de incêndio natural (adaptado de [8]) .....	31
Fig. 3.4 - Curva modelo do incêndio-padrão (adaptado de [8]) .....	32
Fig. 3.5 - Gráfico Temperatura-Tempo de incêndio com medidas de prevenção a incêndios (adaptado de [8]) .....	33
Fig. 3.6 - Gráfico Temperatura-Conduktividade termica do aço (a); Gráfico Temperatura-Conduktividade termica do betão (b) (adaptado de [8]) .....	34
Fig. 3.7 - Gráfico de calor específico do betão (adaptado de [8]) .....	35

Fig. 3.8 - Gráfico Calor específico do aço (adaptado de [8]) .....	35
Fig. 3.9 - Gráfico das temperaturas atingidas para estruturas com e sem proteção térmica .....	36
Fig. 3.10 - Gráfico das temperaturas atingidas para estruturas com e sem proteção térmica.....	37
Fig. 3.11 - Elementos da seção transversal (adaptado de [15]) .....	38
Fig. 3.12 - Gráfico das curvas de massividade para as diversas temperaturas em função do tempo.....	39
Fig. 3.13 - Elemento à esquerda representa um perfil com alto fator de forma e à direita temos outro elemento mas agora com um baixo fator de forma.....	40
Fig 3.14 - Fator de massividade para elementos estruturais sem material de revestimento (adaptado de [13]) .....	41
Fig 3.15 - Fator de massividade para elementos estruturais com proteção térmica (adaptado de [13]).....	43
Fig. 3.16 - Curvas de redução da resistência em função da temperatura.....	44
Fig. 3.17 - Curvas de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura.....	44
Fig. 4.1 - Curva temperatura-tempo do incêndio e da estrutura segundo a curva natural (adaptado de [8]) .....	45
Fig. 4.2 - Curva temperatura-tempo do incêndio e da estrutura segundo a curva-padrão (adaptado de [8]) .....	46
Fig. 4.3 - Requisitos a considerar para a resistência ao fogo.....	48
Fig. 5.1 - Dimensões da seção transversal da laje mista trapezoidal à esquerda e para as lajes mistas com reentrâncias à direita.....	52
Fig. 5.2 - Posição geométrica da armadura.....	54
Fig. 5.3 - Espessuras mínimas [mm] da seção transversal de uma laje sem funções de contraventamento [19] .....	58
Fig. 5.4 - Espessuras mínimas [mm] da seção transversal de uma laje que faz parte de uma viga mistas [19] .....	59
Fig. 5.5 - Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa em vigas metálicas [19] .....	59
Fig. 5.6 - Disposição da armadura adicional para momentos positivos [19] .....	59
Fig. 5.7 - Disposição das diferentes armaduras [19] .....	60
Fig. 5.8 - Dimensões dos dois tipos de laje: trapezoidal e com reentrâncias (adaptado de [15]).....	62
Fig. 5.9 - Divisão dos componentes do perfil I para distribuição de temperatura.....	63
Fig. 5.10 - Variação da temperatura de acordo com a profundidade da laje de betão.....	64
Fig. 5.11 - Tipo de análise a adotar, em função da classe da seção [9] .....	66
Fig. 5.12 - Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na laje.....	67
Fig. 5.13 - Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro no banzo superior.....	68
Fig. 5.14 - Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro na alma.....	69
Fig. 5.15 - Factor de redução $\beta$ para $M_{pl,Rd}$ [13] .....	70
Fig. 5.16 - Variação da temperatura de acordo com a profundidade da laje de betão.....	70

Fig. 5.17 - Redução de $M_{Rd}$ , devido à influência de esforço transversal [1] .....	71
Fig. 5.18 - Relação carga-escorregamento para conectores dúcteis soldados.....	72
Fig. 5.19 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.....	73
Fig. 5.20 - Seção transversal reduzida para o dimensionamento em situação de incêndio.....	79
Fig. 5.21 - Curvas de encurvadura.....	81
Fig. 6.1 - Pavimento Cobertura – planta baixa (adaptado de [1]) .....	83
Fig. 6.2 - Pavimento tipo – Planta baixa (adaptado de [1]) .....	84
Fig. 6.3 - Elevação dos eixos 3 e 4 (adaptado de [1]) .....	84
Fig. 6.4 - Elevação eixos 1 e 6 (adaptado de [1]) .....	85
Fig. 6.5 - Fachada eixos A e D (adaptado de [1]) .....	85
Fig. 6.6 - Curva de relação cargas variáveis / cargas permanentes.....	86
Fig. 6.7 - Dimensões do steel deck MF-75.....	87
Fig. 6.8 - Plano de vigas – laje mista MF-75.....	88
Fig. 6.9 - Dimensões para o cálculo de L1,L2 e L3 [24] .....	88
Fig. 6.10 - Dimensões para o cálculo de $h_{ef}$ .....	89
Fig. 6.11 - Diagrama de tensões considerando a linha neutra acima da fôrma de aço.....	91
Fig. 6.12 - Massividade em função do tempo e da temperatura.....	95
Fig. 6.13 - Equações para o cálculo do momento resistente.....	95
Fig. 6.14 - Distribuição de tensões em vigas mistas.....	96



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), valores fornecidos em minutos.....	46
Tabela 4.2 – Tabela com as ocupações/usos e divisões dos respectivos grupos referidos na tabela 4.1.....	47
Tabela 4.3 – Categorias de risco da utilização-tipo III.....	49
Tabela 5.1 – Espessura mínima da laje em função do TRRF.....	52
Tabela 5.2 – Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes (adaptado de [13]) .....	53
Tabela 5.3 – Tabela com os Coeficientes de $c_0$ a $c_5$ para a determinação da temperatura na armadura (adaptado de [13]) .....	54
Tabela 5.4 – Tabela com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços (adaptado de [13]) .....	55
Tabela 5.5 – Valores para betões leves e de normal densidade a elevadas temperaturas (adaptado de [13]) .....	56
Tabela 5.6 – Tabela de Coeficientes de $b_0$ a $b_4$ para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço (adaptado de [13]) .....	57
Tabela 5.7 – Espessura mínima do betão acima da fôrma de aço.....	58
Tabela 5.8 – Fatores de redução do aço para elevadas temperaturas (adaptado de [15]) .....	61
Tabela 5.9 – Valores para betões leves e de normal densidade a elevadas temperaturas (adaptado de [15]) .....	61
Tabela 5.10 – Coeficientes para a determinação do critério de isolamento térmico (adaptado de [15]).....	62
Tabela 5.11 – Fatores de redução do aço.....	65
Tabela 5.12 – Fatores de redução do betão.....	65
Tabela 5.13 – Coeficientes parciais de segurança.....	67
Tabela 5.14 – Fatores de redução para elementos de aço sujeitos a elevadas temperaturas.....	72
Tabela 5.15 – TRRF para pilares mistos totalmente revestidos por betão.....	74
Tabela 5.16 – TRRF para isolamento térmico de pilares mistos totalmente revestidos por betão.....	75

Tabela 5.17 – TRRF para pilares mistos parcialmente revestidos por betão.....	76
Tabela 5.18 – TRRF para pilares mistos preenchidos com betão.....	77
Tabela 5.19 – Tabela com o fator de redução $k_{ys, \theta}$ para a resistência ao escoamento das barras da armadura.....	78
Tabela 5.20 – Tabela com o fator de redução $K_{Es, \theta}$ para o módulo de elasticidade das barras da armadura.....	78
Tabela 5.21 – Coeficiente $\varphi_{i, \theta}$ para pilares mistos revestidos com betão em incêndio padrão.....	80
Tabela 5.22 – Coeficientes de redução para pilares mistos.....	82
Tabela 6.1 – Tabela com as ações consideradas.....	86
Tabela.6.2 – Momentos nas vigas e dimensionamento - <i>steel deck</i> MF-75.....	92
Tabela 6.3 – Propriedades dos perfis utilizados no edifício.....	93
Tabela 6.4 – Esforços nos pilares e dimensionamento – <i>steel deck</i> MF-75.....	97
Tabela 6.5 – Propriedades dos perfis utilizados no edifício.....	98



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Na Engenharia Civil, no que diz respeito às construções, existem sempre dois aspetos passíveis de ser optimizados: diminuir o peso total da estrutura, assim como o tempo gasto para a sua realização. Porém para esta evolução é necessário assegurar que no caso de ocorrência de um incêndio na estrutura (edifício habitacional, armazém, etc.) estejam implementadas todas as medidas de emergência bem como, e fundamentalmente, esteja a estrutura dimensionada de forma correta para não comprometer a durabilidade ou até mesmo provocar o colapso da estrutura, enquanto as pessoas são evacuadas e os bombeiros atuam para extinguir o incêndio.

Na sequência de vários acontecimentos que envolveram a acção do fogo e que implicaram inúmeras mortes e estragos materiais, o estudo da acção do fogo nas estruturas tem assumido nos últimos anos uma preocupação crescente por parte dos investigadores.

Tendo em conta a necessidade actual de construir mais em menos espaços, principalmente por aumento dos preços por metro quadrado nas grandes cidades do mundo, a maximização dos espaços úteis tornou-se um desafio. Neste sentido as estruturas mistas aço-betão têm tido um papel preponderante no desenvolvimento tecnológico da construção ao longo dos recentes anos.

No entanto o conhecimento sobre esta modalidade construtiva e o seu comportamento em situações de incêndio ainda é escasso, devido à falta de investigação científica nacional. Exemplo disso mesmo são os poucos estudos realizados comparativamente com outras áreas de pesquisa na engenharia estrutural, e o fato das normas que regulam o dimensionamento dos elementos mistos não serem de fácil e rápida interpretação.

### 1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO

A razão deste trabalho dar ênfase preferencialmente às normas brasileiras nesta área temática, prende-se com a realização da tese na Universidade Federal de São Carlos (São Paulo, Brasil), durante o segundo semestre de 2013/2014 e inserido no programa MOBILE. Ao mesmo tempo aproveitou-se para a realização de um estágio de dois dias por semana numa empresa de construções metálicas designada por “ConstruAço” ao longo de três meses (de Abril até Junho).

No âmbito desta dissertação é de salientar as normas utilizadas tanto em Portugal como no Brasil.

No Brasil em 2001 um grupo de trabalho formado por pesquisadores de universidades brasileiras e por profissionais reconhecidos elaboraram um texto que serviu de base de revisão da norma brasileira de estruturas de aço NBR 8800:1986 sendo baseada nas normas americanas. A atual norma de projeto de

estruturas de aço e mistas, a NBR 8800:2008, estabelece os requisitos básicos a serem obedecidos por estas estruturas.

Em situação de incêndio, a estrutura deve obedecer às exigências da NBR 14323 de 08/2013 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio) que estabelece os requisitos em situação de incêndio de edificações cobertas pelas NBR 8800 e NBR 14762, conforme os requisitos de resistência ao fogo, prescritos pela NBR 14432 ou legislação brasileira vigente.

Já em Portugal têm vindo a ser introduzidos os eurocódigos com o objectivo de uniformizar as regras de cálculo e dimensionamento para as diversas estruturas, sendo criada em 1990 no Comité Europeu de Normalização, a Comissão técnica CEN/TC 250.

No âmbito desta dissertação a norma que mais interessa analisar é o Eurocódigo 4 (adiante designado por EC4), para projecto de estruturas mistas aço-betão, tratando os requisitos associados à resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo, estando assim dividido nas seguintes três partes:

- Parte 1.1:Regras gerais e Regras para Edifícios (EN 1994-1-1);
- Parte 1.2:Verificação da resistência ao fogo (EN 1994-1-2);
- Parte 2:Regras gerais e Regras para pontes (EN 1994-2);

Este eurocódigo tem grande associação com o Eurocódigo 3 (adiante designado por EC3) que serve para o projecto de estruturas metálicas, estando os perfis metálicos inseridos nas secções mistas.

No passado, ao contrário do projecto de estruturas de betão armado, para realizar projecto de qualidade em estruturas metálicas era necessário recorrer à regulamentação estrangeira já que no país não eram feitos estudos suficientes nesta vertente construtiva.

O Regulamento de Estruturas de Aço em Edifícios deixou de ser actualizado a partir de 1965, mantendo-se no entanto em vigor como decreto-lei apenas com uma alteração em 1986. No entanto houve uma evolução tecnológica e científica tão grande, que essa regulamentação está atualmente desatualizada.

A estagnação durante várias décadas do sector da construção metálica e mista (tanto no Brasil como em Portugal), deveu-se ao ensino nas universidades em que estes tipos de construções não eram vistos como soluções construtivas capazes de competir com o betão.

### **1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Relativamente às soluções, pode-se afirmar que a comunidade científica internacional encontra-se num estado mais avançado no que diz respeito à compreensão do comportamento e fenómenos actuantes no cálculo estrutural quando comparados com Portugal e Brasil. Apesar disso verifica-se ainda uma grande falta de conhecimento no que diz respeito às verificações do comportamento estrutural dos elementos lajes,vigas e pilares mistos em situação de incêndio sendo portanto o objectivo primordial deste trabalho aprofundar este assunto.

Em relação aos objetivos do desenvolvimento desta dissertação é de evidenciar a sistematização dos métodos de cálculo fazendo uma comparação das normas e procedimentos de projecto brasileiras com as preconizadas nos eurocódigos.

Outros objetivos serão fazer uma comparação com as legislações brasileiras e portuguesas em relação à segurança da estrutura e efetuar uma aplicação prática mais focalizada num edifício fazendo uma análise dos diferentes elementos mistos.

Pretende-se com este trabalho clarificar procedimentos de cálculo segundo o EC4 (Parte 1.2: Verificação da resistência ao fogo) e a NBR 14323 de 08/2013 perspectivando desenvolvimentos futuros.

A organização do trabalho desenvolve-se em 7 capítulos que de uma forma geral pretendem introduzir conceitos fundamentais sobre o comportamento estrutural dos elementos mistos em situação de incêndio, para consequentemente ser possível analisar e expor os procedimentos de cálculo para cada elemento misto (laje, viga e pilar) sujeito às reflexões deste trabalho.

Após esta resumida introdução no primeiro capítulo, são apresentadas no segundo capítulo algumas considerações históricas sobre este modelo construtivo, os seus conceitos fundamentais, e uma análise sobre a interação do betão com o aço evidenciando assim as potencialidades das estruturas mistas.

No terceiro capítulo apresentam-se definições e conceitos necessários para compreender a acção dinâmica e complexa que o fogo introduz nas estruturas.

Nos capítulos quatro e cinco são referidas as exigências de segurança que tanto Portugal e Brasil possuem nas suas respetivas legislações como forma de assegurar o mais correto comportamento estrutural das edificações assim como todos os procedimentos de cálculo e formulações necessárias para o dimensionamento adequado dos elementos mistos laje, viga e pilar de acordo com o EC 4 e com a NBR 14323 de Agosto de 2013.

No capítulo seis é realizado um caso prático em que se verificam os três elementos mistos em situação de incêndio numa edificação semelhante com a já estudada na tese de Costa Lima [1], com o título, “Alternativas de sistemas de lajes para edifício em aço:um estudo comparativo”, na qual se modificam os mesmos esforços calculados para a estrutura fazendo as verificações dos elementos mistos em temperatura apropriada para fazer a simulação de incêndio.

Por fim, o sétimo e último capítulo é exclusivamente dedicado a considerações e comentários finais, expondo-se conclusões e as principais diferenças entre os resultados seguindo os procedimentos portugueses quando comparados com os brasileiros sugerindo-se ainda algumas ideias para desenvolvimentos futuros.



# 2

## ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO

### 2.1. CONSIDERAÇÕES HISTÓRICAS

A história da construção mista está intimamente ligada ao desenvolvimento do betão armado e das estruturas em aço. Na construção, o betão foi utilizado inicialmente na solução mista apenas como um material de revestimento, protegendo apenas os perfis de aço contra o fogo e a corrosão. Embora a sua participação em termos estruturais fosse efectiva, a sua contribuição na resistência era ignorada.

A ideia de associar perfis tubulares de aço e betão simples, gerando elementos mistos vem do século XIX, quando os pioneiros do betão armado utilizavam cantoneiras, barras e perfis de ferro fundido e posteriormente, de aço, como armaduras. Como não existiam expressões para a determinação da capacidade resistente destes elementos a sua utilização tinha como base ensaios experimentais realizados com cada tipo de secção transversal a ser usada nos projectos.

Com o grande desenvolvimento económico dos Estados Unidos da América impulsionado pelos avanços tecnológicos do uso industrial da electricidade e dos motores de combustão, começou-se a experimentar novos métodos construtivos. Na chamada Era Progressiva entre 1890 e 1920 surgem as primeiras estruturas mistas aço-betão na construção de armazéns e arranha-céus [2].

A intensificação do uso de soluções mistas surge porém nas décadas de 20 e 30, nos Estados Unidos da América, devido ao grande número de edificações em altura construídos sendo de salientar o Empire State Building (Figura 2.1), uma das estruturas mais altas do mundo por mais de quarenta anos, desde a sua conclusão em 1931 até a construção da Torre Norte do World Trade Center em 1972. Logo após a destruição do World Trade Center em 2001 devido a um atentado terrorista, o Empire State Building recebeu novamente o título de edifício mais alto de Nova York até ser recentemente superado pela construção da Freedom Tower em 2012.



Fig. 2.1 - Empire State Building

É de evidenciar o projeto que permitiu ao Empire State Building ser construído em tempo recorde sendo que em cada laje era colocada uma rede de vigas horizontais de aço suportando o betão enquanto este adquiria resistência. Eram cerca de três mil homens, trabalhando todos os dias para conseguir terminar a construção em menos de 15 meses.

O primeiro registo normalizado de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York City Building Code*, onde se registavam as vantagens económicas assim como todos os incidentes que aconteciam nas construções. Só após o desenvolvimento do processo construtivo e da sua utilização é que surgiu a motivação necessária para o desenvolvimento de pesquisas.

Atualmente, os sistemas estruturais mistos são muito utilizados em estruturas de pontes e edifícios altos sendo países como os Estados Unidos, Canadá, Inglaterra, Alemanha, Austrália, China e Japão que mais têm construções com este método construtivo.

Em Portugal assistiu-se a um aumento progressivo da construção metálica com especial ênfase em algumas áreas da indústria de construções como: pontes, edifícios industriais, edifícios comerciais, escritórios, parques de estacionamento, entre outros. O consumo de aço nas estruturas metálicas, ultrapassa as duzentas mil toneladas por ano, das quais cem mil são utilizadas em estruturas principais.

A actividade siderúrgica, com expressão industrial típica do século XX, ocorreu em Portugal em 1958, no Grupo Champalimaud com grande atraso em relação aos países desenvolvidos europeus. O arranque fabril da Siderurgia Nacional (SN) deu-se em 1961, através da exploração do primeiro (e único até à data montado em Portugal) alto-forno, que integrava a fábrica localizada em Paio Pires (concelho do Seixal), perto da então companhia união fabril no Barreiro.

No entanto só a partir da década de 90 é que aumenta a utilização de estruturas mistas quer em estruturas novas quer na reabilitação e reforço de estruturas já existentes. Nos grandes centros urbanos é hoje possível encontrar este tipo de solução construtiva em espaços comerciais, hotéis, edifícios de escritório e de habitação, edifícios de ensino, viadutos, pontes bem como em parques de estacionamento e nas principais redes viárias nacionais.

Entre alguns exemplos de estruturas mistas em Portugal destaca-se o Edifício Burgo na cidade do Porto (Figura 2.2), da autoria do Arq<sup>o</sup> Eduardo Souto Moura, onde se utilizaram os pilares de geometria constante em secção mista considerados favoráveis na concepção da estrutura.



Fig. 2.2 - Edifício Burgo

Outra empreitada de grande envergadura em Portugal são as Torre Oriente e Ocidente que juntas formam o centro comercial Colombo (Figura 2.3).



Fig.2.3 - Centro Colombo

Cada uma das torres está dividida em duas partes distintas: o núcleo central da estrutura que tem o seu desenvolvimento até à cobertura do edifício em elementos de betão armado, enquanto a periferia é constituída por vigas e pilares metálicos; sendo portanto um excelente exemplo de uma estrutura mista bem conseguida.

No Brasil, no final da década de 20, a Cia. Siderúrgica Belgo Mineira começava a produção de aço, seguida pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) na década de 40, pela Cia., pela Siderúrgica Paulista (Cosipa) na década de 50 e pela Usinas Siderúrgicas de Minas (Usiminas). Ainda na década de 50, a recém-criada CSN montou a sua fábrica de estruturas metálicas para poder expandir no mercado de construção civil brasileiro.

Em 1957 é erguido em São Paulo o Edifício Garagem-América (Figura 2.4), o primeiro edifício em estrutura metálica de tecnologia e materiais brasileiros podendo este ser considerado um marco na história da utilização das estruturas mistas no país. Foi demonstrada a rapidez na execução do edifício confirmando-se a finalização da obra em apenas três anos e dez meses (inauguração em 1960); demonstrou-se que este era um sistema construtivo bastante eficaz para um melhor e mais rápido desenvolvimento do Brasil [2].



Fig. 2.4 - Garagem América

Na década de 60 destaca-se a construção do Escritório Central da CSN com uma área de  $37.731 m^2$  (Figura 2.5), localizado em Volta Redonda e recentemente desativado. Esta edificação faz parte da história do Brasil por ter sido o primeiro edifício de múltiplos andares a utilizar perfis “I” compostos de chapas soldadas, substituindo os perfis rebitados, conciliando o uso de vigas mistas em aço [2]. No entanto as estruturas mistas só foram normalizadas em 1986 pela NBR 8800.



Fig.2.5 - Escritório Central da CSN

O surgimento dos elementos mistos e a sua associação com elementos em betão armado e de aço impulsionaram o aparecimento das construções híbridas sendo atualmente cada vez mais comum compor o sistema estrutural de uma edificação com pilares de aço, vigas mistas, núcleos ou paredes de betão armado que de alguma forma garantam a estabilidade horizontal.

As torres de São Gabriel e São Rafael no Parque das Nações em Lisboa (Figura 2.6) são um exemplo recente da construção híbrida no nosso país [3].



Fig. 2.6 - Torres São Gabriel e São Rafael - Parque das Nações, Lisboa

Fazendo esta reflexão do passado e olhando para o actual panorama de avanço tecnológico verifica-se que o engenheiro projectista tem de acompanhar a evolução e procurar sempre novas soluções estruturais pois só assim poderá fazer frente à constante e elaborada audácia arquitectónica exigíveis

nos nossos dias, assim como as cada vez mais rigorosas restrições económicas para as construções dos sistemas estruturais.

## 2.2. CONCEITOS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO

O desenvolvimento económico, técnico e científico fez surgir diversos sistemas estruturais, entre os quais estão os sistemas formados por elementos mistos aço-betão, cuja combinação de perfis de aço ao betão tem como objetivo aproveitar as vantagens inerentes às qualidades intrínsecas de cada material, tanto em termos estruturais como em termos construtivos.

Estruturas mistas são aquelas em que os elementos estruturais possuem secções resistentes nas quais dois ou mais materiais estão ligados entre si; origina-se assim um comportamento estrutural muito diferente daquele que teriam se só tivessemos os materiais a responder isoladamente às acções, podendo estas ligações ser discretas ou contínuas [4].

No entanto neste trabalho será apenas analisado o comportamento das estruturas mistas aço-betão quando expostas a temperaturas elevadas; na figura 2.7 indica-se a abrangência de como estes dois elementos se podem conciliar.

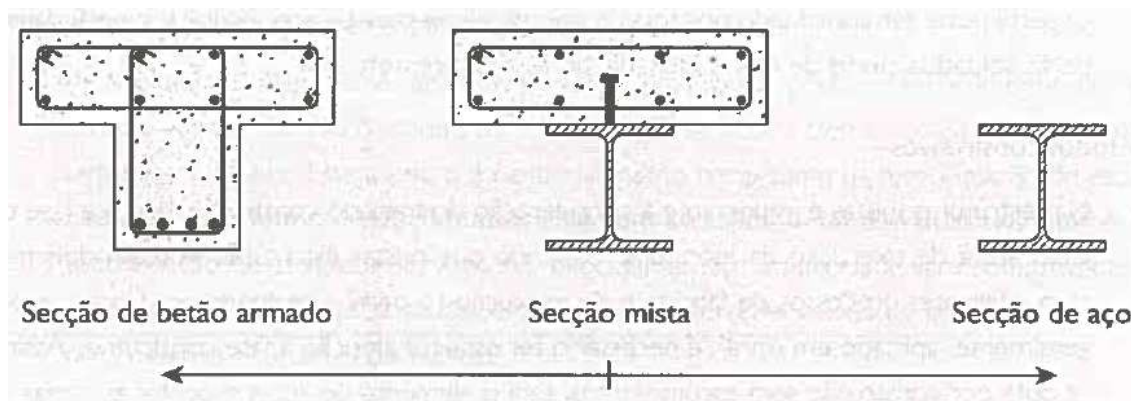


Fig. 2.7- Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista conciliando o aço e o betão (adaptado de [4])

## 2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Os primeiros elementos mistos utilizados foram as vigas baseando-se apenas no conceito de envolver os perfis de aço no betão com a função de aumentar a resistência ao fogo. Apenas numa fase posterior, e devido ao fato do betão passar a ser de melhor qualidade, é que se passou a considerar a sua contribuição também para a resistência da viga.

A norma europeia de dimensionamento e verificação de elementos mistos é o Eurocódigo 4 (EC4), sendo a versão mais recente a de 2004 [3]. Já no Brasil a atual norma de projeto de estruturas de aço e mistas é a NBR 8800:2008.

Nas estruturas mistas temos três elementos principais: o aço, o betão e os conectores, sendo que estes últimos têm como função ligar o betão à secção de aço controlando assim o escorregamento entre eles.

Colocando o betão em zonas de compressão e o aço em zonas de tracção cada material está a resistir a esforços e deformações para os quais possui maior resistência, já que o aço à compressão sofre fenómenos de encurvadura. Apartir deste conceito desenvolvem-se as inúmeras possibilidades

estruturais e métodos construtivos que daqui surgem, sendo inúmeras as possibilidades de ligações entre diferentes aços e diferentes tipos de betão [4].

Já em relação aos conectores é de referir que estes são os elementos que permitem a eficiência ou não das enormes potencialidades deste método construtivo pois têm o papel de impedir, ou no mínimo limitar, o deslizamento que se cria ao longo da interface entre o aço e o betão.

Caso os elementos não estejam devidamente ligados não são reduzidas as tensões máximas nem as flechas funcionando estes elementos como se estivessem separados. Isto é evidenciado no seguinte exemplo (Figura 2.8) em que temos: uma viga simplesmente apoiada constituída por duas secções rectangulares idênticas e sobrepostas, sem ligação, no caso (a); e perfeitamente solidarizadas no outro caso (b), supondo-se desta forma um comportamento elástico.

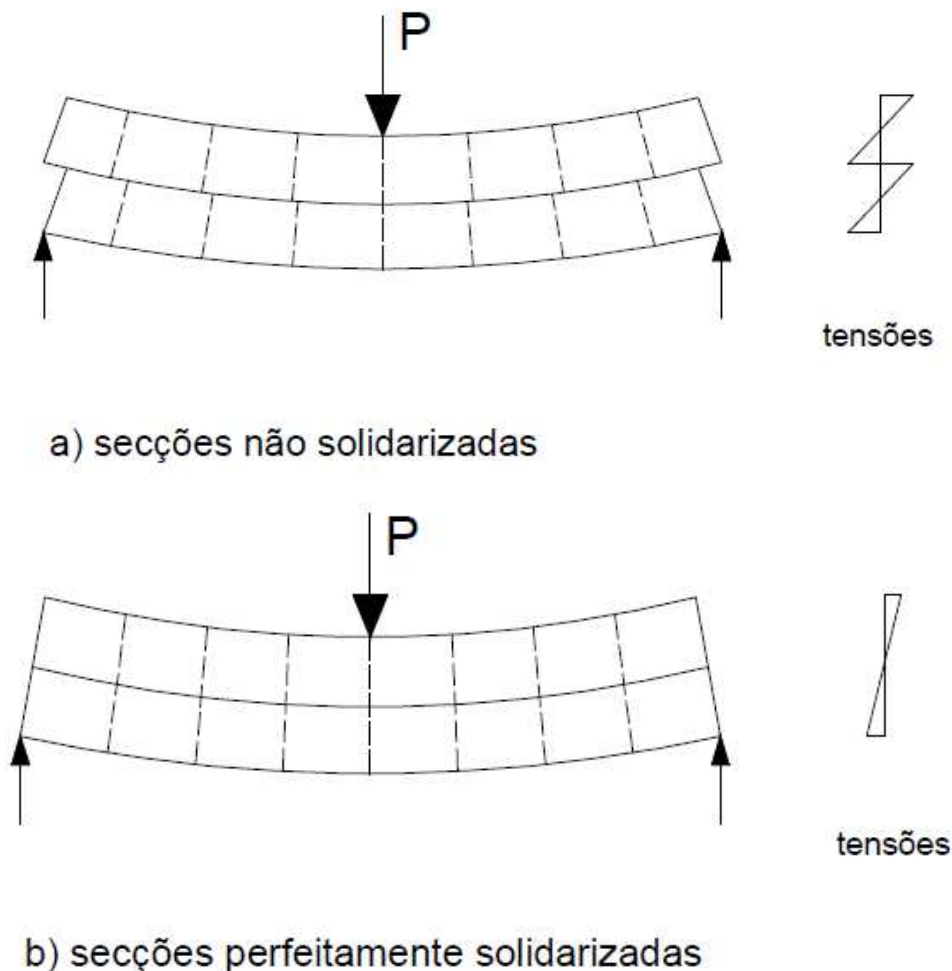


Fig. 2.8 – Efeito da solidarização entre duas vigas em flexão (adaptado de [3])

Em termos de possibilidades construtivas pode-se ter secções de betão betonadas in-situ ou pré-fabricadas, sendo que o betão pode ser leve ou normal estando ligado ao aço de modo rígido ou flexível com o perfil a ser constituído por perfis laminados, soldados, tubulares, etc (Figura 2.9).

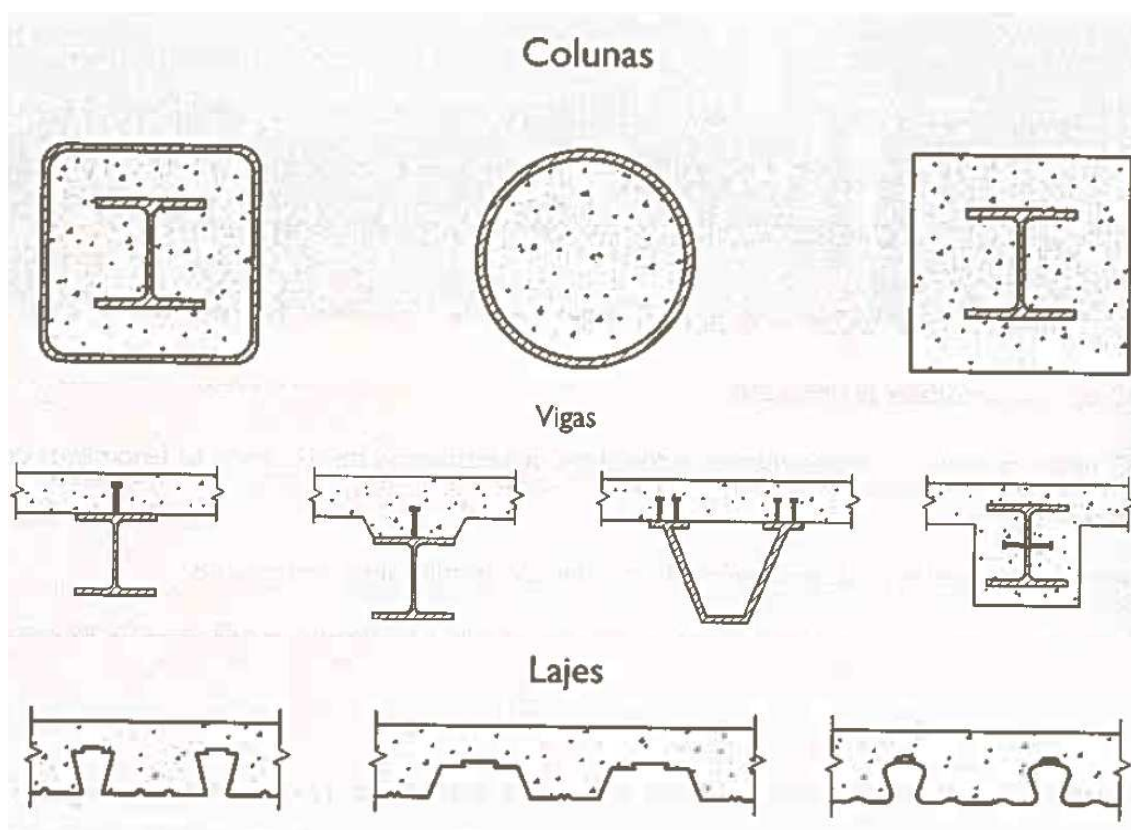


Fig. 2.9 - Soluções estruturais de elementos mistos (adaptado de [4])

Em relação aos métodos construtivos é necessário ter em especial atenção o facto de serem dois materiais com diferentes processos de fabrico e de execução (o perfil de aço é realizado em fábrica e o betão geralmente é aplicado em obra).

### 2.3.1 CONETORES – INTERACÇÃO VS CONEXÃO

Como referido anteriormente os conetores são os elementos que limitam o deslizamento que se cria ao longo da interface entre o aço e o betão. Os conetores são classificados como rígidos ou como flexíveis (Figura 2.10 (1) e (2)), conforme assegurem ou não um comportamento dúctil na ligação entre o aço e o betão. Comportamento esse que se caracteriza pela possibilidade do conector continuar a deformar-se após atingir a sua resistência máxima, sem que ocorra uma rotura abrupta, proporcionando aos conetores vizinhos a absorção das forças de corte longitudinais actuantes uniformizando a resistência da conexão. Esta característica permite espaçar igualmente estes conetores, sem diminuir a resistência máxima da conexão.

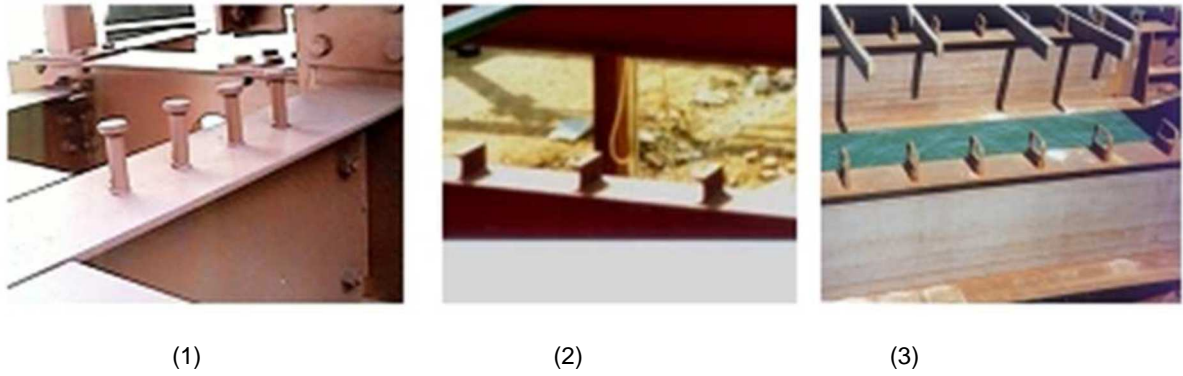


Fig.2.10 – Exemplos de tipos de conectores

Os conectores do tipo pino com cabeça (ver Fig. 2.10(1)) são os mais utilizados entre os flexíveis, devido à facilidade de fabricação utilizando o processo de soldagem semi-automático. Dentro dos conectores de corte soldados têm-se ainda as cantoneiras, os em U, os ganchos, os blocos e os perfobond (ver Figura 2.11).

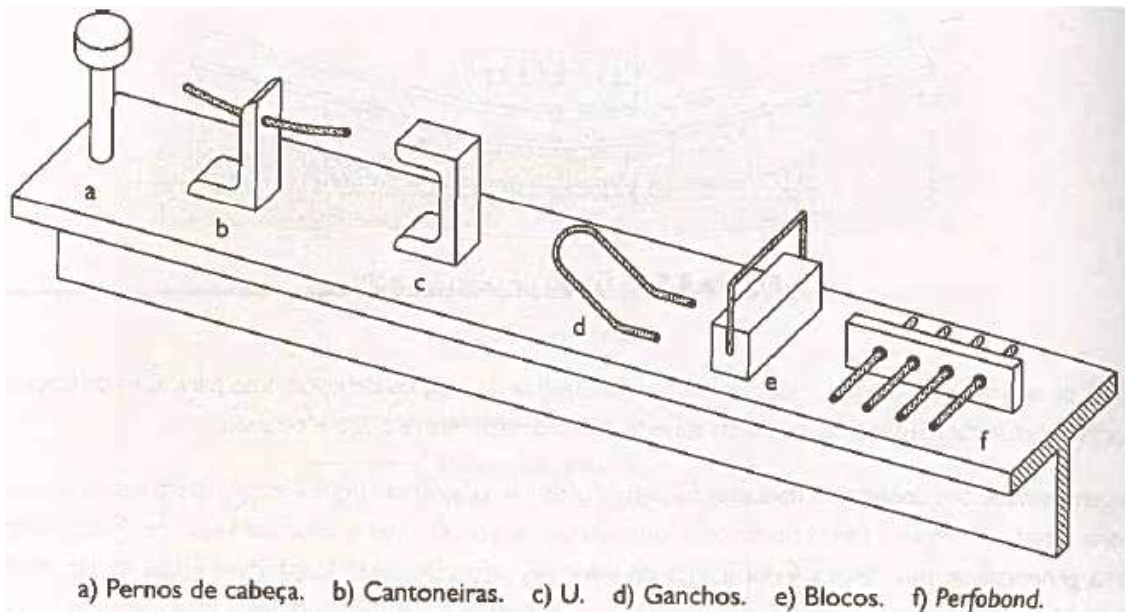


Fig. 2.11 - Conectores de corte soldados (adaptado de [4])

Podem ser observados na figura 2.12 os conectores com características rígidas.

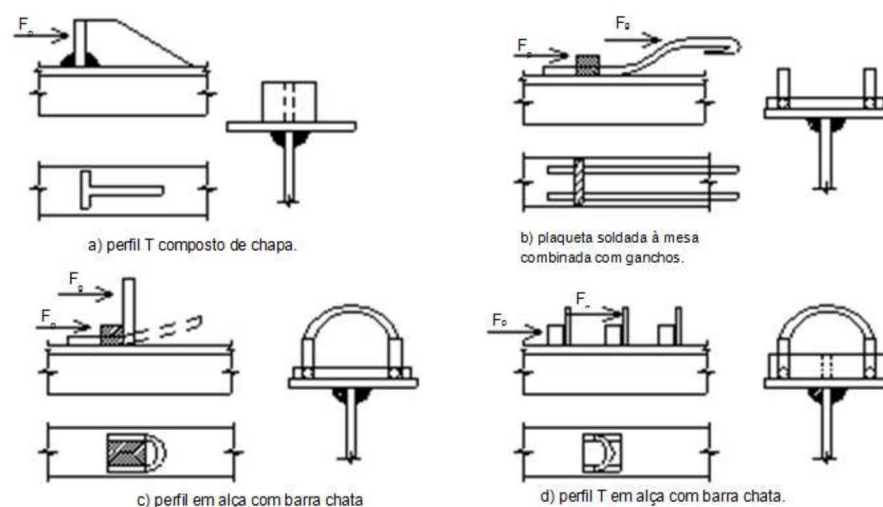


Fig. 2.12 - Conectores de corte rígidos (adaptado de [5])

Estes conectores de características rígidas (sendo que na Figura 2.10 (3) já é apresentado um exemplo em construção de conectores rígidos de barra com alça), são formados por plaquetas e perfis soldados ao banzo superior da viga de aço. De forma a aumentar a resistência do conjunto e de certa forma oferecer uma ductilidade à ligação, são adicionados ganchos ou alças.

Já em relação ao dimensionamento dos elementos mistos este é definido pela caracterização do comportamento ao nível da ligação aço-betão sendo por isso importante distinguir de uma forma clara e objetiva os fenómenos de conexão de corte e os fenómenos de interação que podem ser ambos totais, parciais ou nulos.

A conexão de corte trata o aspecto fundamental para que o aço e o betão funcionem como apenas um elemento estrutural. Designa-se conexão de corte porque os dois materiais estão sujeitos a esforços de corte, ou seja, a conexão de corte está associado à capacidade dos elementos mistos atingirem o máximo momento resistente sem a rotura da sua ligação. Esta conexão só é possível se for garantida resistência suficiente na interface dos dois materiais ao longo de toda a sua extensão. Como exemplo destes conectores (podendo estes ser flexíveis ou rígidos), salientam-se os conectores soldados (referenciados nas figuras 2.11), as saliências de chapa perfilada (Figura 2.13) e os conectores cravados (Figura 2.14).



Fig.2.13 - Saliências de chapa perfilada



Fig.2.14 - Conectores cravados

Na figura seguinte (Figura 2.15) pode-se verificar que a conexão depende da resistência e da quantidade aplicada de um dado meio de conexão, por isso a conexão pode ser nula, parcial ou total.

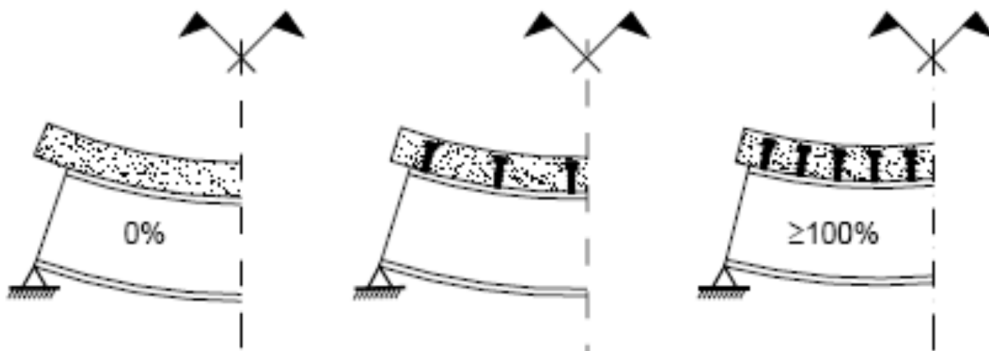


Fig.2.15 - Graus de Conexão: nula, parcial ou total (adaptado de [5])

Enquanto a conexão está relacionada com a força desenvolvida entre os dois materiais, a interação está relacionada com o escorregamento verificado entre os dois na interface e, conseqüentemente, com a rigidez do meio de conexão, existindo também três graus de interação (ver Figura 2.16).

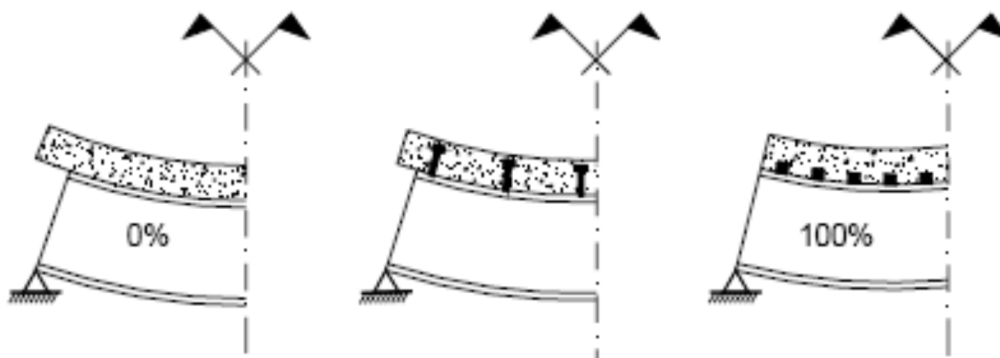


Fig.2.16- Graus de interação:nula,parcial ou total (adaptado de [5])

Tendo definidos os diferentes graus de conexão e de interação pode-se agora concilia-los e referir que conexão total significa que um aumento dos conectores já não aumentará a resistência do elemento. Uma interação total significa que os deslocamentos relativos entre os dois materiais são desprezáveis considerando-se portanto uma ligação perfeita entre o aço e o betão. Normalmente o grau de conexão de um elemento coincide com o seu grau de interação; por exemplo, escorregamento nulo só seria possível se a conexão entre o aço e o betão for infinitamente rígida o que geralmente não acontece [4].

Numa situação de conexão nula, a resistência da secção é a resistência da secção de aço, enquanto numa situação de conexão total, a resistência é a máxima que se consegue obter com a secção mista.

## 2.4 LAJES MISTAS

Este sistema de lajes mistas surgiu nos finais da década de 30 nos Estados Unidos sendo muito utilizados em pontes e edifícios [10]. É uma alternativa ao sistema tradicional de lajes de betão armado, sendo utilizado inicialmente em edifícios altos. Na Europa, o sistema de lajes mistas apareceu no final da década de 50, utilizando-se formas de aço corrugadas, apoiadas em vigas de aço. Só na metade da década de 60 é que as formas de aço perfiladas foram introduzidas dos Estados Unidos para a Europa, sendo nos dias de hoje o processo de construção para suportar o betão durante a fase de execução das lajes. Destaca-se o “*steel deck*” que constitui um dos processos mais apropriados em termos de construção de lajes (Figura 2.17), tendo-se tornado a tecnologia padrão nos países industrializados.

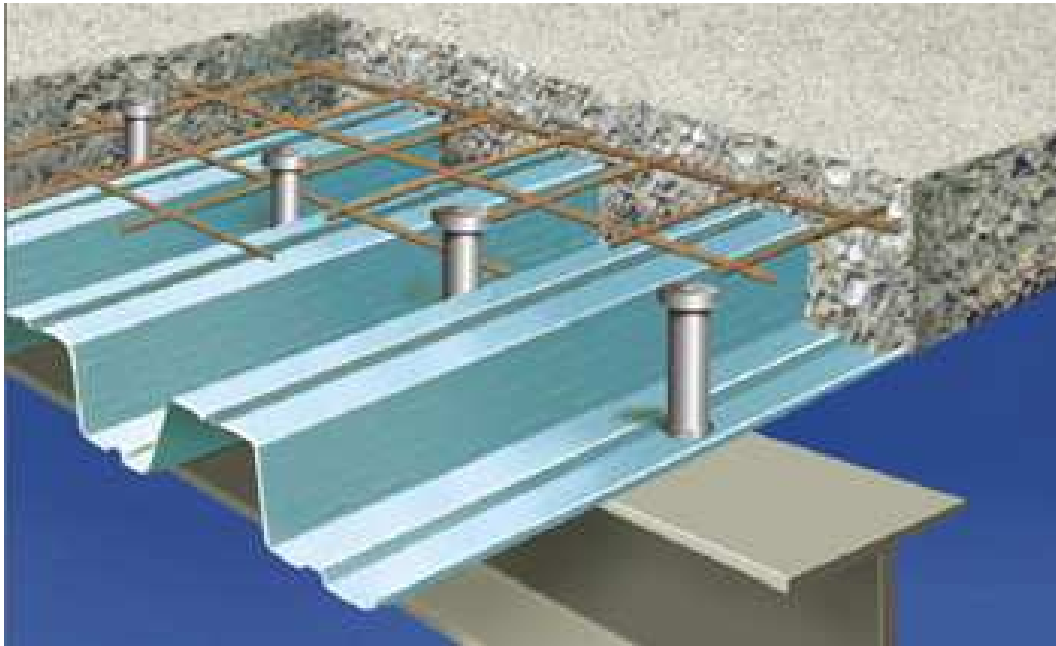


Fig.2.17 - "Steel deck"

O sistema de lajes mistas traduz-se na associação de uma chapa de aço perfilada, geralmente galvanizada, e uma laje de betão. Este sistema serve de suporte para o betão antes da cura e das cargas de utilização. Após a cura do betão, os dois materiais, combinam-se estruturalmente, formando o sistema misto.

Actualmente a utilização de lajes mistas é uma solução atraente pois apresenta vantagens claras em termos estruturais e sobretudo de processo construtivo:

- Elimina a necessidade de cofragem durante a fase de betonagem e posterior cura do betão;
- Reduz a necessidade de escoramentos, aumentando a área livre na obra;
- A chapa de aço pode servir de plataforma de trabalho nos pisos superiores e protecção aos operários em serviço nos pisos inferiores contraventando lateralmente a estrutura, desempenhando o papel de diafragma horizontal;
- Ao distribuírem as deformações por retracção, evitam a fendilhação excessiva do betão;
- Facilidade na aplicação pois as chapas têm o comprimento exato pretendido, fáceis de montar, de movimentar, de cortar e de rectificar;
- Alta qualidade de acabamento da face interna da laje;
- As chapas de aço perfiladas permitem "esconder" certos tipos de instalações e a fixação de tectos falsos;
- Em comportamento misto a chapa de aço substitui a armadura de tracção da laje, gerando economia de tempo e mão-de-obra;

Este conjunto de características salientando a maior relevância da ausência de cofragens e diminuição de escoramentos resulta numa considerável economia na construção, reduzindo além dos prazos o desperdício de materiais e mão-de-obra.

As chapas de aço nervuradas são realizadas de modo a obter-se uma boa ligação com a laje de betão (presença de pequenas saliências e reentrâncias), primordial na obtenção de um comportamento misto eficiente. Os tipos de lajes mistas variam por forma, profundidade, espaçamento das nervuras e espessura da chapa, sendo que esta varia comercialmente entre 0,75 e os 1,50mm. Ao ficar exposta ao meio ambiente, é necessário também que seja galvanizada para protegê-la contra a corrosão [3].

O EC4 faz algumas recomendações em relação às dimensões da forma de aço e da laje de betão sendo que:

- ✓ as espessuras das lajes mistas devem variar entre 10 a 40 cm.
- ✓ Os vãos entre os apoios (vigas) podem ser de 2 a 4 metros se não houver um escoramento provisório durante a betonagem e cura do betão, chegando aos 7 metros se se considerar o uso de um escoramento provisório.
- ✓ As alturas das nervuras situam-se entre os 40 e os 80 mm.

Estas chapas são geralmente protegidas contra a corrosão, nas duas faces, por um revestimento de zinco. Este tipo de laje apoia sobre vigas de aço, que se ligam ao betão da laje através de conectores, sendo os mais usuais os pernos de cabeça (ver Figura 2.18).

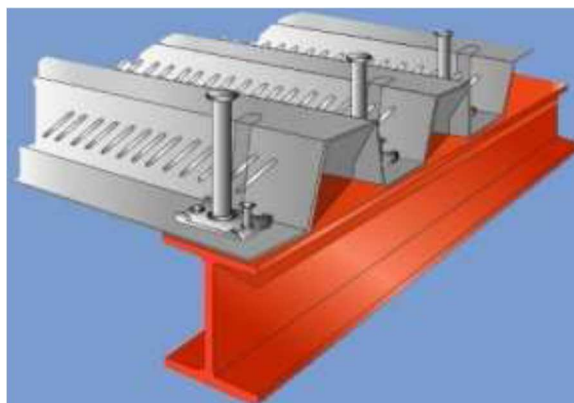


Fig.2.18- Ligação através de pernos de cabeça (adaptado de [3])

Tendo em conta o perfil da chapa de aço, as lajes mistas apenas são resistentes na direcção das nervuras, sendo por isso analisadas como lajes armadas numa só direcção que se apoiam em vigas secundárias que por sua vez descarregam em vigas principais, obtendo-se assim um sistema de vigas paralelas.

As lajes mistas com chapas perfiladas são frequentemente usadas em edifícios de escritórios mas também aparecem em edifícios industriais e aeroportuários, centros comerciais, parques de estacionamento, hospitais e edifícios de habitação [4].

O comportamento misto é alcançado após o endurecimento do betão da laje, quando a fôrma de aço transmite as tensões de corte horizontais na interface com o betão.

Nas lajes mistas existem inúmeras ligações evidenciando-se algumas delas na figura 2.19.

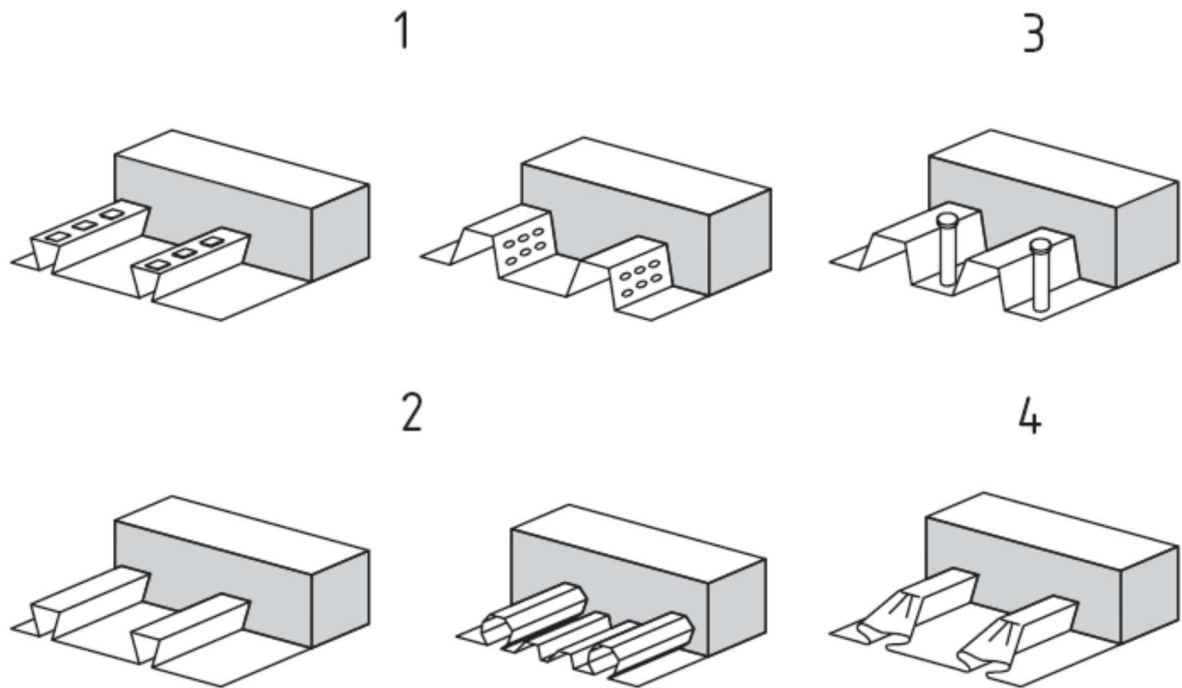


Fig.2.19 – Formas típicas de ligações em lajes mistas

Alguns aspectos construtivos relevantes nas ligações mais usuais das lajes mistas são:

- a) Ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) existentes na fôrma;
- b) Ligações por atrito em perfis de chapa modelados numa fôrma reentrante;
- c) Ancoragem de extremidade fornecida por conectores tipo perno de cabeça (stud) ou por outro tipo de ligação local, em combinação com a) e b);
- d) Ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da fôrma, em combinação com b).

## 2.5 VIGAS MISTAS

Tipicamente uma viga mista é composta por três componentes: uma viga em aço estrutural, uma laje de betão ou mista e um conector de ligação (ver Figura 2.20) que permita a este elemento construtivo funcionar como um só.

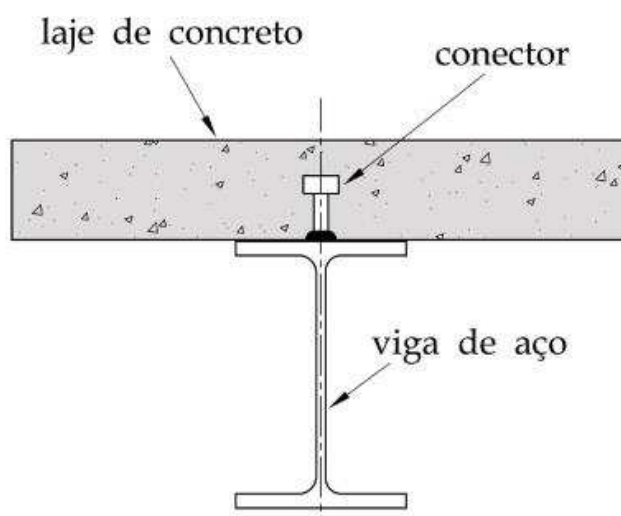


Fig.2.20 - Viga mista

A resistência de uma viga mista depende directamente do grau de conexão e interação entre o aço e o betão como explicado anteriormente, no entanto mesmo em vigas com grau de conexão total existe sempre algum escorregamento relativo que se considera poder ser desprezado no cálculo.

Nas vigas mistas a laje é construída para trabalhar apenas na direcção transversal, formando vão entre as vigas de aço. Considera-se então que os esforços adicionais na direcção longitudinal não afectam o comportamento da laje. As secções de vigas mistas costumam ser simétricas, com a linha neutra posicionada sobre a metade superior do perfil metálico. Isto coloca a parte superior da viga mista a trabalhar em compressão, ficando a inferior a resistir a esforços de tracção. Esta solução atinge a sua máxima eficiência quando a linha neutra é forçada a subir em direcção à laje de betão, ficando esta em compressão e toda a viga de aço em tracção aproveitando assim as melhores características dos dois materiais [5].

Uma das vantagens da utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez proporcionados pelos elementos de aço e betão, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais e reduções de quantidades de aço na ordem dos 30% a 50%, relativamente às vigas sem interacção, possibilitando ainda uma rápida execução construtiva. A principal desvantagem reside na necessidade de aplicar conectores na interface aço-betão [7].

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. As simplesmente apoiadas contribuem para uma maior eficiência do sistema misto, uma vez que a viga de aço trabalha predominantemente em tracção e a laje de betão em compressão.

Em relação apenas ao método construtivo pode-se escorar ou não a laje de betão. Desta forma em construções não escoradas, o perfil de aço deve-se dimensionar para suportar as cargas permanentes do peso próprio da laje de betão e também dos restantes elementos estruturais já a estrutura mista deve suportar as acções variáveis e de acidentes, ficando assim esta solução porventura mais cara mas será sem dúvida realizada num período de tempo mais curto.

Já nas construções escoradas, o elemento estrutural entra em serviço apenas após a cura do betão, sendo o escoramento da laje apropriado caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva, existindo ainda mais uma outra solução que passaria pela aplicação de uma contra-flecha.

## 2.6 PILARES MISTOS

De uma maneira geral, um pilar misto de aço e betão está sujeito a forças predominantes de compressão. De acordo com a posição ocupada pelo betão na secção transversal, os pilares podem ser classificados como revestidos por betão (ver as duas primeiras imagens da esquerda da Figura 2.21), parcialmente revestidos por betão (ver as duas imagens da direita da Figura 2.21) ou preenchidos por betão (as três imagens de baixo da Figura 2.21).

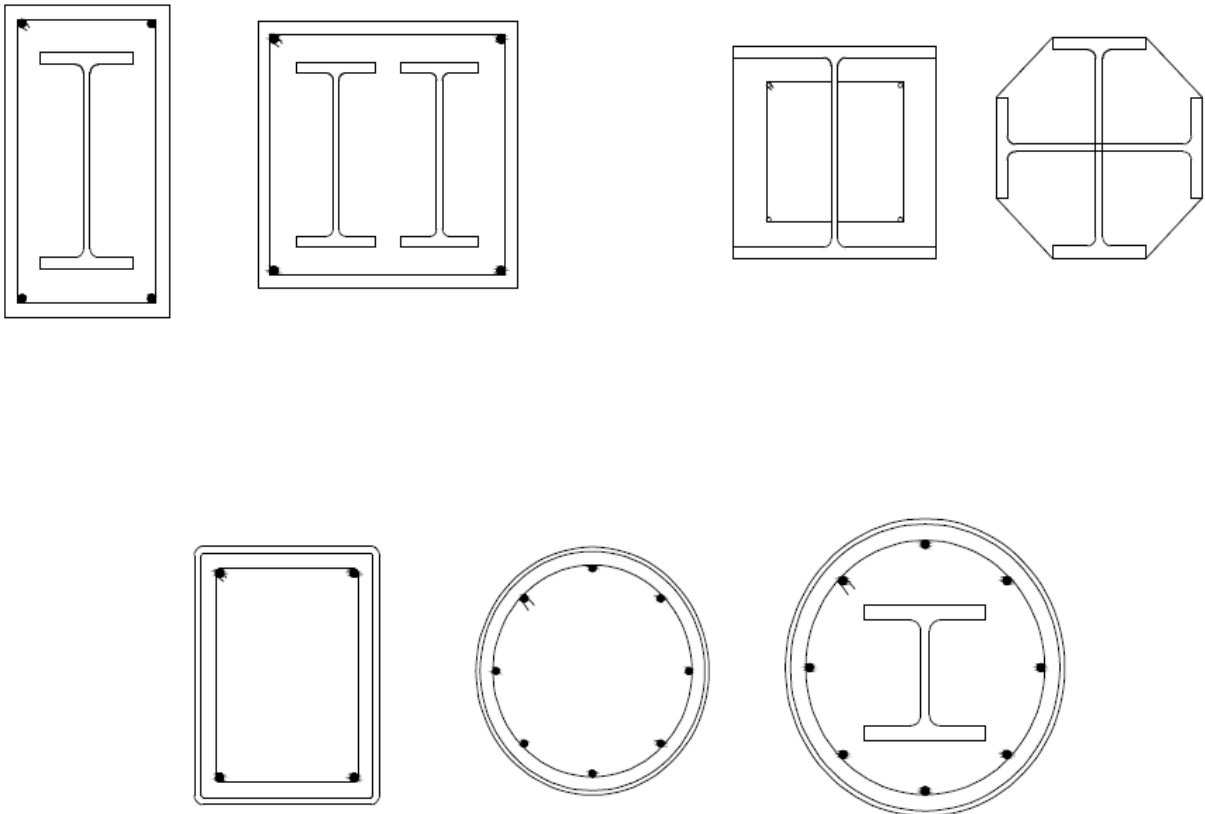


Fig.2.21 - Exemplos de pilares

Num pilar revestido por betão todos os perfis, incluindo os banzos, são revestidos por betão. Quando um perfil é parcialmente revestido por betão, apenas o espaço entre os seus banzos e a alma é preenchido.

Já os pilares mistos preenchidos por betão são assim designados quando o interior do seu perfil tubular (rectangular, quadrado ou circular) é preenchido com betão [3].

Estes pilares de aço preenchidos por betão com secções tubulares são uma boa solução quando se pretende obter pilares com grande resistência a esforços de compressão, pois o betão fica confinado e resiste melhor às cargas axiais. Do ponto de vista construtivo esta solução é também mais rápida e simples, uma vez que o perfil de aço serve de cofragem.

Os pilares mistos revestidos (Figura 2.2.2) caracterizam-se por um ou mais perfis de aço totalmente envolvidos por betão. Os perfis com maior utilização são dos tipos I e H.

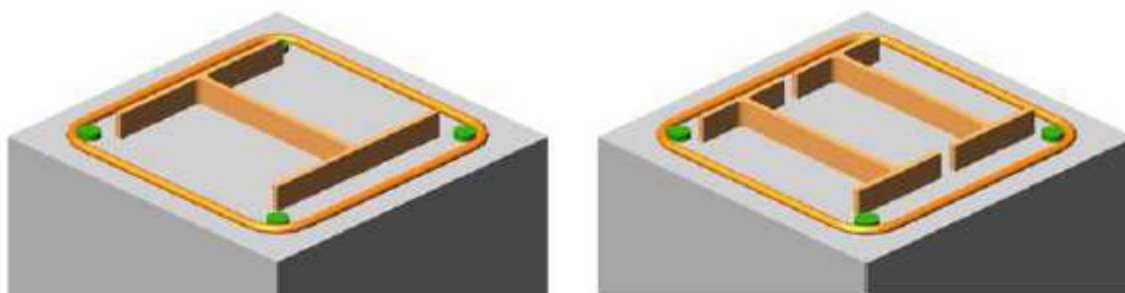


Fig.2.22 – Secções revestidas (adaptado de [5])

O pilar parcialmente revestido assume a mesma configuração geral do tipo revestido, no entanto, é preenchido com betão apenas no espaço entre os banzos e a alma, conforme mostra a Figura 2.23.

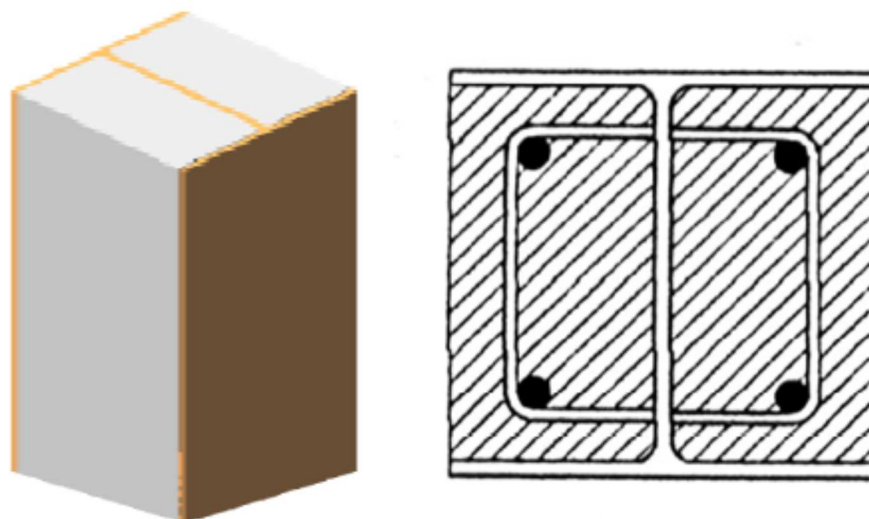


Fig.2.23 – Exemplo de pilar parcialmente revestido em perspectiva e corte transversal (adaptado de [5])

As secções parcialmente revestidas de betão e as preenchidas não possuem protecção suficiente contra o fogo, logo deve ser usado uma armadura adicional para propiciar tal protecção, controlando ao mesmo tempo a expansão lateral do betão, bem como a desagregação do revestimento em betão [9].

Os pilares preenchidos por betão (Figura 2.24) aliam a estes fatores a alta resistência e o baixo peso possibilitando assim um melhor comportamento frente às acções sísmicas .

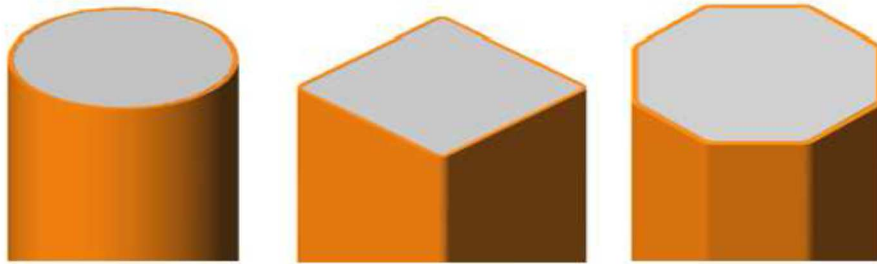


Fig.2.24 – Tipos de pilares mistos preenchidos (adaptado de [5])

O pilar parcialmente revestido exige a utilização de formas durante a betonagem (Figura 2.25), cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e varões de armadura, sendo a armadura ordinária necessária para ser possível controlar a fendilhação no revestimento.



Fig.2.25 – Betonagem horizontal de um pilar parcialmente revestido (adaptado de [5])

Algumas das vantagens que lhes são apontadas quando comparadas com os pilares de betão armado ou utilizando apenas o aço são:

- ✓ Menor seção transversal para o mesmo esforço normal, aspeto fundamental no projeto de edifícios altos, sendo que por vezes a utilização de pilares de betão armado ao nível dos pisos inferiores, é incompatível com a distribuição de espaço disponível;
- ✓ Maior resistência de protecção à corrosão e ao fogo dos perfis em aço;
- ✓ Diminuição dos fenómenos de encurvadura local e global do pilar de aço utilizando o betão estrutural como revestimento;
- ✓ Variabilidade de formas que a secção final mista pode apresentar;

- ✓ Capacidade de formação de rótulas plásticas;
- ✓ Possibilidade de pré-fabricação e facilidade na execução das ligações entre os pilares e as vigas;

Por outro lado também tem algumas desvantagens entre as quais:

- Exigir a utilização de formas durante a betonagem e cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e dos varões de armadura;
- Armadura necessária para controlar a fendilhação no revestimento
- Dificuldades práticas na realização das ligações entre o pilar misto e os restantes elementos estruturais.
- Atenção especial tem que ser dada ao uso do betão nos pilares mistos pois factores como a retracção e a fluência têm que ser tidos em conta. Estes efeitos, após o endurecimento do betão, produzem deformações adicionais ao betão e que são gradualmente transferidas para o aço [19]
- De um modo geral a execução de pilares mistos exige mão-de-obra altamente qualificada, aumentando assim o custo da fabricação.

## **2.7 COMPARAÇÃO ENTRE ESTRUTURAS DE BETÃO E ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO**

Efectuando-se uma comparação inevitável, com as condições correntes do betão armado, a construção em sistema misto aço-betão apresenta-se mais competitiva para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e significativa redução do peso total da estrutura, propiciando assim fundações mais económicas. No entanto cada caso é um caso, sendo necessário um estudo prévio para evidenciar a validade do tipo de solução construtiva.

Logicamente que os materiais e as combinações de materiais têm diferentes aplicações dentro da engenharia e o melhor sistema estrutural depende de vários factores, como: a finalidade da edificação, o projecto arquitectónico, as acções actuantes, os vãos a vencer, a protecção ao fogo e corrosão, o método construtivo, a mão de obra e tecnologia disponíveis, o prazo de execução da obra, o custo global da obra e o retorno do capital investido. Apenas depois de uma análise cuidadosa destes fatores é que estarão reunidas as condições para optar pelo melhor sistema estrutural.

A construção metálica e mista exige um rigor de uma ordem de grandeza superior ao projecto de construção de betão armado, porque o fabrico tem de ser sujeito a um rigor extremo, tanto no projecto como na execução. Esse rigor só é conseguido de maneira competitiva se utilizarem programas de fabrico completamente automatizados, que consigam controlar as máquinas que depois executam essas estruturas. Estes programas já existem de forma consolidada, desde a década noventa, não havendo empresa que, hoje em dia, não opere dessa forma.

## 2.8 VANTAGENS DO MÉTODO CONSTRUTIVO

Este tipo de solução construtiva é bastante eficiente e compatível já que de uma forma genérica uma estrutura mista têm as seguintes características:

- O betão resiste à compressão e o aço à tração;
- O aço oferece ductibilidade e esbelteza à estrutura; já o betão contribui restringindo os deslocamentos indesejáveis dos elementos de aço assim como providencia grande capacidade de protecção de corrosão à estrutura;
- Os elementos mistos devido á sua rigidez, permitem vencer grandes vãos e reduzir as dimensões das secções a usar. À menor dimensão dos elementos alia-se a redução nos custos das superfícies a revestir e o aumento da flexibilidade de utilização dos espaços;
- Ambos têm um coeficientes de dilatação térmicos semelhante, não originando deformações térmicas diferenciais significativas.
- O betão isola o aço de altas temperaturas (situações de incêndio);
- Velocidade e simplicidade de execução principalmente nas lajes mistas com chapas perfiladas;
- Flexibilidade e facilidade de alteração em especial no caso dos pórticos pois basta adicionar novos elementos de aço e realizar a sua consequente betonagem.
- Alterações comuns, como aberturas nos pavimentos para acomodação de escadas e serviços sendo executados, sem comprometer o funcionamento geral dos elementos estruturais envolventes;
- Reabilitação e reforço devido em especial ao menor peso próprio, à menor área, grande simplicidade ao manusear os novos elementos dentro da estrutura já existente assim como a ausência de escoramentos que é necessária em outras soluções de construção para resistirem a solicitações semelhantes.

Ao conjugar os dois materiais aço e betão verifica-se que o aço contribui para a montagem do esqueleto estrutural pois além de ser mais leve é também um elemento de grande rigidez e resistência que permite um alívio das fundações; ao mesmo tempo permite um aligeiramento das estruturas sem a inconveniência da espera pelo tempo de cura do betão.



# 3

## CONSIDERAÇÕES SOBRE A DINÂMICA DO INCÊNDIO

### 3.1 IMPORTÂNCIA DA SEGURANÇA CONTRA OS INCÊNDIOS

Até há relativamente pouco tempo os incêndios não eram levados em conta na concepção das construções em geral. Só após a segunda guerra mundial, em que foi necessária a reconstrução da França, é que se verificou que as técnicas tradicionais eram inadequadas à nova realidade tecnológica e às exigências da sociedade. Sendo assim o Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), dirigido por Gérard Blachère, propôs uma nova organização nas prioridades para um correto desempenho das estruturas com quatorze itens onde a segurança contra incêndio aparece em segundo logo após a estabilidade das construções.

Esse modelo de desempenho aplicado na França torna-se a avaliação de desempenho das edificações denominada por ISO 6241, exercendo atualmente a liderança da Comunidade Europeia (CE) na pesquisa de desempenho e, portanto, de segurança contra incêndio nas construções.

Ao longo dos anos foram surgindo associações de combate aos incêndios, tendo estas como principais objetivos:

- Em primeira instância a proteção das pessoas, dos bens materiais e do meio ambiente em geral.
- Colaborar com os membros, seguradores, governos, corporações de bombeiros e outros.
- Ajudar a focar a atenção tanto nacional como internacional nesta temática.
- Coletar, analisar e publicar estatísticas, identificar tendências e promover o aumento na pesquisa.
- Publicar guias e recomendações para prevenções básicas de incêndio.

Na base de tudo isto deveria ser a educação a chave para a prevenção e proteção contra incêndios visando à consciencialização da população em geral.

Existe um grande número de associações espalhadas pelo mundo relacionadas com a segurança contra incêndios, destacando-se aqui algumas das mais importantes: a NFPA (National Fire Protection Association), a IAFSS (The International Association for Fire Safety Science), a SFPE (Society of Fire Protection Engineers) e a FPA (Fire Protection Association), SIF movement (Structures in fire).

No entanto todos os países também poderiam tomar mais medidas de prevenção e protecção contra incêndios como por exemplo através de cursos para técnicos e manutenção de sistemas de segurança, assim como cursos de engenharia de protecção contra incêndio, sendo oferecidos cursos de pós-graduação tanto ao nível de mestrado como de doutoramento [8].

### 3.2 FOGO, INCÊNDIO E SEGURANÇA

Apesar dos grandes avanços na ciência do fogo em especial nos últimos 20 anos, ainda não há consenso mundial para uma correta definição do fogo. Sendo assim tem-se diferentes definições nos seguintes países:

a) **Brasil - NBR 13860:** sendo designado o fogo como o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz.

b) **Estados Unidos da América - (NF PA):** fogo é a oxidação rápida auto-sustentada acompanhada de evolução variada da intensidade de calor e de luz.

c) **Internacional - ISO 8421-1:** fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor acompanhado de fumaça, chama ou ambos.

Para compreender o conceito do fogo pode-se começar por entender os seus elementos no Tetraedro do Fogo ( Figura 3.1) em que a interpretação da figura geométrica espacial é a seguinte: cada uma das quatro faces representa um elemento do fogo - combustível, comburente, calor e reação em cadeia devendo estes coexistir ligados para que o fogo se mantenha, ou seja para que ocorra combustão [8].



Fig.3.1 - Tetraedro do fogo

Uma vez iniciado o fogo deve-se levar em conta o mecanismo de transmissão da energia, ou seja, condução do calor, convecção do calor e radiação de energia.

Condução do calor é o mecanismo onde a energia (calor) é transmitida por meio do material sólido, convecção do calor é o mecanismo no qual a energia (calor) se transmite pela movimentação do meio fluído aquecido (líquido ou gás) e radiação de energia é o mecanismo no qual a energia se transmite por ondas eletromagnéticas.

Cada modo de transmissão da energia irá influenciar na manutenção e no crescimento do fogo, fogo este que pode ter três tipos de combustíveis: sólido, líquido e gasoso sendo que cada um tem um diferente mecanismo de ignição.

O combustível sólido quando exposto a um determinado nível de calor ou radiação sofre um processo de decomposição térmica, designado por pirólise, e desenvolve produtos gasosos (gás e vapor), que

com o oxigênio forma a mistura inflamável. Essa mistura na presença de uma faísca, chama ou centelha inflama-se e dá início ao fogo. Já o combustível líquido é igual ao sólido sendo que a única diferença é não sofrer decomposição térmica, ocorrendo logo a evaporação que leva ao desenvolvimento de produtos gasosos (gás e vapor). Os combustíveis líquidos são na sua maioria derivados de petróleo, que são denominados hidrocarbonetos. Os combustíveis gasosos são, na maioria, as frações mais leves do petróleo [8].

Outros gases combustíveis mais conhecidos que não derivam do petróleo são: o hidrogênio, o monóxido de carbono, a amônia e o dissulfeto de carbono.

Na combustão é de evidenciar três pontos notáveis: ponto de fulgor, ponto de combustão e ponto de ignição.

O ponto de fulgor é a temperatura mínima na qual o combustível começa a desprender vapores, que se incendeiam em contato com uma chama ou centelha (agente ígneo), mas sem que a chama se mantenha devido à insuficiência da quantidade de vapores.

O ponto de combustão ou inflamação é a temperatura mínima na qual o corpo combustível começa a desprender vapores, que se incendeiam em contato com um agente ígneo e mantém-se queimando, mesmo com a retirada do agente ígneo.

O ponto de ignição é a temperatura na qual os gases desprendidos do combustível entram em combustão apenas pelo contato com o oxigênio do ar, independentemente de qualquer agente ígneo.

Os diferentes tipos de incêndios são assuntos complexos devido às inúmeras variáveis que possuem, e talvez por isso só mais recentemente é que se avançaram com estudos para poder compreender melhor as suas possíveis consequências nas estruturas.

Por exemplo só a fumaça varia de cor conforme o tipo de combustão: branca, indicando que a combustão é mais completa, com rápido consumo de combustível e boa quantidade de comburente (oxigênio); negra, indicando altas temperaturas, porém com deficiência de comburente; amarela, roxo ou violeta, indicando a presença de gases altamente tóxicos.

O início de um incêndio é influenciado por vários fatores tais como: estado da matéria (sólido, líquido ou gás), massa específica, superfície específica, calor específico, calor latente de evaporação, ponto de fulgor, ponto de ignição, mistura inflamável (explosiva), quantidade de calor, composição química, quantidade de oxigênio disponível, humidade, etc..

Na fase pós-incêndio podem-se ainda averiguar os rastros deixados à sua passagem tais como: a sua origem, temperaturas atingidas, reações químicas incompletas, velocidade de propagação do fogo, materiais queimados, carga incêndio, etc.

As diferenças do comportamento dos materiais combustíveis na ignição e na manutenção do fogo podem ser assim explicadas por meio destes fatores [9].

Já em relação aos objetivos da segurança contra incêndio os principais são de minimizar o risco à vida e de perda de património definindo para este fim um conjunto de ações e recursos internos e externos à edificação ou à área em risco; tais fatores permitem assim controlar as situações de incêndio, pânico e ao mesmo tempo uma evacuação ordeira das pessoas do local do sinistro em segurança.

A principal causa de óbitos, em incêndio, é a exposição à fumaça tóxica que ocorre nos primeiros momentos do sinistro. Edifícios de pequeno porte, de fácil desocupação, exigem menos dispositivos de segurança e a verificação da estrutura em situação de incêndio pode ser dispensada. Já edifícios de maior porte, em que há maior dificuldade na avaliação do tempo para desocupação e em que um

eventual desabamento pode afetar prédios vizinhos, exigem maior segurança e verificação das estruturas em situação de incêndio.

Um sistema de segurança contra incêndio consiste em um conjunto de meios como:

- ✓ Extintores;
- ✓ Detecção de calor ou fumaça;
- ✓ Corporações de bombeiros;
- ✓ Escadas de segurança;
- ✓ Compartimentação;

De acordo com o incêndio em questão este pode originar diferentes tipos de danos nas estruturas que conseqüentemente causam diferentes níveis de risco.

No caso das vigas estas podem perder resistência e rigidez originando grandes deslocamentos, mas desde que permaneçam ligadas nas extremidades, e que as lajes sobrepostas não colapsem, os efeitos serão somente locais.

Em relação às lajes se estas falham localmente ou apresentam fissuras como resultado de grandes deslocamentos, o principal problema é que o incêndio pode propagar para o pavimento superior (a compartimentação do incêndio é um dos objetivos da engenharia de segurança contra incêndio).

Já a falha de um pilar poderá ser desastrosa, pois pode levar diretamente à queda de parte da estrutura ou então a uma redistribuição imprevista de carga entre os demais pilares que, sobrecarregados, podem sofrer colapso progressivo.

Se as ligações entre vigas e pilares falham, vários efeitos podem ocorrer e o incêndio pode atingir o pavimento superior. Também, se as vigas falham na ligação, os pisos suportados caem sobre o piso inferior podendo causar um colapso progressivo.

Os requisitos de segurança contra incêndio em edificações incluem saídas de emergência para os ocupantes, meios de detecção e controle do incêndio, juntamente com os parâmetros de resistência para a estrutura, que são expressos por um determinado período de tempo (o tempo requerido de resistência ao fogo).

Todos os materiais utilizados nas estruturas das edificações e no caso prático a analisar no capítulo 6 de uma estrutura composta por elementos mistos aço-betão acabam por perder resistência e rigidez quando submetidos a altas temperaturas, daí a necessidade de verificação da capacidade resistente das estruturas em situação de incêndio [9].

### **3.3 CURVAS DE INCÊNDIO**

No estudo das estruturas podemos analisar três tipos de curvas de temperatura em função do tempo características de situação de incêndio: a curva que representa o cenário mais realista de um incêndio, a curva natural e a curva incêndio-padrão ISO 834.

A curva da Figura 3.2 apresenta uma região inicial com baixas temperaturas, em que o incêndio é considerado de pequenas proporções. Nessa fase, a combustão pode gerar gases tóxicos, mas o risco de dano gerado na estrutura é baixo. O instante correspondente ao aumento brusco da inclinação da curva temperatura-tempo é conhecido como “flashover” (incêndio generalizado) e ocorre quando toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição. A partir desse instante, o incêndio torna-se de grandes proporções tomando todo o compartimento. A temperatura dos gases aumenta

rapidamente até todo material combustível extinguir-se. Em seguida, há uma redução gradual da temperatura dos gases.

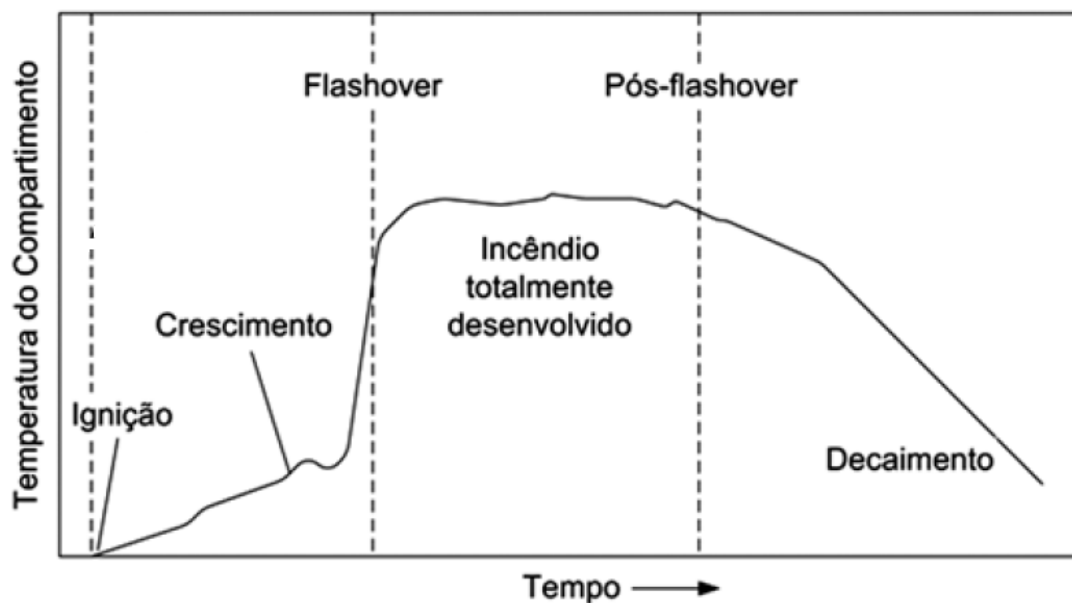


Fig.3.2 - Curva temperatura-tempo de um incêndio (adaptado de [8])

A curva real de um incêndio é de difícil determinação, por isso convencionou-se adotar a curva modelo de um incêndio (ver Figura 3.3) tendo por base ensaios que simulam situações reais de incêndio, em que o cenário do incêndio é modelado de forma simplificada.

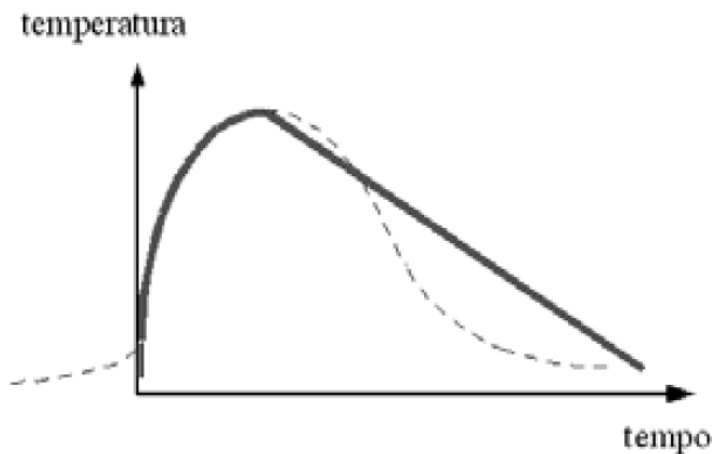


Fig.3.3 - Curva modelo de incêndio natural (adaptado de [8])

Um modelo simplificado para a construção dessas curvas é apresentado no EC 1 (2002) sendo parametrizadas por meio da carga de incêndio, grau de ventilação e inércia térmica dos elementos de compartimentação. Modelos mais precisos podem ser obtidos empregando-se programas de computador que modelam um incêndio, nos quais pode-se considerar duas ou mais zonas de temperaturas, mais adequadas ao pré-flashover ou com uma distribuição mais realística de temperaturas no compartimento.

Tendo em conta que a curva temperatura-tempo do incêndio altera-se em cada situação estudada, optou-se por adotar uma curva padronizada (Figura 3.4) como modelo para a análise experimental de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-fogo, etc., em institutos de pesquisa.

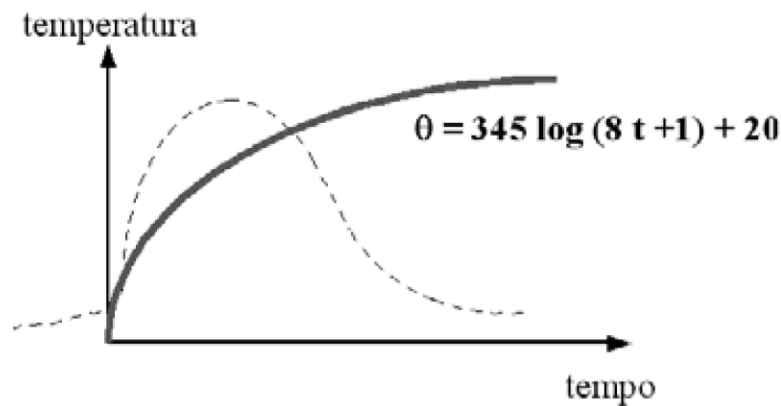


Fig.3.4 - Curva modelo do incêndio-padrão (adaptado de [8])

Esta curva tem como característica principal possuir apenas um ramo ascendente, admitindo que a temperatura dos gases seja sempre crescente ao longo do tempo, independentemente das especificações do ambiente e da carga de incêndio, não representando assim um incêndio real.

Segundo a NBR 14432(2000), o incêndio padrão é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela expressão:

$$\theta_g = 345 \log(8t + 1) + T_0 \quad [3.1]$$

em que  $t$  é o tempo expresso em minutos;  $\theta_g$  é a temperatura dos gases em graus celsius no instante  $t$ ;  $T_0$  é igual a 20°C (graus celsius) [10].

Outras curvas nominais propostas para incêndios com graus de severidade distintos da ISO 834, são as curvas de elementos exteriores e as curvas de incêndio para materiais derivados de hidrocarbonetos apresentada no Eurocódigo 1 (EC1 de 2002) parte 1.2 (2002):

$$T_g(t) = T_0 + 1080 * (1 - 0.325 * e^{-0.167*t} - 0.675 * e^{-2.5*t}) \quad [3.2]$$

Caso o edifício tenha medidas de combate a incêndio asseguradas e prontas a intervir para extinguir o fogo antes do “flashover”, a segurança da estrutura não será posta em causa em situação de incêndio ( Figura 3.5).

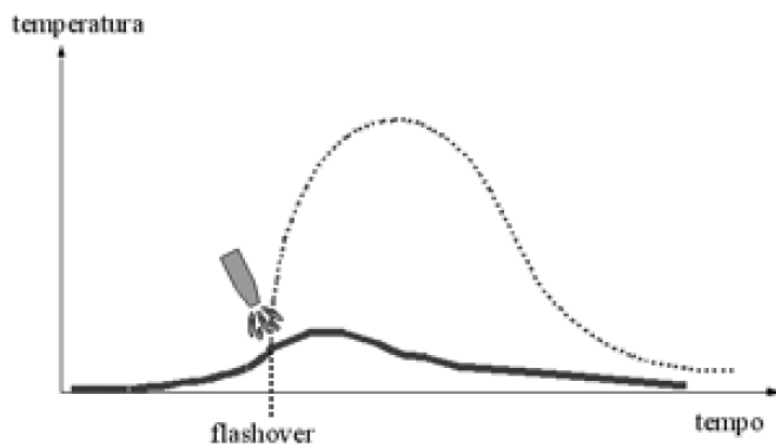


Fig. 3.5 - Gráfico Temperatura-Tempo de incêndio com medidas de prevenção a incêndios (adaptado de [8])

No entanto devido à dificuldade de se avaliar estas situações com precisão, é comum verificar-se as estruturas dos edifícios de maior risco para a situação pós-flashover [8].

### 3.4 EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos estruturais de aço são misturas de diversas ligas metálicas que possuem comportamentos térmicos distintos em função da elevação da temperatura provocando uma mudança na sua composição microscópica.

Já nos elementos de betão, o aumento da temperatura muda o estado físico da água intersticial, que gera um aumento da pressão nos poros devido ao vapor de água forçar a sua saída para o exterior. Diversas reações físico-químicas ocorrem entre os agregados e a pasta de cimento durante o aumento da temperatura no betão, sendo necessária uma caracterização das propriedades físicas dos materiais em função da temperatura.

Apesar dos fatores descritos em cima a evolução da temperatura nos elementos estruturais depende da existência ou não de proteção passiva, da condutividade térmica, do calor específico, da massividade dos elementos, do fator de massividade e das ventilações existentes no compartimento.

#### 3.4.1. CONDUTIVIDADE TÉRMICA

A condutividade térmica dos materiais (em  $W \times m^{-1} \times K^{-1}$ ), considerada como isotrópica, é a capacidade do elemento de conduzir calor transversalmente à sua superfície.

O betão como descrito anteriormente possui grande variabilidade na sua condutividade térmica, devido à heterogeneidade dos seus constituintes durante o aquecimento. O Eurocódigo 4 (EC 4 de 2004) parte 1.2 apresenta 2 expressões para a avaliação destas propriedades.

A seguir são apresentadas as expressões do limite superior e inferior do betão [21] e a equação para a condutividade térmica do aço [25], respectivamente:

$$\lambda_{c,sup} = 2 - 0.2451 \times \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0107 \times \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ C \leq T_c \leq 1200^\circ C \quad [3.3]$$

$$\lambda_{c,inf} = 1.36 - 0.136 \times \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0057 \times \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ C \leq T_c \leq 1200^\circ C \quad [3.4]$$

$$\lambda_a = \begin{cases} 54.3 - 3.33 \times 10^{-2} \times T_a & 20^\circ C \leq T_a \leq 800^\circ C \\ 27.3 & 800^\circ C \leq T_a \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad [3.5]$$

$$27.3 \quad 800^\circ C \leq T_a \leq 1200^\circ C \quad [3.6]$$

A figura 3.6 expõe as expressões acima graficamente.

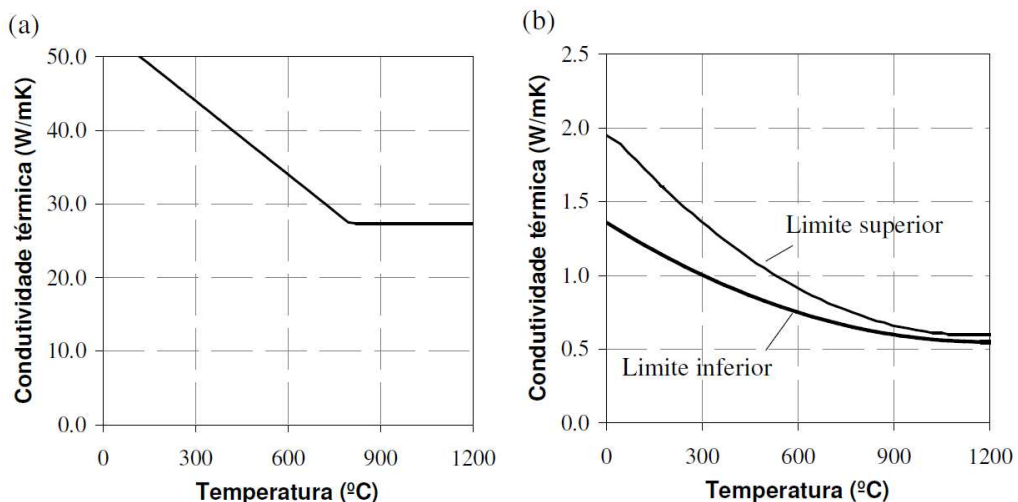


Fig.3.6 - Gráfico Temperatura-Condutividade térmica do aço (a); Gráfico Temperatura-Condutividade térmica do betão (b) (adaptado de [8])

### 3.4.2. CALOR ESPECÍFICO

A capacidade de um corpo em absorver calor em função da massa e da variação de temperatura é denominada calor específico ( $J \times Kg^{-1}K^{-1}$ ). A seguir são apresentadas as expressões do calor específico para o betão e para o aço respectivamente [25]:

$$C_c \begin{cases} 900 & 20^\circ C \leq T_c \leq 100^\circ C & [3.7] \\ 900 + (T_c - 100) & 100^\circ < T_c \leq 200^\circ C & [3.8] \\ 1000 + 0.5 \times (T_c - 200) & 200^\circ C < T_c \leq 400^\circ C & [3.9] \\ 1100 & 400^\circ C \leq T_c \leq 1200^\circ C & [3.10] \end{cases}$$

$$C_a \begin{cases} 425 + \frac{7.73}{10} \times T_a - \frac{1.69}{10^3} \times T_a^2 + \frac{2.22}{10^6} \times T_a^3 & 20^\circ C \leq T_a \leq 600^\circ C & [3.11] \end{cases}$$

$$C_a \begin{cases} 666 - \left( \frac{13002}{T_a - 738} \right) & 600^\circ C < T_a \leq 735^\circ C & [3.12] \end{cases}$$

$$C_a \begin{cases} 571 + \left( \frac{17820}{T_a - 731} \right) & 735^\circ C < T_a \leq 900^\circ C & [3.13] \end{cases}$$

$$C_a \begin{cases} 650 & 900^\circ C \leq T_a \leq 1200^\circ C & [3.14] \end{cases}$$

A presença de humidade (u) no betão altera o seu calor específico, pois a água intersticial evapora-se quando a temperatura do material ultrapassa 115°C. Este efeito deve-se ao calor latente de evaporação da água, cuja característica é a absorção de calor sem a elevação de temperatura. A Figura 3.7 ilustra o fenómeno, onde o pico do calor específico depende da quantidade de água presente no betão, sendo recomendado (EC 4 parte 1.2, 2004)  $C_c=2200$  para  $u = 3.0\%$ ,  $C_c=1470$  para  $u = 1.5\%$  e  $C_c=900$  para  $u = 0\%$ . Atingindo o valor de 200°C, toda a água é evaporada e o material comporta-se da mesma maneira, independentemente da quantidade inicial de humidade.

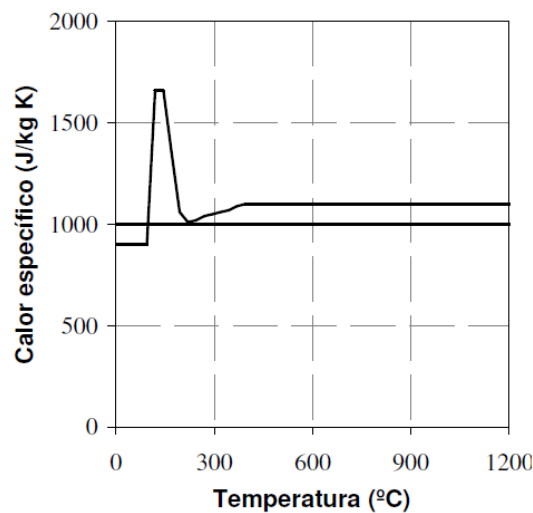


Fig.3.7 - Gráfico de calor específico do betão (adaptado de [8])

O calor específico do aço em função da temperatura também apresenta um pico, conforme mostra a figura 3.8. Apesar do aço possuir características homogêneas para temperaturas próximas dos 20°C, os seus constituintes possuem comportamentos térmicos distintos, apresentando uma mudança de estado físico para temperaturas próximas dos 730 °C. Esta mudança de estado físico traduz-se como um pico no gráfico da figura 3.8. [11]

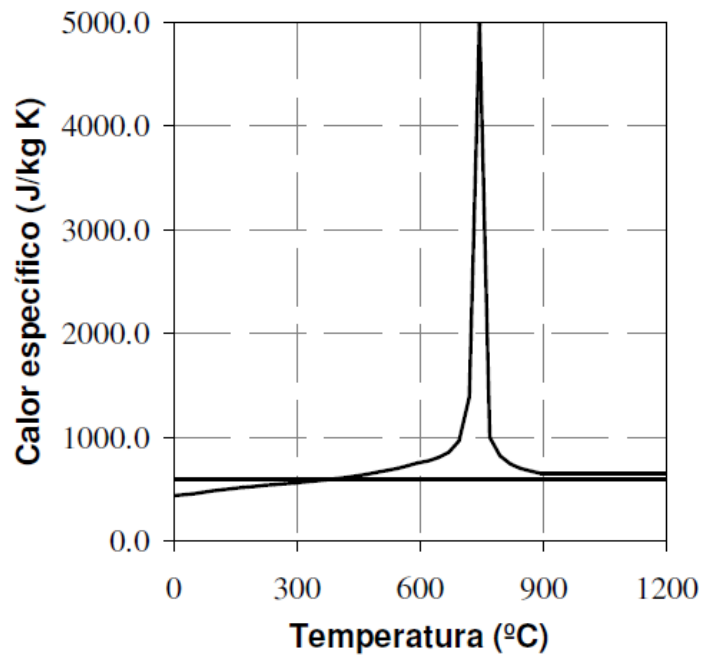


Fig.3.8 - Gráfico Calor específico do aço (adaptado de [8])

### 3.4.3. MASSA ESPECÍFICA

A massa específica (em  $kg/m^3$ ) varia em função da dilatação dos corpos, porém o acréscimo de volume é muito pequeno quando comparado com o valor inicial, sendo por isso adotados valores constantes para o aço e para o betão de  $7850 kg \times m^{-3}$  e  $2500 kg \times m^{-3}$  respetivamente nesta dissertação.

### 3.4.4. FATOR DE MASSIVIDADE (FATOR DE FORMA)

O aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço, em incêndio, é proporcional ao seu fator de massividade que se define, para os elementos sem proteção térmica, como a razão entre a área do elemento exposto ao fogo,  $A_m$  e o seu volume,  $V$  [25]:

$$\frac{A_m}{V} \quad (3.15)$$

Fator de massividade para barras prismáticas é a relação entre o perímetro exposto ao fogo ( $u$ ) e a área da seção transversal da barra [25], ou seja:

$$F = \frac{u}{A} \quad (m^{-1}) \quad (3.16)$$

Na figura 3.9 verificam-se as formas das curvas atingidas pela temperatura num aço com e sem proteção quando tendo em conta a curva de incêndio natural.

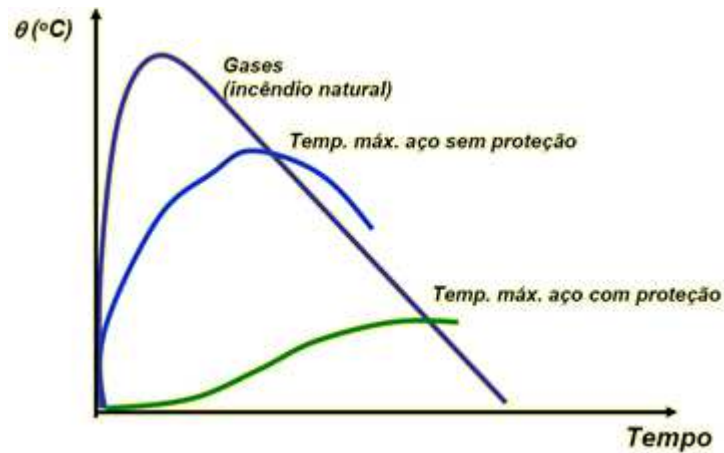


Fig.3.9 - Gráfico das temperaturas atingidas para estruturas com e sem proteção térmica

Na figura 3.10 verificam-se as formas das curvas atingidas pela temperatura num aço com e sem proteção quando tendo em conta a curva de incêndio padrão.

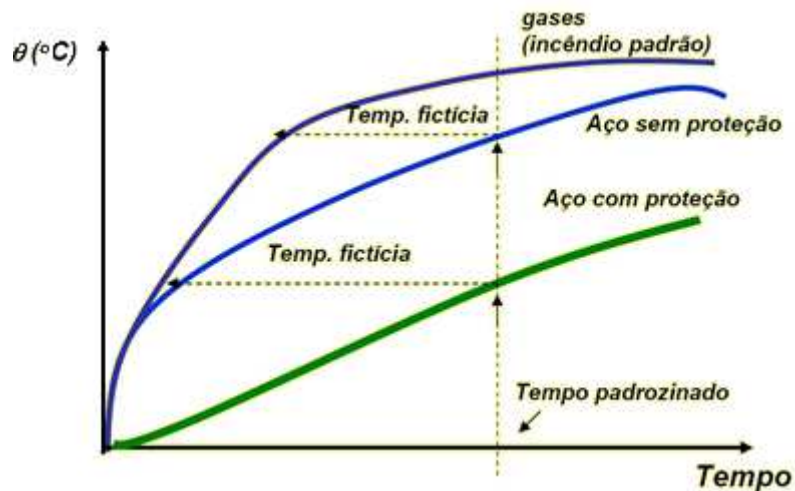


Fig. 3.10 - Gráfico das temperaturas atingidas para estruturas com e sem proteção térmica

Tendo em conta a figura 3.9 deve-se dimensionar o elemento para a temperatura máxima. Em relação à figura 3.10 deve-se dimensionar o elemento das estruturas correspondentes para um tempo padrão sob uma temperatura fictícia. Depois de compreendido o conceito de fator de massividade vamos analisar as diferenças entre as estruturas sem e com proteção térmica nos pontos seguintes 3.4.4.1 e 3.4.4.2.

## 3.4.4.1. ESTRUTURAS SEM PROTEÇÃO TÉRMICA

De acordo com a NBR 14323 [13] para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, o aumento de temperatura ( $\Delta\theta_{a,t}$ ), em graus Celsius, de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo ( $\Delta t$ ), pode ser determinado através da expressão 3.17.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{F}{c_a \rho_a} \times \varphi \times \Delta t \quad (3.17)$$

$\Delta\theta_{a,t}$ - Variação de temperatura no elemento estrutural

$\Delta t$  - Intervalo de tempo (em segundos não podendo ser maior do que 5 segundos)

$\rho_a$ - Massa volúmica do material (quilogramas por metro cúbico)

$c_a$ - Calor específico (em joules por quilograma e por grau Celsius)

F - Fator de massividade

$\varphi$  - Fluxo de calor por unidade de área (em watts por metro quadrado)

O valor de  $\varphi$ , é dado pela seguinte expressão:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (3.18)$$

Onde,

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (3.19)$$

$$e \quad \varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[ (\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (3.20)$$

sendo,

$\varphi_c$  - é o componente do fluxo de calor devido à convecção, em watts por metro quadrado;

$\varphi_r$  - é o componente do fluxo de calor devido à radiação, em watts por metro quadrado;

$\alpha_c$  - é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos, igual a 25 W/m<sup>2</sup> °C no caso de exposição ao incêndio-padrão, ou 35 W/m<sup>2</sup> °C para outros tipos de exposição ao fogo;

$\theta_g$ - é a temperatura dos gases, em graus Celsius;

$\theta_a$ - é a temperatura na superfície do aço, em graus Celsius;

$\varepsilon_{res}$  - é a emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos igual a 0,7.

$k_{sh}$  - fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1,0 ou então sendo seções I ou H expostas ao incêndio-padrão, pode ser dado por:

$$K_{sh} = 0,9 \left( \frac{(u/A_g)_b}{u/A_g} \right) \quad (3.21)$$

Onde  $(u/A_g)_b$  é o valor do fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e sua área da seção transversal. Em seções transversais fechadas, como as seções-caixão e tubulares circulares e retangulares, e seções sólidas, como as retangulares, totalmente expostas ao incêndio,  $K_{sh}$  é igual a 1,0.

Já no EC4 (2004) a expressão tem algumas alterações, nomeadamente no cálculo do valor do  $k_{sh}$ , pois temos a seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = K_{shadow} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) h_{net} \dot{\quad} \Delta t \quad (3.22)$$

Comparando com a norma brasileira todos os valores são iguais excluindo  $K_{shadow}$  que corresponde ao  $k_{sh}$  da norma brasileira e calcula-se através da seguinte expressão:

$$K_{shadow} = 0.9 \left( \frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (3.23)$$

,sendo que todos os parâmetros necessários para este cálculo estão na figura 3.11.

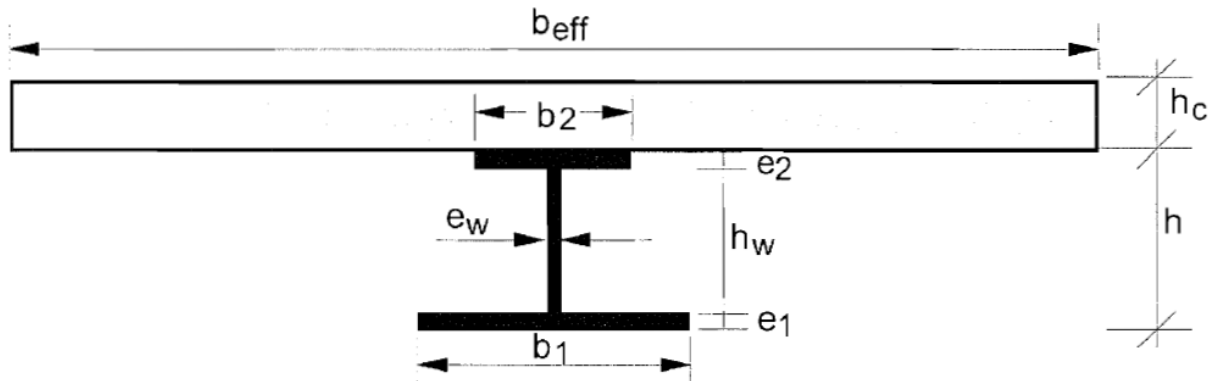


Fig. 3.11 – Elementos da seção transversal (adaptado de [15])

No entanto este cálculo é uma aproximação e para um resultado mais exato é necessário consultar o anexo G EN1991-1-2 e aplicá-lo devidamente.

Na Figura 3.12 e na tabela 3.1 extraídas e adaptadas do estudo elaborado por Valdir Pignatta e Silva [14] é possível analisar os diferentes comportamentos das curvas de massividade para uma determinada temperatura em função do tempo; as oscilações verificadas ao longo das curvas dependem também das dimensões do tipo de elemento analisado.

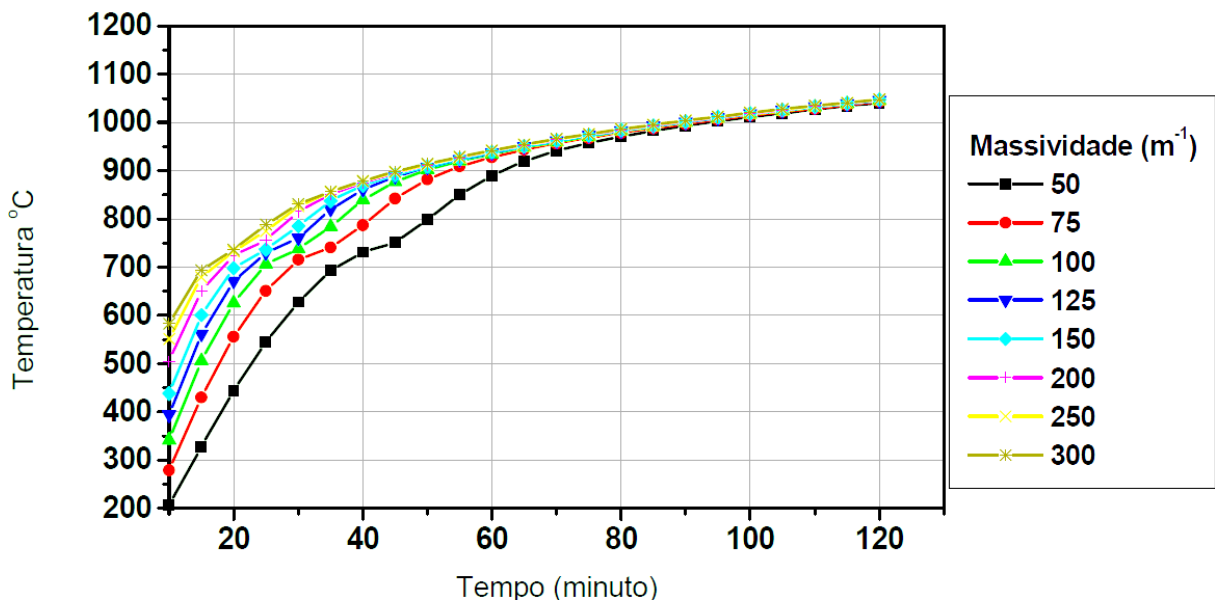


Fig 3.12 - Gráfico das curvas de massividade para as diversas temperaturas em função do tempo

Na tabela 3.1 são dados os valores da temperatura com maior precisão considerando o tempo e massividade do elemento em análise.

Tabela 3.1 – Tabela das temperaturas em função do tempo e da massividade

Tempo(min)	Massividade							
	50	75	100	125	150	200	250	300
10	207	279	341	394	438	505	551	583
15	328	430	506	561	601	651	679	694
20	444	556	626	671	698	724	733	736
25	545	651	706	730	737	756	775	788
30	628	716	738	760	785	815	826	831
35	693	741	784	820	838	851	856	857
40	731	787	840	861	870	875	878	879
45	751	842	877	888	892	895	897	898
50	799	882	902	907	909	912	913	914
55	850	909	920	923	925	927	928	929
60	890	928	935	937	939	941	942	942
65	920	944	948	950	951	953	954	954
70	941	957	960	962	963	964	965	966
75	958	968	971	973	974	975	976	976
80	971	979	982	983	984	985	986	986
85	983	989	991	993	993	994	995	995
90	993	998	1000	1001	1002	1003	1004	1004
95	1003	1007	1009	1010	1011	1011	1012	1012
100	1011	1015	1017	1018	1019	1019	1020	1020
105	1019	1023	1024	1025	1026	1026	1027	1028
110	1027	1029	1032	1033	1033	1034	1034	1035
115	1034	1037	1039	1039	1040	1041	1041	1041
120	1041	1044	1045	1046	1047	1047	1048	1048

Consoante as dimensões dos perfis submetidos ao fogo vão ser obtidas diferentes respostas e como seria de esperar perfis com banzos e almas mais espessas demoram mais tempo a atingir temperaturas mais elevadas do que perfis mais esbeltos (ver Figura 3.13).



Fig 3.13 - Elemento à esquerda representa um perfil com alto fator de forma e à direita temos outro elemento mas agora com um baixo fator de forma

Quanto maior for o fator de massividade, maior será aumento da temperatura do perfil. Analisando as figuras 3.12 e a tabela 3.1, chega-se à conclusão que os perfis esbeltos são aqueles que possuem maior fator de massividade e portanto são os que entram em equilíbrio térmico com o ambiente mais rapidamente.

De referir que a distribuição de temperaturas nos elementos de aço tem de ser calculada através de uma análise térmica mais precisa no caso em que os elementos de aço estejam em contato com alvenaria ou betão.

É permitido adotar, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade indicados na Figura 3.14.

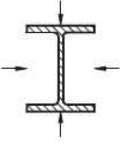
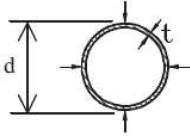
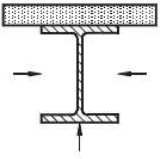
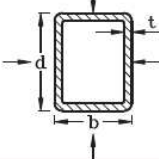
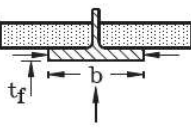
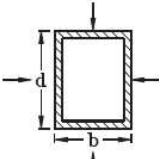
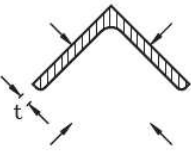
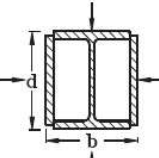
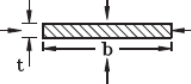
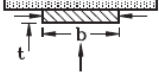
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira de exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2+\sqrt{2}}{2t}$ 	<p>Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t}{bt}$ 

Fig 3.14 – Fator de massividade para elementos estruturais sem material de revestimento (adaptado de [13])

### 3.4.4.2. ESTRUTURAS COM PROTEÇÃO TÉRMICA

A elevação de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  em graus Celsius, de um elemento estrutural com proteção térmica situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contra fogo, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \times (F) \times (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \times \Delta t}{t_m c_a \rho_a \left(1 + \frac{\xi}{4}\right)} - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{4/\xi + 1}, \text{ mas com } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad (3.24)$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} \times t_m \times (F) \quad (3.25)$$

onde:

$c_m$  - é o calor específico do material de proteção térmica, em joules por quilograma e por grau Celsius;

$t_m$  - é a espessura do material de revestimento contra fogo, em metros;

$\theta_{a,t}$  - é a temperatura do aço no tempo  $t$ , em graus Celsius;

$\theta_{g,t}$  - é a temperatura dos gases no tempo  $t$ , em graus Celsius;

$\lambda_m$  - é a condutividade térmica do material de proteção térmica, em watts por metro e por grau Celsius;

$\rho_m$  - é a massa volúmica do material de revestimento contra fogo, em quilogramas por metro cúbico;

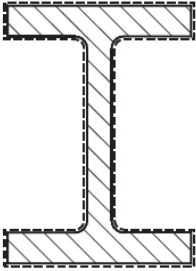
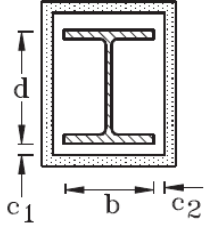
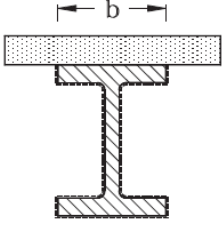
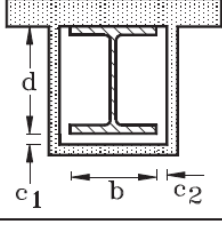
$\Delta t$  - Intervalo de tempo (em segundos não podendo ser maior do que 30 segundos)

Ao termos elementos estruturais que apresentem humidade, o cálculo do aumento da temperatura do aço poderá ter de ser modificado por meio de ensaios realizados em laboratório.

Todo este processo não pode ser aplicado quando o revestimento contra fogo é uma tinta intumescente ou um material que se comporte de forma similar a estas tintas em situação de incêndio.

A proteção térmica nos elementos estruturais vai reduzir a massividade da seção ajudando a manter o seu equilíbrio térmico.

Algumas expressões para determinação de valores de cálculo do fator de massividade para elementos estruturais de aço com proteção térmica são dadas na figura 3.15.

Situação	Descrição	Fator de massividade ( $u_m/A_g$ )
	Seção com revestimento tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa <sup>a)</sup> , de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa <sup>a)</sup> , de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d+b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

<sup>a</sup> Válido apenas para  $c_1$  e  $c_2$  inferiores ou iguais a  $d/4$ .

Fig 3.15 – Fator de massividade para elementos estruturais com proteção térmica (adaptado de [13])

Na Figura 3.15 o material de revestimento contra fogo pode contornar o perímetro da seção transversal do elemento (revestimento tipo contorno) ou envolver como caixa a seção transversal do elemento (revestimento tipo caixa).

### 3.5 COMPORTAMENTO DO AÇO E DO BETÃO EM INCÊNDIO

Para uma melhor compreensão sobre o comportamento das estruturas mistas quando expostas a elevadas temperaturas convém analisar o comportamento isolado dos seus materiais, o aço e o betão. Assim salientam-se as suas relações de resistência e de módulos de elasticidade em função da temperatura.

Atualmente reconhece-se que a capacidade resistente do betão (EC2, 2004), do aço (EC3, 2003) e das estruturas mistas (EC4, 2003), em situação de incêndio diminui devido à degradação das suas propriedades mecânicas ou então da redução da sua área resistente. Apesar da redução das propriedades mecânicas do betão ser mais acentuada, em função da temperatura (ver figura 3.16), do que a do aço, a temperatura média atingida por um elemento isolado de aço em incêndio é geralmente maior porque é um elemento com menor área.

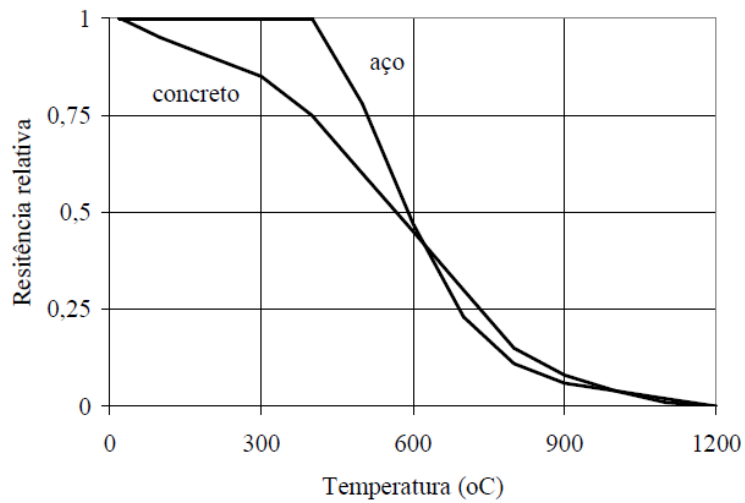


Fig.3.16 – Curvas de redução da resistência em função da temperatura

Analisando a figura 3.16 verifica-se que as propriedades do aço decrescem de forma mais acentuada a partir dos 400°C, intersecando a curva de resistência do betão por volta dos 650°C, curva esta que começa a decrescer a partir da temperatura inicial. O aço tem resistência e módulo de elasticidade reduzidos (Figura 3.7) quando submetidos a altas temperaturas. O betão, além da redução da resistência, perde área resistente devido ao “spalling”. Neste tipo de situações o “spalling” é provocado na superfície do elemento de betão, devido à pressão interna da água ao evaporar-se por causa do incêndio e ao comportamento diferencial dos materiais constituintes do betão que reduzem a sua área resistente e expõem a sua armadura ao fogo (Figura 3.17). Em betões de alta resistência pode ocorrer o “spalling” de forma explosiva, pela maior dificuldade de percolação da água [11].

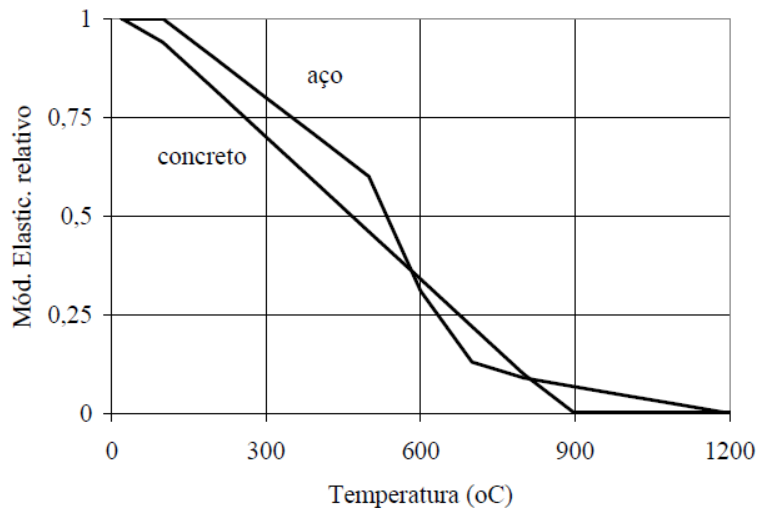


Fig.3.17 – Curvas de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura

Sendo o aço e o betão os materiais utilizados na estrutura a analisar no caso prático do capítulo 6 pode-se partir já do princípio que os elementos vão acabar por perder resistência e rigidez quando submetidos a altas temperaturas.

## 4

## EXIGÊNCIAS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL PARA EDIFICAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 4.1 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

O tempo requerido de resistência ao fogo (daqui em diante designado como TRRF) deve ser entendido como o tempo mínimo (descrito em minutos) a que os elementos construtivos devem resistir, assegurando a sua integridade, estanqueidade e isolamento perante uma determinada ação térmica padronizada num ensaio laboratorial. Segundo o EC4 esta quantidade TRRF é também designada de Resistência (R).

A variável “tempo” é utilizada nas normas como uma medida para a definição do desempenho em incêndio.

Os TRRF poderiam ser calculados pela engenharia de segurança contra incêndio, através de formulações e conceitos científicos rigorosos como o método do tempo equivalente ou método de avaliação de risco. Este último seria extremamente trabalhoso e seria necessário fazê-lo para cada edificação; assim neste trabalho opta-se por retirar os TRRF através do método tabular, que determina através de uma forma empírica os tempos em função do uso da edificação e das suas dimensões.

Na figura 4.1 é atingida uma temperatura máxima na estrutura quando exposta ao incêndio natural. Sendo esta temperatura uniformemente distribuída, é possível a partir de expressões de transferência de calor determinar a curva temperatura-tempo no elemento.

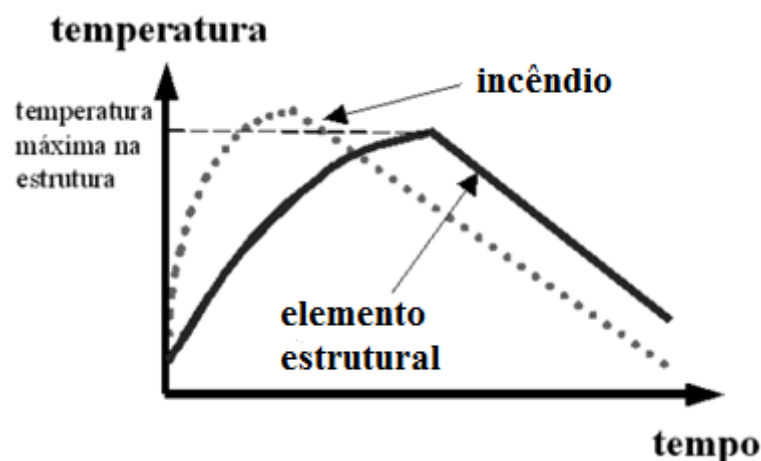


Fig. 4.1 – Curva temperatura-tempo do incêndio e da estrutura segundo a curva natural (adaptado de [8])

O dimensionamento da estrutura para esta temperatura máxima asseguraria uma resistência ao fogo adequada durante a vida útil da estrutura. No entanto, na prática é empregada a curva-padrão para o seu dimensionamento não apresentando por isso um ponto de máximo (Figura 4.2).

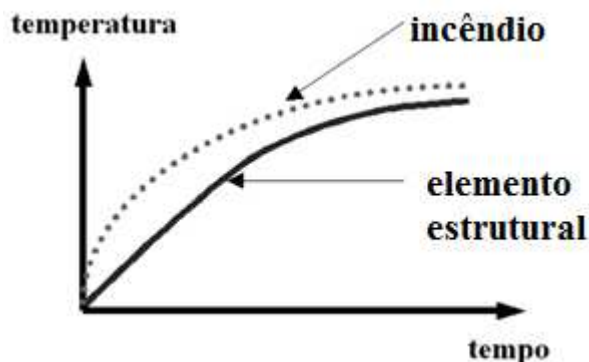


Fig. 4.2 – Curva temperatura-tempo do incêndio e da estrutura segundo a curva-padrão (adaptado de [8])

Por ser mais prático utilizar a curva-padrão admite-se o TRRF em função do risco de incêndio (tipo de ocupação e altura) avaliado para as edificações, sendo este estabelecido em normas ou códigos. Ao termos os TRRF para uma dada edificação é possível dimensionar a estrutura para resistir ao fogo para que sejam tomadas todas as medidas preventivas necessárias. Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) exigíveis para a aplicação da Norma 14432:2001 [16] são especificados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), valores fornecidos em minutos

Grupo	Profundidade do solo		Altura da edificação				
	Classe S2	Classe S1	Classe P1	Classe P2	Classe P3	Classe P4	Classe P5
	hs>10m	hs≤ 10 m	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23<h≤30m	h>30m
A	90	60(30)	30	30	60	90	120
B	90	60	30	60(30)	60	90	120
C	90	60	60(30)	60(30)	60	90	120
D	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
E	90	60(30)	30	30	60	90	120
F	90	60	60(30)	60	60	90	120
G	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
	90	60(30)	30	30	30	30	60
H	90	60	30	60	60	90	120
I	90	60(30)	30	30	60	90	120
	120	90	60(30)	60(30)	90(60)	120(90)	120
J	90	60(30)	30	30	30	30	60
	120	90	60	60	90(60)	120(90)	120

Referir que os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo desde que a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a  $500 m^2$  e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha uma área menor ou igual a  $750 m^2$ . De acordo com a NBR 14432 considera-se como altura do edifício para verificações em situações de incêndio o último piso ao qual as pessoas têm acesso.

Mas antes de se tirar os TRRF, e pelo facto das edificações não serem todas iguais é necessário agrupar as edificações em vários grupos dividindo-as pela sua ocupação/uso assim como a sua divisão dentro de um grupo em específico que poderá ser consultada na norma NBR 14432 [16].

Tabela 4.2 – Tabela com as ocupações/usos e divisões dos respetivos grupos referidos na tabela 4.1

<b>Grupo</b>	<b>Ocupação/uso</b>	<b>Divisão</b>
A	Residencial	A-1 a A-3
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2
C	Comercial varejista	C-1 a C-3
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6
F	Locais de reunião de público	F-1,F-2,F-5,F-6,F-8
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5
		G-1 e G-2 abertos lateralmente
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5
I	Industrial	I-1
		I-2
J	Depósitos	J-1
		J-2

Em relação ao edifício do caso prático do capítulo 6 pode-se dizer que esta edificação está inserida no Grupo D (Serviços profissionais, pessoais e técnicos), no qual a descrição deste grupo são de locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios (onde como exemplo acabam por aparecer os escritórios administrativos ou técnicos).

#### 4.2 NBR 14432:2001

A partir de 31/12/2001 entrou em vigor no Brasil a norma NBR 14432:2001[16] estabelecendo assim as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação dos edifícios para que, no caso de uma situação de incêndio, seja evitado o seu colapso.

Para os espaços considerados de compartimentação, estes devem obedecer a requisitos de estanqueidade e isolamento por um determinado tempo para possibilitar:

- a fuga dos indivíduos da edificação em condições de segurança;

- segurança durante as operações de combate ao incêndio;
- minimização de danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública.

Estanqueidade pode ser definida como a capacidade de um elemento construtivo em impedir a ocorrência de rachaduras ou aberturas, através das quais podem passar chamas e gases quentes capazes de proliferar o fogo. Já o isolamento é a capacidade que um elemento construtivo tem de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores que 140°C na média dos pontos medidos ou maiores que 180°C em qualquer ponto [15].

### 4.3 LEGISLAÇÃO PORTUGUESA

Os requisitos a ter em conta para a resistência ao fogo são descritos no EC4 na Parte 1.2, do Sub capítulo 2.1.2 que estabelece os critérios E (estanqueidade a chamas e gases inflamáveis), I (isolamento térmico) e R (resistência mecânica ou capacidade de suporte de carga) como demonstrado na Figura 4.3.

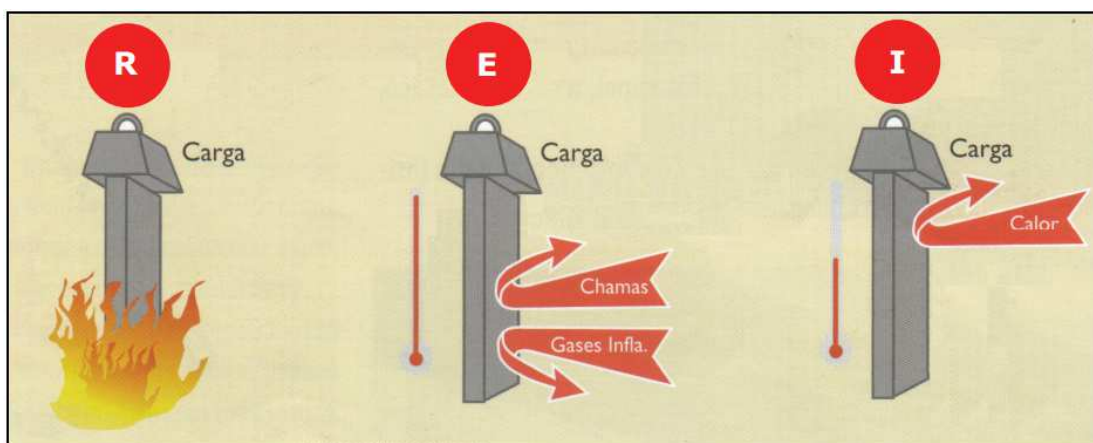


Fig. 4.3 – Requisitos a considerar para a resistência ao fogo

Segundo a legislação portuguesa [17] os edifícios e todos os recintos em risco de incêndio podem ser da 1.<sup>a</sup>, 2.<sup>a</sup>, 3.<sup>a</sup> e 4.<sup>a</sup> categorias, nos termos dos quadros I a X do anexo III da respectiva legislação, sendo consideradas respectivamente de risco reduzido, risco moderado, risco elevado e risco muito elevado.

Os edifícios são divididos em XII utilizações-tipo sendo que apenas vamos analisar os aspetos referentes ao edifício a analisar no capítulo 6, ou seja todas as restrições associadas às utilizações-tipo III «administrativos» já que o edifício é composto por escritórios.

Na legislação portuguesa o “Tipo III «administrativos», corresponde a edifícios ou partes de edifícios onde se desenvolvem actividades administrativas, de atendimento ao público ou de serviços, nomeadamente escritórios, repartições públicas, tribunais, conservatórias, balcões de atendimento, notários, gabinetes de profissionais liberais, espaços de investigação não dedicados ao ensino, postos de forças de segurança e de socorro, excluindo as oficinas de reparação e manutenção” [17].

Em relação às utilizações-tipo III o que interessa analisar é a altura da utilização-tipo e o seu efectivo, a que se refere à tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Categorias de risco da utilização-tipo III

Categoria	Valores máximos referentes à utilização-tipo III	
	Altura da UT III	Efetivo da UT III
1ª	≤ 9m	≤ 100
2ª	≤ 28m	≤ 1000
3ª	≤ 50 m	≤ 5000
4ª	> 50 m	> 5000

Em relação à classificação das categorias de risco de cada uma das utilizações-tipo pode-se dizer que tem de ser a mais baixa que satisfaça integralmente os critérios indicados nos quadros constantes do anexo III decreto-lei [17], sendo que em relação ao edifício do capítulo 6 será a Tabela 4.3.

Consequentemente é atribuída a categoria de risco superior a uma dada utilização-tipo, sempre que for excedido um dos valores da classificação na categoria de risco.

#### 4.4 MEDIDAS DE AUTOPROTECÇÃO

De acordo com a legislação portuguesa a autoprotecção e a gestão de segurança contra incêndios em edifícios e recintos, durante a exploração ou utilização dos mesmos, baseia-se nas seguintes medidas:

- a) Medidas preventivas, que tomam a forma de procedimentos ou planos de prevenção, conforme a categoria de risco;
- b) Medidas de intervenção em caso de incêndio, que tomam a forma de procedimentos ou de planos de emergência interno, conforme a categoria de risco;
- c) Registo de segurança onde devem constar os relatórios de vistoria, inspecção, e a relação de todas as acções de manutenção e ocorrências directa ou indirectamente relacionadas com a segurança contra incêndios em edifícios;
- d) Formação em segurança contra incêndios em edifícios, sob a forma de acções destinadas a todos os funcionários e colaboradores das entidades exploradoras, ou então uma formação específica especialmente destinada aos delegados de segurança e outros elementos que possam lidar com situações de maior risco de incêndio;
- e) Simulacros, para testar o plano de emergência interno e treino dos ocupantes com vista a criação de rotinas de comportamento e aperfeiçoamento de procedimentos.

O plano de segurança interno é constituído pelo plano de prevenção, pelo plano de emergência interno e pelos registos de segurança, havendo além disto simulacros de incêndio realizados com a periodicidade máxima, definida no regulamento técnico mencionado no artigo 15º [18].

Já em relação às normas brasileiras pode-se evidenciar dois tipos de protecção, a ativa e a passiva.

Em relação à protecção ativa o tipo de protecção contra incêndio é ativado manualmente ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de protecção contra incêndio.

Já a protecção passiva é um conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do

incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários e a entrada no edifício para o desenvolvimento das ações de combate ao fogo.

#### **4.5 MATERIAIS DE PROTEÇÃO TÉRMICA**

De referir que existem tabelas que indicam as espessuras adequadas dos materiais de proteção de contorno necessários em função do fator de massividade, da resistência ao fogo requerida regulamentarmente e do tipo de elemento: viga ou pilar.

O aço é um material com grande capacidade de condução térmica, ou seja, quanto mais longa for a sua exposição a um incêndio, maior será a sua temperatura e, conseqüentemente, a sua degradação mecânica. Para contornar este problema, frequentemente são utilizados materiais de proteção térmica contra incêndio. Em termos gerais, estes materiais devem apresentar as seguintes características [13]:

- Baixa massa volúmica aparente;
- Baixa condutividade térmica
- Alto calor específico;
- Adequada resistência mecânica (quando expostos a impactos);
- Garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- Custo compatível.

Os vários métodos e sistemas de proteção geralmente utilizados podem agrupar-se da seguinte forma:

- Proteção envolvendo o elemento: Pintura intumescente, materiais projetados, envolvimento por betão ou proteção em caixão;
- Proteção com resguardos ou ecrãs;
- Irrigação do aço.

Os materiais utilizados na proteção para além de serem bons isolantes térmicos devem possuir boa resistência aos choques e aos impactos, bem como boa aderência aos elementos a proteger, para evitar a sua separação provocada pelo aumento da temperatura ou pela excessiva deformação da estrutura. Os tipos mais comuns de materiais de proteção térmica são:

- Argamassas projetadas;
- Fibras projetadas;
- Placas de lã de rocha;
- Placas de gesso acartonado;
- Mantas;
- Tintas intumescentes.

# 5

## DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS MISTOS

### 5.1 ENQUADRAMENTO DAS NORMAS E DO DIMENSIONAMENTO

Ao expor a elevadas temperaturas os elementos estruturais de betão e aço, estes vão degenerando as suas características físicas e químicas, causando assim a redução da sua resistência e rigidez. Este facto têm de ser considerado para um correto dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

As exigências estruturais para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e betão referente à verificação da sua resistência ao fogo em Portugal estão na parte 1.2 do EC 4, sendo que no Brasil é a remodelada NBR 14323 que saiu em Agosto de 2013 que estabelece os requisitos em situação de incêndio das edificações abrangidas pelas normas NBR 8800 e NBR 14762, conforme os requisitos de resistência ao fogo, prescritos pela NBR 14432.

Ambas as normas, para poderem fazer de uma forma correta a verificação da estabilidade ao fogo de um elemento estrutural, têm de analisar o seu comportamento no domínio do tempo, temperatura e resistência, passando obrigatoriamente pelos seguintes passos [25]:

- 1) Definição das ações térmicas;
- 2) Definição das ações mecânicas;
- 3) Cálculo da temperatura dos elementos ao longo do tempo (aspeto explicado no capítulo 3);
- 4) Determinação dos esforços internos na estrutura ao longo do tempo;
- 5) Determinação da capacidade resistente;
- 6) Verificação da resistência ao fogo;

### 5.2 DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS-SEGUNDO NBR 14323

Para o dimensionamento das lajes mistas, sem material de proteção ao fogo, é necessário cumprir as regras apresentadas para o critério de estanqueidade, isolamento térmico e capacidade resistente. Estas regras apenas são aplicáveis à verificação da segurança em situação de incêndio para lajes simplesmente apoiadas ou contínuas isto quando expostas ao incêndio pela face inferior.

O critério de estanqueidade pode ser considerado satisfeito, apenas pela presença da fôrma de aço (representada pela linha inferior a negro da Figura 5.1).

A resistência ao fogo de uma laje de betão apenas com a fôrma de aço incorporada, incluindo ou não armadura adicional, pode ser considerada de no mínimo 30 minutos, desde que seja verificado o critério de isolamento térmico.

Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura mínima efetiva da laje,  $h_{ef}$ , deve ser maior ou igual ao valor dado na Tabela 5.1, conforme o tempo requerido de resistência ao fogo.

Tabela 5.1 – Espessura mínima da laje em função do TRRF

TRRF (min)	Espessura efetiva mínima $h_{ef}$ (mm)
I 30	60
I 60	80
I 90	100
I 120	120

A espessura efetiva da laje,  $h_{ef}$  é dada por:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \times \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3}, \text{ para } \frac{h_2}{h_1} \leq 1.5 \text{ e } h_1 > 40\text{mm} \quad (5.1)$$

ou

$$h_{ef} = h_1 \left\{ 1 + 0.75 \times \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right\} \text{ para } \frac{h_2}{h_1} > 1.5 \text{ e } h_1 > 40\text{mm} \quad (5.2)$$

onde as dimensões  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$ ,  $l_1$ ,  $l_2$  e  $l_3$  são definidas na Figura 5.1, sendo  $h_2$  a altura até à forma,  $h_1$  altura do betão na laje e  $h_3$  a altura do revestimento aplicado no piso. Se  $l_3 > 2 \times l_1$ , a espessura efetiva considera-se igual a  $h_1$ .

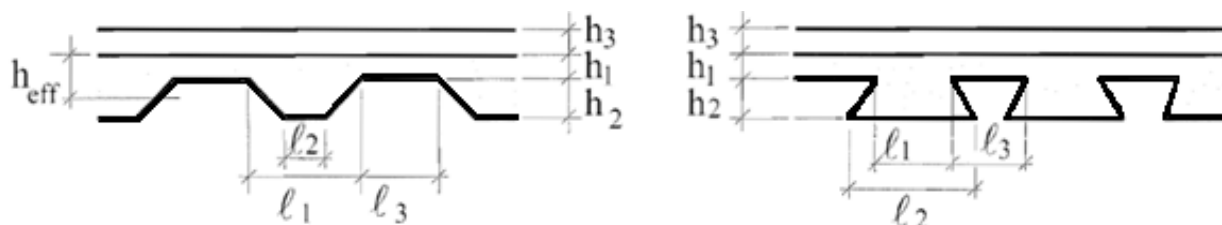


Fig. 5.1 – Dimensões da seção transversal da laje mista trapezoidal à esquerda e para as lajes mistas com reentrâncias à direita

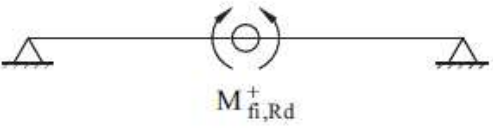
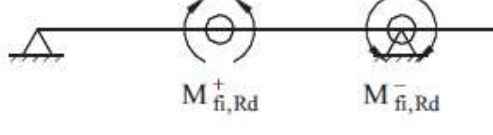
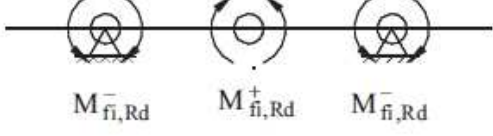
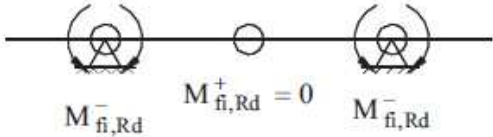
Caso a laje seja revestida na face superior por material incombustível a sua espessura efetiva pode ser reduzida para uma espessura equivalente em betão, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais.

Quando for usado betão de baixa densidade, os valores da Tabela 5.1 podem ser reduzidos em 10%.

A capacidade resistente de lajes com fôrma de aço incorporada em situação de incêndio pode ser determinada por meio de análise plástica global, considerando os valores dos momentos positivo e negativo resistentes de cálculo ( $M_{fi,Rd}^+$  e  $M_{fi,Rd}^-$ ) e os modos de colapso possíveis (ver Tabela 5.2) que dependem da existência ou não de armaduras positiva ou negativa no interior do betão acima da fôrma de aço.

No âmbito desta dissertação apenas se explicará o dimensionamento para o momento positivo. Se for necessário fazer verificações adicionais para dimensionar elementos para momentos negativos basta consultar a norma na mesma seção onde é explicado o dimensionamento das lajes para momentos positivos.

Tabela 5.2 – Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes (adaptado de [13])

Sistema estático e modo de colapso <sup>a)</sup>	Condição necessária
<p>Laje sem armadura negativa (colapso por rótula plástica sob momento positivo na seção central)</p> 	$M_{fi,Rd}^+ \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p>ou</p> $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^+}{L^2}$
<p>Laje com armadura negativa apenas em um apoio e armadura positiva</p> 	$M_{fi,Rd}^+ + 0,45M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p>ou</p> $q_{fi,d} \leq \frac{(8M_{fi,Rd}^+ + 3,6M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
<p>Laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva</p> 	$M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p>ou</p> $q_{fi,d} \leq \frac{8(M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
<p>Laje com armaduras negativas nos dois apoios e sem armadura positiva</p> 	$M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p>ou</p> $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^-}{L^2}$

Na figura acima podemos ver os diversos modos de colapso possíveis, assim como a expressão que precisa ser satisfeita para que a laje mista não falhe em situação de incêndio. Nesta tabela, é considerado que o vão da laje (distância entre duas vigas de apoio da laje) é  $L$  e que atua uma carga uniformemente distribuída de cálculo,  $q_{fi,d}$ , numa determinada largura de influência.

O momento fletor positivo resistente de cálculo da laje corresponde ao momento de plastificação, obtido com base no diagrama de tensões da seção da laje totalmente plastificada (considerando uma largura de influência igual à considerada para a carga uniformemente distribuída de cálculo ( $q_{fi,d}$ )).

No cálculo desse momento, devem ser determinadas as forças de tração proporcionada pela armadura positiva, pelos componentes do perfil de aço (banzo inferior, alma e banzo superior) e pela chapa perfilada assim como a força de compressão proporcionada pelo betão, que devem estar em equilíbrio.

Existindo assim duas possibilidades para a posição da linha neutra plástica, podendo esta estar acima da fôrma de aço ou então na fôrma de aço, o mais provável para resistências ao fogo superiores a 30 minutos (resistência mínima para uma laje mista) é que o eixo neutro esteja acima. No entanto ambas as situações são demonstradas na NBR:8800.

Do lado da segurança, as contribuições da eventual armadura negativa e do betão tracionado são desprezadas, podendo-se também optar por desprezar a contribuição da fôrma de aço.

A força de compressão resistente proporcionada pelo betão pode ser tomada à temperatura ambiente, conforme a NBR 6118, considerando a tensão igual a  $f_{ck}$ .

A força proporcionada pela armadura positiva é igual ao produto da sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_s$ . Essa temperatura pode ser obtida por meio da expressão seguinte, válida para qualquer posição no interior da nervura:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \left( \frac{u_3}{h_2} \right) + c_2 z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + c_5 \frac{1}{l_3} \quad (5.3)$$

$c_0, c_1, c_2, c_3, c_4$  e  $c_5$  são coeficientes dados na tabela 5.3 em função do TRRF e do tipo de betão.

Tabela 5.3 – Tabela com os Coeficientes de  $c_0$  a  $c_5$  para a determinação da temperatura na armadura (adaptado de [13])

Tipo de concreto	TRRF (min)	$c_0$ (°C)	$c_1$ (°C)	$c_2$ (°C.mm <sup>0.5</sup> )	$c_3$ (°C.mm)	$c_4$ (°C/°)	$c_5$ (°C.mm)
Densidade normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Baixa densidade	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

$z$  é um fator que indica a posição da armadura, dado por:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}} \quad (5.4)$$

Sendo  $u_{f1}, u_{f2}$  e  $u_{f3}$  as menores distâncias, em milímetros, do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço, como especificado na Figura 5.2.

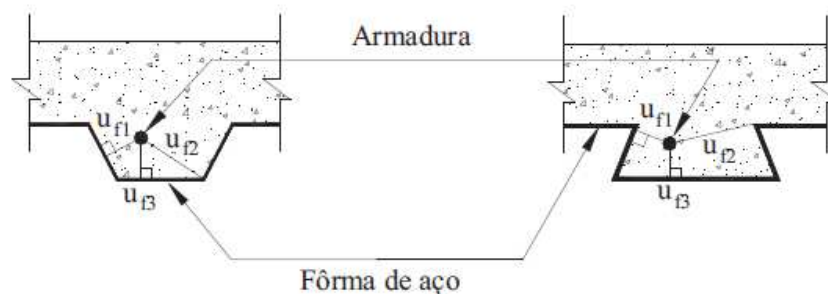


Fig. 5.2 – Posição geométrica da armadura

$A/L_r$  é a relação entre a área da seção transversal de betão dentro da nervura e a superfície da nervura, dado por:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left( \frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} \quad (5.5)$$

Sendo  $l_1$ ,  $l_2$ , e  $h_2$  dados na Figura 5.1.

$\alpha$  por fim é o ângulo formado entre a alma da fôrma e o eixo horizontal, em graus, dado por:

$$\alpha = \arctan \left( \frac{2h_2}{l_1 - l_2} \right) \quad (5.6)$$

A resistência ao escoamento da armadura na temperatura  $\theta_s$  pode ser calculada com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços da tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Tabela com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços (adaptado de [13])

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados <sup>a)</sup> $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados <sup>a)</sup> $k_{y0,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados <sup>a)</sup> $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados <sup>a)</sup> $k_{E0,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

<sup>a)</sup> Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

Para uma posterior comparação com o eurocódigo também se refere na tabela 5.5 os fatores de redução para o betão referentes à norma brasileira.

Tabela 5.5 – Fatores de redução de betões a elevadas temperaturas (adaptado de [13])

Temperatura do concreto $\theta_c$ (°C)	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto <sup>a)</sup>		Deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ck,\theta}$ <sup>a)</sup> $\epsilon_{cu,\theta} \cdot X \cdot 10^3$
	$k_{c,\theta}$		
	Densidade normal	Baixa densidade	
20	1,000	1,000	2,5
100	1,000	1,000	3,5
200	0,950	1,000	4,5
300	0,850	1,000	6,0
400	0,750	0,880	7,5
500	0,600	0,760	9,5
600	0,450	0,640	12,5
700	0,300	0,520	14,0
800	0,150	0,400	14,5
900	0,080	0,280	15,0
1000	0,040	0,160	15,0
1100	0,010	0,040	15,0
1200	0,000	0,000	15,0

<sup>a</sup> Para valores intermediários da temperatura do concreto pode ser feita interpolação linear.

A temperatura de cada parte da fôrma de aço (banzo inferior, alma e banzo superior) obtêm-se pela seguinte expressão:

$$\theta_i = b_0 + b_1 \frac{1}{l_3} + b_2 \frac{A}{L_r} + b_3 \Phi + b_4 \Phi^2 \quad (5.7)$$

Onde:

$\Phi$  é o fator de configuração ou fator de vista da mesa superior da fôrma, igual a:

$$\Phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}}{l_3} \quad (5.8)$$

Sendo  $b_0$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  e  $b_4$  coeficientes dados na tabela 5.6 para cada parte componente da fôrma em função do TRRF e do tipo de betão.

Tabela 5.6 – Tabela de Coeficientes de  $b_0$  a  $b_4$  para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço (adaptado de [13])

Tipo de concreto	TRRF (min)	Partes da fôrma de aço	$b_0$ (°C)	$b_1$ (°C.mm)	$b_2$ (°C.mm)	$b_3$ (°C)	$b_4$ (°C)
Densidad e normal	60	Mesa inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Mesa superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Mesa inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Mesa superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Mesa inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Mesa superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Baixa densidade	30	Mesa inferior	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Alma	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Mesa superior	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Mesa inferior	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Alma	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Mesa superior	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Mesa inferior	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Alma	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Mesa superior	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Mesa inferior	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Alma	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Mesa superior	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

Como opção para determinar a capacidade resistente, pode ser ainda utilizado um método alternativo em que tendo os valores dos TRRF's (ver tabela 5.7) retira-se a espessura mínima necessária de betão para que a resistência ao carregamento das lajes mistas em situação de incêndio possa ser considerada adequada, tendo a estrutura que serve de suporte à laje pelo menos a mesma resistência ao fogo.

Tabela 5.7 – Espessura mínima do betão acima da fôrma de aço

TRRF (min)	Espessura mínima $h_{ef}$ do betão(mm)	
	Densidade normal	Densidade baixa
60	90	65
90	100	75
120	110	85

As vigas que servem de suporte à laje devem ser dimensionadas como vigas mistas de acordo com esta norma NBR 14323 e possuir conectores de cisalhamento com espaçamento não superior à largura da fôrma ou 800 mm, adotando-se o menor valor [15].

Em relação às lajes mistas já com o material de revestimento contra fogo a norma diz que se pode aumentar a resistência em situação de incêndio através da:

- colocação de material de revestimento contra fogo na face inferior da fôrma de aço.
- colocação de forros suspensos que proporcionem revestimento térmico (comprovando-se devidamente que os mesmos se vão manter íntegros durante a ocorrência do incêndio).

A espessura efetiva mínima necessária para se garantir o critério de isolamento térmico também pode ser obtida através de uma espessura equivalente em betão, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais aço e betão pertencentes ao elemento em questão.

O critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 350°C [15].

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS-SEGUNDO EC4-PARTE 1.2

Em relação ao EC4 para dimensionar lajes maciças, estas necessitam de respeitar limites impostos relativos ao nível da secção de betão e ao nível das condições de apoio da chapa perfilada.

Para uma laje sem funções de contraventamento as espessuras mínimas da secção transversal são demonstradas na figura 5.3.

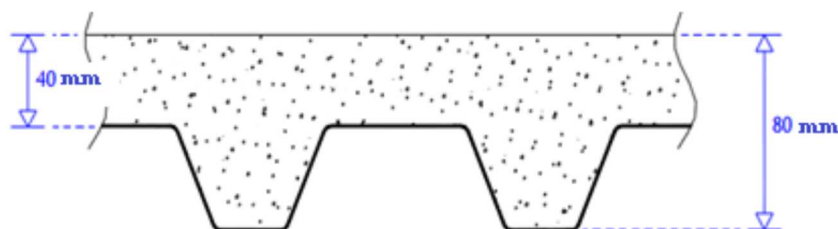


Fig. 5.3 – Espessuras mínimas [mm] da secção transversal de uma laje sem funções de contraventamento [19]

Para uma laje que faz parte de uma viga mista a espessura total é a demonstrada na figura 5.4.

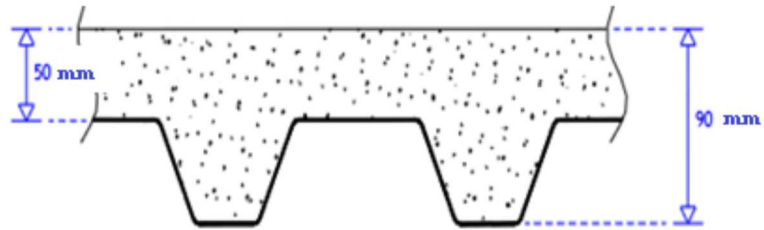


Fig. 5.4 – Espessuras mínimas [mm] da seção transversal de uma laje que faz parte de uma viga mista [19]

Requisitos de distâncias mínimas (em mm) para permitir que a fixação da chapa ocorra sem danificação dos apoios e para impedir o colapso devido a possíveis deslocamentos acidentais durante a construção (ver Figura 5.5).

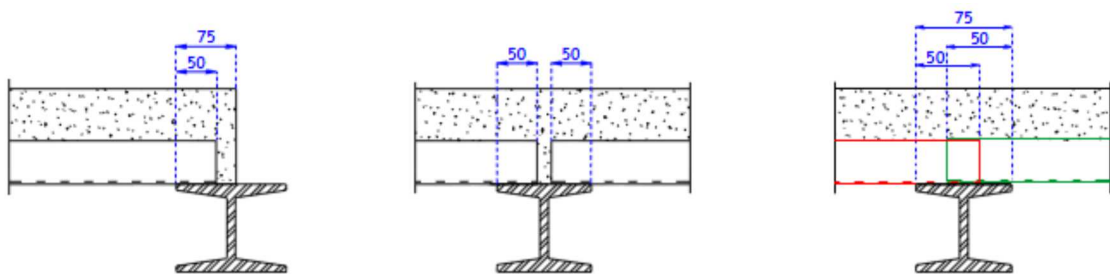


Fig. 5.5 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa em vigas metálicas [19]

Caso seja necessário aumentar a resistência aos momentos fletores negativos e garantir a continuidade e limitar a fendilhação nos apoios, pode-se proceder à colocação de armaduras nos apoios intermédios.

Os requisitos a ter em conta para a resistência ao fogo são descritos no EC4 (parte 1.2)[15], que estabelece os critérios E (integridade), I (isolamento) e R (resistência mecânica) explicados em maior detalhe no capítulo 3 desta dissertação.

No caso de se pretender adoptar lajes mistas com resistência ao fogo que ultrapasse os 30 minutos pode-se recorrer às seguintes medidas:

- Colocação de armaduras adicionais dispostas longitudinalmente centradas no interior das nervuras elevadas a 30 mm relação à chapa perfilada, podendo ser interrompidas na zona dos apoios (ver Figura 5.6);

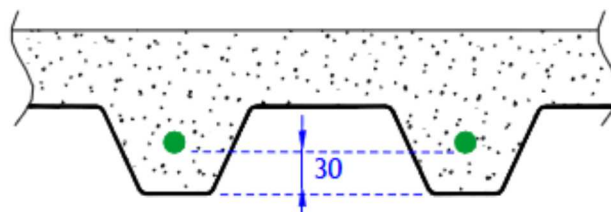


Fig. 5.6- Disposição da armadura adicional para momentos positivos [19]

- Adopção de protecções na face inferior da chapa perfilada através de:
  - Tectos falsos adequados (por exemplo, com recurso a placas de gesso cartonado);
  - Projeção de argamassa;

- Pintura com tintas intumescentes (tintas com a aparência de uma pintura convencional que, quando aquecidas acima de 200°C, passam por um processo de expansão volumétrica formando uma espuma isolante evitando assim que o perfil metálico atinja temperaturas críticas onde sua estabilidade estrutural possa ser comprometida) [19].

As armaduras mencionadas podem-se dispor da forma ilustrada na Figura 5.7.

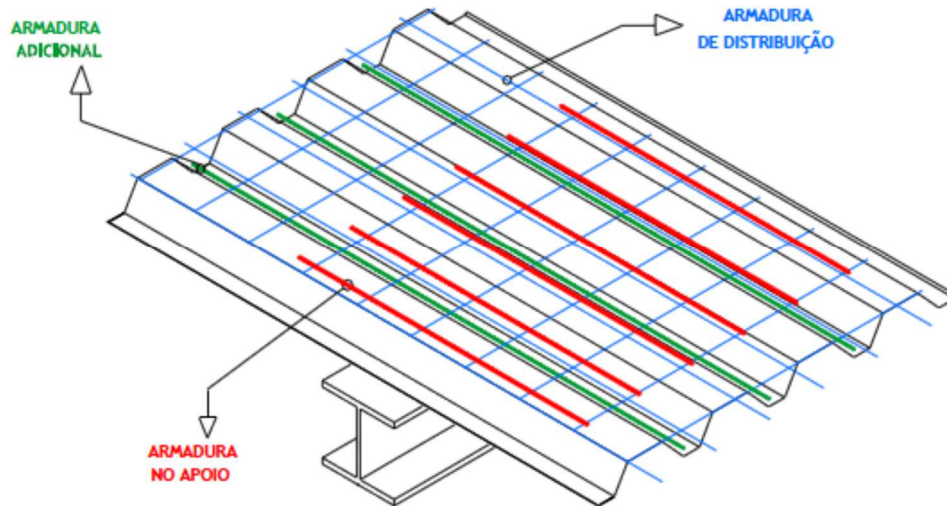


Fig. 5.7 – Disposição das diferentes armaduras [19]

Considerando que a resistência à flexão deve ser determinada através de análise plástica, as expressões 5.9 e 5.10 retiradas do EC4 e utilizadas tanto para o dimensionamento das lajes como para o das vigas mistas, calculam respectivamente o eixo neutro plástico e o seu momento resistente.

O eixo neutro calcula-se através da seguinte expressão:

$$\sum_{i=1}^n A_i K_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f,i,a}} \right) + \alpha \sum_{j=1}^m A_j K_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f,i,c}} \right) = 0 \quad (5.9)$$

Onde:

$\alpha$  é o coeficiente tido em consideração para um bloco rectangular de betão quando se está a dimensionar lajes mistas,  $\alpha$  (lajes) = 0.85;

$f_{y,i}$  é a força nominal  $f_y$ , para a area elemental de aço  $A_i$ , tomada como positiva no lado da compressão do eixo neutro plástico e tomada como negativa do lado da tração;

$f_{c,j}$  é a força de dimensionamento para uma área elemental de betão  $A_j$  a 20°C;

Os fatores de redução  $K_{y,\theta,i}$  e  $K_{c,\theta,j}$  são definidos nas tabelas 5.8 e 5.9;

Tabela 5.8 – Fatores de redução do aço para elevadas temperaturas (adaptado de [15])

Steel Temperature $\theta_{a1}$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	1,00
500	0,60	0,360	0,78	0,78
600	0,31	0,180	0,47	0,47
700	0,13	0,075	0,23	0,23
800	0,09	0,050	0,11	0,11
900	0,0675	0,0375	0,06	0,06
1000	0,0450	0,0250	0,04	0,04
1100	0,0225	0,0125	0,02	0,02
1200	0	0	0	0

Tabela 5.9 – Valores para betões leves e de normal densidade a elevadas temperaturas (adaptado de [15])

Concrete Temperature $\theta_c$ [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

Comparando a tabela 5.9 com a tabela 5.5 da NBR 14323 verifica-se uma ligeira alteração nos valores designados para as deformações do betão de densidade normal.

O momento resistente para as lajes e vigas mistas é obtido por:

$$M_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i Z_i K_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i,a}} \right) + \alpha \sum_{j=1}^m A_j Z_j K_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_i,c}} \right) \quad (5.10)$$

Onde:

Z é a distância do eixo neutro plástico ao centro da área a considerar  $A_i$  ou  $A_j$ ;

Após uma análise cuidada ao EC4 encontrando-se lá também a tabela 5.1 verifica-se que às expressões descritas em cima adotadas também para a NBR 14323, acrescenta-se o seguinte cálculo do critério de isolamento térmico [22]:

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \Phi + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3} \quad (5.11)$$

Sendo que esta expressão apresenta a resistência ao fogo em minutos para o elemento a considerar com os valores dos coeficientes  $a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5$  que aparecem na tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Coeficientes para a determinação do critério de isolamento térmico (adaptado de [15])

	$a_0$ [min]	$a_1$ [min/mm]	$a_2$ [min]	$a_3$ [min/mm]	$a_4$ [mm min]	$a_5$ [min]
Normal weight concrete	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Lightweight concrete	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

Outra indicação que aparece no EC4 são os campos de aplicação apropriados para lajes sem proteção a elevadas temperaturas e as respetivas dimensões do tipo de laje adotado (ver Figura 5.8).

for re-entrant steel sheet profiles			for trapezoidal steel sheet profiles		
77,0	≤ $l_1$	≤ 135,0 mm	80,0	≤ $l_1$	≤ 155,0 mm
110,0	≤ $l_2$	≤ 150,0 mm	32,0	≤ $l_2$	≤ 132,0 mm
38,5	≤ $l_3$	≤ 97,5 mm	40,0	≤ $l_3$	≤ 115,0 mm
50,0	≤ $h_1$	≤ 130,0 mm	50,0	≤ $h_1$	≤ 125,0 mm
30,0	≤ $h_2$	≤ 60,0 mm	50,0	≤ $h_2$	≤ 100,0 mm

Fig. 5.8 – Dimensões dos dois tipos de laje: trapezoidal e com reêntrancias (adaptado de [15])

O EC4 acaba por ser mais completo e conservativo do que a norma brasileira pois faz mais um cálculo para o dimensionamento das lajes mistas (expressão 5.11), considera valores maiores para as deformações do betão de densidade normal e indica os campos de aplicação mais apropriados para as lajes sem proteção térmica.

#### 5.4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS – SEGUNDO NBR 14323

Para fazer o dimensionamento de vigas mistas de aço e betão com uma seção transversal tipo I, esta tem de ser apoiada de forma a estar submetida aos esforços, já as vigas mistas em treliça, denominadas de treliças mistas de aço e betão têm de ser bi-apoiadas.

Ao analisarmos uma viga mista com perfil I, sem protecção ao fogo verifica-se que a distribuição de temperatura nesse perfil não é uniforme sendo dividida em três partes (banzo inferior, alma e banzo superior), de acordo com a Figura 5.9.

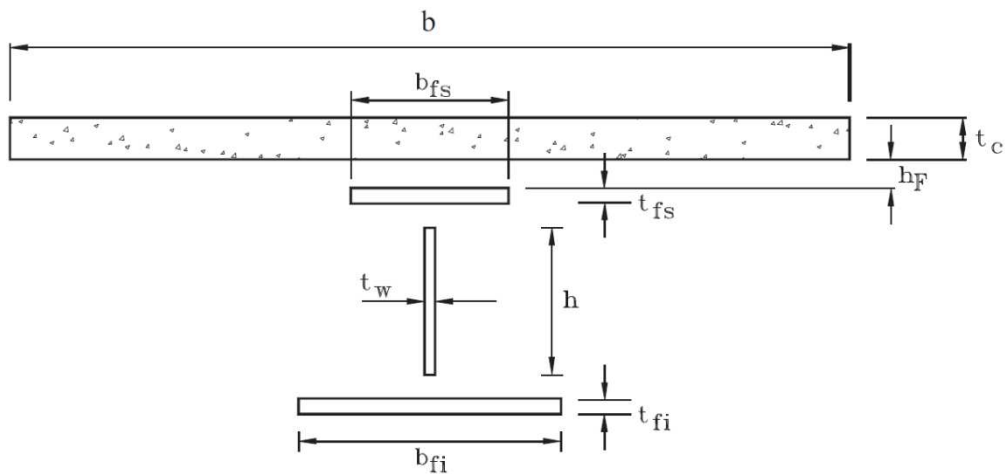


Fig. 5.9 – Divisão dos componentes do perfil I para distribuição de temperatura

Não ocorre transferência de calor entre essas partes nem entre o banzo superior e a laje de betão mas o acréscimo de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  entre os banzos inferiores e os superiores da viga de aço durante o intervalo de tempo  $\Delta t$  deve ser determinado como descrito no capítulo 3.

Para os perfis de aço que não estão envolvidos por material de protecção ao fogo o fator de massividade ( $u/Ag$  ou  $u_m/Ag$ ) é igual a:

- para o banzo inferior:  $2(b_{fi} + t_{fi}) / (b_{fi} t_{fi})$
- para o banzo superior:
  - sobreposta por laje maciça:  $(b_{fs} + 2t_{fs}) / b_{fs}t_{fs}$
  - sobreposta por laje com fôrma metálica incorporada:  $2(b_{fs} + t_{fs}) / b_{fs}t_{fs}$
- para a alma:  $2(h + t_w) / ht_w$

As prescrições seguintes podem ser usadas para lajes de betão maciças moldadas no local, com pré-laje de betão pré-moldado ou com fôrma de aço incorporada com nervuras reentrantes ou trapezoidais, desde que obedeam ao critério de isolamento térmico e que estejam expostas ao incêndio-padrão.

A temperatura pode ser considerada constante ao longo da largura efetiva da laje de betão.

Para um betão de densidade normal, a variação de temperatura na altura da laje pode ser obtida através da análise da Figura 5.10, em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), dividindo-se a altura da laje num máximo de 14 fatias. Para betão de baixa densidade, a variação de temperatura na altura da laje pode ser fornecida pelos valores da Figura 5.10 multiplicados por 0,90.

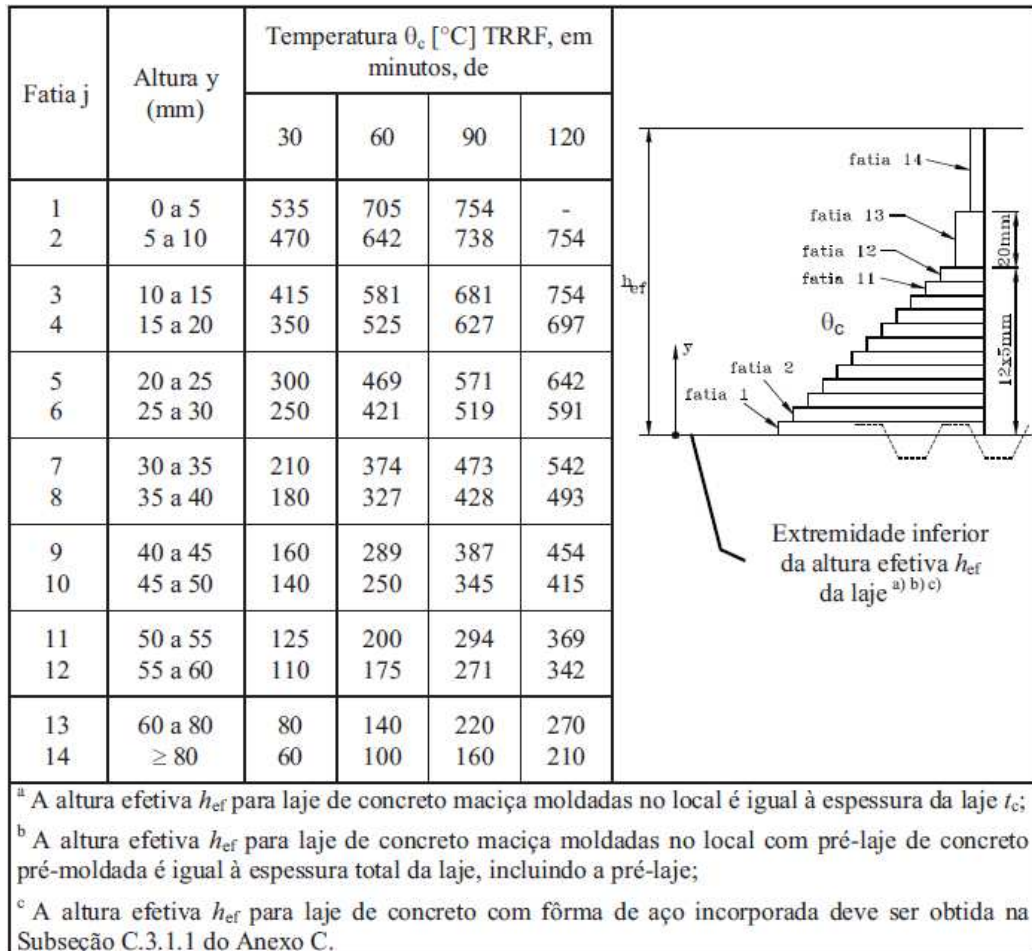


Fig. 5.10 – Variação da temperatura de acordo com a profundidade da laje de betão

A temperatura ao longo da altura da laje de betão pode ser, simplificadamente tida como uniforme e igual a:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (5.12)$$

onde n é o número de fatias em que a laje foi dividida, e  $\theta_{c,j}$  e  $e_j$ , são respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias.

Em relação ao momento fletor resistente de cálculo das vigas mistas em situação de incêndio, nas regiões de momento fletor positivo, este deve ser obtido de acordo com a NBR 8800 ou a NBR 14762, a que for aplicável, considerando a temperatura na seção transversal conforme a expressão 5.12 e:

- multiplicando-se a resistência ao escoamento  $f_y$  e o módulo de elasticidade  $E$  dos diversos componentes da seção transversal do perfil de aço (alma, mesas, etc.) pelos fatores de redução  $K_{y,\theta}$  e  $K_{E,\theta}$  ( ver tabelas 5.11 e 5.12).

$$K_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (5.13)$$

$$K_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (5.14)$$

Tabela 5.11 – Fatores de redução do aço

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados <sup>a)</sup> $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados <sup>a)</sup> $k_{y_{0,0}}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados <sup>a)</sup> $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados <sup>a)</sup> $k_{E_{0,0}}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

<sup>a)</sup> Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

- determinando a força resistente dos conectores de cisalhamento.
- considerando os coeficientes de ponderação da resistência do aço e do betão, respectivamente  $\gamma_{al}$  e  $\gamma_c$ , iguais a 1,0;
- multiplicando-se a resistência característica à compressão do betão da laje  $f_{ck}$  pelo fator de redução  $K_{c,\theta}$ , dados na Figura 5.5 (sendo considerada a variação da temperatura por fatias, conforme a Figura 5.10), aplicando em cada fatia um valor de  $K_{c,\theta}$ ; ou usando uma temperatura constante na altura da laje, aplica-se um único valor de  $K_{c,\theta}$ ;

## 5.5 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS – SEGUNDO EC4-PARTE 1.2

De acordo com o EC4 verifica-se que a resistência à flexão das vigas mistas deve ser determinada através de análise plástica para seções mistas de classe 1 ou 2, sendo que nos restantes casos deve-se utilizar análise elástica.

Deve-se desprezar a resistência à tracção do betão assim como considerar que as seções transversais planas das partes de aço estrutural e de betão armado de uma viga mista se mantêm planas.

As vigas mistas para cumprirem as exigências de resistência, devem ser verificadas e calculadas analisando os seguintes aspetos:

- Resistência à flexão das seções transversais críticas;
- Resistência à encurvadura por esforço transversal e corte na alma;
- Resistência à encurvadura lateral por flexão;
- Resistência ao corte longitudinal.

Incluindo-se como secções transversais críticas, as secções de máximo momento flector, os apoios, secções sujeitas a cargas concentradas ou reacções e também locais onde ocorrem súbitas alterações de secções transversais provocadas pela fendilhação do betão.

Para o dimensionamento da resistência à flexão pode ser feita uma análise plástica de qualquer classe de secções transversais com excepção da elementos da classe 4 onde é necessário consultar o ponto 4.2.3.6 da EN 1993-1-2.

Para vigas simplesmente apoiadas, o banzo de aço quando está comprimido pode ser considerado independentemente da sua classe, como se fosse de classe 1.

A distribuição de temperatura ao longo da secção transversal numa viga mista pode ser determinada a partir de ensaios experimentais (opção muito cara), métodos de cálculo avançados ou através de métodos de cálculo simples considerando as vigas de aço não revestidas por betão.

No cálculo da resistência à flexão das vigas, a classe da secção transversal exerce grande influência, devido ao condicionamento do tipo de análise a efetuar, em função da respectiva classe (Figura 5.11).

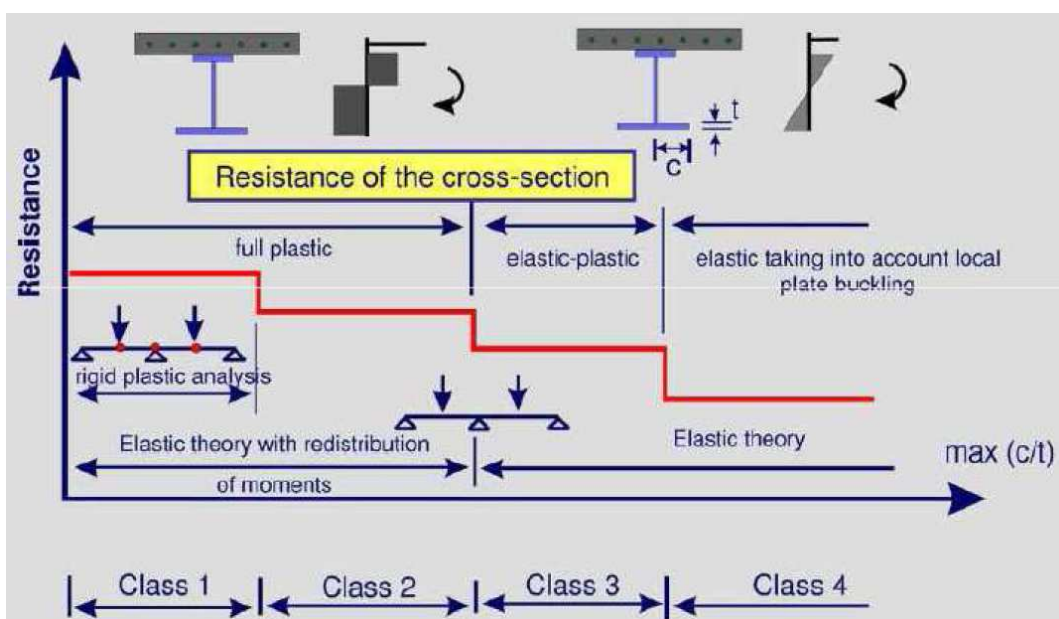


Fig. 5.11 – Tipo de análise a adotar, em função da classe da secção [9]

Em seguida demonstra-se o procedimento de cálculo da resistência ao momento flector positivo assumindo uma análise plástica, ou seja, os elementos que compõem a viga mista são capazes de desenvolver sua capacidade máxima com redistribuição de tensões.

Para estes cálculos estarem corretos é necessário assumir que:

- Existe interação total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- A secção efectiva do perfil é solicitada até atingir a sua tensão de cedência de cálculo ( $f_y/\gamma_a$ ), quer seja solicitado à tracção ou à compressão.
- As secções efectivas das armaduras longitudinais traccionadas e comprimidas são solicitadas até atingirem a tensão de cedência de cálculo ( $f_{sk}/\gamma_s$ ) em tracção ou compressão. Como alternativa, as armaduras comprimidas de uma laje de betão podem ser desprezadas.

- Deve admitir-se que a secção efectiva de betão comprimido resiste a uma tensão de  $0,85f_{cd}$  ( $0,85f_{ck}/\gamma_c$ ), constante em toda a altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida de betão.

O eixo neutro plástico de uma viga mista deve ser determinado pela expressão 5.9 e para calcular a sua capacidade resistente aos momentos flectores utiliza-se a expressão 5.10 também usada no dimensionamento das lajes mistas.

No cálculo do momento resistente positivo pode-se considerar a posição do eixo neutro plástico na laje de betão, no banzo superior ou na alma considerando os coeficientes parciais de segurança relativos às resistências e às propriedades dos materiais (ver tabela 5.13) retirados do EC4.

Tabela 5.13 – Coeficientes parciais de segurança

Combinação	Aço estrutural $\gamma_a$ (= $\gamma_{Mo}$ no EC3)	Betão $\gamma_c$	Armadura de aço $\gamma_s$	Chapas perfiladas $\gamma_{ap}$
Fundamental	1.1	1.5	1.15	1.1
Acidental (excepto sismos)	1.0	1.3	1.0	1.0

Na situação em que o eixo neutro está na laje de betão os diagramas de tensões são representados na Figura 5.12 e as forças  $F_a$  e  $F_c$  (que representam as resistências plásticas à tracção do aço e à compressão do betão, respectivamente) são dadas pelas seguintes expressões:

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \tag{5.15}$$

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \tag{5.16}$$

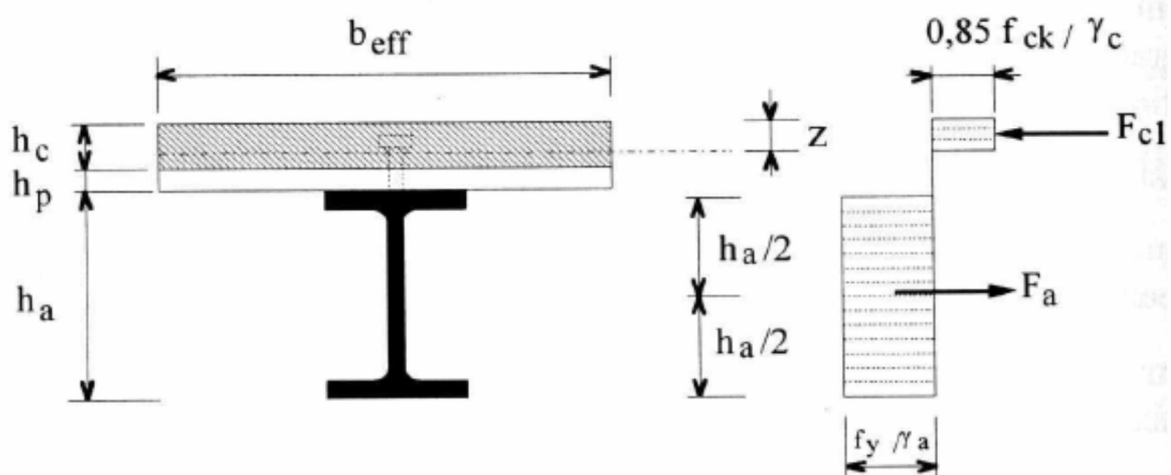


Fig. 5.12 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na laje

Sendo que  $b_{eff}$  define-se como a largura do bloco retangular de tensões de igual tensão máxima que origina uma área igual à da distribuição não uniforme de tensões [6].

Se  $F_c > F_a$ , o eixo neutro localiza-se na laje, a uma distância  $z$  da face superior (sendo esse valor menor ou igual a  $h_c$ ), obtida por resolução da seguinte equação:

$$F_a = z \times b_{eff} \left( 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \Leftrightarrow \left[ \frac{F_a}{b_{eff} \times \left( 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} \right] \leq h_c \quad (5.17)$$

O momento flector resistente pode ser obtido avaliando os momentos em relação ao centro de gravidade, através da expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) \quad (5.18)$$

Na situação em que o eixo neutro está no banzo superior temos os diagramas de tensões da figura 5.13 que aparecem quando  $F_c < F_a$  e ainda é verificada a seguinte condição:

$$F_a - F_c \leq 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (5.19)$$

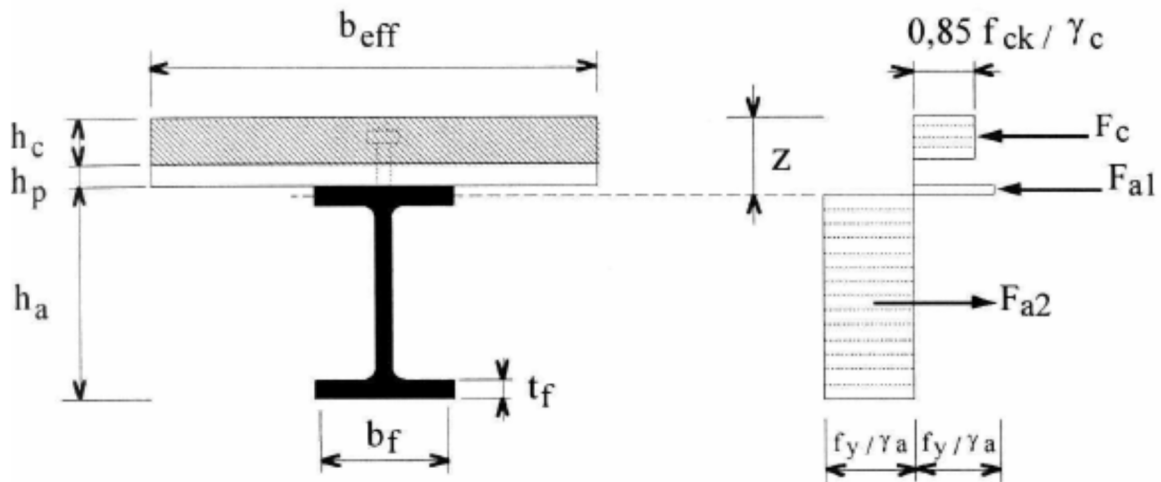


Fig. 5.13 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro no banzo superior

A distância  $z$  (posição do eixo neutro) pode ser determinada, admitindo que a resistência do aço à compressão é  $2 \times \frac{f_y}{\gamma_a}$ , de modo que a força  $F_a$  e a sua linha de acção se mantenham, através da seguinte equação:

$$F_a = F_c + 2 \times b_f \times (z - h_c - h_p) \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (5.20)$$

Sendo o momento resistente calculado, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{(F_a - F_c) \times (z + h_p)}{2} \quad (5.21)$$

O eixo neutro plástico localiza-se na alma sempre que se verificarem as condições enunciadas nas expressões ocorrendo os diagramas de tensões na figura 5.14:

$$F_a > F_s \quad (5.22)$$

$$e \quad F_a - F_s > 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (5.23)$$

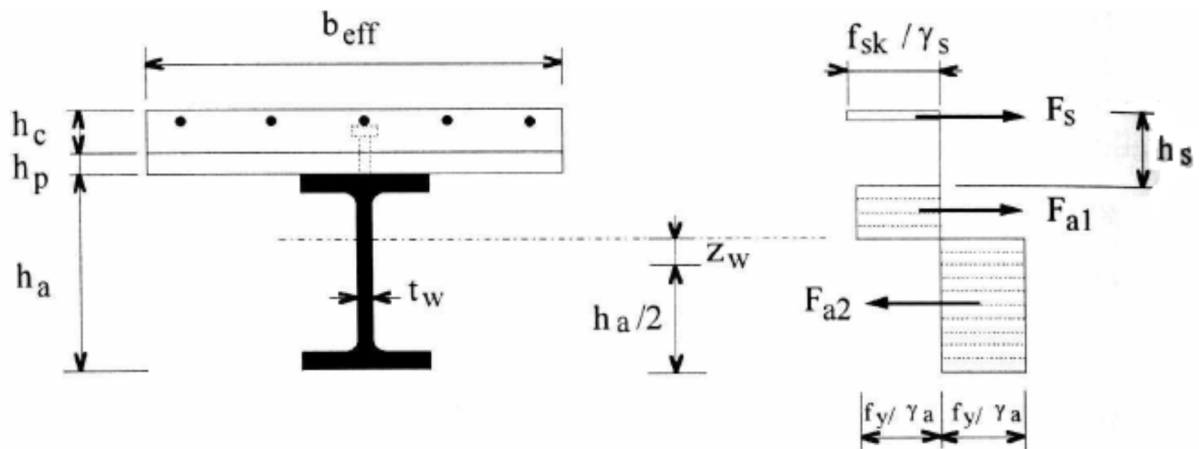


Fig. 5.14 – Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro na alma

A posição do eixo neutro  $z_w$ , correspondente à altura da alma em compressão acima do centro de gravidade do perfil metálico, pode ser determinada admitindo que a resistência do aço ao longo desta altura é  $2 \times \frac{f_y}{\gamma_a}$ , de modo a ter uma distribuição uniforme de tensões de tração  $\frac{f_y}{\gamma_a}$ , ao longo da metade  $\frac{h_a}{2}$  superior do perfil. Nestas condições,  $z_w$  é dado por:

$$z_w = \left( \frac{F_c}{2 \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (5.24)$$

Sendo o momento flector resistente calculado em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{a,pl,Rd} + F_s \times \left( \frac{h_a}{2} + h_s \right) - \left( \frac{F_s^2}{4 \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (5.25)$$

Para secções transversais mistas, compostas por perfis metálicos, cuja classe de resistência seja elevada (S420 ou S460), considera-se um factor de redução  $\beta$  (ver Figura 5.15), para os casos em que o eixo neutro plástico nos momentos positivos se situe em profundidade. Desta forma a resistência plástica à flexão é limitada pelo esmagamento do betão na fibra extrema, da laje de betão.

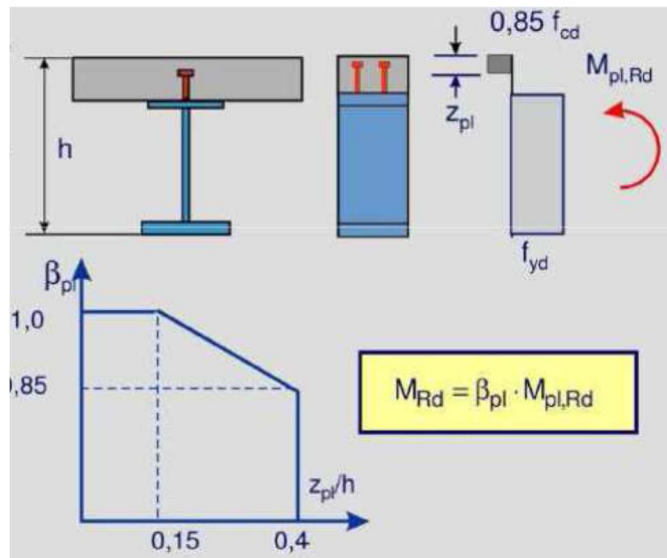


Fig. 5.15 – Factor de redução  $\beta$  para  $M_{pl,Rd}$  [13]

Segundo o EC4 parte 1.2 a temperatura atingida na laje de betão (ver Figura 5.16) é obtida através da mesma figura utilizada também na norma brasileira (ver Figura 5.10) que vai dando os valores de temperatura atingidos na laje de acordo com a sua profundidade e de acordo com o tempo durante o qual a viga está exposta ao fogo.

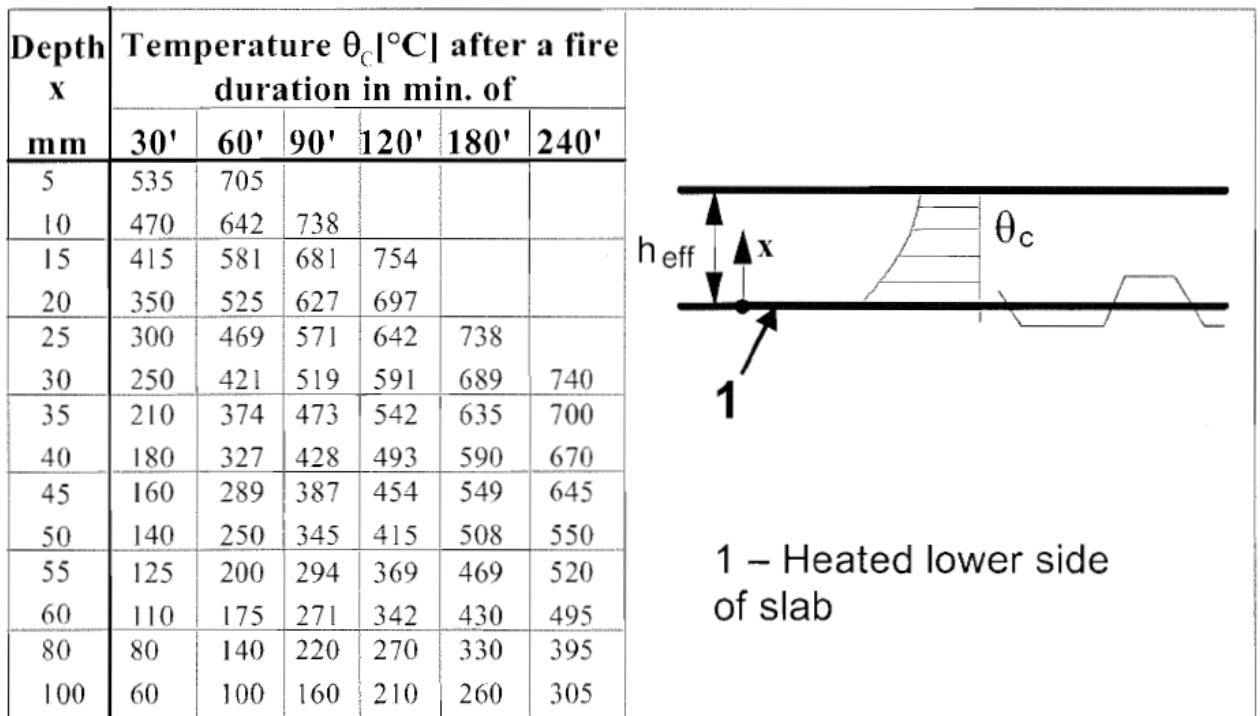


Fig. 5.16 – Variação da temperatura de acordo com a profundidade da laje de betão

Numa viga mista outro aspeto importante no seu dimensionamento é a sua resistência ao esforço transversal sendo este resistido pelo betão da laje e pelo perfil metálico. No entanto, como a contribuição do betão é bastante reduzida quando comparada com a contribuição do aço do perfil, na

prática assume-se que o esforço transversal vertical é totalmente resistido pela viga metálica através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \times \left( \frac{f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}} \right) \quad (5.26)$$

Onde :

$A_v$  é a área de corte resistente ao esforço transversal e poderá ser calculada do seguinte modo:

- secções laminadas em I e H, carga paralela à alma  $A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$ .
- secções soldadas em I, H e em caixão, carga paralela à alma  $n \sum h_w \times t_w$  (sendo que poderá ser considerado igual a 1 de forma conservativa).

A resistência à encurvadura da alma por esforço transversal ( $V_{b,Rd}$ ) ou resistência à aplicação de cargas concentradas, deve ser verificada de acordo com o EC3 (Parte 1.5).

Em secções de classe 1 ou 2, se  $V_{Ed} > 50\%$  de  $V_{pl,Rd}$  ou  $V_{b,Rd}$  (o mínimo será condicionante), o momento plástico resistente deve ser avaliado, considerando uma tensão resistente reduzida dada por  $(1 - \rho) \times f_{yd}$  ao longo da área de corte, com  $\rho = \left( 2 \times \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$  conforme a Figura 5.17.

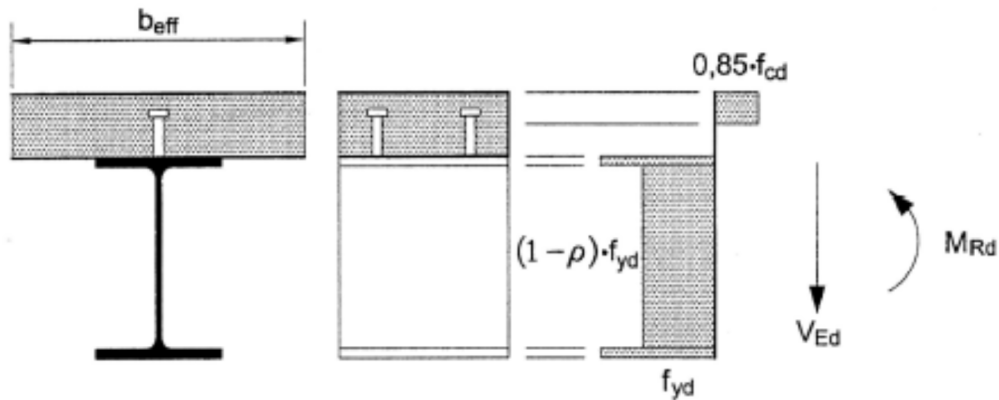


Fig. 5.17 – Redução de  $M_{Rd}$ , devido à influência de esforço transversal [22]

A resistência ao esforço transversal em situação de incêndio pode ser verificada substituindo  $E_a$ ,  $f_{ay}$  e  $\gamma_a$  por  $E_{a,\theta}$ ,  $f_{ay,\theta}$  e  $\gamma_{M,fi,a}$  como definido na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Fatores de redução para elementos de aço sujeitos a elevadas temperaturas

Steel Temperature $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

Em relação à resistência ao corte longitudinal numa viga mista, esta é obtida através de conectores e das armaduras transversais colocadas no pavimento.

Os conectores são designados de dúcteis ou não dúcteis (ver Figura 5.18) conforme a sua maior ou menor deformabilidade ao corte. Segundo o EC4 um conector para ser considerado dúctil deve ter uma capacidade de deformação compatível (deformação essa obtida em ensaios normalizados no anexo B do EC4 nunca inferiores a 6 mm) com um comportamento plástico. Os conectores circulares de cabeça (os mais utilizados na construção mista) com  $h \geq 4d$  e  $16mm \leq d \leq 25mm$ , em geral apresentam comportamento dúctil.

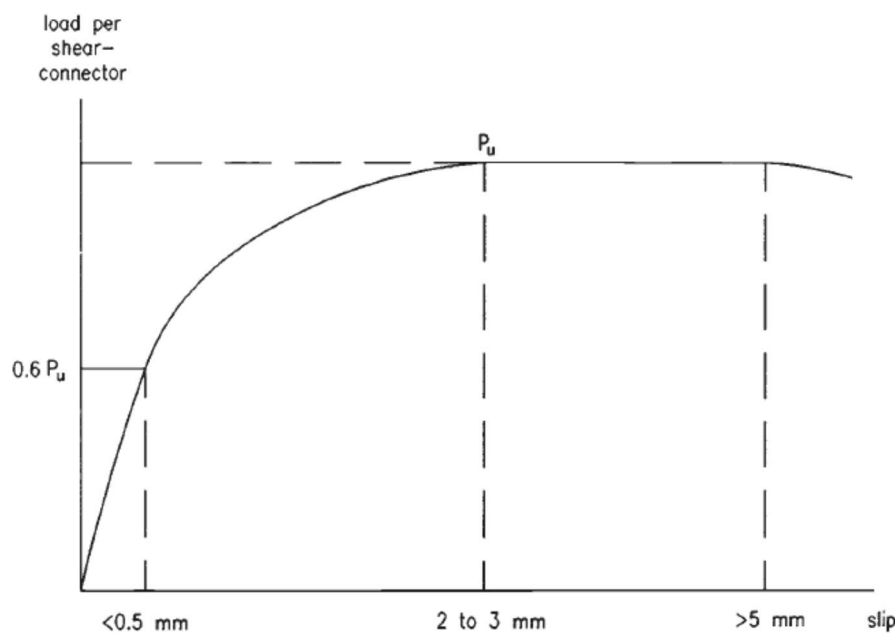


Fig. 5.18 - Relação carga-escorregamento para conectores dúcteis soldados

Os conectores de corte devem ser capazes de resistir a uma força de tracção, perpendicular ao plano do banzo metálico não inferior a 10% da sua resistência ao corte. No dimensionamento dos conectores, para além da resistência, devem ser respeitadas as disposições construtivas descritas no ponto 6.6.5 do EC4, respeitantes a recobrimentos, reforços locais (zonas de extremidade e nervuras de betão), espaçamentos, geometria, entre outros.

Para a maior parte dos casos, onde se utiliza a teoria plástica no dimensionamento das vigas, os conectores podem ser igualmente espaçados ao longo da viga, de forma a resistir ao esforço de corte longitudinal. Segundo o ponto 6.6.1.3 do EC4, a consideração de conectores igualmente espaçados implica a verificação das seguintes condições:

- ✓ Conectores dúcteis;
- ✓ Secções críticas de classe 1 ou 2;
- ✓ Verificação dos limites para a conexão parcial (ponto 6.6.1.2 do EC4);
- ✓ Momento resistente da viga mista não superior a 2.5 vezes o momento resistente da viga metálica.

Numa viga dimensionada com conexão total, segundo uma teoria plástica, o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal total, deve ser resistido pelos conectores de corte, entre a secção de momento flector máximo positivo e um apoio simples de extremidade.

## 5.6 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS-SEGUNDO NBR 14323

Segundo na norma o Anexo B são demonstrados os passos para o dimensionamento de pilares mistos de aço e betão sendo estes constituídos por um perfil misto I ou H de aço totalmente revestido com betão (Figura 5.19-a) ou parcialmente revestidos (Figura 5.19-b) e constituídos por um perfil tubular retangular (Figura 5.19-c) ou circulares (Figura 5.19-d) preenchidos também com betão.

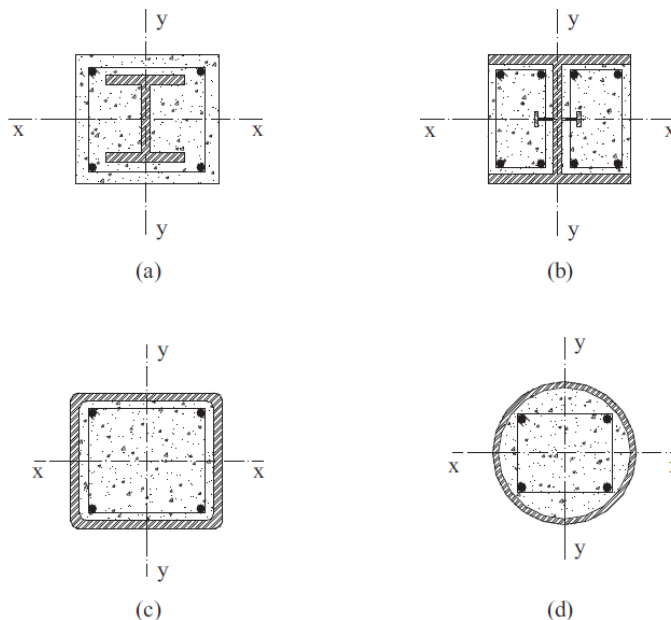


Fig. 5.19 – Tipos de seções transversais de pilares mistos

Considerando betão de densidade normal pode-se fazer o dimensionamento de pilares mistos por um método analítico ou por um método tabular. Optando-se nesta tese por se demonstrar apenas o

dimensionamento de pilares mistos através do método tabular obedecendo ao mesmo tempo a determinados detalhes construtivos referidos no Anexo D da norma.

O método tabular só pode ser utilizado para elementos expostos ao incêndio-padrão e consiste no uso das tabelas 5.15 a 5.18, dependendo do tipo de seção transversal do pilar misto sendo que os traços (-) representados nas figuras significam para esses TRRF este método tabular não é adequado.

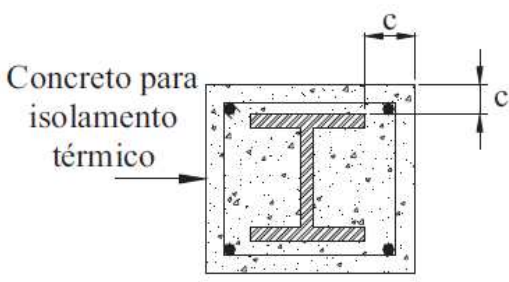
Os pilares mistos constituídos por perfil I ou H de aço totalmente revestido por betão suportam um TRRF determinado em função das dimensões externas  $d_c$  e  $b_c$  da seção transversal, do cobrimento  $c$  de betão do perfil de aço e da distância  $u_s$  do eixo das barra da armadura longitudinal à face do betão, conforme as soluções alternativas apresentadas na figura 5.15. A tabela 5.15, no entanto, somente pode ser usada para pilares com as extremidades totalmente impedidas de sofrer rotação, situação usual nos pilares contínuos de edifícios.

Através da tabela 5.16 verifica-se que para um tempo requerido de resistência ao fogo de até 30 minutos basta aplicar betão entre os banzos do perfil de aço. Para tempos superiores a 30 minutos, deve ser colocada em volta do perfil de aço a armadura longitudinal mínima explicada à frente e aumentada se for necessário para manter um espaçamento máximo de 250 milímetros entre as barras em ambas as direções.

Tabela 5.15 – TRRF para pilares mistos totalmente revestidos por betão

		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	150	180	220	300
1.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural $c$ (mm)	40	50	50	75
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	20	30	30	40
ou					
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	-	200	250	350
2.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural $c$ (mm)	-	40	40	50
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	20	20	30

Tabela 5.16 – TRRF para isolamento térmico de pilares mistos totalmente revestidos por betão

 <p>Concreto para isolamento térmico</p>	TRRF (min)			
	30	60	90	120
Cobrimento de concreto $c$ (mm)	0	25	30	40

As tabelas das figuras 5.15 a 5.18 fornecem os TRRF's podendo ser utilizadas tanto para forças axiais como para forças excêntricas desde que sejam cumpridos os seguintes aspetos:

- a estrutura seja de pequena ou média deslocabilidade, conforme a NBR 8800;
- o incêndio seja limitado a somente um andar e, nesse andar, o pilar esteja submetido a temperatura uniforme ao longo do seu comprimento;
- os pilares possuam um comprimento máximo de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal.

As tabelas referidas foram concebidas em função de aspectos geométricos e em relação aos pilares mistos parcialmente revestidos por betão, também em função do seu nível de carga.

O nível de carga dos pilares mistos parcialmente revestidos é dado por:

$$\eta_{fi} = \frac{N_{fi,sd}}{N_{Rd}} \quad (5.27)$$

onde:

$N_{fi,sd}$  - é a força axial de compressão solicitante de cálculo no pilar em situação de incêndio;

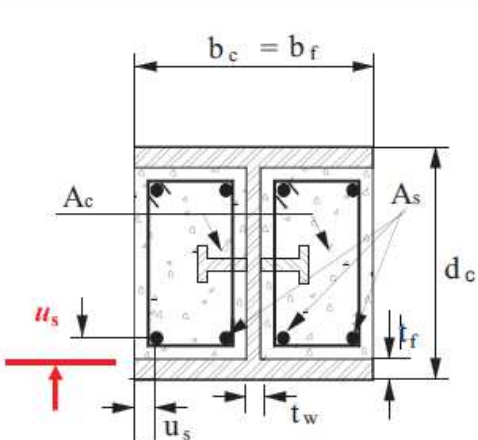
$N_{Rd}$  - é a força axial de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente.

No caso de atuação de forças excêntricas e não tendo em consideração taxas de armadura  $A_s/(A_c + A_s)$  maiores que 6% ou menores que 1% o valor de  $N_{Rd}$  deve ser igual à máxima força axial que pode atuar no pilar, levando em conta a influência do momento fletor de acordo com o Anexo P da NBR 8800:2008.

Em relação aos pilares mistos parcialmente revestidos por betão os seus TRRF's são determinados em função do nível de carga definido através da expressão 5.27 e da tabela 5.17, sendo que a tabela só pode ser usada se:

- ✓ o perfil I / H possuir aço estrutural com  $f_y$  entre 250 MPa e 345 MPa e  $f_u$  entre 400 MPa e 485 MPa;
- ✓ a relação entre as espessuras de alma e do banzo do perfil de aço,  $t_w/t_f$ , não for inferior a 0,5;

Tabela 5.17 – TRRF para pilares mistos parcialmente revestidos por betão

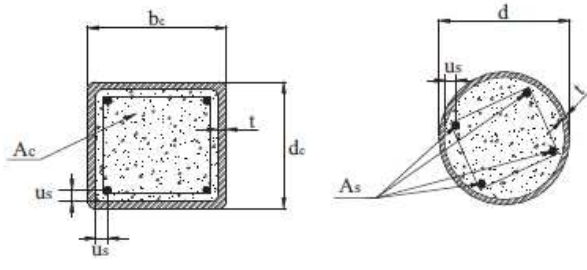
		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	160	200	300	400
1.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	50	50	70
1.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em % <sup>a)</sup>	-	4	3	4
2	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	160	300	400	-
2.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	50	70	-
2.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em % <sup>a)</sup>	-	4	4	-
3	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	160	400	-	-
3.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	40	70	-	-
3.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em % <sup>a)</sup>	1	4	-	-
<sup>a)</sup> $A_s$ é a área da armadura longitudinal e $A_c$ é a área de concreto da seção transversal do pilar misto.					

Os pilares mistos preenchidos com betão constituídos por perfil tubular de aço preenchido com betão suportam um TRRF (ver tabela 5.18) determinado em função do nível de carga  $\eta_{fi}$ , das dimensões externas  $d_c$ ,  $b_c$  no caso de perfil de aço retangular, e do diâmetro externo  $d$  no caso de perfil de aço circular, da distância do eixo das barras da armadura longitudinal à face do betão  $u_s$ , e da taxa de armadura  $A_s/(A_c + A_s)$ .

O nível de carga dos pilares mistos preenchidos com betão é dado pela expressão 5.27 assumindo o comprimento de encurvadura do pilar igual a duas vezes o comprimento do pilar em situação de incêndio. Além deste aspeto considerar também que:

- ✓ no caso de atuação de forças excêntricas (ou momento fletor),  $N_{Rd}$  deve ser igual à máxima força axial que pode atuar no pilar, levando em conta a influência do momento fletor de acordo com o Anexo P da ABNT NBR 8800:2008;
- ✓ independentemente das características mecânicas do aço dos perfis tubulares, deve ser considerado para a resistência ao escoamento o valor máximo de 250 MPa;
- ✓ a espessura  $t$  da parede do perfil tubular retangular não pode exceder  $1/25$  de  $bc$  ou de  $dc$ , o que for menor, e a do perfil tubular,  $1/25$  de  $d$ ;
- ✓ taxas de armadura  $A_s/(A_c + A_s)$  maiores que 3% não podem ser levadas em conta;

Tabela 5.18 – TRRF para pilares mistos preenchidos com betão

		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	160	200	220	260
1.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	30	40	50
1.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0
2	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	260	260	400	450
2.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	30	40	50
2.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0
3	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	260	450	550	-
3.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	25	30	40	-
3.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-

A armadura longitudinal mínima do betão deve ser num mínimo de quatro barras de aço com diâmetro de 12,5 mm. Em todos os casos, as percentagens de armadura devem satisfazer aos limites estabelecidos no Anexo P da NBR 8800:2008, com as dimensões e o espaçamento das barras dos estribos obedecendo à NBR 6118. A distância do eixo das barras da armadura longitudinal à superfície externa do pilar deve ser no mínimo igual a 20 mm, não devendo, exceder 50 mm.

O fator de redução  $K_{y_s,\theta}$  da resistência ao escoamento e o fator de redução  $K_{E_s,\theta}$  do módulo de elasticidade das barras da armadura são apresentados respectivamente nas tabelas 5.19 e 5.20, em função do tempo requerido de resistência ao fogo e da média geométrica  $u_{sm}$  das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do betão.

Tabela 5.19 – Tabela com o fator de redução  $k_{ys, \theta}$  para a resistência ao escoamento das barras da armadura

TRRF (min)	$u_{sm}$ (mm)				
	40	45	50	55	60
30	1	1	1	1	1
60	0,789	0,883	0,976	1	1
90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
30	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabela 5.20 – Tabela com o fator de redução  $K_{Es, \theta}$  para o módulo de elasticidade das barras da armadura

TRRF (min)	$u_{sm}$ (mm)				
	40	45	50	55	60
30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
30	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

A média geométrica  $u_{sm}$  das distâncias  $u_1$  e  $u_2$  (Figura 5.20) é dada por:

- se  $(u_1 - u_2)$  em módulo for igual ou inferior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1 \times u_2} \quad (5.28)$$

- se  $(u_1 - u_2)$  for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_2(u_2 + 10)} \quad (5.29)$$

- se  $(u_2 - u_1)$  for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1(u_1 + 10)} \quad (5.30)$$

onde:

$u_1$  é a distância, em milímetros, do eixo da barra da armadura à face interna da mesa do perfil metálico;

$u_2$  é a distância, em milímetros, do eixo da barra da armadura à superfície externa do betão.

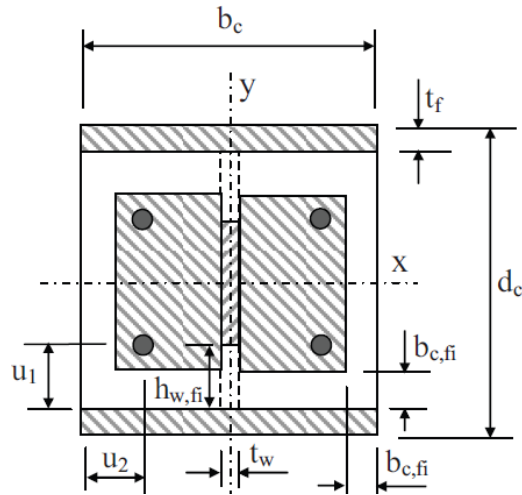


Fig. 5.20 – Seção transversal reduzida para o dimensionamento em situação de incêndio

Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva das barras da armadura em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \times K_{ys,\theta} \times f_{ys} \quad (5.31)$$

$$(EI)_{fi,ef,s} = K_{Es,\theta} \quad (5.32)$$

onde:

$f_{ys}$  – é a resistência ao escoamento do aço da armadura à temperatura ambiente;

$E_s$  – é o módulo de elasticidade do aço da armadura à temperatura ambiente.

Já em relação à força axial de compressão resistente de cálculo do pilar misto em situação de incêndio esta deve ser determinada através da seguinte expressão:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \times N_{fi,pl,Rd} \quad (5.33)$$

Onde:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad (5.34)$$

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à curva de dimensionamento à compressão, dado por:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (5.35)$$

Com,

$$\varphi_{0,fi} = 0.5 \times (1 + \alpha \times \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (5.36)$$

e,

$$\alpha = 0.022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.37)$$

Sendo que o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio do pilar misto é dado por:

$$\lambda_{0,fi} = \lambda_{0,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,e}}} \quad (5.38)$$

com a carga crítica de encurvadura elástica em situação de incêndio,  $N_{fi,e}$ , igual a

$$N_{fi,e} = \frac{\pi^2(EI)_{fi,ef}}{L_{e,fi}^2} \quad (5.39)$$

onde  $L_{e,fi}^2$  é o comprimento de encurvadura do pilar em situação de incêndio, e  $(EI)_{fi,ef}$  é a rigidez efetiva da seção transversal em situação de incêndio, expressa por:

$$(EI)_{fi,ef} = \varphi_{f,\theta} \times (EI)_{fi,ef,f} + \varphi_{w,\theta} \times (EI)_{fi,ef,w} + \varphi_{c,\theta} \times (EI)_{fi,ef,c} + \varphi_{s,\theta} \times (EI)_{fi,ef,s} \quad (5.40)$$

Sendo  $\varphi_{i,\theta}$  o coeficiente de redução que depende de efeitos de tensões térmicas.

O coeficiente de redução  $\varphi_{i,\theta}$ , que depende dos efeitos das tensões térmicas, para pilares mistos total ou parcialmente revestidos com betão é dado na tabela 5.21 para exposição ao incêndio padrão. Nos outros tipos de incêndio, deve-se tomar todos os coeficientes de redução iguais a 0,80.

Tabela 5.21 – Coeficiente  $\varphi_{i,\theta}$  para pilares mistos revestidos com betão em incêndio padrão

TRRF (min)	Mesa do perfil $\varphi_{f,\theta}$	Alma do perfil $\varphi_{w,\theta}$	Concreto $\varphi_{c,\theta}$	Armadura $\varphi_{s,\theta}$
30	1,0	1,0	0,8	1,0
60	0,9	1,0	0,8	0,9
90	0,8	1,0	0,8	0,8
120	1,0	1,0	0,8	1,0

Para pilares mistos preenchidos com betão, submetidos a qualquer tipo de incêndio, deve-se tomar, em vez de  $\varphi_{f,\theta}$  e  $\varphi_{w,\theta}$  apenas um valor  $\varphi_{a,\theta}$ , igual 0,80, e  $\varphi_{c,\theta}$  e  $\varphi_{s,\theta}$  iguais a 1,0.

Na norma brasileira também é referenciado como calcular a força axial de compressão resistente de cálculo  $N_{fi,Rd,\mu}$  para o caso em que o pilar é submetido a uma força axial com excentricidade  $\mu$ , seguindo a seguinte expressão:

$$N_{fi,Rd,\mu} = N_{fi,Rd} \times \left( \frac{N_{Rd,\mu}}{N_{Rd}} \right) \quad (5.41)$$

onde  $N_{fi,Rd}$  é explicado em cima e  $N_{Rd}$  e  $N_{Rd,\mu}$  representam respectivamente a força axial de compressão resistente de cálculo, sem excentricidade, e a força axial resistente de cálculo em caso de força excêntrica atuando no dimensionamento à temperatura ambiente. De notar ainda que o ponto de aplicação da força excêntrica deve estar dentro dos limites da seção transversal do pilar misto.

Para pilares mistos preenchidos com betão, caso a temperatura do perfil tubular de aço atinja no máximo 350°C, pode-se assumir que o pilar possui uma capacidade resistente adequada a uma situação de incêndio.

## 5.7 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS- SEGUNDO EC4-PARTE 1.2

A resistência de pilares mistos em compressão axial deverá ser determinada através da mesma expressão 5.33 demonstrada na NBR 14323.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \times N_{fi,pl,Rd} \quad (5.42)$$

Onde,

$\chi_{fi}$  é o coeficiente de redução à encurvadura considerando a curva c do ponto 6.3.1 do EC3 representado na Figura 5.21, dependendo do coeficiente de esbelteza  $\lambda_{\theta}$  que é calculado como demonstrado em cima na norma brasileira na expressão 5.38. Note-se que a esta curva c corresponde, na norma brasileira NBR 14323, o valor do parâmetro  $\alpha = 0.49$ .

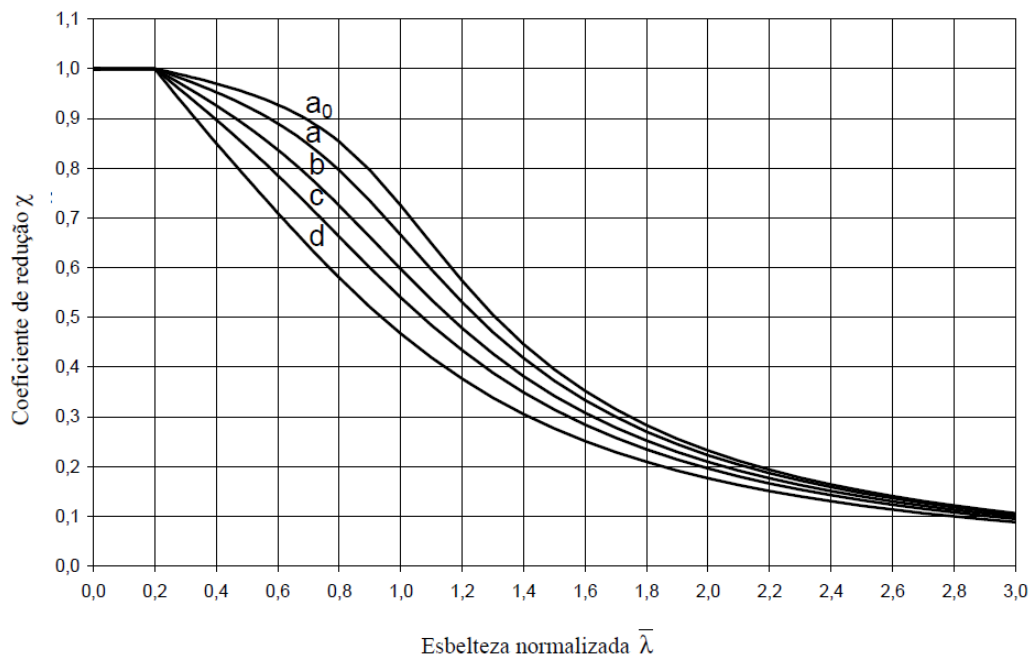


Fig. 5.21 - Curvas de encurvadura

$N_{fi,pl,Rd}$ , é o valor da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio.

A seção transversal de um pilar misto é dividida em “a” para o perfil de aço, “s” para os varões de reforço de aço e em “c” para o betão. O  $N_{fi,pl,Rd}$  é dado pela seguinte expressão:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \times f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} \times f_{s,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} \times f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (5.43)$$

Onde,

$A_{i,\theta}$ , é a área de cada elemento da seção transversal que pode ser afetado pelo fogo.

A rigidez efetiva da seção transversal em situação de incêndio é calculada de igual forma à da NBR 14323, onde os módulos de elasticidade são multiplicados por  $f_{c,\theta}$  e divididos por  $\varepsilon_{cu,\theta}$ . Além disso os coeficiente de redução  $\varphi_{i,\theta}$  (ver tabela 5.22), que dependem dos efeitos das tensões térmicas são os mesmos da NBR 14323.

Tabela 5.22 – Coeficientes de redução para pilares mistos

Standard Fire Resistance	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

Com a carga crítica de encurvadura elástica em situação de incêndio,  $N_{fi,e}$ , a força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{fi,Rd,\mu}$ ) é igual à definida na norma brasileira mas passando a ter a designação de  $N_{fi,Rd,\delta}$  em vez de  $N_{fi,Rd,\mu}$ .

Sendo referido que este método para dimensionar os pilares mistos só pode ser aplicado nas seguintes condições:

- Comprimento de encurvadura  $\leq 13.5 \times b$
- $230\text{mm} \leq$  altura da seção  $\leq 1100\text{mm}$
- $230\text{mm} \leq$  largura da seção  $\leq 500\text{mm}$
- $1\% \leq$  percentagem de barras de reforço de aço  $\leq 6\%$
- Tempo de resistência ao fogo  $\leq 120\text{min}$
- Tanto a altura como a largura mínima da seção devem ser limitadas a 300mm para classes de resistência de 90 e 120 minutos.

O máximo comprimento à encurvadura deve ser limitado a 10 vezes a largura da seção nas seguintes situações:

- ✓ Para resistências de 60 min, se  $230\text{mm} \leq$  largura  $< 300\text{mm}$  ou se a altura÷largura  $> 3$
- ✓ Para resistências de 90 min ou 120 min, se a altura÷largura  $> 3$

Em relação aos comprimentos de encurvadura as suas regras podem ser encontradas no EC4-1-1.

Basicamente o dimensionamento dos pilares mistos em situação de incêndio tem a mesma expressão como se o pilar estivesse em temperatura ambiente,  $N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \times N_{fi,pl,Rd}$ , sendo utilizada a mesma curva de resistência para o dimensionamento em incêndio corrigindo o valor de  $\lambda_{0,fi}$  passando este a

ser  $\lambda_{0,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,e}}}$  como referido na norma brasileira.

Na carga crítica de encurvadura elástica em situação de incêndio,  $N_{fi,e} = \frac{\pi^2(EI)_{fi,ef}}{L^2_{e,fi}}$  é corrigido o valor do módulo de elasticidade sendo este multiplicado pelo  $K_E$ .

Por fim com o valor corrigido de  $\lambda_{0,fi}$  já se pode utilizar as curvas da Figura 5.42 e assim retirar o  $\chi_{fi}$  adequado para situação de incêndio.

Este procedimento é utilizado na norma brasileira mas no EC4 são dadas informações mais detalhadas, sendo por exemplo no caso dos pilares parcialmente revestidos a seção de aço separada em trechos. Isto acontece pois a temperatura não é considerada uniforme já que os trechos mais envolvidos em betão (como é o caso da alma) estão mais protegidos contra o fogo e atingem temperaturas inferiores às dos banzos superiores e inferiores.

## 6

## CASO PRÁTICO

## 6.1 ENQUADRAMENTO

Como referido no capítulo inicial neste caso prático é utilizado o mesmo edifício analisado na tese de Costa Lima [1], sendo utilizados os mesmos esforços da estrutura mas agora verificando se o dimensionamento dos três elementos lajes, vigas e pilares mistos têm a resistência adequada em situação de incêndio.

O edifício tem uma área total de  $4320 \text{ m}^2$ , com um pé direiro de 3 metros sendo composto por 8 pisos, estando os pilares afastados entre si de 6 m, conforme se pode verificar pela análise das Figuras 6.1 à 6.5. Este é um edifício com características muito aproximadas às correntemente utilizadas nas construções de edifícios comerciais em aço [1].

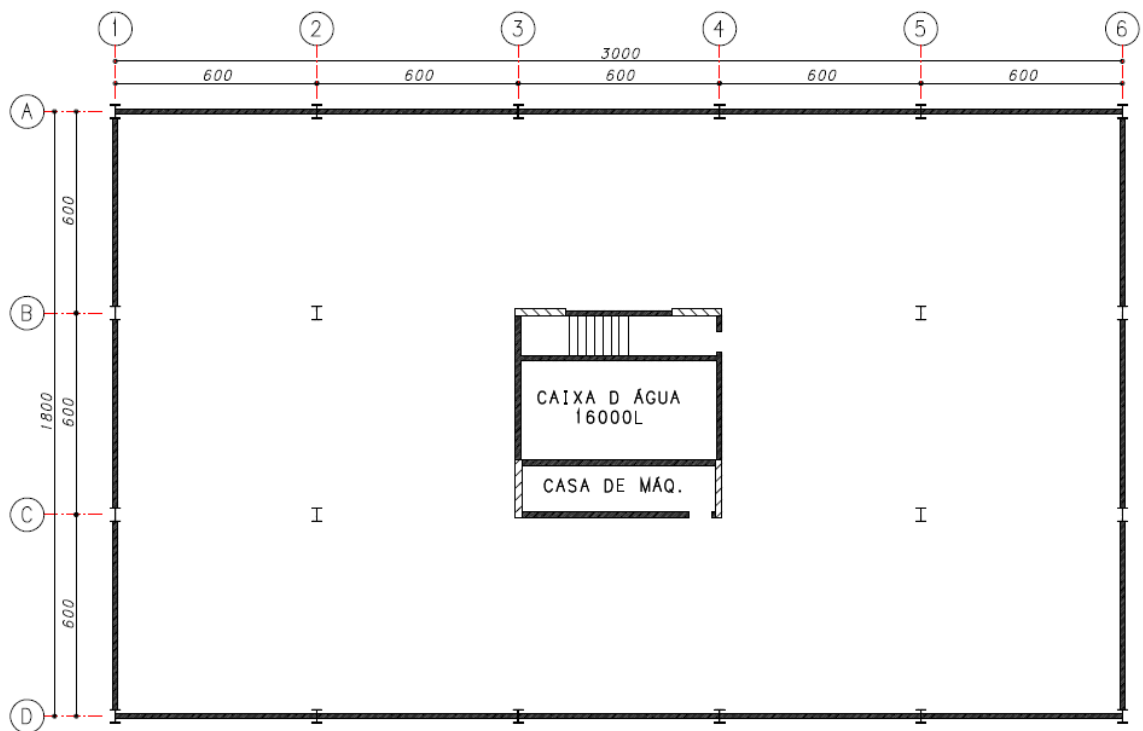


Fig. 6.1 – Pavimento Cobertura – planta baixa (adaptado de [1])

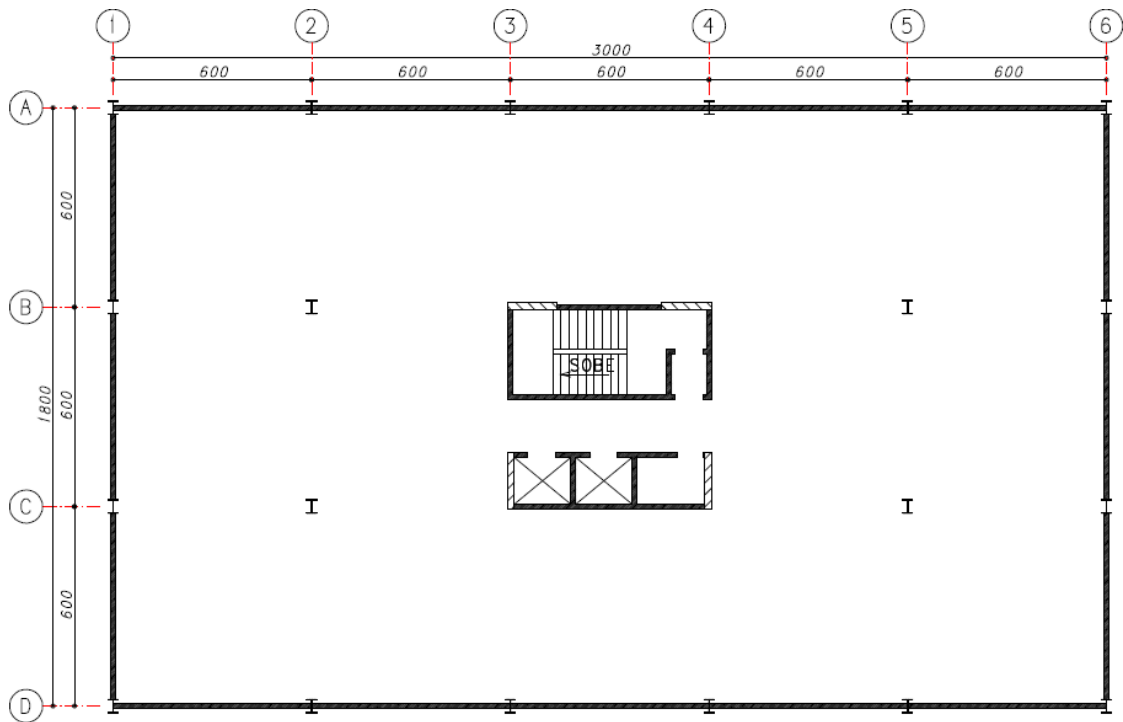


Fig. 6.2 – Pavimento tipo – Planta baixa (adaptado de [1])

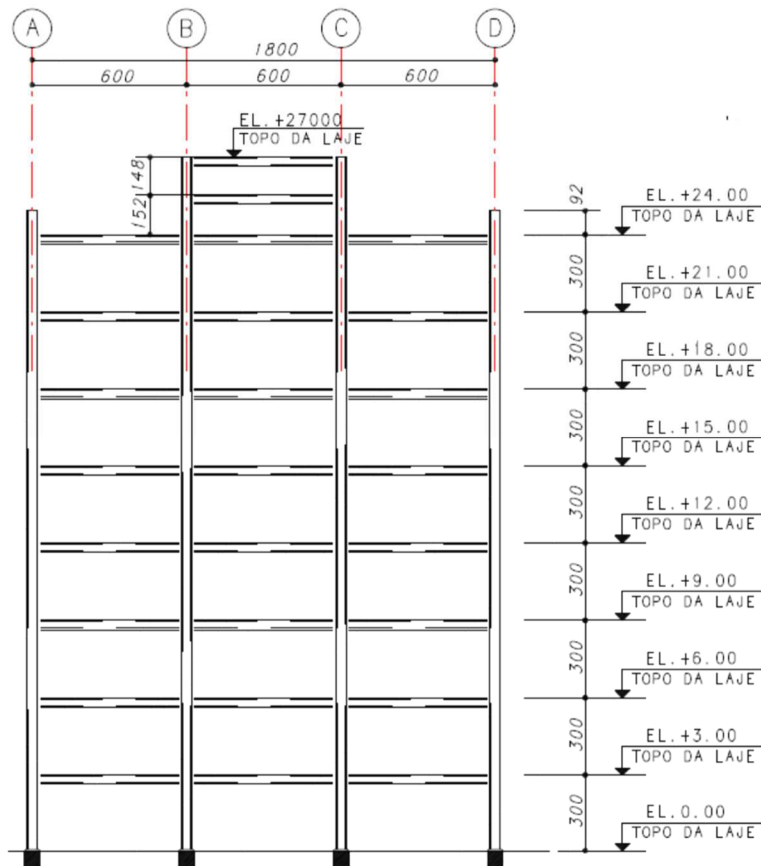


Fig. 6.3 – Elevação dos eixos 3 e 4 (adaptado de [1])



Fig. 6.4 – Elevação eixos 1 e 6 (adaptado de [1])

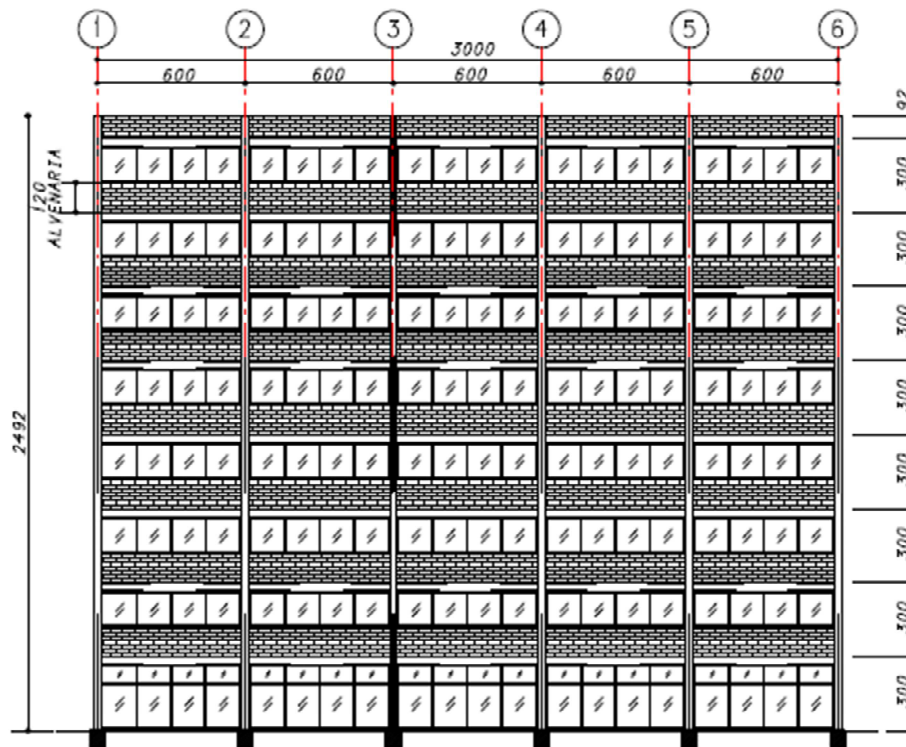


Fig. 6.5 – Fachada eixos A e D (adaptado de [1])

A estabilidade lateral do edifício é garantida por um núcleo rígido de betão.

Para a parte metálica foi adotado aço do tipo ASTM A36 utilizando seções tipo I soldadas e /ou laminadas. As seções foram dimensionadas segundo os procedimentos da NBR 8800:2008, estando os respetivos cálculos no Anexo 1 da dissertação de Costa Lima [1].

As ações adotadas para a análise estrutural nesta dissertação foram as indicadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Tabela com as ações consideradas

Ações consideradas	
Ações permanentes	peso próprio → laje mista MF-75 (2.79 kN/m <sup>2</sup> ) ou MF-50 (2.08 kN/m <sup>2</sup> )
	piso + revestimento = 1,5 kN/m <sup>2</sup>
	paredes: não serão consideradas paredes sobre as lajes
Ações variáveis	Sobrecarga de utilização: 5,0 kN/m <sup>2</sup>
Ação do vento	considerada segundo as prescrições na NBR 6123:1986

Estas ações são utilizadas para dimensionar os elementos mistos em temperatura ambiente, obtendo-se os momentos solicitantes para uma combinação última normal; porém como se pretende fazer a verificação dos elementos mistos em situação de incêndio é necessário uma combinação de acidente.

Como foi utilizado um caso prático já dimensionado em que se determinaram os esforços para combinações últimas, não foi feita novamente a análise do edifício para obter os esforços para combinação excepcional. Em vez disso utilizou-se um procedimento mais simples, para apartir dos esforços já calculados, se poder fazer a verificação do edifício em situação de incêndio. Para obter os esforços solicitantes adequados utilizou-se uma relação entre cargas variáveis/cargas permanentes (ver Figura 6.6) explicada no livro de Valdir Pignatta e Silva [10]. O valor de  $\Psi_2$  (coeficiente de combinação para as ações variáveis) escolhido é de 0.4 por ser o valor que representa cargas acidentais em edifícios com predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.

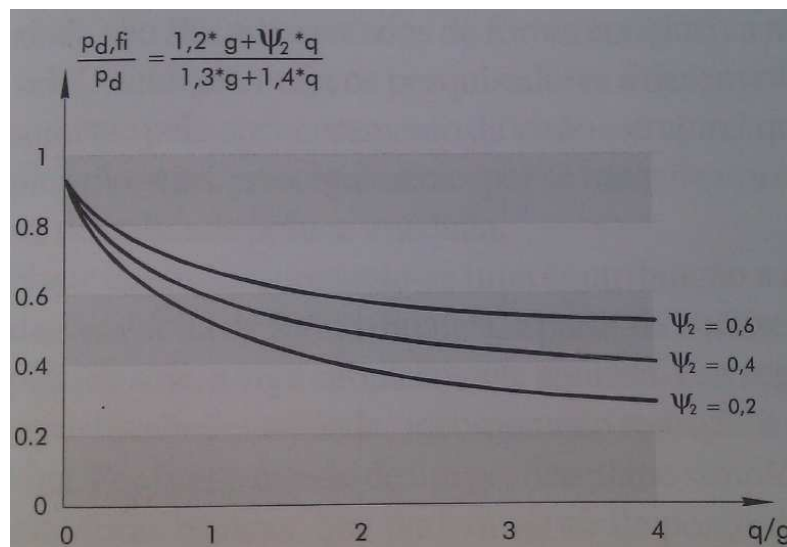


Fig. 6.6 – Curva de relação cargas variáveis / cargas permanentes

Considerando as cargas permanentes e variáveis da tabela 6.1 calcula-se a seguinte relação:

$$\frac{P_{d,fi}}{P_d} = \frac{1.2 \times g + \Psi_2 \times q}{1.3 \times g + 1.4 \times q} = \frac{1.2 \times (1.5 + 2.79) + 0.4 \times 5}{1.3 \times (1.5 + 2.79) + 1.4 \times 5} = 0.568$$

Logo os valores de momentos dados na tese de Costa Lima [1] devem ser multiplicados por 0.568 de forma a simular os esforços envolvidos no edifício em situação de incêndio.

Neste caso prático os dimensionamentos vão ser feitos de acordo com as normas brasileiras.

Em relação às lajes mistas vai-se ter em conta as temperaturas atingidas na fôrma de aço; no dimensionamento das vigas mistas consideram-se os esforços de flexão aos quais estão submetidas; e os pilares mistos são dimensionados para os esforços normais a que estão sujeitos.

O tempo requerido de resistência ao fogo é calculado através do método tabular que assim determina os TRRF's em função do uso/ocupação do edifício e das suas dimensões. Segundo as normas considera-se como altura do edifício para verificações em situações de incêndio o último piso com acesso de pessoas totalizando assim o edifício uma altura de 21 metros (ver figura 6.3). Estes 21 metros segundo as normas exigem que os elementos mistos da edificação resistam pelo menos 60 minutos ao fogo.

Não será efectuada qualquer consideração referente às fundações da estrutura, por não se enquadrar nos objetivos propostos para este trabalho.

## 6.2 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE LAJES MISTAS

Na dissertação da qual se retirou o edifício foram utilizadas as formas da Metform, onde se experimentaram os steel deck MF-50 e o steel deck MF-75.

No entanto nesta dissertação apenas se vai verificar em situação de incêndio o steel deck MF-75 (ver Figura 6.7), por ser o que tem uma altura maior de betão, logo irá ser aquele que vai ter um melhor comportamento em resposta a elevadas temperaturas.

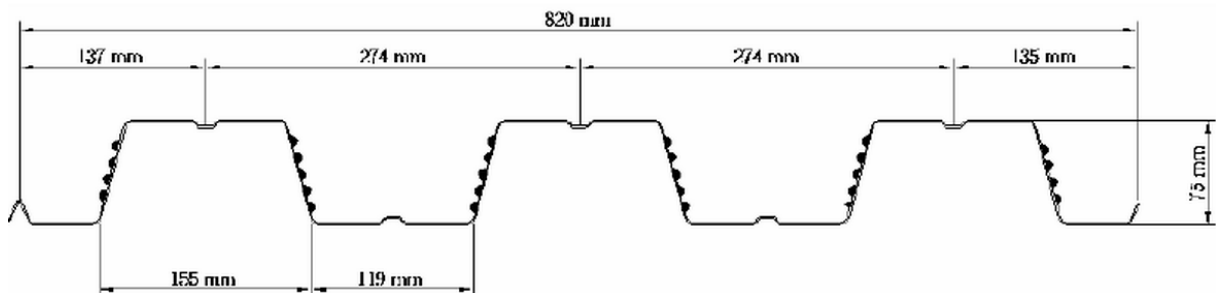


Fig. 6.7– Dimensões do steel deck MF-75

O steel deck MF-75 possui dupla função pois funciona como fôrma para o betão durante a construção e como armadura positiva de lajes para as cargas de serviço.

São três os materiais utilizados nas lajes mistas:

- O steel deck de aço galvanizado, ASTM A 653 Grau 40 (ZAR- 280) com uma tensão de escoamento  $f_y = 280$  Mpa e  $f_u$  de 400 Mpa a 550 Mpa;
- O betão têm uma resistência mínima à compressão  $f_{ck}$  de 20Mpa;
- Uma armadura em tela soldada, para controlar a fissuração, tendo uma área mínima de 0,1% da área de betão acima do topo do Steel Deck.

Na Figura 6.8 é apresentado o plano de viga e laje mista, utilizando o steel deck MF-75 contando com uma largura útil de 820 mm, peso próprio de 2,79 kN/m<sup>2</sup>, espessura 1.25 milímetros, altura total de laje de 150 milímetros e um momento de inércia de  $19.05 \times 10^6$  mm<sup>4</sup>/m sendo fabricado com o aço especial galvanizado ASTM A653 grau 40.

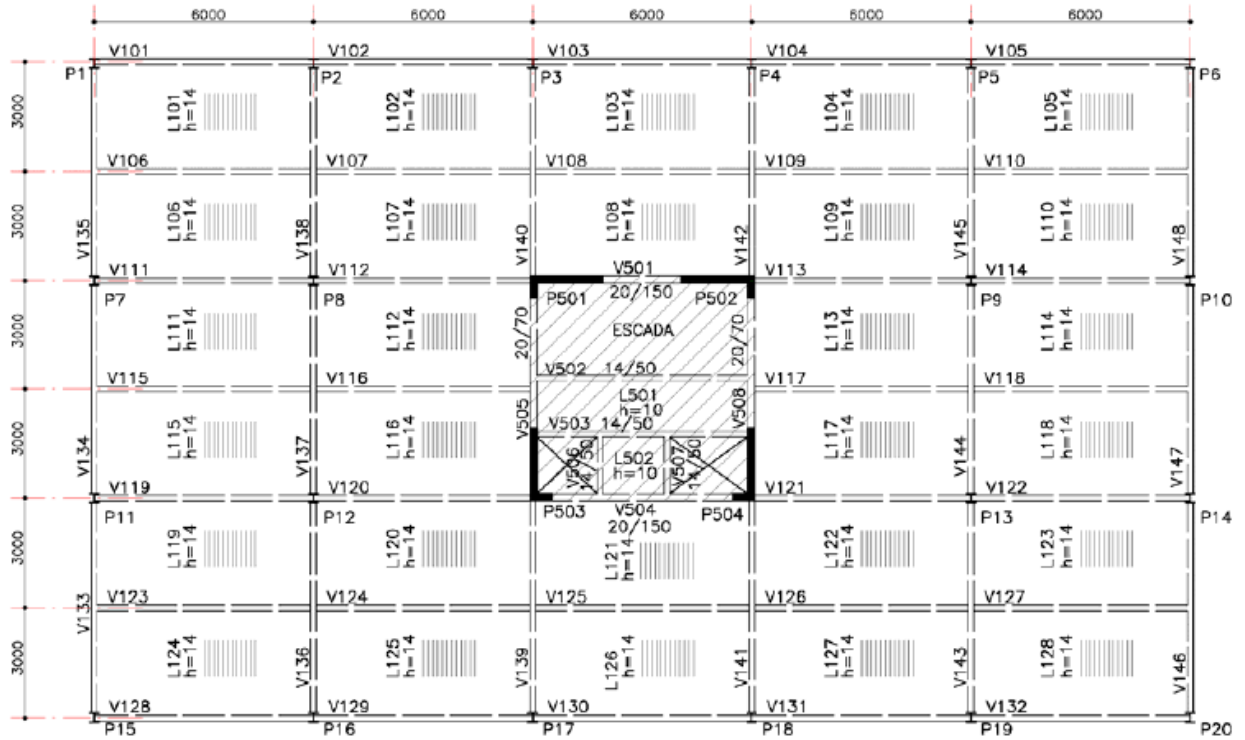


Fig. 6.8 – Plano de vigas – laje mista MF-75

Para o dimensionamento das lajes mistas o critério de estanqueidade pode ser considerado satisfeito, apenas pela presença da fôrma de aço. No entanto para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura mínima efetiva da laje,  $h_{ef}$  (calculada com as dimensões das Figura 6.9 e 6.10), deve ser maior ou igual ao valor dado na tabela 5.1, conforme o tempo requerido de resistência ao fogo.

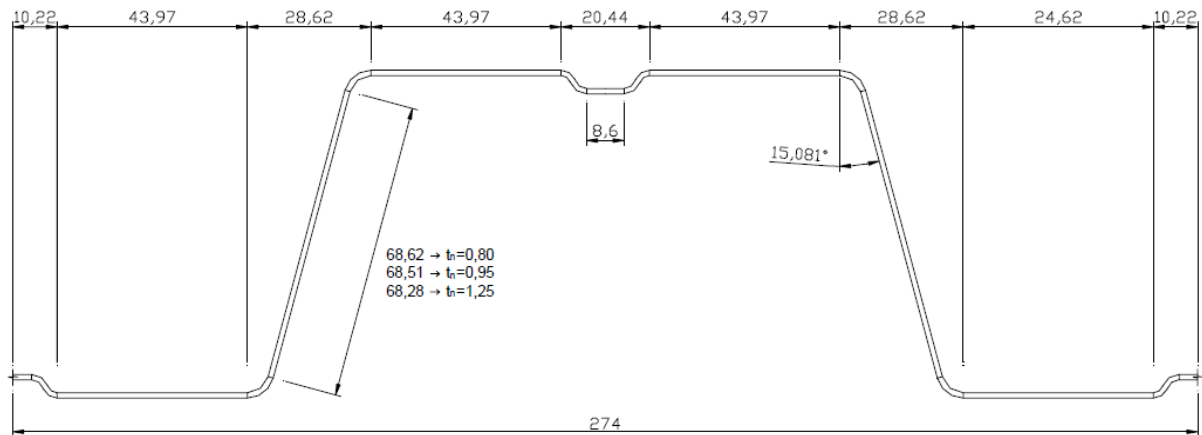
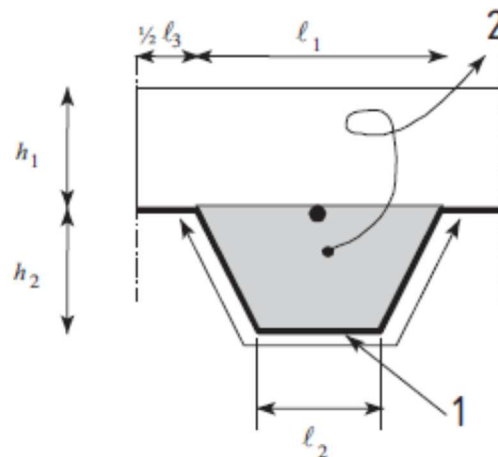


Fig. 6.9 – Dimensões para o cálculo de L1, L2 e L3 [24]

Fig. 6.10 – Dimensões para o cálculo de  $h_{ef}$ Isolamento térmico

A espessura eficaz é dada pela fórmula do EC4 parte 1.2, sub capítulo 4.3.2.:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \times \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3}, \text{ para } \frac{h_2}{h_1} \leq 1.5 \text{ e } h_1 > 40\text{mm}$$

$L_1 = 119 + 2 \times 28.62 = 176.24 \text{ mm}$  ( $> 155 \text{ mm}$  valor limite preconizado no EC4)

$L_2 = 119 \text{ mm}$

$L_3 = 155 - 2 \times 28.62 = 97.76 \text{ mm}$

$h_1 = 75 \text{ mm}$

$h_2 = 75 \text{ mm}$

1- Superfície exposta:  $L_r$

2- Área:  $A$

$$h_{ef} = 0.75 + \frac{0.75}{2} \times \frac{1.7624 + 1.19}{1.7624 + 0.9776} = 115.4\text{mm} \rightarrow \text{tabela da figura 5.1} \rightarrow \text{R90,}$$

$$\text{para } \frac{0.75}{0.75} \leq 1.5 \text{ e } h_1 > 40\text{mm} \text{ ok}$$

Desta forma a espessura eficaz cumpre o exigido nas normas pois tem capacidade resistente para 90 minutos e as normas para este edifício apenas exigem 60 minutos.

De acordo com as expressões do capítulo 5 do EC4 é preciso cumprir também a seguinte expressão para cumprir o critério de isolamento térmico:

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \Phi + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3}$$

Volume de betão na nervura por metro de nervura:

$$A = h_2 (L_1 + L_2) / 2 = 75 \times \left( \frac{176.24 + 119}{2} \right) = 11071.5\text{mm}^2/\text{m}$$

Área exposta da nervura por metro de nervura:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left( \frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2\sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{11071.5}{119 + 2\sqrt{75^2 + \left( \frac{176.24 - 119}{2} \right)^2}} = \frac{11071.5}{279.55} = 39.605$$

O fator  $\Phi$  da nervura superior é determinado através de:

$$\begin{aligned} \Phi &= \frac{\sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}}{l_3} = \\ &= \frac{\sqrt{75^2 + \left( 97.76 + \frac{176.24 - 119}{2} \right)^2} - \sqrt{75^2 + \left( \frac{176.24 - 119}{2} \right)^2}}{97.76} = 0.682 \end{aligned}$$

A resistência ao fogo, no que respeita ao critério de isolamento térmico é determinada a partir da seguinte expressão:

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \Phi + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3}$$

,onde são retirados os coeficientes da Tabela 5.10 para a determinação do critério de isolamento térmico:

$$t_i = -28.8 + 1.55 \times 75 - 12.6 \times 0.682 + 0.33 \times 39.605 - 735 \times \frac{1}{97.76} + 48 \times 39.605 \times \frac{1}{97.76} = 103.85 \text{ min}$$

A laje de acordo com o critério de isolamento térmico possui uma resistência ao fogo de 103.85 minutos superior aos 60 min requeridos para o edifício, e também superior aos 90 minutos anteriormente obtidos através da utilização da norma brasileira.

Existem duas possibilidades para a posição da linha neutra plástica, estando acima da fôrma de aço ou estando na fôrma de aço.

Desprezando a contribuição do betão tracionado, considerando a resultante de tração na fôrma e a resultante de compressão no betão.

$$A_{\text{inf}} = 11.9 \times 0.125 = 1.4875 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{lateral}} = 6.828 \times 0.125 = 0.8535 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 9.776 \times 0.125 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 7.5 \times 27.4 = 205.5 \text{ cm}^2$$

De acordo com a NBR 8800, verifica-se primeiro se a linha neutra está acima da fôrma de aço considerando o diagrama de tensões da figura 6.11.

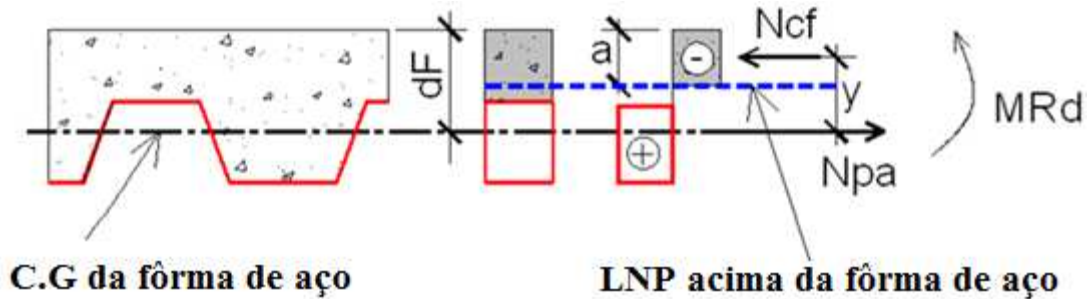


Fig. 6.11 – Diagrama de tensões considerando a linha neutra acima da fôrma de aço

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times \frac{f_{yF}}{\gamma_F = 1.1}$$

$$a = \frac{N_{pa}}{0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c = 1.4} \times b}$$

$$M_{Rd} = N_{pa} \times (d_F - 0.5 \times a)$$

Sendo:

$A_{F,ef}$ , a área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm), desprezando a largura das mossas na seção transversal;

$d_F$ , a distância da face superior da laje de betão ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

$f_{yF}$ , a resistência ao escoamento do aço da fôrma;

$b$ , a largura unitária da laje, considerando-a igual a 1000 mm

$a$ , a altura do bloco de betão comprimido

$$A_{F,ef} = 12.493 \text{ cm}^2$$

$$N_{pa} = 12.493 \times \frac{28}{1.1} = 318 \text{ Kn}$$

$$N_{cf} = t_c \times b \times \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = 7.5 \times 100 \times 0.85 \times \frac{2}{1.4} = 910.7 \text{ Kn}$$

Como  $N_{cf} > N_{pa}$  a linha neutra está acima da face superior da forma de aço

$$a = \frac{318}{0.85 \times \frac{2}{1.4} \times 100} = 2.62 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 318 \times ((15 - 3.772) - 0.5 \times 2.62) = 3153.924 \text{ Kn.cm} = 31.54 \text{ Kn.m}$$

O momento máximo positivo considerando o vão simplesmente apoiado:

$$p_{sd} = (1.35 \times (1.5 + 2.79) + 1.5 \times 5) \times 0.568 = 7.549 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{sd} \times 3^2}{8} = 8.49 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Neste caso prático a laje mista tem resistência ao fogo, mas caso não tenha a resistência adequada é necessário aplicar as medidas indicadas no capítulo 4 nos subcapítulos 4.4 e 4.5 para proteger a laje.

### 6.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS MISTAS

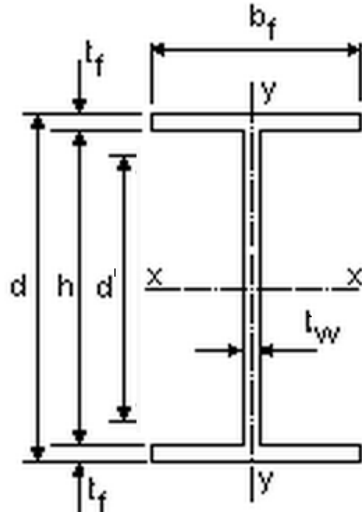
Na tabela 6.2, são apresentados os momentos de cálculo nas vigas e as seções dimensionadas segundo a NBR 8800.

Tabela.6.2 – Momentos nas vigas e dimensionamento - steel deck MF-75

Viga Logintudinal de BORDA 10x	V101=V102=V103=V104=V105=V128=V129=V130=V131=V132						
	Md (kNcm)	8160	Perfil	W 200x15	N.Conectores	20	16 mm
Viga Logintudinal INTERNA 22x	V106=V107=V108=V109=V110=V111=V112=V113=V114=V115=V116=V117=V118=V119=V120=V121=V122=V123=V124=V125=V126=V127						
	Md (kNcm)	9670	Perfil	W 200x15	N.Conectores	20	16 mm
Viga Transversal BORDA 6x	V133=V134=V135=V146=V147=V148						
	Md (kNcm)	11560	Perfil	W 310x21	N.Conectores	28	16 mm
Viga Transversal INTERNA 10x	V136=V137=V138=V139=V140=V141=V142=V143=V144=V145						
	Md (kNcm)	18020	Perfil	W 310x21	N.Conectores	28	16 mm

Na tabela 6.3 são indicadas todas as propriedades dos perfis utilizados no edifício sendo que apartir destas características vai-se verificar a sua resistência ou não ao fogo.

Tabela 6.3 – Propriedades dos perfis utilizados no edifício



	W 200 × 15	W 310 × 21
Massa linear (Kg/m)	15	21
d (mm)	200	303
b <sub>f</sub> (mm)	100	101
t <sub>w</sub> (mm)	4.3	5.1
t <sub>f</sub> (mm)	5.2	5.7
h (mm)	190	292
d' (mm)	170	272
Área (cm <sup>2</sup> )	19.4	27.2
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	1305	3776
W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	130.5	249.2
r <sub>x</sub> (cm)	8.2	11.77
Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	147.9	291.9
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	87	98
W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	17.4	19.5
r <sub>y</sub> (cm)	2.12	1.9
Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	27.3	31.4
I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	2.05	3.27
C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	8222	21628

As vigas mistas desta dissertação foram dimensionadas tendo apenas em consideração os esforços de flexão a que estão sujeitos já que o esforço transversal é desprezável pois não limita o seu dimensionamento. Parte-se do pressuposto também que a laje e a viga estão conectados corretamente.

Conforme explicado anteriormente os momentos solicitantes têm de ser obtidos através da Figura 6.6 multiplicando-os por 0.568.

No caso prático vai-se considerar o valor de  $b_{eff}$  como sendo de:

$$b_{eff} = \min \left[ \frac{L}{4}; 16 \times t_c + b_f; b_f + \left( \frac{l_1 + l_2}{2} \right) \right]$$

Sendo L, o valor do vão correspondente a 6000 mm,  $t_c$  o valor da laje de betão correspondente a 75 mm e  $l_1$  e  $l_2$  as distâncias respetivamente à viga adjacente à esquerda e à direita ambas de 3000mm.

Vigas W 200 × 15

$$b_{eff} = 130\text{cm}$$

Segundo a norma brasileira deve-se verificar se o eixo neutro se encontra na laje através da seguinte expressão:

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a}$$

$$0.85 \times K_{c,\theta} \times f_{ck} \times b \times t_c \geq [K_{y,\theta i} \times (b_{fi} \times t_{fi} + h \times t_w) + K_{y,\theta i} \times (b_{fs} \times t_{fs})] f_y$$

$K_{c,\theta}$  e  $K_{y,\theta i}$  são os coeficientes de redução de resistência do betão e do aço em função da temperatura tendo em conta o TRRF (de 60 min) e altura da laje de betão de acordo com a Figura 5.10.

Em relação ao  $K_{c,\theta}$ , considerando que laje de betão tem 75 mm, através da figura 5.10 verifica-se que a laje vai ter de ser dividida em 13 fatias para calcular uma temperatura ponderada para a laje de betão, através da expressão seguinte:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

$$\theta_c = \frac{1}{115.4} \times (5 \times 705 + 5 \times 642 + 5 \times 581 + 5 \times 525 + 5 \times 469 + 5 \times 421 + 5 \times 374 + 5 \times 327 + 5 \times 289 + 5 \times 250 + 5 \times 200 + 5 \times 175 + 5 \times 140) = 220.88^\circ\text{C}$$

Com este valor de temperatura ao longo da laje de betão, segundo a figura 3.16 o coeficiente de redução de resistência do betão está entre 0.95 para 200 °C e 0.85 para 300 °C. Verifica-se que a resistência do betão deve ser multiplicada por 0,92.

Em relação ao  $K_{y,\theta i}$ , segundo a norma brasileira consideram-se diferentes temperaturas para o banzo inferior (é igual à da alma) e para o banzo superior em função da massividade.

O fator de massividade é calculado da seguinte forma:

- para o banzo inferior:  $2(b_{fi} + t_{fi}) / (b_{fi} t_{fi}) = 2 \times (0.10 + 0.0052) / (0.10 \times 0.0052) = 404.6 m^{-1}$
- para o banzo superior:  $2(b_{fs} + t_{fs}) / b_{fs} t_{fs} = 404.6 m^{-1}$
- para a alma:  $2(h + t_w) / h t_w = 2 \times (0.190 + 0.0043) / (0.19 \times 0.0043) = 475.64 m^{-1}$

Com este fator de massividade e analisando o gráfico da figura 6.12 exposto na página seguinte, verifica-se que a partir de um valor de  $300 m^{-1}$  de massividade não há acréscimo de temperatura. Então a partir da tabela 3.1 verifica-se que a temperatura atingida para as 3 componentes de aço analisadas é de 942 °C.

Com esta temperatura através da Figura 3.16 verifica-se que a resistência do aço deve ser multiplicada por 0.05.

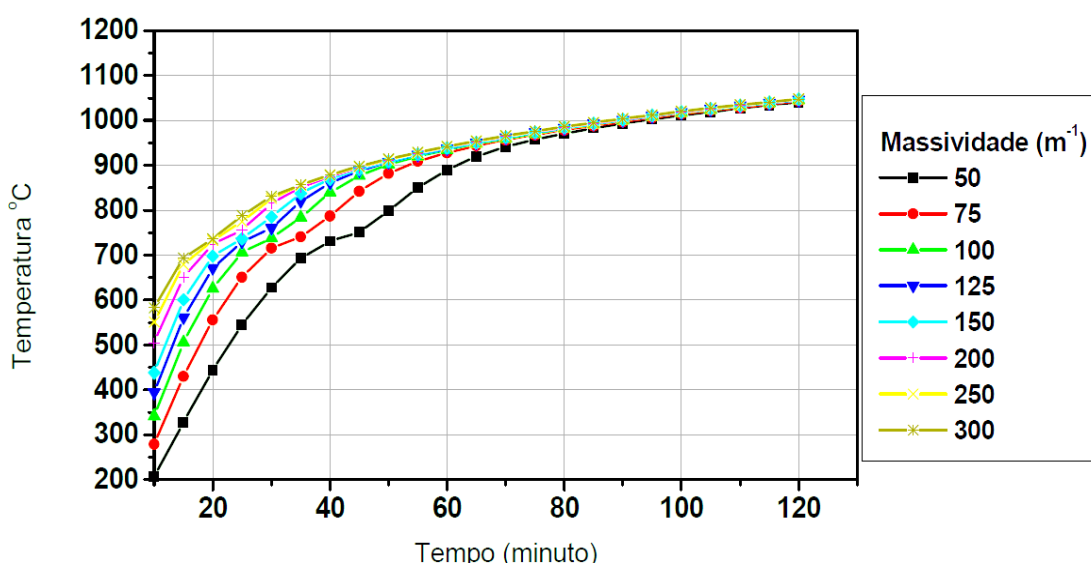


Fig. 6.12 – Massividade em função do tempo e da temperatura

Para o eixo neutro estar na laje é necessário que a equação seguinte seja satisfeita:

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a}$$

$$0.85 \times 0.92 \times 2 \times 130 \times 0.75 \geq [0.05 \times (10 \times 0.52 + 19 \times 0.43) + 0.05 \times (10 \times 0.52)] \times 25$$

$$152.5 \text{ kN} \geq 23.21 \text{ kN} \text{ Ok}$$

Para calcular o momento fletor resistente é necessário calcular as expressões modificadas retiradas da NBR 8800 ( ver Figura 6.13) para verificações em situação de incêndio.

$$T_{fi} = (Af_y)_{fi,a} \quad C_{fi} = 0,85K_{c,\theta} f_{ck} b a \quad a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85K_{c,\theta} f_{ck} b}$$

$$M_{fi,n} = K_{y,\theta} f_y \left[ (b_{fi} t_{fi}) \left( d + h_f + t_c + \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (h_{t_w}) \left( t_{fs} + h_f + t_c - \frac{h - a}{2} \right) \right] + K_{y,\theta} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left( h_f + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

Fig. 6.13 – Equações para o cálculo do momento resistente

$$T_{fi} = 23.21 \text{ Kn} = C_{fi}$$

$$a = \frac{23.21}{0.85 \times 0.92 \times 2 \times 130} = 0.114$$

O momento fletor resistente pode ser obtido avaliando os momentos em relação ao centro de gravidade, através da expressão:

$$M_{fi,n} = 0.05 \times 25 \left[ 10 \times 0.52 \times \left( 20 + 7.5 + 7.5 + \frac{0.52 + 0.114}{2} \right) + (19 \times 0.43) \right. \\ \left. \times \left( 0.52 + 7.5 + 7.5 - \frac{19 - 0.114}{2} \right) \right] + 0.05 \times 25 \times (10 \times 0.52) \\ \times \left( 7.5 + 7.5 + \frac{0.52 - 0.114}{2} \right) = 390.44 \text{ Kn.cm}$$

A Figura 6.14 extraída da NBR 8800 representa a distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sujeitas a momento positivo em temperatura de incêndio, estando a linha neutra na laje, com as resistências multiplicadas pelos coeficientes de redução de resistência em função das temperaturas calculadas.

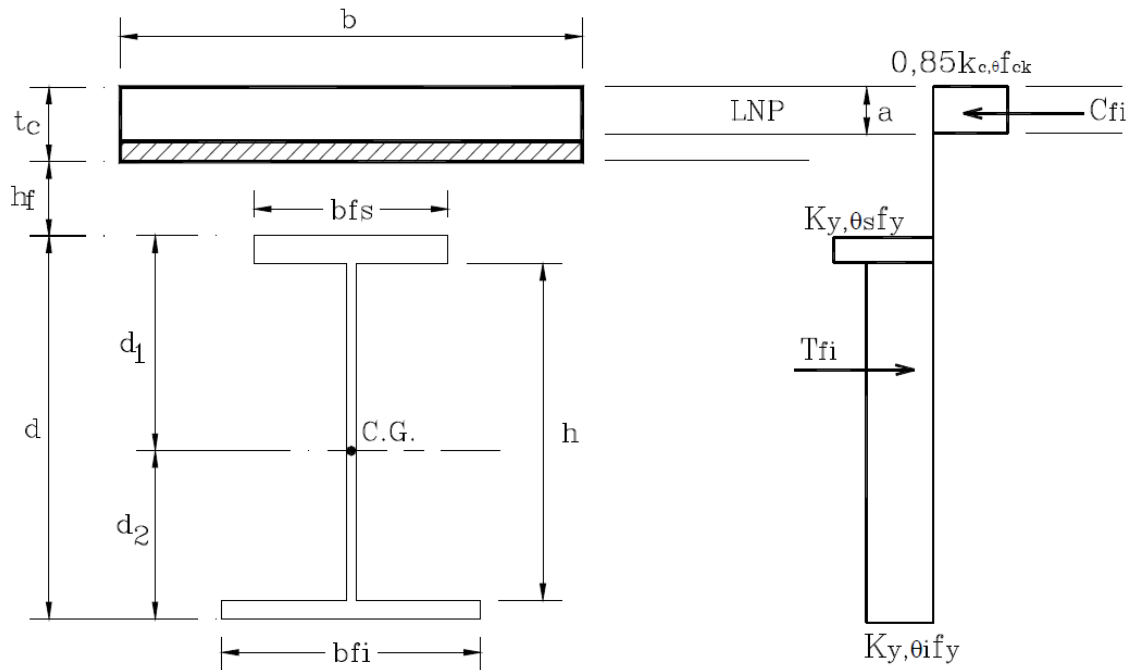


Fig. 6.14 – Distribuição de tensões em vigas mistas

Para o caso desta viga o maior esforço solicitante é  $9670 \times 0,568 = 54,93$  kN.m, sendo muito superior ao momento resistente.

Nesta viga é necessário aplicar as medidas e os materiais de proteção adequados indicados no capítulo 4, nos subcapítulos 4.4 e 4.5, para proteger a viga mista.

#### Vigas W 310 × 21

$$b_{eff} = 130,1 \text{ cm}$$

Seguindo a norma brasileira vamos verificar se o eixo neutro se encontra na laje através da seguinte expressão:

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a}$$

$$0,85 \times K_{c,\theta} \times f_{ck} \times b \times t_c \geq [K_{y,\theta i} \times (b_{fi} \times t_{fi} + h \times t_w) + K_{y,\theta i} \times (b_{fs} \times t_{fs})] f_y$$

$K_{c,\theta}$  e  $K_{y,\theta i}$  são os coeficientes de redução de resistência do betão e do aço e vão ter os mesmo valores calculados para a viga W 200 × 15, ou seja,  $K_{c,\theta}$  igual a 0,92 e  $K_{y,\theta i}$  igual a 0,05.

Para o eixo neutro estar na laje é necessário respeitar a equação seguinte:

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a}$$

$$0,85 \times 0,92 \times 2 \times 131 \times 0,75 \geq [0,05 \times (10,1 \times 0,57 + 29,2 \times 0,51) + 0,05 \times (10,1 \times 0,57)] \times 25$$

$$153,7 \text{ kN} \geq 33 \text{ kN} \text{ Ok}$$

$$T_{fi} = 33 \text{ kN} = C_{fi}$$

$$a = \frac{33}{0.85 \times 0.92 \times 2 \times 131} = 0.161$$

O momento flector resistente pode ser obtido avaliando os momentos em relação ao centro de gravidade, através da expressão:

$$M_{f,i,n} = 0.05 \times 25 \left[ 10.1 \times 0.57 \times \left( 30.3 + 7.5 + 7.5 + \frac{0.57 + 0.161}{2} \right) + (29.2 \times 0.51) \right. \\ \left. \times \left( 0.57 + 7.5 + 7.5 - \frac{29.2 - 0.161}{2} \right) \right] + 0.05 \times 25 \times (10.1 \times 0.57) \\ \times \left( 7.5 + 7.5 + \frac{0.57 - 0.161}{2} \right) = 457.6 \text{ kN.cm}$$

Para o caso desta viga o esforço solicitante é de  $18020 \times 0.568 = 102.35 \text{ kN.m}$ , sendo superior ao momento resistente, logo assim como na viga anterior é necessário aplicar as medidas e os materiais de proteção ao fogo adequados indicados no capítulo 4 nos subcapítulos 4.4 e 4.5.

#### 6.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE PILARES MISTOS

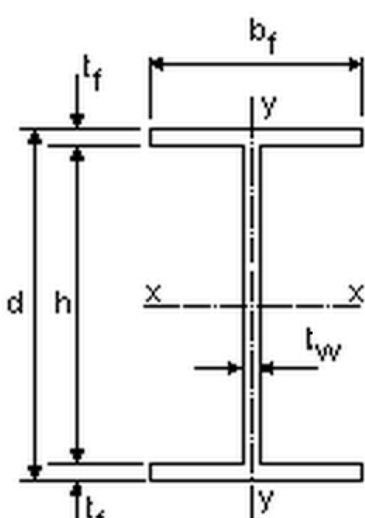
Nos pilares não existem momentos flectores porque foi colocado um núcleo central sendo assim os pilares são dimensionados apenas para o esforço normal (compressão simples), sendo os esforços e o respetivo dimensionamento apresentados, na tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Esforços nos pilares e dimensionamento – steel deck MF-75

Pilares P1=P6=P15=P20 (4x)								
Pav.	1	2	3	4	5	6	7	8
Normal (kN)	870	760	650	540	430	320	210	110
Perfil	CS 250x52							
Pilares P2=P3=P4=P5=P16=P17=P18=P19 (8x)								
Pav.	1	2	3	4	5	6	7	8
Normal (kN)	1630	1430	1220	1020	820	610	410	200
Perfil	CS 250x76		CS 250x52					
Pilares P7=P10=P11=P14 (4x)								
Pav.	1	2	3	4	5	6	7	8
Normal (kN)	1510	1320	1130	940	760	570	380	190
Perfil	CS 250x76		CS 250x52					
Pilares P8=P9=P12=P13 (4x)								
Pav.	1	2	3	4	5	6	7	8
Normal (kN)	2490	2180	1870	1110	1250	940	620	310
Perfil	CS 300x76			CS 250x52				

Na tabela 6.5 temos as propriedades dos perfis utilizados no edifício.

Tabela 6.5 – Propriedades dos perfis utilizados no edifício



	CS 250 × 52	CS 250 × 76	CS 300 × 76
Massa linear (Kg/m)	51.8	76.5	76.1
Área (cm <sup>2</sup> )	66	97.4	97
d (mm)	250	250	300
t <sub>w</sub> (mm)	8	8	8
h (mm)	231	218	275
t <sub>f</sub> (mm)	9.5	16	12.5
b <sub>f</sub> (mm)	250	250	300
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	7694	11659	16894
W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	616	933	1126
r <sub>x</sub> (cm)	10.8	10.94	13.2
Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	678	1031	1229
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	2475	4168	5626
W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	198	333	375
r <sub>y</sub> (cm)	6.12	6.54	7.62
Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	301	503	567
C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	357878	570502	1162596
I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	18	72	44

No edifício da dissertação de Costa Lima [1] foram usados pilares apenas de aço e no âmbito desta dissertação é pretendido verificar-se pilares mistos em situação de incêndio. Ao colocar pilares mistos para substituir os pilares originais de aço seria necessário analisar novamente a estrutura já que são modificadas as propriedades geométricas dos pilares. Porém o que se fez foi que a partir dos esforços (ver tabela 6.5) para os quais se dimensionaram pilares metálicos foram dimensionados pilares mistos equivalentes para se fazer a verificação dos mesmos em incêndio.

Para fazer este dimensionamento utilizou-se uma planilha em excell que está exposta no Anexo A, desenvolvida pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) do Instituto Aço Brasil [21].

Através dos resultados da planilha verificam-se as vantagens dos pilares mistos em relação aos metálicos pois todos passaram a ser mais leves (em relação ao consumo de aço) e todos passaram a ter resistência ao fogo para o TRRF do edifício de 60 minutos, sem necessitarem de materiais de proteção ao fogo.

Mais pormenores sobre o seu uso, estão explicados no início do Anexo A.

## 7

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação pretende contribuir para uma melhor compreensão sobre como fazer as verificações de resistência em elementos mistos quando estão expostos ao fogo. Com este objetivo claro analisaram-se as normas brasileiras e os eurocódigos e destacaram-se as diferenças. Aplicando as regras preconizadas nas normas brasileiras foi feita a verificação de resistência ao fogo num caso prático de um edifício com dimensões correntes. Para obter os momentos solicitantes adequados foi utilizada uma relação entre cargas variáveis sobre cargas permanentes já explicadas no capítulo 6, de acordo com a referência [14].

Analisando as dimensões do edifício e comparando com o que é exigido nas normas brasileiras, verifica-se que os elementos mistos da edificação têm de resistir pelo menos 60 minutos ao fogo.

Em relação às lajes mistas após uma análise cuidada ao EC4 (parte 1.2) verifica-se que às expressões descritas na NBR 14323, acrescenta-se o cálculo do critério de isolamento térmico seguinte (de acordo com os termos já detalhados no subcapítulo 5.3):

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \Phi + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3} \quad (7.1)$$

Outras indicações que aparecem no EC4 (parte 1.2) mas não surgem na NBR 14323, são os campos de aplicação apropriados para lajes sem proteção a elevadas temperaturas e as respetivas dimensões do tipo de laje adotado (de acordo com a Figura 5.8).

De referir que no caso prático da laje mista MF-75, esta tem resistência ao fogo e não será necessário aplicar as medidas indicadas no capítulo 4 (nos subcapítulos 4.4 e 4.5) para proteger a laje.

Em relação às vigas mistas a temperatura atingida na laje de betão no EC4 é obtida através da Figura 5.16 sendo a mesma utilizada na norma brasileira (ver Figura 5.10) onde os valores de temperatura atingidos na laje são dados de acordo com a profundidade da seção que está a ser analisada e de acordo com o tempo durante o qual a viga está exposta ao fogo.

De referir que no caso das vigas mistas utilizadas no caso prático é necessário aplicar as medidas indicadas nos pontos 4.4 e 4.5 para proteger a viga.

Em relação aos pilares mistos tanto a norma brasileira NBR 14323 como o EC4 utilizam um método tabular (método utilizado para a verificação de resistência ao fogo no caso prático) e um método

analítico. Porém neste método analítico são dadas informações mais detalhadas, como no caso dos pilares parcialmente revestidos (situação do caso prático) onde a seção de aço é separada em trechos. Desta forma a temperatura não é considerada uniforme sendo os trechos mais envolvidos em betão (como é o caso da alma) os mais protegidos contra o fogo, atingindo temperaturas inferiores às dos banzos superiores e inferiores tornando este um método mais próximo da realidade.

De referir que no caso prático comprovam-se as vantagens dos pilares mistos em relação aos metálicos pois todos passaram a ser mais leves (em relação ao consumo de aço) e todos passaram a ter resistência ao fogo para o TRRF do edifício de 60 minutos, sem necessitarem de materiais de proteção ao fogo.

De uma forma concisa e comparando a verificação da resistência ao fogo dos três elementos estruturais analisados entre o EC4 (parte 1.2) e a norma brasileira NBR 14323 pode-se considerar que o EC4 acaba por ser mais completo e conservativo do que a norma brasileira até porque a norma brasileira foi feita baseando-se nos eurocódigos.

Espera-se que o presente trabalho seja útil já que até ao momento não existem muitos trabalhos nacionais com estudos aprofundados e que abordem concretamente este tema.

## **7.2 RECOMENDAÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DE TRABALHOS FUTUROS**

Baseado na enriquecedora experiência semestral usufruída no Brasil na empresa “ConstruAço”, em simultâneo com a concretização desta tese na UFSCar através do programa MOBILE, pensa-se que esta temática geral de segurança ao fogo de construções mistas aço-betão poderá ser enriquecida através das seguintes sugestões de extensões futuras:

- Realizar exemplo prático representado detalhadamente no capítulo 6 de verificação de resistência ao fogo dos elementos mistos (realizado pelas normas brasileiras), agora de acordo com as disposições do EC3 e EC4 (parte 1.2 verificações em situação de incêndio).
- Realizar estudos paramétricos associados a vários rácios de espaçamentos em planta entre pórticos e até de altura de interpisos. Alterar as dimensões dos edifícios e fazer novas análises agora com diferentes distâncias interpisos e dos pórticos na direcção x e na direcção y, pressupõe uma pré-análise estrutural do edifício modificado através do software Robot Structural Analysis ou outro similar.
- Estudo de tipologias assimétricas em planta e em alçado transformando a forma do edifício em L ou U por exemplo, em simultâneo com variabilidades de distâncias entre pórticos e de alturas interpisos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Ygor Dias da Costa Lima, *Alternativas de sistemas de lajes para edifício em aço:um estudo comparativo*, Programa de pós-graduação em construção civil, UFSCar, São Carlos, 2009.
- [2] Silva, M. P., *Estado e Corporações nos EUA da Era Progressiva*, Dissertação de Mestrado, Instituto de Filosofia e Ciências Humanas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2004.
- [3] Luis Filipe Pires Rodrigues, *Desenvolvimento de um toolkit em excell para o dimensionamento de pilares mistos segundo o eurocódigo 4*, Dissertação de mestrado em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.
- [4] Luis Calado, João Santos, *Estruturas mistas de Aço e Betão*, 1st Press, Lisboa, 2010.
- [5] Jorge Agostinho Teixeira Guimarães, *Análise e dimensionamento de pórticos mistos aço-betão*, Dissertação de mestrado em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009.
- [6] Crisinel, M.; O'leary, D. Composite floor slab design and construction. In *Structural Engineering International*, v.6, n.1, p.41-6, 1996.
- [7] *Steel designers' manual*. Edited by Buick Davison & Graham W. Owens, Oxford, Blackwell Scientific, 6<sup>o</sup> edition, 2003.
- [8] Alexandre Itiu Seito, et al , *Segurança contra incêndio no Brasil*, Projeto Editora, São Paulo, 2008.
- [9] Rodrigo Barreto Caldas, *Análise Numérica de Estruturas de Aço, concreto e mistas em situação de incêndio*, Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.
- [10] Valdir Pignatta e Silva, *Estruturas de Aço em situação de incêndio*. Zigurate Editora, São Paulo, 2001.
- [11] Daniel Lemos Mouço, *Modelo inelástico para análise avançada de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio*, dissertação de mestrado em ciências de engenharia civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- [12] Paulo Vila Real, *Incêndio em Estruturas metálicas-Cálculo Estrutural*, Edições Orion, Amadora, 2003.
- [13] ABNT NBR 14323:2013 - *Dimensionamento de estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio*, Rio de Janeiro 2013.
- [14] Valdir Pignatta e Silva, *Estruturas de Aço em situação de incêndio*, Zigurate Editora, São Paulo, 2001.
- [15] *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2:General rules – Structural fire design*. Bruxelas, 2005.
- [16] ABNT NBR 14432 - *Fire-resistance requirements for building construction elements*, Rio de Janeiro, 2001.
- [17] Compilação legislativa, *Segurança contra incêndios em edifícios*, Ministério da administração interna, 1ª edição, ANPC, 2009.

[18] ABNT NBR 8800 - *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas aço e concreto de edifícios*, Rio de Janeiro 2006.

[19] Nuno Filipe Almeida Cardoso, *Dimensionamento e comparação de custos de execução de lajes a grande altura com soluções tradicionais escoradas e em estrutura mista aço betão*, Dissertação de mestrado em Construções, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013.

[20] Daniel Lemos Mouço, *Análise e segurança de Estruturas de Aço-concreto em situação de incêndio*, Projeto de final de curso apresentado ao corpo docente do departamento de Mecânica aplicada e estruturas da escola politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

[21] Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) do Instituto Aço Brasil, “*Edifícios de pequeno porte estruturados em aço*”, 4ª edição, Rio de Janeiro, 2011.

[22] *Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Parte 1-1: General rules for buildings*. Bruxelas, 2004.

## **ANEXO A**

Relatório de verificações para o exemplo do ponto 6.4

De referir que os perfis mistos 1,2 e 3 foram dimensionados pela planilha excell da página seguinte.

1220 kN é o esforço máximo utilizado para a seção CS 250 × 52 sendo substituído pelo perfil misto 1.

1630 kN é o esforço máximo utilizado para a seção CS 250× 76 sendo substituído pelo perfil misto 2.

2490 kN é o esforço máximo utilizado para a seção CS 300 × 76 sendo substituído pelo perfil misto 3.

A carga permanente calculada ( $N_{sd}$ ) nas planilhas depende apenas das solicitações na estrutura e calcula-se através da seguinte expressão:

$$N_{sd} = \frac{\text{carga permanente}}{\text{carga total}} = \frac{1.5 + 2.79}{1.5 + 2.79 + 5} = 0.4618$$

O nível de carga dos pilares mistos parcialmente revestidos:

$$\eta_{fi} = \frac{N_{fi,sd}}{N_{Rd}} = \frac{\text{perfil misto 1}}{\text{perfil misto 2}} = \frac{1220 \times 0.568}{2418.9} = 0.286 \quad \eta_{fi} = \frac{1630 \times 0.568}{3097.2} = 0.299 \quad \eta_{fi} = \frac{2490 \times 0.568}{3448.3} = 0.410$$

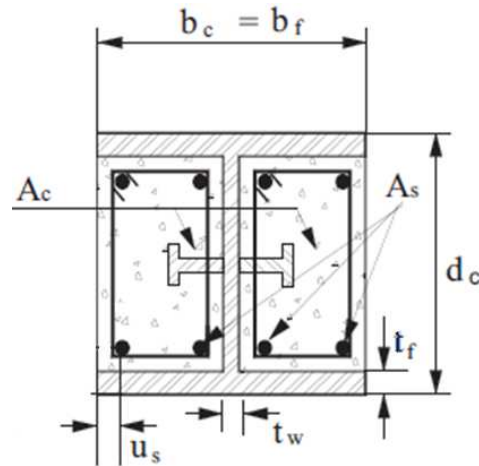


Figura A.1 –Distâncias e dimensões para os níveis de carga

Como o perfil misto 1 tem  $\eta_{fi} \leq 0.3$  a distância  $u_s$  define-se de 50 mm tendo as dimensões  $d_c$  e  $b_c$  o valor de 250 mm e uma taxa de armadura de  $\frac{A_s}{A_c+A_s} = 0.56$

Como o perfil misto 2 tem  $\eta_{fi} \leq 0.3$  a distância  $u_s$  define-se de 50 mm tendo as dimensões  $d_c$  e  $b_c$  o valor de 250 mm e uma taxa de armadura de  $\frac{A_s}{A_c+A_s} = 0.66$

Como o perfil misto 3 tem  $\eta_{fi} \leq 0.5$  a distância  $u_s$  define-se de 50 mm tendo as dimensões  $d_c$  e  $b_c$  o valor de 300 mm e uma taxa de armadura de  $\frac{A_s}{A_c+A_s} = 0.57$

Para a armadura longitudinal deixaram-se os valores pré-programados para todos os perfis.

Nas próximas folhas são apresentadas a planilha em Excell com as verificações que validam os pilares mistos escolhidos para substituir os pilares metálicos, sendo que não são utilizados os perfis padrão da norma brasileira.

## Perfil misto 1



Imprimir

Formulação



## PILAR MISTO PREENCHIDO

 Projeto:  
 Responsável:  
 Data:

## Materiais

## Concreto

 Classe de Concreto ( $f_{ck}$ ): 25 ...  
 Peso Próprio ( $kN/m^3$ ): 25

## Aço do Perfil

 Tensão de Escoamento ( $f_y$ ): 350 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

Obs: tensões e módulos em MPa

## Aço das Barras

 Tensão de Escoamento ( $f_{ys}$ ): 500 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

## Perfil, Geometria da Seção e Armaduras

Monte perfil a partir das espessuras de chapa:

Obs.: valores em mm

Nomenclatura: na figura, 2x2 linhas de barras (hvx)

	Atual:	Opções:
Altura ( $d$ ):	250	250 ...
Alt. Alma ( $h$ ):	234.0	
Esp. Alma ( $t_w$ ):	4.75	4.75 ...
Larg. Mesa ( $b_f$ ):	250	250 ...
Esp. Mesa ( $t_f$ ):	8	8 ...

## ARMADURA LONGITUDINAL:

Núm. de linhas de barras na horizontal(*):	2
Núm. de linhas de barras na vertical(*):	2
Diâmetro das barras (mm):	12.5 ...
Cobrimento das barras (mm)	20
(*) de cada lado da alma	
Número total de barras:	8

## Propriedades do Perfil:

Pos. CG (inferior):	125.0 mm	Inércia $y$ ( $I_y$ ):	2084 cm <sup>4</sup>
Massa:	40.1 kg/m	Módulo Resistente ( $W_y$ ):	167 cm <sup>3</sup>
Área:	51.1 cm <sup>2</sup>	Raio de Giração $y$ ( $r_y$ ):	6.38 cm
Inércia $x$ ( $I_x$ ):	6366 cm <sup>4</sup>	Módulo Plástico $y$ ( $Z_y$ ):	251 cm <sup>3</sup>
Módulo Resistente $x$ ( $W_{xx}$ ):	509 cm <sup>3</sup>	Raio de Giração Torção ( $r_t$ ):	6.90 cm
Raio de Giração $x$ ( $r_x$ ):	11.16 cm	Inércia Torção ( $I_t$ ):	9.40 cm <sup>4</sup>
Módulo Plástico ( $Z_x$ ):	549 cm <sup>3</sup>	Coef. Empenamento ( $C_w$ ):	305021 cm <sup>6</sup>

## Comprimentos de flambagem e Carregamentos

Comprimento destravado (m):	<b>3.00</b>	Esforço normal de cálculo ( $N_{sd}$ ) (kN):	<b>1220</b>
Coef. Flambagem direção x:	<b>1.00</b>	Parcela permanente de $N_{sd}$ :	<b>0.4618</b>
Coef. Flambagem direção y:	<b>1.00</b>	Momento de cálculo em x ( $M_{sd,x}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção x (m):	<b>3.00</b>	Momento de cálculo em y ( $M_{sd,y}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção y (m):	<b>3.00</b>		

## Verificações

Contribuição do aço ( $\geq 0.2$ e $\leq 0.9$ ):	<b>0.56</b>	<b>OK</b>		
Taxa de armadura longitudinal (%):	<b>1.60</b>	<b>OK</b>		
Flambagem local do perfil ( $b_f/t_f$ ):	<b>31.25</b>	<b>OK</b>	limite = $1,49 (E/f_y)^{1/4}$	35.6

Esforços Normais (kN)		Esbeltezes:		Momentos Fletores (kNm)	
$N_{Rd,pl}$	2909.4	$\lambda_{0x}$	0.445	$M_{Rd,pl,x}$	224.6
$N_{Rd,pl,c}$	856.2	$\lambda_{0y}$	0.664	$M_{max,Rd,pl,x}$	238.2
$N_{Rd,pl,a}$	1626.4	<u>Coeficientes de Flambagem:</u>		$M_{Rd,pl,y}$	134.6
$N_{Rd,pl,s}$	490.9	$\chi_x$	0.921	$M_{max,Rd,pl,y}$	134.4
$N_{R,pl}$	3478.5	$\chi_y$	0.831	Linhas Neutras Plásticas (cm)	
$N_{ex}$	17579.4			$h_{nx}$	6.35
$N_{ey}$	7884.7			$h_{ny}$	0.60

Esforço Normal Resistente:		Momentos Fletores Resistentes:	
$N_{Rd}$ (kN)	<b>2418.9</b>	$M_{Rdx}$ (kNm)	<b>224.6</b>
$N_{sd}/N_{Rd}$	<b>50%</b>	$M_{sd,x}/M_{Rdx}$	<b>0%</b>
		$M_{Rdy}$ (kNm)	<b>134.6</b>
		$M_{sd,y}/M_{Rdy}$	<b>0%</b>

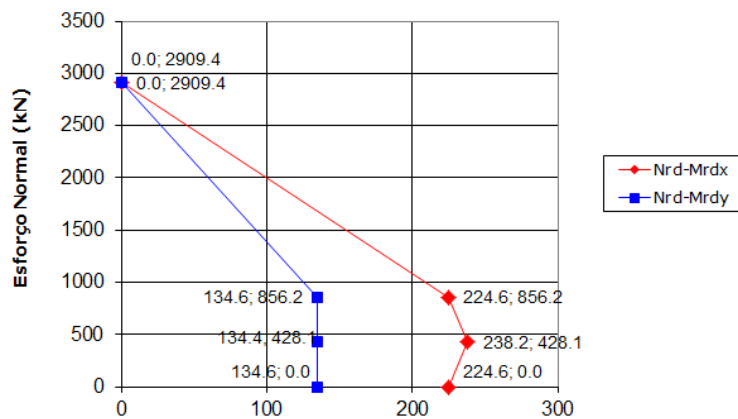
Verificação Modelo I de Cálculo: **OK**

$N_{sd} \leq N_{Rd}$		<b>OK</b>
$N_{sd}/N_{Rd} + 8/9 * (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{sd}/N_{Rd} \geq 0,2$	<b>0.50</b>	<b>OK</b>
$N_{sd}/(2N_{Rd}) + (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{sd}/N_{Rd} < 0,2$	<b>N.A.</b>	

Verificação Modelo II de Cálculo: **OK**

$N_{sd} \leq N_{Rd}$		<b>OK</b>
$M_{sd,t,x}/(\mu_x M_{c,x}) + M_{sd,t,y}/(\mu_y M_{c,y}) \leq 1$	<b>0.29</b>	<b>OK</b>
<b>0.12</b> <b>OK</b>	(imperfeição considerada em x)	
<b>0.29</b> <b>OK</b>	(imperfeição considerada em y)	

Curvas de Interação Momento-Normal da Seção





Imprimir

Formulação



## Perfil misto 2

## PILAR MISTO PREENCHIDO

 Projeto:  
 Responsável:  
 Data:

## Materiais

## Concreto

 Classe de Concreto ( $f_{ck}$ ): 25 ...  
 Peso Próprio ( $kN/m^3$ ): 25

## Aço do Perfil

 Tensão de Escoamento ( $f_y$ ): 350 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

Obs: tensões e módulos em MPa

## Aço das Barras

 Tensão de Escoamento ( $f_{ys}$ ): 500 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

## Perfil, Geometria da Seção e Armaduras

Monte perfil a partir das espessuras de chapa:

Obs.: valores em mm

Nomenclatura: na figura, 2x2 linhas de barras (h<sub>xv</sub>)

	Atual:	Opções:
Altura ( $d$ ):	250	250 ...
Alt. Alma ( $h$ ):	225.0	
Esp. Alma ( $t_w$ ):	6.35	6.35 ...
Larg. Mesa ( $b_f$ ):	250	250 ...
Esp. Mesa ( $t_f$ ):	12.5	12.5 ...

## ARMADURA LONGITUDINAL:

Núm. de linhas de barras na horizontal(*):	2
Núm. de linhas de barras na vertical(*):	2
Diâmetro das barras (mm):	12.5 ...
Cobrimento das barras (mm)	20
(*) de cada lado da alma	
Número total de barras:	8

## Propriedades do Perfil:

Pos. CG (inferior):	125.0	mm
Massa:	60.3	kg/m
Área:	76.8	cm <sup>2</sup>
Inércia x ( $I_x$ ):	9424	cm <sup>4</sup>
Módulo Resistente x ( $W_{xx}$ ):	754	cm <sup>3</sup>
Raio de Giro x ( $r_x$ ):	11.08	cm
Módulo Plástico ( $Z_x$ ):	823	cm <sup>3</sup>

Inércia y ( $I_y$ ):	3256	cm <sup>4</sup>
Módulo Resistente ( $W_y$ ):	260	cm <sup>3</sup>
Raio de Giro y ( $r_y$ ):	6.51	cm
Módulo Plástico y ( $Z_y$ ):	393	cm <sup>3</sup>
Raio de Giro Torção ( $r_t$ ):	6.96	cm
Inércia Torção ( $I_t$ ):	34.58	cm <sup>4</sup>
Coef. Empenamento ( $C_w$ ):	459035	cm <sup>6</sup>

## Comprimentos de flambagem e Carregamentos

Comprimento destravado (m):	<b>3.00</b>	Esforço normal de cálculo ( $N_{sd}$ ) (kN):	<b>1630</b>
Coef. Flambagem direção x:	<b>1.00</b>	Parcela permanente de $N_{sd}$ :	<b>0.4618</b>
Coef. Flambagem direção y:	<b>1.00</b>	Momento de cálculo em x ( $M_{sd,x}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção x (m):	<b>3.00</b>	Momento de cálculo em y ( $M_{sd,y}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção y (m):	<b>3.00</b>		

## Verificações

Contribuição do aço ( $\geq 0.2$ e $\leq 0.9$ ):	<b>0.66</b>	<b>OK</b>		
Taxa de armadura longitudinal (%):	<b>1.60</b>	<b>OK</b>		
Flambagem local do perfil ( $b_f/t_f$ ):	<b>20.00</b>	<b>OK</b>	limite = $1,49 (E/f_y)^{1/2}$	35.6

Esforços Normais (kN)		Esbeltezes:		Momentos Fletores (kNm)	
$N_{Rd,pl}$	3687.3	$\lambda_{0x}$	0.425	$M_{Rd,pl,x}$	310.5
$N_{Rd,pl,c}$	817.2	$\lambda_{0y}$	0.645	$M_{max,Rd,pl,x}$	321.3
$N_{Rd,pl,a}$	2443.2	<u>Coefficientes de Flambagem:</u>		$M_{Rd,pl,y}$	178.0
$N_{Rd,pl,s}$	490.9	$\chi_x$	0.927	$M_{max,Rd,pl,y}$	178.6
$N_{R,pl}$	4322.5	$\chi_y$	0.840	Linhas Neutras Plásticas (cm)	
$N_{ex}$	23899.7			$h_{nx}$	5.28
$N_{ey}$	10375.1			$h_{ny}$	0.26

Esforço Normal Resistente:		Momentos Fletores Resistentes:	
$N_{Rd}$ (kN)	<b>3097.2</b>	$M_{Rdx}$ (kNm)	<b>310.5</b>
$N_{sd}/N_{Rd}$	<b>53%</b>	$M_{sd,x}/M_{Rdx}$	<b>0%</b>
		$M_{Rdy}$ (kNm)	<b>178.0</b>
		$M_{sd,y}/M_{Rdy}$	<b>0%</b>

Verificação Modelo I de Cálculo: **OK**

$N_{sd} \leq N_{Rd}$  **OK**

$N_{sd}/N_{Rd} + 8/9 * (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{Rdy}) \leq 1$  para  $N_{sd}/N_{Rd} \geq 0,2$  **0.53** **OK**

$N_{sd}/(2N_{Rd}) + (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{Rdy}) \leq 1$  para  $N_{sd}/N_{Rd} < 0,2$  **N.A.**

Verificação Modelo II de Cálculo: **OK**

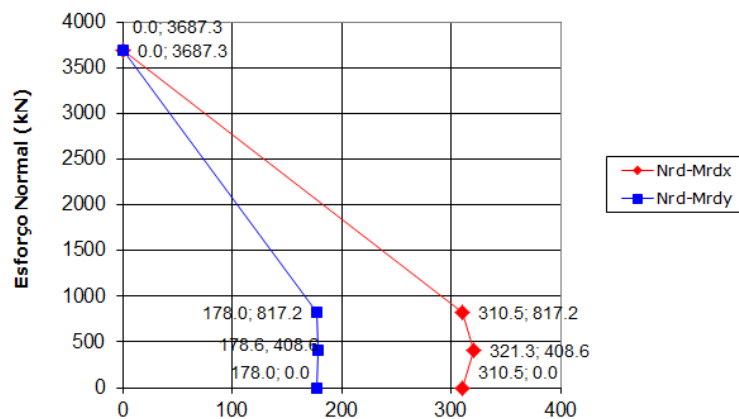
$N_{sd} \leq N_{Rd}$  **OK**

$M_{sd,t,x}/(\mu_x M_{c,x}) + M_{sd,t,y}/(\mu_y M_{c,y}) \leq 1$  **0.34** **OK**

**0.13** **OK** (imperfeição considerada em x)

**0.34** **OK** (imperfeição considerada em y)

Curvas de Interação Momento-Normal da Seção



## Perfil misto 3



Imprimir

Formulação



## PILAR MISTO PREENCHIDO

 Projeto:  
 Responsável:  
 Data:

## Materiais

## Concreto

 Classe de Concreto ( $f_{ck}$ ): 25 ...  
 Peso Próprio ( $kN/m^3$ ): 25

## Aço do Perfil

 Tensão de Escoamento ( $f_y$ ): 350 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

Obs: tensões e módulos em MPa

## Aço das Barras

 Tensão de Escoamento ( $f_{ys}$ ): 500 ...  
 Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ): 200000

## Perfil, Geometria da Seção e Armaduras

Monte perfil a partir das espessuras de chapa:

Obs.: valores em mm

Nomenclatura: na figura, 2x2 linhas de barras (hvx)

	Atual:	Opções:
Altura ( $d$ ):	300	300 ...
Alt. Alma ( $h$ ):	281.0	
Esp. Alma ( $t_w$ ):	4.75	4.75 ...
Larg. Mesa ( $b_f$ ):	300	300 ...
Esp. Mesa ( $t_f$ ):	9.5	9.5 ...

## ARMADURA LONGITUDINAL:

 Núm. de linhas de barras na horizontal(\*): 2  
 Núm. de linhas de barras na vertical(\*): 2  
 Diâmetro das barras (mm): 12.5 ...  
 Cobrimento das barras (mm): 20  
 (\*) de cada lado da alma  
 Número total de barras: 8

## Propriedades do Perfil:

 Pos. CG (inferior): 150.0 mm  
 Massa: 55.2 kg/m  
 Área: 70.3 cm<sup>2</sup>  
 Inércia  $x$  ( $I_x$ ): 12908 cm<sup>4</sup>  
 Módulo Resistente  $x$  ( $W_{xs}$ ): 861 cm<sup>3</sup>  
 Raio de Giro  $x$  ( $r_x$ ): 13.55 cm  
 Módulo Plástico ( $Z_x$ ): 922 cm<sup>3</sup>

 Inércia  $y$  ( $I_y$ ): 4275 cm<sup>4</sup>  
 Módulo Resistente ( $W_y$ ): 285 cm<sup>3</sup>  
 Raio de Giro  $y$  ( $r_y$ ): 7.80 cm  
 Módulo Plástico  $y$  ( $Z_y$ ): 429 cm<sup>3</sup>  
 Raio de Giro Torção ( $r_t$ ): 8.34 cm  
 Inércia Torção ( $I_t$ ): 18.19 cm<sup>4</sup>  
 Coef. Empenamento ( $C_w$ ): 901921 cm<sup>6</sup>

## Comprimentos de flambagem e Carregamentos

Comprimento destravado (m):	<b>3.00</b>	Esforço normal de cálculo ( $N_{sd}$ ) (kN):	<b>2490</b>
Coef. Flambagem direção x:	<b>1.00</b>	Parcela permanente de $N_{sd}$ :	<b>0.4618</b>
Coef. Flambagem direção y:	<b>1.00</b>	Momento de cálculo em x ( $M_{sd,x}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção x (m):	<b>3.00</b>	Momento de cálculo em y ( $M_{sd,y}$ ) (kN.m):	<b>0</b>
Comp. Efetivo direção y (m):	<b>3.00</b>		

## Verificações

Contribuição do aço ( $\geq 0.2$ e $\leq 0.9$ ):	<b>0.57</b>	<b>OK</b>		
Taxa de armadura longitudinal (%):	<b>1.10</b>	<b>OK</b>		
Flambagem local do perfil ( $b_f/t_f$ ):	<b>31.58</b>	<b>OK</b>	limite = $1,49 (E/f_y)^{1/2}$	35.6

Esforços Normais (kN)		Esbeltezes:		Momentos Fletores (kNm)	
$N_{Rd,pl}$	3909.6	$\lambda_{0x}$	0.366	$M_{Rd,pl,x}$	359.6
$N_{Rd,pl,c}$	1244.4	$\lambda_{0y}$	0.548	$M_{max,Rd,pl,x}$	385.4
$N_{Rd,pl,a}$	2238.3	<u>Coefficientes de Flambagem:</u>		$M_{Rd,pl,y}$	215.6
$N_{Rd,pl,s}$	490.9	$\chi_x$	0.945	$M_{max,Rd,pl,y}$	216.5
$N_{R,pl}$	4695.2	$\chi_y$	0.882	Linhas Neutras Plásticas (cm)	
$N_{ex}$	34996.2			$h_{nx}$	8.29
$N_{ey}$	15651.5			$h_{ny}$	1.27

Esforço Normal Resistente:		Momentos Fletores Resistentes:	
$N_{Rd}$ (kN)	<b>3448.3</b>	$M_{Rdx}$ (kNm)	<b>359.6</b>
$N_{sd}/N_{Rd}$	<b>72%</b>	$M_{sd,x}/M_{Rdx}$	<b>0%</b>
<u>Verificação Modelo I de Cálculo:</u>		<b>OK</b>	
$N_{sd} \leq N_{Rd}$			<b>OK</b>
$N_{sd}/N_{Rd} + 8/9 * (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{rdy}) \leq 1$ para $N_{sd}/N_{Rd} \geq 0,2$		<b>0.72</b>	<b>OK</b>
$N_{sd}/(2N_{Rd}) + (M_{sd,x}/M_{Rdx} + M_{sd,y}/M_{rdy}) \leq 1$ para $N_{sd}/N_{Rd} < 0,2$		<b>N.A.</b>	

Verificação Modelo II de Cálculo:		<b>OK</b>
$N_{sd} \leq N_{Rd}$		<b>OK</b>
$M_{sd,t,x}/(\mu_x M_{c,x}) + M_{sd,t,y}/(\mu_y M_{c,y}) \leq 1$		<b>0.57</b>
<b>0.23</b>	<b>OK</b>	(imperfeição considerada em x)
<b>0.57</b>	<b>OK</b>	(imperfeição considerada em y)

Curvas de Interação Momento-Normal da Seção

