

Nuno Manuel Almeida Amaral

Desenvolvimento de uma aplicação numérica para
avaliação da capacidade resistente de pilares de
betão armado

Tese de Mestrado

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor Doutor Paulo A. da Silveira Costeira Marques da Silva

Presidente: Professor Doutor António Miguel Costa Baptista

Vogais: Professor Doutor Paulo A. da Silveira Costeira Marques da Silva

Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol

Engº José Avelino Loureiro Moreira Padrão

Março de 2012



RESUMO

Devido ao facto de existirem diversos tipos de patologias capazes de reduzir a capacidade resistente de um pilar de betão armado, o presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de uma aplicação numérica em Ms Excel, permitindo avaliar a capacidade resistente de pilares de betão armado sem nenhum tipo de degradação e com degradação provocada pela ação do fogo sobre o elemento, sendo para isso consultadas e utilizadas as regulamentações atuais (norma NP EN 1992-1-1 e a norma NP EN 1992-1-2).

Para a avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado, foi utilizado o método simplificado proposto pelo Eurocódigo 2 - Parte 2 (NP EN 1992-1-2, 2010) designado por "*Método da isotérmica de 500 °C*", para que seja possível efetuar uma análise da perda de capacidade resistente de um pilar exposto a um incêndio e compará-la com a capacidade resistente desse mesmo pilar em condições normais (sem degradação provocada pelo fogo).

O trabalho desenvolve-se sobre pilares retangulares com disposição de armadura simétrica, tendo-se recorrido à aplicação numérica em Ms Excel de CSTB (2012) para a obtenção das curvas isotérmicas de 500 °C e das temperaturas nas armaduras.

No final a aplicação numérica é testada com exemplos e os resultados obtidos são comentados.

ABSTRACT

Due to the several types of pathologies capable to reduce the strength of reinforced concrete columns, the present work aims to develop a Microsoft Excel spreadsheet, assessing the strength of undamaged and fire-damaged reinforced concrete columns, with the aid of modern codes (NP EN 1992-1-1 and NP EN 1992-1-2).

To assess the strength of reinforced concrete columns, the simplified model proposed by NP EN 1992-1-2, named “*500 °C Isothermal Method*”, is used, making possible to evaluate the bearing capacity loss of a reinforced concrete column subject to fire damage, and to compare it to the undamaged bearing capacity of the same column.

This work is developed on rectangular columns with symmetric distribution of steel rod, and it is used a Microsoft Excel spreadsheet (CSTB, 2012) to obtain the 500 °C isothermal curves and the temperatures reached by the steel layers during the fire exposure.

At the end, the spreadsheet is tested with examples and the results are discussed.

PALAVRAS CHAVE

Automatização de cálculo

Eurocódigo 2

Betão armado

Pilares

Capacidade resistente

KEY WORDS

Automation of calculation

Eurocode 2

Reinforced concrete

Columns

Resistant capacity

AGRADECIMENTOS

Ao terminar o presente trabalho queria expressar o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a sua realização.

Queria deixar então o meu agradecimento às pessoas que, pela importância pessoal, profissional ou científica permitiram que este trabalho fosse concluído com o maior sucesso, sendo assim:

- O meu agradecimento ao meu orientador, o Professor Doutor Paulo Costeira, que me ajudou no esclarecimento de todas as minhas dúvidas e que prestou a melhor ajuda possível para que este trabalho fosse concluído da melhor maneira;
- O meu profundo agradecimento aos meus pais, pelo esforço e dedicação durante toda a minha carreira académica e não só;
- Por ultimo uma palavra de agradecimento aos meus amigos pelo incentivo e pela ajuda prestada no presente trabalho.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
PALAVRAS CHAVE	v
KEY WORDS	vii
AGRADECIMENTOS	ix
ÍNDICE GERAL	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS	xix
ABREVIATURAS E SIGLAS	xxi
NOTAÇÃO.....	xxiii
1. Introdução.....	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Organização	4
2. Patologias em pilares de betão armado.....	5
2.1 Considerações iniciais.....	5
2.2 Ataques químicos ao betão	6
Cloretos	6
Carbonatação.....	6
Reação alcali-sílica	8
Ataque de sulfatos.....	9
Ataque dos ácidos	10
Ataque de águas puras	12
2.3 Ataques biológicos ao betão	12
2.4 Erros de cálculo e detalhes de projeto	13
2.5 Métodos de construção e supervisão inadequados	14
2.6 Incorreta seleção dos materiais	15

2.7	Fatores externos físicos e/ou mecânicos	16
	Restrições ao movimento	17
	Ciclos molhagem-secagem.....	17
	Ciclos gelo-degelo	17
	Ações extremas.....	18
	Alterações estruturais	18
	Assentamentos diferenciais	19
	Explosões e choques.....	19
	Sismos.....	21
	Fogo.....	24
2.8	Avaliações estruturais preliminares de segurança de pilares	26
2.9	Considerações finais.....	29
3.	Capacidade resistente de pilares de betão armado	31
3.1	Considerações iniciais	31
3.2	Propriedades dos materiais.....	34
	i) Betão simples.....	34
	ii) Betão confinado.....	35
	iii) Aço	40
3.3	Domínios de deformação.....	41
	i) Domínio 1	43
	ii) Domínio 2.....	43
	iii) Domínio 3.....	44
	iv) Domínio 4.....	45
	v) Domínio 4a	45
	vi) Domínio 5.....	45
3.4	Cálculo da capacidade resistente de uma secção.....	46
	3.4.1 Secções retangulares solicitadas à tração simples ou à flexão composta (domínio 1)	46
	3.4.2 Secções retangulares solicitadas à flexão simples ou composta (domínio 2, 3, 4, e 4a).....	47
	3.4.3 Secções retangulares solicitadas à compressão simples ou flexão composta (domínio 5).....	51

3.5	Diagramas de interação.....	53
3.6	Métodos aproximados.....	55
i)	Método A.....	56
ii)	Método B.....	56
iii)	Método C.....	57
3.7	Considerações finais.....	58
4.	Pilares de betão armado expostos ao fogo.....	59
4.1	Considerações iniciais.....	59
4.2	Caracterização de um incêndio.....	61
4.3	Comportamento do betão armado durante um incêndio.....	62
	Betão.....	62
	Aço.....	65
4.4	Modelos de análise da resistência ao fogo.....	66
4.5	Métodos de avaliação da resistência ao fogo.....	68
i)	Método dos valores tabelados.....	69
ii)	Métodos de cálculo simplificados.....	69
	Método da Isotérmica de 500 °C.....	69
	Método das Zonas.....	69
4.6	Características dos materiais.....	70
i)	Betão.....	70
ii)	Aço.....	74
4.7	Aplicação do método da isotérmica de 500 °C.....	78
4.8	Considerações finais.....	81
5.	Aplicação numérica para MS Excel.....	83
5.1	Considerações iniciais.....	83
5.2	A aplicação <i>CRPBA</i>	84
5.2.1	Introdução de dados.....	85
i)	Propriedades dos materiais.....	85
ii)	Propriedades da secção.....	86
iii)	Critérios de segurança.....	87
5.2.2	Opções de cálculo.....	88
5.2.3	Saída de resultados.....	89

5.2.4 Outras opções	90
5.3 Exemplos de aplicação	93
5.3.1 Pilar 1 (sem fogo)	93
i) Capacidade resistente do pilar ($N_{Rd}-M_{Rd,y}$ e $N_{Rd}-M_{Rd,z}$).....	94
ii) Diagrama de interação “ $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$ ”	94
iii) Diagrama de interação do pilar em flexão composta desviada	95
5.3.2 Pilar 2 (sem fogo)	97
i) Capacidade resistente do pilar ($N_{Rd}-M_{Rd,y}$ e $N_{Rd}-M_{Rd,z}$).....	97
ii) Diagrama de interação “ $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$ ”	98
5.3.3 Pilar 3 (exposto ao fogo)	99
i) Capacidade resistente do pilar ($N_{Rd}-M_{Rd,z}$)	100
5.4 Considerações finais.....	100
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros	101
REFERÊNCIAS.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Corrosão provocada por ataque de cloretos (Trindade, 2011).....	7
Figura 2-2: Relação entre os níveis de pH e a profundidade de carbonatação, adaptado de (Broomfield, 2003).	7
Figura 2-3: Corrosão provocada por carbonatação (Watt, et al., 2003).	8
Figura 2-4: Reação alcali-sílica no betão adaptado de (Souza e Ripper, 2009).	9
Figura 2-5: Reação alcalis-sílica num pilar (Watt, et al., 2003).	9
Figura 2-6: Reação entre o betão e os iões sulfato (Peter, 1994).	10
Figura 2-7: Pilares degradados por ataque de sulfatos (Hooton, 2011).....	10
Figura 2-8: Ataque de ácidos adaptado de (CEB, 1992).	11
Figura 2-9: Pilar pertencente a uma indústria têxtil, danificado pelos químicos usados no branqueamento dos tecidos (Medeiros, 2010).	11
Figura 2-10: Pilar de uma ponte afetado pelo ataque de águas puras (Appleton e Costa, 2009).	12
Figura 2-11: Presença de musgos em pilar (Thomaz, 2011).	13
Figura 2-12: Diferentes tipos de erros de cálculo e detalhe de projeto (Costa, 2011).....	14
Figura 2-13: Pilares com métodos de construção e supervisão inadequados (Tesoro, 2001). .	15
Figura 2-14: Rotura de um pilar mal executado (Souza e Ripper, 2009).	16
Figura 2-15: Pilar sujeito a vários ciclos gelo-degelo (Cemex Deutschland AG, 2011).....	18
Figura 2-16: Rotura por flexão de um pilar (Tesoro, 2001).	18
Figura 2-17: Assentamentos diferenciais de um edifício (Thomaz, 2011).....	19
Figura 2-18: Explosão de gás num edifício em Setúbal (Granado e Louça, 2010).....	20
Figura 2-19: Pilar danificado pelo impacto de um veículo (Mn/DOT, 2011).....	21
Figura 2-20: Efeitos de um sismo nas estruturas adaptado de (Taranath et al., 2010).	23
Figura 2-21: Efeito dos sismos em pilares de betão armado (Tesoro, 2001).	23
Figura 2-22: Rotura por corte em pilares devido a forças sísmicas (Tesoro, 2001).....	23
Figura 2-23: Profundidade de carbonatação após a extinção de um fogo adaptado de (Fib, 2002).	25
Figura 2-24: Rotura por corte de um pilar após exposição a incêndio (Santos et al., 2010). ...	26
Figura 3-1: Secções mais correntes de pilares.	32
Figura 3-2: Posição relativa dos pilares em planta (Schaffer, 2006).....	32
Figura 3-3: Deformada de um pórtico por ação de cargas verticais (Schaffer, 2006).....	33
Figura 3-4: Exemplo de posições relativas de pilares num pórtico real (UESC, 2011).....	33
Figura 3-5: Diagrama parábola-retângulo em valores característicos (A) e de cálculo (B) para o betão comprimido (NP EN 1992-1-1, 2010).	34
Figura 3-6: Peça cilíndrica sujeita a tensões de confinamento (Montoya et al., 2001).	36
Figura 3-7: Relação tensões-extensões para o betão cintado (NP EN 1992-1-1, 2010).....	36

Figura 3-8: Eficácia da disposição das armaduras de cintagem em termos de área confinada (Calavera, 2008).....	37
Figura 3-9: Eficácia do espaçamento das armaduras de cintagem em termos de área confinada adaptado de (Scadelai, 2004).	37
Figura 3-10: Exemplos de disposição de armadura de cintagem (Fib, 2010).....	37
Figura 3-11: Aplicação de rede eletrossoldada para maior confinamento (Calavera, 2008)...	39
Figura 3-12: Rotura da ligação viga-pilar (Tesoro, 2001).	39
Figura 3-13: Diagramas tensões-extensões do aço, idealizado (A) e de cálculo (B), para armaduras de betão armado (NP EN 1992-1-1, 2010).....	41
Figura 3-14: Domínios de deformação admissíveis numa secção em E.L.U adaptado de (Calavera, 2008).....	42
Figura 3-15: Esforço atuante numa peça sujeita à tração (Gonçalves, 2008).	43
Figura 3-16: Esforço atuante numa peça sujeita à flexão simples (Gonçalves, 2008).....	43
Figura 3-17: Esforço atuante numa peça sujeita à flexão composta (Gonçalves, 2008).	44
Figura 3-18: Esforço atuante numa peça sujeita a flexão desviada (Gonçalves, 2007).....	44
Figura 3-19: Esforço atuante numa peça sujeita à compressão (Gonçalves, 2008).....	45
Figura 3-20: Secção retangular solicitada à tração simples ou flexão composta com tração adaptado de (Montoya et al., 2001).....	46
Figura 3-21: Secção retangular solicitada à flexão simples ou composta adaptado de (Montoya, et al., 2001).....	47
Figura 3-22: Distribuição de tensões de compressão no betão utilizando o diagrama parábola-retângulo adaptado de (Mosley, et al., 2007; Montoya, et al., 2001).	48
Figura 3-23: Propriedades geométricas de uma parábola (Mosley, et al., 2007).....	48
Figura 3-24: Secção retangular solicitada à flexão simples ou composta (domínio 4a) adaptado de (Montoya et al., 2001).....	50
Figura 3-25: Secção retangular solicitada à compressão simples ou flexão composta adaptado de (Montoya, et al., 2001).	51
Figura 3-26: Diagrama de interação para secções retangulares submetidas à flexão composta adaptado de (Chen e Lui, 2005).	53
Figura 3-27: Superfície de interação para secções retangulares submetidas à flexão composta desviada adaptado de (Nilson et al., 2010).	54
Figura 3-28: Curvas de igual resistência para uma secção submetida à flexão composta desviada (Montoya et al., 2001).....	57
Figura 4-1: Torre de Windsor em Madrid após ocorrência de incêndio (Gonçalves, 2007). ..	60
Figura 4-2: Foto aérea do Incêndio do Chiado (Plácido, 2010).....	60
Figura 4-3: Desenvolvimento de um incêndio num compartimento adaptado de (Souza, 1999).	62
Figura 4-4: Variação da temperatura no interior de um pilar (Fib, 2002).	63
Figura 4-5: Rotura do betão durante um teste de fogo padrão adaptado de (Fib, 2002).....	64
Figura 4-6: Efeito da temperatura sobre a resistência à compressão e alteração de coloração do betão de inertes siliciosos adaptado de (Fib, 2002).	64

Figura 4-7: Redução da resistência do aço em função da temperatura adaptado de (Fib, 2002).	65
Figura 4-8: Procedimento de avaliação exigencial de avaliação ao fogo de estruturas (Gonçalves, 2007).	66
Figura 4-9: Métodos de cálculo alternativos (NP EN 1992-1-2, 2010).	67
Figura 4-10: Curvas nominais de incêndio de acordo com o EC1 (NP EN 1991-1-2, 2010).	68
Figura 4-11: Relações tensões-extensões do betão em compressão a temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-1, 2010).	71
Figura 4-12: Coeficientes $K_c(\theta)$ e $K_{c,t}(\theta)$ de redução da tensão de rotura do betão a temperaturas elevadas (Gonçalves, 2007).	72
Figura 4-13: Valores das extensões $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ do betão sujeitos a elevadas temperaturas (Gonçalves, 2007).	73
Figura 4-14: Variação das relações constitutivas do betão com a temperatura (NP EN 1992-1-2, 2010).	73
Figura 4-15: Relação tensão-extensão de aços para betão armado a temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-2, 2010).	74
Figura 4-16: Coeficiente $K_s(\theta)$ do aço da classe N para temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-2, 2010).	76
Figura 4-17: Coeficientes $f_{sp,\theta}$, f_{yk} e $E_s, \theta E_s$ do aço de classe N para temperaturas elevadas (Gonçalves, 2007).	77
Figura 4-18: Diagrama tensão-extensão, para valores fixos da temperatura do aço, $\varepsilon_{s,fi} \geq 0,02$ (Gonçalves, 2007).	78
Figura 4-19: Diagrama tensões-extensão, para valores fixos da temperatura do aço, $\varepsilon_{s,fi} < 0,02$ (Gonçalves, 2007).	78
Figura 4-20: Secção reduzida para pilar ou viga de betão armado (NP EN 1992-1-2, 2010).	79
Figura 4-21: Distância ao eixo nominal, a , para elementos estruturais (NP EN 1992-1-2, 2010).	80
Figura 4-22: Distância média ao eixo nominal média, a_m , com diferentes disposições e diferentes diâmetros de varões (NP EN 1992-1-2, 2010).	80
Figura 5-1: Organigrama da aplicação <i>CRPBA</i>	84
Figura 5-2: Introdução das propriedades dos materiais.	85
Figura 5-3: Introdução das propriedades da secção.	86
Figura 5-4: Introdução das propriedades da secção.	86
Figura 5-5: Introdução dos dados referentes aos critérios de segurança.	87
Figura 5-6: Introdução dos dados referentes às extensões máximas no aço.	88
Figura 5-7: Opções de cálculo da aplicação <i>CRPBA</i>	88
Figura 5-8: Introdução dos fatores redutores $k_s(\theta)$	88
Figura 5-9: Tabela de resultados dos esforços resistentes.	89
Figura 5-10: Aspeto dos diagramas de interação gerados pelo <i>CRPBA</i>	89
Figura 5-11: Diagramas de interação $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ e $N_{Rd} - M_{Rd,z}$	90
Figura 5-12: Introdução do esforço axial N_{Rd} para obtenção do diagrama de interação	90

Figura 5-13: Diagramas de interação $M_{Rd,y}$ e $M_{Rd,z}$	91
Figura 5-14: Ângulo λ em relação ao eixo $M_{Rd,z}$	91
Figura 5-15: Introdução do valor de ângulo λ para obtenção do diagrama de interação para flexão composta desviada.	92
Figura 5-16: Diagrama de interação para flexão composta desviada.	92
Figura 5-17: Verificação da capacidade resistente de pilares de betão armado.....	93
Figura 5-18: Secção transversal do pilar 1.....	94
Figura 5-19: Diagrama de interação “ $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ ” e “ $N_{Rd} - M_{Rd,z}$ ”	94
Figura 5-20: Diagrama de interação de momentos, $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$	95
Figura 5-21: Diagrama de interação para flexão composta desviada.	95
Figura 5-22: Secção transversal do pilar 2.....	97
Figura 5-23: Diagrama de interação “ $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ ” e “ $N_{Rd} - M_{Rd,z}$ ”	98
Figura 5-24: Diagrama de interação de momentos, $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$	98
Figura 5-25: Diagrama de interação, $N_{Rd} - M_{Rd,z}$	100

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1: Possíveis danos devido ao fogo (Fib, 2002).	25
Quadro 2-2: Níveis de danos em pilares devido à corrosão (CEB, 1983).....	26
Quadro 2-3: Níveis de danos em pilares devido a sismos (CEB, 1983).....	27
Quadro 2-4: Níveis de danos em pilares devido ao fogo (CEB, 1983; Fib, 2002).....	28
Quadro 2-5: Fatores de redução da resistência à compressão do betão em função de zonas de temperatura (CEB, 1983).....	29
Quadro 3-1: Valores a considerar nas equações de equilíbrio (3-19) e (3-20).....	50
Quadro 3-2: Valores do expoente a para secções retangulares (NP EN 1992-1-1, 2010).	56
Quadro 4-1 – Parâmetros que compõem a relação constitutiva ilustrada na Figura 4-15 (NP EN 1992-1-2, 2010).	75
Quadro 5-1 – Validação da aplicação numérica.	96
Quadro 5-2: Dimensões da secção reduzida (CSTB, 2012).	99
Quadro 5-3: Temperaturas e fatores redutores $K_s\theta$ dos varões de aço (CSTB, 2012).	99

ABREVIATURAS E SIGLAS

EC2	Eurócodigo 2
E.L.U.	Estados limite últimos

NOTAÇÃO

a) Maiúsculas latinas

A_c	área da secção transversal de betão
A_s	área da secção de uma armadura para betão armado
A_{sc}	área das cintas de confinamento do betão
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_s	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de betão armado
$E_s(\theta)$	módulo de elasticidade do aço no regime elástico em função da temperatura
M	momento fletor
M_{Rd}	momento fletor resistente
N	esforço axial
N_{Rd}	esforço axial resistente
S_c	espaçamento entre as cintas de confinamento do betão
X_k	valor característico de uma propriedade de resistência ou deformação para um cálculo à temperatura normal

b) Minúsculas latinas

a_c	dimensão do núcleo de betão
a_i	distância entre a face da secção transversal reduzida e o varão i
a_m	distância média de um conjunto de varões
a_v	distância da face inferior da secção reduzida ao eixo da camada de armadura
b	largura de uma secção transversal
b_{fi}	largura efetiva da secção reduzida
d	área útil de uma secção transversal
d_{fi}	altura efetiva da secção reduzida
d_h	deslocamento na horizontal
d_v	deslocamento na vertical
d_c	diâmetro do núcleo de betão
e	excentricidade
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cd,c}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão cintado à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ck}(\theta)$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão à temperatura θ
$f_{ck,c}$	valor característico da tensão de rotura do betão cintado à compressão
$f_{ck,t}(\theta)$	valor característico da tensão de rotura à tração do betão à temperatura θ
$f_{0,2k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à

	tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{sp,\theta}$	tensão limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
$f_{sy,\theta}$	tensão de cedência do aço em função da temperatura
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$k(\theta)$	fator de redução de uma propriedade de resistência ou de deformação dependente da temperatura, θ , do material
$k(\theta_i)$	redução da resistência do varão i devida à temperatura θ
$k_c(\theta)$	coeficiente redutor do valor característico da tensão de rotura à compressão do betão à temperatura θ
$k_{c,t}(\theta)$	coeficiente redutor do valor característico da tensão de rotura do betão à tração à temperatura θ
$k_s(\theta)$	coeficiente redutor do valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras de betão armado à temperatura θ
$k_{sE}(\theta)$	coeficiente redutor do valor característico do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado à temperatura θ
$k_v(\theta)$	redução média da resistência de uma camada de armaduras
n	expoente
n_v	número de varões da camada
t_0	espessura da camada de oxidação para um varão de aço
$w_y; w_z$	taxa mecânica das cintas de confinamento nas direções y e z
x	posição do eixo neutro
x, y, z	coordenadas

d) Minúsculas gregas

α_{cc}	coeficiente que tem em conta os efeitos a logo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis do modo como a carga é aplicada
γ	peso específico de um material
γ_c	coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_{M,\theta}$	coeficiente parcial de segurança para a propriedade considerada do material em situação de incêndio
γ_s	coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
ϵ_c	extensão do betão à compressão
ϵ_{c2}	extensão ao ser atingida a resistência máxima à compressão do betão
$\epsilon_{c2,c}$	extensão ao ser atingida a resistência máxima à compressão do betão confinado
ϵ_{cu}	extensão última do betão à compressão
$\epsilon_{cu2,c}$	extensão última do betão confinado à compressão
ϵ_s	extensão no aço
$\epsilon_{sp,\theta}$	extensão no aço correspondente a uma tensão limite de proporcionalidade em

NOTAÇÃO

	função da temperatura
ε_{ud}	extensão limite no aço das armaduras para betão armado
ε_{uk}	valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado na carga máxima
θ	temperatura
λ	ângulo que define a orientação da excentricidade resultante
ν	coeficiente de Poisson
σ	tensão de compressão/tração
σ_c	tensão de compressão no betão
χ_1	força resultante de compressão no betão
χ_2	fator que permite a obtenção da posição do centro de gravidade do diagrama de tensões do betão
\varnothing	diâmetro

1. Introdução

1.1 Considerações gerais

“Nenhum material é por si próprio durável, é a interação entre o material e o ambiente a que está exposto que determina a sua durabilidade” (Broomfield, 2003).

Durante muitos anos, o betão foi considerado um material durável, praticamente indestrutível, o que levava a concluir que não seria necessária qualquer intervenção/manutenção durante a sua vida útil, ideia essa baseada em inúmeras obras antigas existentes ainda em bom estado de conservação. Com o passar dos tempos, essa ideia foi-se alterando, através de observações visuais e testes específicos efetuados em determinadas estruturas, considerando-se atualmente um material que sofre degradações no decorrer da sua vida útil (Broomfield, 2003).

O betão é considerado um dos materiais mais versáteis, económicos e mais utilizados atualmente na construção, desde que corretamente produzido e sujeito a ações normais de exposição e utilização (Broomfield, 2003). Trata-se de um material com grande durabilidade, entendendo-se durabilidade de um material ou estrutura como a capacidade que este(a) possui de resistir à oxidação, à degradação química, à formação de fendas, ao desgaste e/ou a danos produzidos por objetos exteriores, por um determinado período de tempo, em adequadas condições ambientais específicas sem causar custos inesperados de manutenção e/ou reparação (CERF, 2001).

A nível mundial, tem-se observado uma degradação inesperada das estruturas de betão armado. Por exemplo, nos Estados Unidos da América metade das 575 000 pontes existentes encontram-se degradadas devido à corrosão do aço, sendo que, 40% dessas se encontram com graves problemas a nível estrutural. A nível dos custos de reparação prevê-se que estes ascendam a 50 biliões de dólares (Broomfield, 2003).

Em Portugal, em 2001 as estruturas constituídas totalmente por betão armado representam cerca de 30,6% das estruturas existentes, enquanto que as restantes 69,4% são constituídas pela junção de betão com outros materiais ou meramente por outros materiais (Afonso, 2009). É visível no nosso país, um número reduzido de trabalhos de reparação/manutenção do edificado o que, por vezes, se releva bastante prejudicial tanto para o edificado, como para o desempenho económico do país. A informação disponível, em 2006, sobre o montante de trabalhos de reparação e/ou manutenção, declarados pelo sector da construção ascendeu a 2 765 milhões de euros, correspondendo a 9,6% do valor dos trabalhos realizados (Afonso, 2009).

Ainda respeitante ao ano de 2006, o montante de trabalhos de reparação e/ou manutenção efetuados em edifícios ascendeu os 1 045 milhões de euros, o que corresponde apenas a cerca de 14% do total de trabalhos efetuados (Afonso, 2009).

Quanto a edifícios residenciais, numa análise dos dados dos censos 2001 e dos dados relativos às Estatísticas da Construção e da Habitação (2010), publicados pelo Instituto Nacional de Estatística, verificou-se que em Portugal Continental 38,1% do total do parque edificado apresentava necessidade de reparação, e que destes, 2,9% se encontravam num estado avançado de degradação. Temos ainda que o valor médio de edifícios a precisar de médias, grandes ou muito grandes reparações rondava os 800 mil. Quanto aos edifícios não residenciais verificou-se que 58% não necessitavam de reparação, 38% necessitavam de ser intervencionadas e 4% se encontravam num estado de elevada degradação (Afonso, 2009; Censos, 2001).

Desde então, esse facto tem vindo a alterar-se e temos que no ano de 2010, foram concluídas 31 887 obras no nosso país e dessas, cerca de 7 372 foram obras de reabilitação o que corresponde a cerca de 23,1% do total de obras efetuadas correspondendo a um aumento de 1,3 pontos percentuais face ao ano anterior que foi de 21,8% (INE, 2010).

O número de obras a reabilitar, principalmente em estruturas de betão armado, é previsível que continue a aumentar, fundamentalmente em resultado da redução progressiva da construção nova e, sendo assim, torna-se necessário que os técnicos possuam os conhecimentos necessários e as ferramentas necessárias à execução dessas obras.

1.2 Objetivo

Até há bem pouco tempo, o uso de software informático para cálculos estruturais era escasso e de difícil acesso, facto esse que tem vindo a melhorar devido a um mais fácil acesso e inter-relação do homem com os meios informáticos e a uma grande evolução tecnológica.

Atualmente, é-se obrigado cada vez mais ao uso de software de cálculo automático devido a aspetos tais como (Gonçalves, 2008):

- Uma grande competitividade do mercado, o que faz com que seja necessário o uso de software para se conseguir aumentar a qualidade dos projetos;
- Uma maior rentabilização do tempo;

- Uma grande complexidade dos cálculos a efetuar;

O uso de software de cálculo automático apresenta aspetos essenciais tais como (Gonçalves, 2008):

- Uma análise mais rigorosa, usando metodologias muitas das vezes impraticáveis sem o recurso a essas ferramentas de cálculo, sendo mesmo algumas das metodologias usadas hoje em dia só aplicáveis devido ao aparecimento dos computadores;
- Um maior número de análises num menor intervalo de tempo, permitindo assim um maior número de soluções, e a obtenção da solução mais adequada e/ou melhor.

No uso de software de cálculo automático, deve-se ter em consideração que (Gonçalves, 2008):

- É indispensável, em qualquer altura, a intervenção do projetista, já que o software não projeta e o seu uso indevido pode levar a erros grosseiros de projeto, muitas das vezes difíceis de contornar, o que pode levar não só a demolição de estruturas como provocar danos graves em pessoas e/ou objetos;
- É necessário um conhecimento dos cálculos que estão subjacentes à execução de uma qualquer estrutura, já que os programas executam o cálculo apenas da maneira como foram programados, não detetando erros de utilização.

Para maior rigor nos cálculos, estes devem ser complementados pelas seguintes fases:

- Prévia realização de um pré-dimensionamento da estrutura, de modo que no final do cálculo não se observem grandes discrepâncias nas dimensões dos elementos;
- Realização de uma análise cautelosa, recorrendo sempre que possível a várias soluções estruturais e a uma comparação entre elas, para um melhor e mais correto dimensionamento e comportamento da estrutura.

Nos projetos de reabilitação estrutural é necessária a avaliação de segurança da estrutura e dos seus elementos, tais como pilares, lajes, vigas, paredes, fundações, etc., de modo a (CEB, 1983; Tesoro, 2001):

- Estimar o período de vida útil residual;
- Verificar a necessidade ou não de limitar a sua utilização;
- Atender a alterações na definição das ações regulamentares;
- Verificar a necessidade de proceder a intervenções de reforço.

É de notar que a maior parte do software disponível no mercado, não se encontra preparado para a realização de projetos de reabilitação de estruturas o que se revela desadequado à execução rigorosa deste tipo de projetos.

O objetivo do presente trabalho consiste no desenvolvimento de uma aplicação numérica, em “MS Excel” com recurso a “Visual Basic for Applications” que permita a avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado com secção retangular e distribuição de armadura simétrica, sem degradação ou com degradação provocada pela ação do fogo.

1.3 Organização

O presente trabalho é constituído por 6 capítulos, incluindo a introdução e as conclusões e desenvolvimentos futuros.

Numa primeira parte, capítulo 2, é feita uma descrição sumária das principais patologias que ocorrem em pilares de betão armado e da forma de proceder a uma avaliação preliminar dos níveis de segurança existentes, quando sujeitos a patologias derivadas da corrosão de armaduras, de sismos e do fogo.

Em seguida, no capítulo 3, abordam-se os aspetos referentes à determinação da capacidade resistente de pilares de betão armado.

O capítulo 4 destina-se a apresentar os principais aspetos relacionados com a ação do fogo em estruturas de betão armado, assim como a avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado em situação de incêndio.

No capítulo 5 apresenta-se a aplicação numérica em MS Excel desenvolvida, assim como o seu funcionamento e os resultados obtidos. Também neste capítulo apresentam-se exemplos de aplicação obtidos pela aplicação numérica em MS Excel, assim como uma análise aos resultados obtidos.

Por último, no capítulo 6, resumem-se as principais conclusões do trabalho, assim como se apresentam propostas para desenvolvimentos futuros.

2. Patologias em pilares de betão armado

2.1 Considerações iniciais

As estruturas de betão armado são constituídas por diversos elementos tais como pilares, vigas e lajes. Os pilares são elementos geralmente verticais e com uma elevada relevância para a estabilidade de uma estrutura sendo que a sua rotura poderá ocasionar o colapso total da estrutura, mas se esta não colapsar, a rotura do pilar poderá ocasionar uma redistribuição de esforços que ponha em causa o nível de segurança da estrutura.

Existem uma série de causas responsáveis por diversos tipos de patologias em estruturas de betão armado, mesmo quando a estrutura foi bem executada e a função para a qual foi projetada não foi alterada, mesmo com uma boa conservação da estrutura, o meio ambiente que a rodeia age sobre ela, causando-lhe diversos tipos de patologias.

A maior causa de patologias em estruturas de betão armado é a corrosão das armaduras de aço, mas existem outras patologias que afetam diretamente o betão, como seja a incorreta seleção dos materiais. Existem também patologias que podem dever-se a problemas de execução da estrutura ou a uma utilização indevida para a qual a estrutura não foi projetada.

Antes de qualquer intervenção/reabilitação deve ser obtido o maior número de informações disponíveis sobre a estrutura assim como projetos e demais documentos importantes para uma rigorosa avaliação do nível de segurança estrutural, assim como a obtenção de outras características diversas como é o caso do nível de degradação em que se encontram elementos tais como pilares (Tesoro, 2001; Watt, et al., 2003).

Os principais fatores que afetam a durabilidade de pilares de betão armado podem ser originados por:

- Ataques químicos ao betão;
- Ataques biológicos ao betão;

- Erros de cálculo e detalhes do projeto;
- Métodos de construção e supervisão inadequados;
- Incorreta seleção dos materiais;
- Fatores externos físicos e/ou mecânicos, incluindo também alterações feitas na estrutura.

Sendo assim e para uma melhor compreensão deste tema, neste capítulo far-se-á um resumo, dos diversos tipos de patologias e das suas consequências em pilares de betão armado.

2.2 Ataques químicos ao betão

As causas principais do ataque químico no betão e nas armaduras podem ser motivadas por diversos tipos de agentes, que se discriminam nas secções seguintes (Watt et al., 2003):

- Cloretos;
- Carbonatação;
- Reação alcali-sílica;
- Ataque de sulfatos;
- Ataque dos ácidos;
- Ataque de águas puras.

Em seguida far-se-á uma breve descrição de cada um dos agentes atrás referidos em pilares de betão armado.

• Cloretos

O ataque por cloretos pode ocorrer em pilares de betão armado não-carbonatado, devendo-se este facto à presença de cloretos e a consequência é a corrosão das armaduras. Este processo é chamado de corrosão induzida. A presença dos cloretos no betão pode dever-se à adição destes na mistura da pasta cimentífica, ou podem estar contidos nos agregados ou na própria água da amassadura, mas também pode dever-se à penetração dos cloretos por uma fonte externa ao betão, como por exemplo o ambiente marítimo, estrutura usada para armazenamento de sal, tanques de água salgada, aquários, etc (Broomfield, 2003).

A Figura 2-1 representa um caso típico de um pilar de betão armado afetado por este tipo de patologia onde se pode visualizar a redução da secção de betão e a presença de corrosão nas armaduras, ambos originados pela presença de uma agressor exterior (água do mar).

• Carbonatação

O ataque por carbonatação é devido à interação do gás carbónico, presente na atmosfera com os hidróxidos alcalinos que se encontram no betão. Gases como o dióxido de carbono, entre outros, ao se misturarem com água dão origem a um ácido (ácido carbónico), que em contacto com o betão faz com que se perca a alcalinidade presente nos poros de água, (Broomfield, 2003).



Figura 2-1: Corrosão provocada por ataque de cloretos (Trindade, 2011).

Devido à existência de hidróxido de cálcio nos poros do betão, este poderá vir a reagir com a água presente nos poros formando-se carbonato de cálcio, fazendo com que o nível de pH, normalmente entre 12 e 13, sofra uma queda acentuada, conforme se ilustra na Figura 2-2, perdendo-se a alcalinidade do betão e iniciando-se o processo de corrosão do aço (Broomfield, 2003).

A carbonatação é mais comum em estruturas antigas, onde a razão água/cimento era descuidada e onde existia um menor teor de cimento. Em estruturas mais recentes este problema não é tão persistente pois a razão água/cimento é mais baixa, os teores em cimento são mais altos, os recobrimentos são maiores e é prestada uma maior atenção à compactação e cura do betão (Broomfield, 2003).

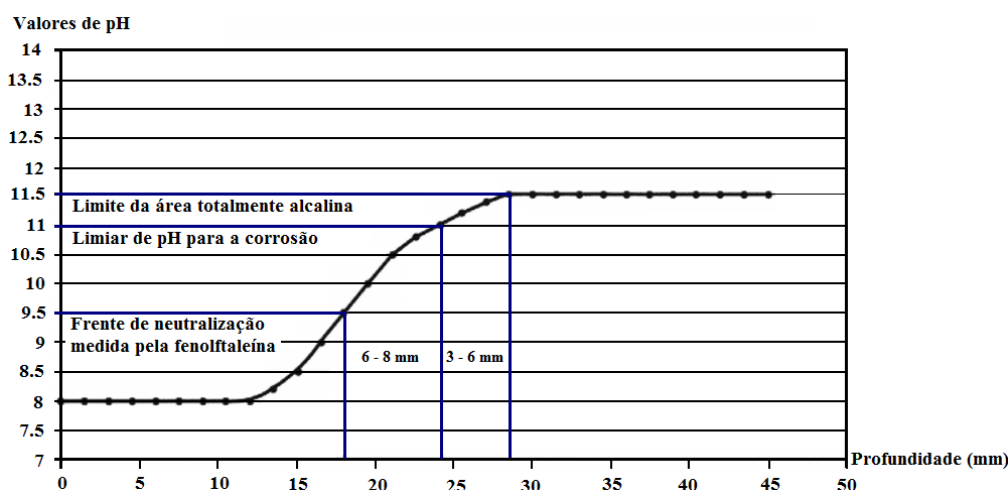


Figura 2-2: Relação entre os níveis de pH e a profundidade de carbonatação, adaptado de (Broomfield, 2003).

Na Figura 2-3 ilustra-se um caso típico de um pilar de betão armado afetado por carbonatação, onde se pode visualizar que essa patologia foi devida a diversos aspetos construtivos mal executados, tais como uma deficiente drenagem das águas pluviais que obrigou a que a água estivesse em permanente contacto com o betão em dias com alguma precipitação ou com alguma humidade, facilitando desta maneira a penetração da água no

betão e o transporte com ela de contaminantes como o CO_2 , fazendo com que se perdesse a alcalinidade do betão originando a corrosão das armaduras e a consequente delaminação do betão.



Figura 2-3: Corrosão provocada por carbonatação (Watt, et al., 2003).

- **Reação alcali-sílica**

A reação alcali-sílica pode ocorrer em pilares de betão armado, expostos a um ambiente húmido. Na natureza as formas mais relativas de sílica são minerais, que poderão ser inclusões do mineral opala em rocha de basalto, pedras de areia opalina, calcedônia obsidiana e andesitos. A reação alcali-sílica é uma reação química que ocorre entre componentes de sílica ativa do agregado e a alcalis do cimento. A reação dá-se pelo ataque dos minerais que contêm sílica (minerais siliciosos) pelos hidróxidos alcalinos presentes na água dos poros, devido ao alcalis do cimento (Na_2O e K_2O), conforme se ilustra na Figura 2-4. Como resultado desta reação forma-se um gel de alcali-silicato, que normalmente se fixa em fissuras ou em poros onde está presente a sílica reativa, ou ainda na superfície das partículas do agregado. Neste último caso irá fazer com que uma nova superfície seja criada. O gel criado aquando da absorção de água aumenta de volume e como se encontra confinado pelo betão, desenvolvem-se pressões internas que poderão levar à ocorrência de expansão, fissuração e rutura da pasta de cimento hidratado, conforme se pode constatar pela análise da Figura 2-4. A expansão que o betão irá sofrer é normalmente provocada pela pressão hidráulica gerada por osmose, mas também pode ser devida à pressão dos produtos expandidos ainda sólidos da reação alcali-sílica. A velocidade com que ocorre a reação depende do tamanho das partículas siliciosas. Os pilares que normalmente são afetados por este tipo de patologia exibem sinais de degradação evidentes devido a reações destrutivas, apresentando uma espécie de mapa de fendilhações à superfície com uma espessura entre 0,1 e 10 mm e que poderão atingir profundidades com cerca de 25 mm (Ferreira, 2000; Neville, 2002).

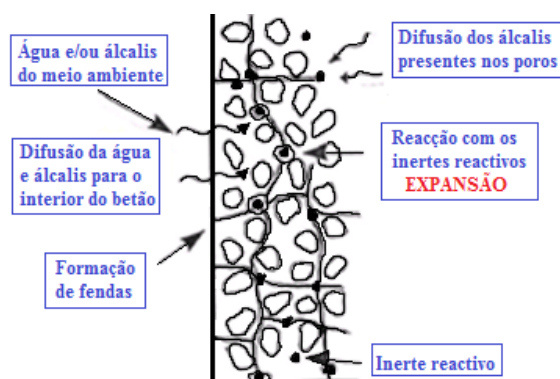


Figura 2-4: Reação alcali-silica no betão adaptado de (Souza e Ripper, 2009).

Na Figura 2-5 ilustra-se um caso típico de um pilar afetado por este tipo de patologia, onde se pode ver um mapa de fendilhações e fissuras com alguma espessura. Ainda pode ser observado na figura que as fendilhações no pilar percorrem o caminho de tensões de compressão o que é comum para este tipo de patologia.



Figura 2-5: Reação alcali-silica num pilar (Watt, et al., 2003).

• Ataque de sulfatos

O ataque de sulfatos é devido a uma reação química que ocorre no interior do betão devido à ação dos sulfatos provenientes do exterior ou então dos agregados que contêm cal e dos aluminatos da pasta de cimento. Dessa reação química resultam a formação de taumasite e etringite, conforme se ilustra na Figura 2-6. O grau dessa agressividade depende da base do composto sulfato e da acidez da solução. Existem diversos sulfatos que podem provocar tais patologias, tais como sulfato de cálcio (vulgarmente designado por gesso), sulfato de sódio e sulfato de potássio. A reação destes sulfatos, quando encontrados em solos naturais e em águas subterrâneas, é lenta e a concentração resultante é relativamente baixa. Se for executada

uma boa compactação do betão e se este for de boa qualidade, será pouco provável a ocorrência de danos, mesmo passados muitos anos. Contudo concentrações de sulfatos mais altas podem ser encontradas em águas do subsolo contaminadas por exemplo por efluentes industriais e comerciais (Perkins, 1997; Neville, 2002).

O resultado do ataque dos sulfatos é a expansão do betão, rompendo a matriz de cimento e promovendo a ocorrência de fissuração, destacamento à superfície e por sua vez a deterioração da massa de betão, conforme se ilustra Figura 2-6 (Perkins, 1997; Neville, 2002).

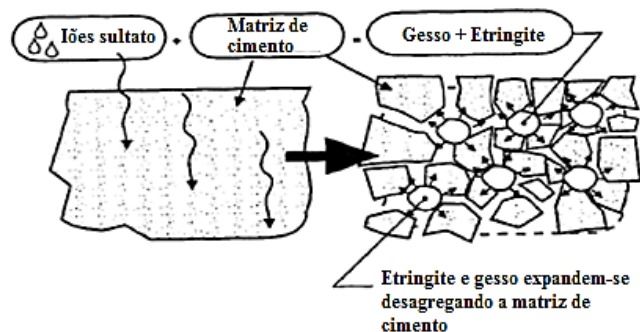


Figura 2-6: Reação entre o betão e os iões sulfato (Peter, 1994).

Na Figura 2-7 ilustra-se um caso típico de pilares de betão armado afetados por este tipo de patologia, onde se pode ver a redução da secção de betão, devido a fissurações e delaminações, causadas pelo ataque de iões sulfato provenientes das águas contaminadas que passam entre os pilares.



Figura 2-7: Pilares degradados por ataque de sulfatos (Hooton, 2011).

- **Ataque dos ácidos**

Neste tipo de ataques as consequências são a lixiviação de todos os compostos da pasta de cimento hidratado, com maior gravidade nas que contêm cálcio na sua constituição.

Devido à alcalinidade presente no betão, o ácido tem uma dificuldade acrescida em penetrar os betões mais densos.

Quanto maior for o valor de pH do ácido atacante, maior será a lixiviação sofrida. Tal lixiviação ocorre devido à formação de sais solúveis (Neville, 2002; Castro e Martins, 2006). Normalmente os ácidos inorgânicos são mais prejudiciais do que os ácidos orgânicos. Se a água natural contém uma taxa de CO_2 elevada e sabendo que o ácido carbónico dissolve a cal, o resultado poderá ser a lixiviação dos compostos da pasta de cimento hidratado que contenha cal na sua constituição, conforme se representa na Figura 2-8 (Neville, 2002; Castro e Martins, 2006).

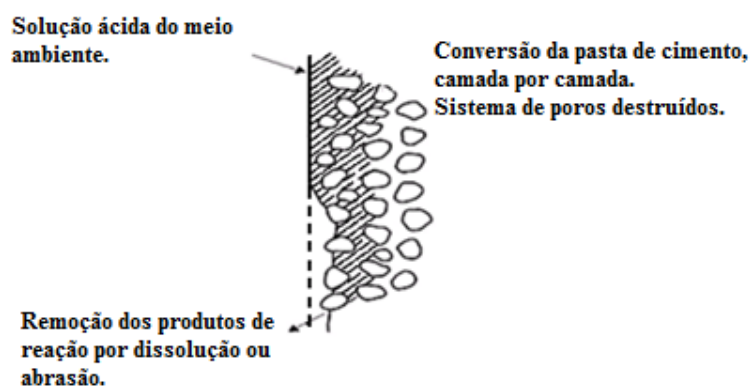


Figura 2-8: Ataque de ácidos adaptado de (CEB, 1992).

Na Figura 2-9 ilustra-se um caso típico de um pilar de betão armado afetado por este tipo de patologia, onde se pode observar a perda do recobrimento que o betão oferecia às armaduras pela lixiviação dos seus componentes e a conseqüente exposição das armaduras ao contacto com o ambiente exterior, propiciando a corrosão das armaduras.



Figura 2-9: Pilar pertencente a uma indústria têxtil, danificado pelos químicos usados no branqueamento dos tecidos (Medeiros, 2010).

- **Ataque de águas puras**

Entenda-se por águas puras as águas que contêm sais não dissolvidos e com grande capacidade de dissolução, podendo dessa maneira danificar com muita gravidade a pasta de cimento, lixiviando os seus componentes e degradando assim a estrutura porosa do betão, tornando-o mais poroso e diminuindo conseqüentemente a sua resistência. Temos como alguns exemplos de águas quimicamente puras, entre outras, a água destilada, águas provenientes de condensação ou gelo, água de poços situados em regiões siliciosas e algumas águas provenientes de montanhas (Appleton e Costa, 2009).

Este tipo de ataque decompõe determinados compostos da pasta de cimento através da dissolução do hidróxido de cálcio, e até determinado ponto, dos compostos de alumina, sendo que a sua agressividade é função direta da velocidade, da quantidade de água que atua sobre o betão e do seu tempo de permanência (águas empoçadas). A lixiviação dos compostos da pasta de cimento deixa um resíduo amorfo de sílica hidratada, óxido de ferro e alumina (Appleton e Costa, 2009). Trata-se de um ataque que terá de ocorrer durante um longo período de tempo para provocar danos significativos.

Na Figura 2-10 ilustra-se um caso típico de um pilar de betão armado afetado por este tipo de patologia, onde se podem ver manchas apreciáveis da dissolução da pasta de cimento hidratada pela água.



Figura 2-10: Pilar de uma ponte afetado pelo ataque de águas puras (Appleton e Costa, 2009).

2.3 Ataques biológicos ao betão

Este tipo de ataque ao betão tem mais incidência por exemplo em indústrias de óleo, gás, pasta de papel, indústria química e armazenamento e sistemas de distribuição de água, mas também podem vir a ocorrer em outro tipo de estruturas como é o caso de edifícios localizados em centros urbanos (Souza e Ripper, 2009). Alguns agentes causadores da deterioração e da desagregação do betão são: o crescimento de vegetação (cujas raízes penetram em juntas de betonagem, em fissuras e em juntas de dilatação), o desenvolvimento

de organismos (por exemplo conchas) e micro-organismos (por exemplo musgos) em certas partes da estrutura (Souza e Ripper, 2009).

Algumas das condições propícias à ocorrência deste tipo de patologia são (Beleza, 1996):

- Temperaturas ótimas para a atividade biológica (35 a 39 °C);
- Ventilação insuficiente;
- Sistemas em que o escoamento de resíduos líquidos seja lento ou próximo da estagnação;
- Presença de enxofre ou fontes de enxofre nos resíduos industriais;
- Luminosidade;
- Rugosidade significativa do betão;
- Porosidade do betão;
- Composição química do betão.

Quando algumas dessas condições se combinam, os micro-organismos e/ou os organismos atuam sobre o betão, causando um mau aspeto estético bem como graves danos, como é o caso de delaminações no betão ou corrosão das armaduras, reduzindo assim a sua durabilidade (Beleza, 1996; Souza e Ripper, 2009).

Na Figura 2-11 ilustra-se um caso típico de um pilar de betão armado afetado por este tipo de patologia, onde se pode visualizar a presença de musgos (micro-organismos) na superfície do pilar provocada por uma má drenagem das águas pluviais, criando condições propícias para a presença de micro-organismos.



Figura 2-11: Presença de musgos em pilar (Thomaz, 2011).

2.4 Erros de cálculo e detalhes de projeto

Apesar de muitas das vezes o projeto ter sido bem executado, respeitando todas as especificações técnicas, este pode não estar bem elaborado. A maioria dos danos devidos a este tipo de patologias ocorre nas ligações entre elementos com alguma especificidade de detalhes construtivos, ou também em casos não previstos em projeto (Beleza, 1996).

Muitas das vezes não são previstos em projeto os escoamentos de água sobre a superfície da estrutura ou sobre os elementos que a compõem. Uma boa drenagem é essencial para se obter uma estrutura durável, pois evitará uma penetração indevida de humidades para o interior do betão, evitando a corrosão das armaduras e assim a delaminação do betão (Beleza, 1996).

A deficiente pormenorização de ângulos reentrantes em elementos de betão armado, a deficiente escolha/pormenorização de armaduras, a restrição de movimentos em elementos sujeitos a variações de volume, um inadequado número e extensão de juntas de dilatação poderão provocar no betão fissurações que, por sua vez, permitirão a entrada de humidade/água juntamente com outros contaminantes que afetarão a durabilidade do betão armado (Beleza, 1996).

Qualquer que seja o projeto a ser executado, o projetista responsável deverá obter o máximo de informações do local e das condições de exposição a que a estrutura virá a estar sujeita no decorrer da sua vida útil. O projetista deverá ainda incluir em todos os seus projetos o tipo de betão que irá ser utilizado, assim como o tipo de aço das armaduras para a obtenção de uma estrutura durável (Beleza, 1996).

Na Figura 2-12 ilustram-se três tipos diferentes de erros de cálculo e detalhe de projeto em que a Figura 2-12 a) representa uma junta de dilatação mal executada que levou ao comportamento deficiente da laje de vigotas pré-esforçadas, a Figura 2-12 b) mostra um pilar que apresenta fissuração devida a má avaliação dos esforços atuantes e a Figura 2-12 c) representa um caso típico de um pilar de betão armado com uma má pormenorização das armaduras, o que veio a originar uma má compactação do betão deixando as armaduras sem recobrimento, ocasionando a sua corrosão.

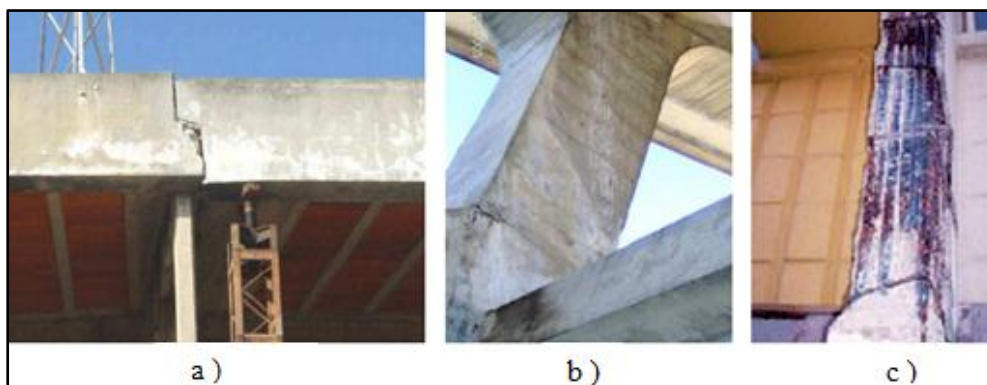


Figura 2-12: Diferentes tipos de erros de cálculo e detalhe de projeto (Costa, 2011).

2.5 Métodos de construção e supervisão inadequados

O betão é um material diferente de outros materiais presentes na indústria, pois é um dos únicos materiais em que os seus constituintes ou ingredientes em bruto podem ser armazenados perto do local da obra, onde posteriormente serão misturados e moldados consoante o tipo de elemento a construir (Beleza, 1996).

A falta de cuidado ou procedimentos incorretos durante a execução de uma estrutura, ou em qualquer uma das suas fases, poderão contribuir para um betão de qualidade inferior, favorecendo assim o desenvolvimento de diversas patologias.

O tipo de procedimentos incorretos mais correntes, em estruturas de betão armado são devidos a (Beleza, 1996):

- i) Transporte do betão para o local da obra mal efetuado;
- ii) Deficiente colocação do betão em obra;
- iii) Deficiente acabamento;
- iv) Cura inadequada do betão;
- v) Assentamentos devidos a uma má compactação do betão;
- vi) Deslocamentos ou um mau dimensionamento de cofragens;
- vii) Inadequada vibração do betão.

A colocação indevida das armaduras ou de bainhas de pré-esforço, a remoção prematura de cofragens, a deficiente colocação das cofragens nos pilares, a inclinação indevida de paramentos de lajes, a segregação do betão (devidos a uma má vibração) e o desrespeito pelas tolerâncias de construção são outras causas de patologias do betão armado devidas a métodos de construção e supervisão inadequados (Beleza, 1996).

Na Figura 2-13 ilustram-se alguns casos típicos de pilares de betão em que foram utilizados métodos de construção desadequados e prestada uma supervisão inadequada senão inexistente por parte dos responsáveis pela execução da obra. Na Figura 2-13 a) não houve cuidado no posicionamento das armaduras, na Figura 2-13 b) as armaduras não deviam ter ficado tão curtas e na Figura 2-13 c) o pilar está assente sobre um apoio irregular, podendo mesmo dizer-se que não existe sapata nenhuma.

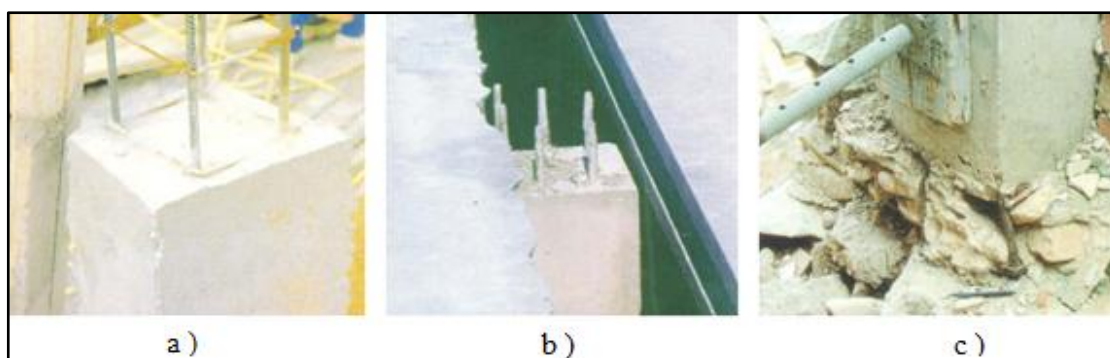


Figura 2-13: Pilares com métodos de construção e supervisão inadequados (Tesoro, 2001).

2.6 Incorreta seleção dos materiais

A permeabilidade é a característica que melhor representa a durabilidade de um betão endurecido. A permeabilidade do betão é função do sistema de poros e é determinante para a resistência a agressores químicos externos (dióxido de carbono, sulfatos, ácidos, etc...),

internos (reatividade alcalis-inertes) e, ainda, a outras deficiências relacionadas com a presença de humidade (ciclos gelo-degelo, dissolução dos elementos, etc.) (Beleza, 1996).

A permeabilidade do betão também é função da qualidade dos materiais (cimento e inertes), do teor de água/cimento e grau de hidratação, eficiência da compactação, extensão e qualidade da cura e presença ou ausência de fissuras (Beleza, 1996).

A degradação exterior de um pilar de betão armado é geralmente devida a reações químicas agressivas que provêm do meio ambiente rodeante e devida, também, ao desgaste motivado, por exemplo, ao contacto constante de água com o betão. Por sua vez, a deterioração interior pode ser devida a agente agressores como os ciclos gelo-degelo, por inertes que expandam quando reagem com certas substâncias do cimento (reação alcalis-sílica), pela qualidade inferior dos cimentos ou por um excesso de óxido de cálcio ou magnésio no próprio cimento (Beleza, 1996).

Um betão com uma alta densidade e sujeito a elevadas tensões de compressão, tendo baixos valores de permeabilidade e porosidade, tem uma maior resistência aos fenómenos físicos referidos atrás e não apresenta, durante anos, patologias significativas (Beleza, 1996).

Ilustra-se na Figura 2-14 um pilar de betão armado bastante danificado, em virtude da má qualidade do betão, insuficiente para suportar os esforços instalados. É, ainda, perceptível na Figura 2-14 que as cintas são inexistentes na zona de ligação viga-pilar, o que contribuiu ainda mais para a rotura do betão e encurvadura dos varões longitudinais.



Figura 2-14: Rotura de um pilar mal executado (Souza e Ripper, 2009).

2.7 Fatores externos físicos e/ou mecânicos

Os principais fatores físicos e/ou mecânicos responsáveis por patologias em pilares de betão armado são os seguintes:

- Restrições ao movimento;

- Ciclos molhagem-secagem;
- Ciclos gelo-degelo;
- Ações extremas;
- Alterações estruturais;
- Assentamentos diferenciais;
- Explosões e choques;
- Sismos;
- Fogo.

Em seguida far-se-á uma breve descrição de cada um dos fatores atrás referidos.

• **Restrições ao movimento**

A existência de restrições ao movimento dos elementos estruturais poderá provocar fissuração em pilares de betão armado. Os movimentos que ocorrem no betão são, geralmente, devidos a deformações elásticas, fluência, retração por secagem, mudanças de temperatura e de humidade e assentamentos nas fundações.

Aquando da execução de um projeto, deve ter-se em conta a colocação de juntas de dilatação suficientes para evitar fissurações devido aos movimentos da estrutura. A fissuração não deve pôr em causa a segurança da estrutura para as solicitações regulamentares, nem devem ser tais que permitam o ingresso e o contacto de humidade e gases exteriores com as armaduras (Ferreira, 2000) (Castro, e Martins, 2006). Segundo o EC 2 (NP EN 1992-1-1, 2010), as estruturas devem estar providas de juntas de dilatação a cada 30 m de distância para acomodar as deformações da estrutura.

• **Ciclos molhagem-secagem**

A molhagem-secagem do betão provoca a lixiviação da cal e do cimento tornando o betão mais poroso, aumentando assim o risco de corrosão das armaduras contidas no betão. O betão ao absorver água tem tendência a expandir e ao secar a contrair, provocando movimentações no seu interior e conseqüentemente o aparecimento de fissuração, principalmente se os movimentos estiverem impedidos de ocorrer.

• **Ciclos gelo-degelo**

Os ciclos gelo-degelo provocam tensões internas, fissuras e desagregações no betão devido ao congelamento da água e ao incremento de volume que sofre, podendo chegar a 9%.

Os ciclos gelo-degelo devem ser tidos em atenção nos países atingidos por baixas temperaturas durante o inverno, não sendo o caso do nosso país, pois não se registam frequentemente temperaturas negativas (Castro, e Martins, 2006).

Na Figura 2-15 ilustra-se o efeito dos ciclos gelo-degelo num pilar de uma ponte.



Figura 2-15: Pilar sujeito a vários ciclos gelo-degelo (Cemex Deutschland AG, 2011).

- **Ações extremas**

Uma ação extrema, não prevista para a estrutura, poderá levar ao aparecimento de grandes fissuras e, eventualmente, ao seu colapso. Normalmente, são utilizados no dimensionamento da estrutura fatores de segurança para atender à imprecisão na quantificação de algumas ações, mas deve ser assegurada uma vigilância adequada para garantir que a estrutura não é sobrecarregada ou que não é alterada a sua funcionalidade, pois isso poderá conduzir a um acréscimo de ações na estrutura.

Na Figura 2-16 ilustra-se um pilar de betão armado com insuficiente capacidade resistente, cedendo por flexão.



Figura 2-16: Rotura por flexão de um pilar (Tesoro, 2001).

- **Alterações estruturais**

As alterações estruturais em edifícios devem ser examinadas e verificadas elemento a elemento, para que não seja comprometida a integridade global do edifício. Normalmente, as

alterações mais comuns em edifícios são a remoção de paredes e pilares para permitir um maior espaço ou, simplesmente, a colocação de portas ou janelas. Neste tipo de modificações são usados perfis metálicos para o suporte das cargas que antes eram suportadas pelos elementos retirados. Neste tipo de alteração deve ser verificada a estabilidade do novo elemento na estrutura existente e deve ter-se ainda em atenção se ao serem retiradas as paredes a estabilidade do edifício não será afetada (Tesoro, 2001).

- **Assentamentos diferenciais**

Assentamentos diferenciais da estrutura podem causar o aparecimento de grandes fissuras e, em casos extremos, a ruína da estrutura. Alguns dos aspetos que tornam um solo suscetível de sofrer assentamentos diferenciais são a desidratação das argilas, raízes de árvores e movimentação de terras adjacentes à estrutura.

A Figura 2-17 ilustra o assentamento das fundações (assentamentos diferenciais) do edifício. Neste tipo de casos dificilmente o edifício será reparado e a única solução será a demolição de toda a estrutura.



Figura 2-17: Assentamentos diferenciais de um edifício (Thomaz, 2011).

- **Explosões e choques**

Entende-se por explosão o efeito que ocorre quando um sólido ou gás é transformado em um grande volume de gases quentes numa fração de segundo. No caso dos explosivos de alta potência, a sua detonação consiste numa grande conversão de energia que ocorre a uma taxa muito alta (entre 3 000 a 9 000 m/s). No caso de explosivos de baixa potência como é o caso dos explosivos que contêm pólvora, a queima é rápida e a uma taxa de cerca de 900 m/s. A energia resultante de uma explosão é libertada sob a forma de som, calor, “bola de fogo”, luz e onda de choque que se propaga radicalmente para fora da fonte, em velocidades subsónicas para a maioria de explosivos de baixa potência e velocidades supersónicas para

produtos altamente explosivos. É essa onda de choque que ao conter partículas altamente comprimidas de ar provoca a maioria dos danos nas estruturas (Taranath et al., 2010).

As explosões podem ocorrer de duas maneiras, dentro dos edifícios e fora dos edifícios, sendo os efeitos muito diferentes. As explosões dentro dos edifícios podem ser devidas, por exemplo, ao rebentamento de botijas de gás, em que as pressões de gás podem acumular-se dentro de espaços confinados, causando grandes danos. As vigas e os pilares podem sobreviver à explosão mas a sua estabilidade poderá estar gravemente comprometida, não só devido aos danos provocados neles, como devido ao arrancamento das paredes ou outros tipos de elementos pela explosão, como se observa na Figura 2-18. No caso de uma explosão no exterior do edifício, como é o caso, por exemplo de uma bomba, a onda de choque é inicialmente refletida e ampliada pelo resto da construção, penetrando nela, em seguida pelas aberturas (portas e janelas), sujeitando os pisos e as paredes a uma grande pressão. Um dos efeitos pode ser a difração, ou seja, quando a onda de choque se propaga em torno de cantos, criando áreas de amplificação e redução de pressão. Em seguida, o edifício é engolido pela onda de choque, sujeitando todas as superfícies do edifício a uma subpressão (Taranath et al, 2010).

Na Figura 2-18 ilustra-se um caso recente de uma explosão de gás num edifício em Setúbal, onde podem ser visualizados os graves danos que a estrutura sofreu em consequência da explosão.



Figura 2-18: Explosão de gás num edifício em Setúbal (Granado e Louça, 2010).

A deterioração do betão, no caso de ondas de choque, ocorre em muito devido à sua natureza heterogénea, associada às diferentes velocidades de transmissão com que as ondas atravessam os diferentes materiais, como os inertes, o ligante e as armaduras (Castro e Martins, 2006).

De uma maneira geral a resistência a ondas de impacto/choque aumenta para uma maior resistência à compressão do betão. Por outro lado, quanto maior for a resistência estática à compressão do betão, menor irá ser a energia absorvida pelo impacto (Ferreira, 2000).

Algumas das situações onde podem ocorrer choques ou ondas de impacto são as seguintes (Ferreira, 2000):

- Ocorrência de sismos;
- Choques de veículos ou máquinas industriais;
- Cravação de estacas;
- Manuseamento de peças pré-fabricadas;
- Tensões geradas durante um bombardeamento;
- Forças de compressão exercidas por equipamentos nas fundações que os sustentam.

Na Figura 2-19 poderá ser visualizado um caso típico deste tipo de patologia em que o embate de um veículo, num pilar de uma ponte, fez com que o pilar colapsasse.



Figura 2-19: Pilar danificado pelo impacto de um veículo (Mn/DOT, 2011).

• Sismos

Os sismos têm origem, na sua maioria, no interior da superfície terrestre em planos de falhas que rompem devido à acumulação de tensões à sua volta e que se geram ao longo de décadas, séculos ou milénios, devido à própria dinâmica interna da Terra. Quando essas tensões excedem um certo limite da resistência do plano da falha, esta cede e dá origem a um sismo (Lopes, 2008).

Quando ocorre a rotura da falha, originam-se vários tipos de manifestações que podem perturbar de forma muito significativa a superfície terrestre de determinado território, causando danos muito graves, sendo a sua gravidade tanto maior quanto maior for a magnitude do sismo e maior for a proximidade das estruturas ao plano da falha, caso estas não estejam preparadas para fazer face a essas perturbações. Existem outros fenómenos gerados pelas ondas sísmicas e rotura da falha tais como: os “tsunamis”, o desprendimento de blocos, o desprendimento de arribas (rochedos escarpados à beira-mar com um grande

declive 15-90°), a liquefação de areias, os assentamentos ou compactações diferenciais, as subsidências (abatimentos de terra), os movimentos laterais e as torrentes de vertente (cursos rápidos de água provenientes por exemplo de montanhas). Todos eles muito importantes para atingirem as nossas estruturas e provocarem danos muito graves nos seus pilares (Lopes, 2008).

Atualmente devido à evolução da ciência e da tecnologia é possível estimar em termos médios os danos que um sismo de determinada magnitude poderá provocar nas estruturas em determinada área da superfície terrestre abrangida pelo sismo (Lopes, 2008).

Uma estrutura que se localize sobre um plano de falha irá estar sujeita, durante um sismo, a um deslocamento diferencial ao nível das fundações, que certamente lhe irá produzir um enorme impacto. Quanto às estruturas que se localizem nas imediações de um plano de falha também poderão vir a sofrer efeitos desses deslocamentos, pois os efeitos da rotura não se restringem apenas ao plano da falha, já que uma das consequências dos sismos é a propagação de ondas elásticas originadas a partir da rotura da falha. Estas ondas sísmicas propagam-se a grande velocidade na superfície terrestre e ao passarem num determinado ponto provocam vibrações no solo com deslocamentos rápidos capazes de induzir, em altura forças de inércia ou deslocamentos diferenciais importantes para as estruturas implantadas na proximidade da falha (Lopes, 2008).

Os movimentos que se geram nos solos de fundação, além da magnitude de um sismo e da distância à falha, dependem do tipo e características dos solos superficiais onde assentam as estruturas. Podem distinguir-se dois tipos de movimentos, horizontais e verticais conforme se discriminam a seguir. Devido à massa e à rigidez do edifício que se opõe a qualquer deslocamento horizontal do solo de fundação, resultam forças de inércia horizontais exercidas ao nível dos pisos da estrutura fazendo com que esta se mova solidariamente com a fundação. Assim, o sismo é uma ação dinâmica em que existem um grupo de forças horizontais aplicadas na estrutura proporcionais à massa, à rigidez e à altura do edifício, conforme se ilustra na Figura 2-20. Um deslocamento vertical do solo provocará forças verticais que sendo menos devastadoras que as forças horizontais ao nível dos pisos, raramente se aproximam da capacidade resistente da estrutura. Contudo, um sismo induzido (pode ser provocado por explosões no solo, queda de edifícios, etc.) provocará forças de compressão verticais que atuam ao nível dos pilares, podendo fazer com que a capacidade resistente desses elementos se esgote, provocando o colapso da estrutura (Lopes, 2008).

Aquando da atuação de forças sísmicas, as zonas mais afetadas em pilares são as suas extremidades, onde se situam as ligações a outros elementos (vigas ou lajes). Esse facto pode ser constatado através da visualização da Figura 2-21, que apresenta quatro pilares gravemente danificados.

Contudo outras zonas dos pilares podem ser afetadas. A Figura 2-22 mostra dois exemplos de rotura por corte: na Figura 2-22 a) o pilar da estrutura perdeu completamente o recobrimento das armaduras no piso inferior e, no piso superior, sofreu um rotura por corte, já na Figura 2-22 b) a escada ao estar ligada a meia altura do pilar provocou a rotura por corte nessa zona do pilar.

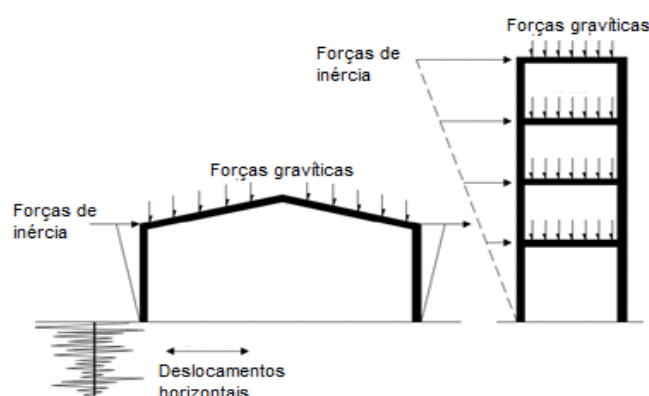


Figura 2-20: Efeitos de um sismo nas estruturas adaptado de (Taranath et al., 2010).



Figura 2-21: Efeito dos sismos em pilares de betão armado (Tesoro, 2001).

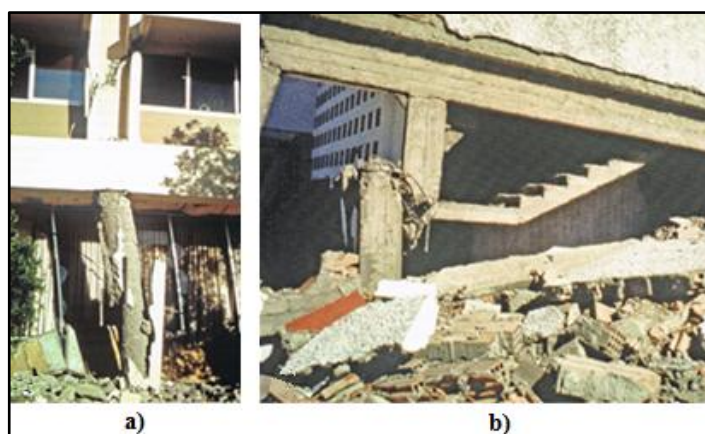


Figura 2-22: Rotura por corte em pilares devido a forças sísmicas (Tesoro, 2001).

Muitas das vezes as roturas dos pilares, quando sujeitos a ações sísmicas, ocorrem devido a um mau confinamento do betão. Conforme se pode visualizar na Figura 2-21, as cintas dos pilares colapsaram obrigando à encurvadura das armaduras longitudinais, na Figura 2-22 a) as cintas encontravam-se abertas, fazendo com que o betão que confinavam expandisse para os lados obrigando a que o betão do recobrimento “*caísse*” simplesmente. Perante estes aspetos o confinamento é um aspeto bastante importante e deve ser dada uma devida atenção à cintagem dos elementos de betão quando se projeta uma estrutura. Mais adiante irá ser feita

uma pequena introdução do efeito do confinamento e sua importância em elementos de betão armado.

• Fogo

Aquando da ocorrência de um fogo as estruturas são expostas a elevadas temperaturas de aproximadamente 1000 °C. O betão armado é um dos materiais estruturais que oferece por si só uma boa resistência à ação do fogo, já que é composto por dois materiais incombustíveis e que não exalam fumos. No entanto, a ação do fogo faz com que se alterem as propriedades dos materiais por combinação de efeitos temporários e permanentes sobre as suas propriedades químicas e físicas, fazendo com que diminua a capacidade de suporte de cargas e a capacidade resistente dos elementos de betão armado (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

Existem diversos materiais combustíveis que aquando da ocorrência de um fogo são consumidos por este e libertam contaminantes tais como cloretos (como é o caso de materiais à base de policloreto de vinilo, vulgarmente designado por PVC) ou mesmo levando à produção de ácidos. Esses contaminantes atacam o betão e as armaduras durante o fogo e mesmo passado algum tempo da sua extinção (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

Durante um incêndio existem dois tipos de fragmentação no betão conforme se descreve a seguir (Fib, 2002; NP EN 1992-1-2, 2010):

- Destacamento explosivo que ocorre principalmente em pilares e vigas após 30 minutos de exposição a calor gerado pelo fogo e para uma taxa de humidade e níveis de tensões limitados. Um destacamento explosivo trata de uma série de roturas violentas das camadas superficiais do betão;
- Queda localizada do betão que é devida a uma separação gradual do betão e que ocorre principalmente em pilares e vigas. Este tipo de patologia ocorre quando se formam fissuras à superfície num plano de fraqueza, como é o caso da camada de recobrimento das armaduras, tendo como consequência um aumento da taxa de transmissão de calor para as armaduras.

A exposição a altas temperaturas, juntamente com o posterior decréscimo da temperatura, provoca geralmente fissuração superficial no betão, devendo-se este facto às taxas de expansão térmica diferencial entre o aço e o betão, originando tensões de rotura em torno dos varões, e entre as partículas constituintes do agregado da matriz cimentícia. Um aquecimento e arrefecimento rápidos podem criar um choque térmico em todo o elemento, alterando o estado de tensões internos e a encurvadura do elemento, dando-se a rotura do elemento nas zonas onde há impedimento à livre deformação do pilar (comum em ligações viga-pilar) provocada na maioria das vezes pela ligação a outros elementos estruturais (Fib, 2002).

Mesmo passado algum tempo após a extinção de um fogo outras patologias poderão vir a ocorrer como é o caso da carbonatação, em que, conforme se pode constatar pela análise da Figura 2-23, que representa a relação entre a profundidade de carbonatação e o tempo decorrido desde a extinção do fogo, as armaduras contidas no betão, são propícias a sofrer corrosão passado alguns anos da extinção do fogo de gravidade elevada (Fib, 2002).

No Quadro 2-1 resume-se o ciclo de eventos e características observáveis aquando do aumento e decréscimo da temperatura numa estrutura de betão armado sujeita a um período de temperatura elevada (Fib, 2002).

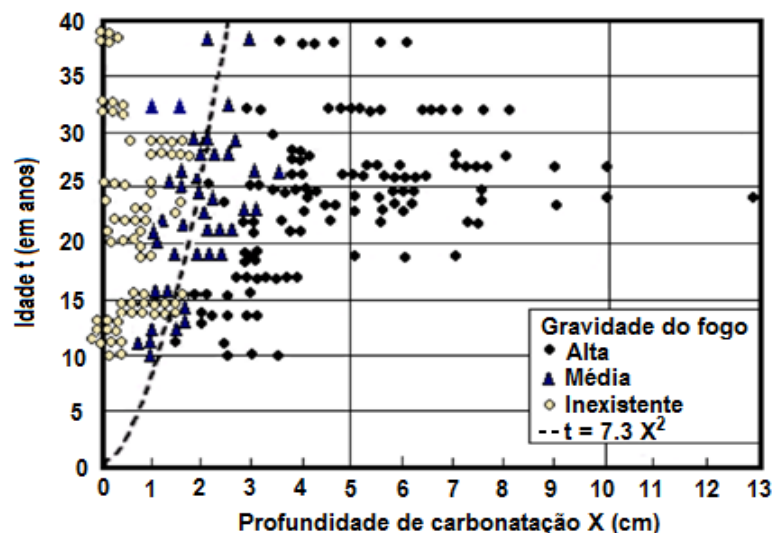


Figura 2-23: Profundidade de carbonatação após a extinção de um fogo adaptado de (Fib, 2002).

Quadro 2-1: Possíveis danos devido ao fogo (Fib, 2002).

	Evento	Danos prováveis
Em aquecimento	Aumento da temperatura superficial	Fissuração superficial
	Transferência de calor para o interior	Perda de resistência do betão, fissuração e “fragmentação”
	Transferência de calor para a armadura (acelerada pela fragmentação)	Redução da resistência, possível encurvadura dos varões e aumento da deformação do elemento.
Em arrefecimento	Arrefecimento do aço	Recuperação adequada da resistência para as temperaturas máximas de 450 °C para aços endurecidos a frio e 600 °C para aços laminados a quente.
	Arrefecimento do betão	As fissuras refecham, recuperação gradual da resistência até se atingir a temperatura normal (20 °C), recuperação parcial dos desvios residuais, deterioração e danos que se podem desenvolver devido à absorção de humidade pelo betão.

Na Figura 2-24 ilustra-se um caso típico de um pilar de betão armado, onde se pode visualizar a rotura do pilar por corte após a exposição a um incêndio.

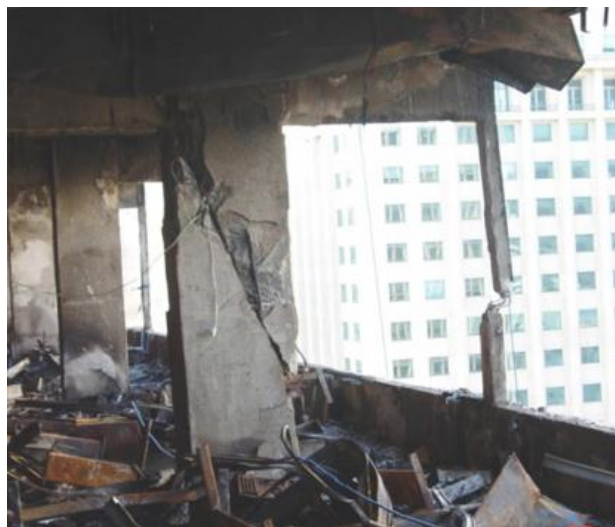


Figura 2-24: Rotura por corte de um pilar após exposição a incêndio (Santos et al., 2010).

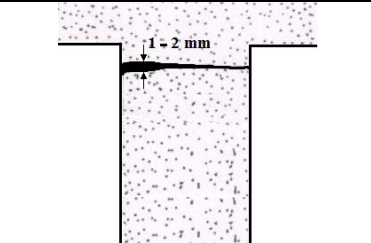
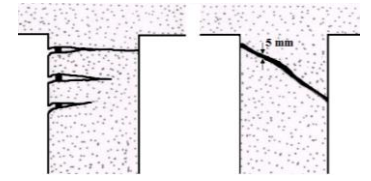
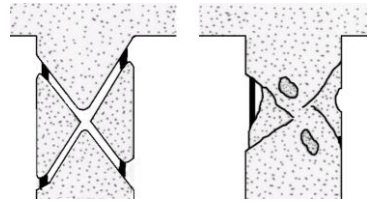
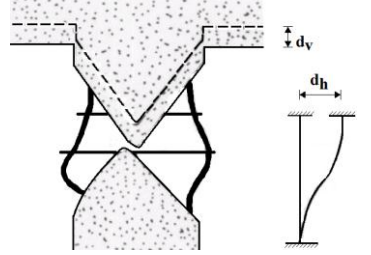
2.8 Avaliações estruturais preliminares de segurança de pilares

Segundo o boletim 162 do Comité Euro-International du Béton (CEB, 1983) pode ser feita uma estimativa inicial do nível de segurança de uma estrutura, através de níveis de danos encontrados e da causa que os originou. Para isso, são apresentados no Quadro 2-2, no Quadro 2-3 e no Quadro 2-4 os níveis de danos devido à corrosão, a sismos e ao fogo, respetivamente.

Quadro 2-2: Níveis de danos em pilares devido à corrosão (CEB, 1983).

Nível	Caraterização
A	Alguma fendilhação longitudinal nos elementos de betão; redução da secção da armadura menor que 1%.
B	Diversas fendas longitudinais; alguma delaminação do betão; redução da secção da armadura inferior ou igual a 5%.
C	Fendilhação e delaminação extensa do betão; redução da secção de armadura inferior ou igual a 10%.
D	Alguma fendilhação e delaminação extensa e em algumas partes do elemento; redução da aderência entre o betão e o aço; redução da secção da armadura inferior ou igual a 25%; poderá ocorrer encurvadura do pilar.
E	Alguma fendilhação e delaminação extensa e em algumas partes do elemento perda da aderência entre o betão e o aço; algumas cintas encontram-se colapsadas e encurvadura das armaduras longitudinais; encurvadura do pilar.

Quadro 2-3: Níveis de danos em pilares devido a sismos (CEB, 1983).

Nível	Caraterização	Figura
A	Fissuras de flexão isoladas, apresentando larguras inferiores a 1-2 mm, desde que um cálculo simples prove que essas fissuras não são devidas a deficiência da armadura, mas sim a deficiências locais (por exemplo: juntas de dilatação; choques ligeiros, etc.).	
B	Fissuras de flexão muito grandes ou fissuras de corte diagonais isoladas, apresentando largura inferior a 0,5 mm, desde que não existam deslocamentos residuais.	
C	Fissuras de corte bi-diagonais e/ou esmagamentos localizados no betão devidos a corte e compressão, desde que não tenham sido observados deslocamentos excessivos. (existência de fendilhação em nós de ligação pilar-viga).	
D	Rotura do núcleo do betão, encurvadura dos varões da armadura (o elemento perdeu a continuidade mas não entrou em colapso), existindo apenas pequenos deslocamentos (verticais e horizontais); existência de danos severos em nós de ligação pilar-viga.	
E	Colapso parcial de um ou mais elementos verticais.	

Nota: Se as condições estabelecidas para os deslocamentos máximos não são cumpridas, o nível de dano correspondente é aumentada para o nível seguinte (isto é, o nível "B" é considerado como "C" e assim por diante).

A redução da secção da armadura (Δs) depende da espessura dos óxidos que se formam e pode ser determinada através da Equação 2-1.

$$t_0 = a \left(\frac{\Delta A_s}{A_s} \right) \phi \quad (2-1)$$

Em que:

A_s área da secção das armaduras;

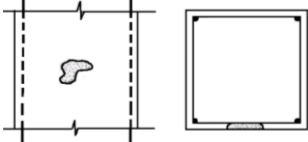
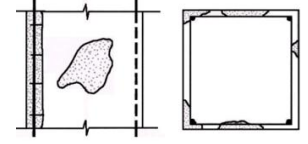
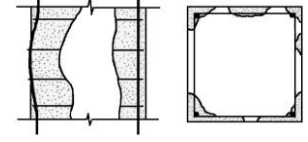
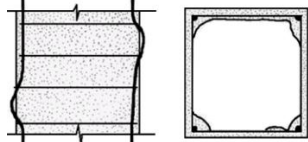
ΔA_s redução da secção das armaduras;

t_0 espessura da camada de oxidação;

ϕ diâmetro do varão;

$$a = \begin{cases} 0,5 & \text{para oxidação superficial} \\ 1,0 & \text{para os óxidos misturados com a matriz de cimento} \end{cases}$$

Quadro 2-4: Níveis de danos em pilares devido ao fogo (CEB, 1983; Fib, 2002).

Nível	Caraterização	Figura
A	Depósitos de fuligem, descoloração da superfície do elemento estrutural e odor; o betão não se encontra danificado, com exceção de alguns destacamentos dos revestimentos (acabamentos) de gesso ou outros, algumas fissuras verticais e ligeiros descasques do betão da superfície.	
B	Danos nos revestimentos (acabamentos) do betão; o betão na sua maior parte não se encontra degradado, com exceção de microfissuração generalizada da superfície e destacamento localizado do betão; o betão poderá ainda apresentar uma coloração rosada.	
C	O betão poderá apresentar alguns danos estruturais menores e eventualmente cor cinza claro/esbranquiçado; alguma fissuração do betão e uma maior extensão de destacamento, especialmente ao longo dos cantos dos elementos estruturais, deixando alguns varões da armadura expostos; os varões, ainda, estão aderentes ao betão, sem que mais que um varão nos pilares ou até 10% da armadura principal no caso de vigas e lajes tenha encurvado; superfícies fortemente cobertas de fuligem e acabamentos de gesso ou outros totalmente danificados.	
D	Grandes fissuras (algumas delas de corte com alguns milímetros de largura) e descasque extensivo, deixando praticamente à vista toda a armadura; grande parte dos varões da armadura estão enfraquecidos; a aderência entre o betão e o aço encontra-se afetada em zonas localizadas; o betão possui uma cor castanho amarelado; mais do que um varão no caso de pilares ou até 50% da armadura principal no caso de vigas e lajes encurvou; pode existir distorção dos pilares e flexão apreciável nas lajes e vigas.	
E	Existem danos estruturais severos e quase todas as armaduras se encontram expostas; colapso parcial de elementos verticais.	

A avaliação da resistência residual de uma secção de betão sujeita a incêndio, pode ser efetuada de forma simplificada, dividindo-a em zonas consoante os níveis de temperatura máxima atingidos, e atribuindo fatores de redução da resistência à compressão do betão de cada uma das zonas, de acordo com o quadro seguinte.

Quadro 2-5: Fatores de redução da resistência à compressão do betão em função de zonas de temperatura (CEB, 1983).

Zona	< 100 °C	100 – 300 °C	300 – 500 °C	> 500 °C
Fator	1,00	0,85	0,40	0,00

Outros tipos de indicadores poderão ser utilizados para se ter uma ideia aproximada da severidade do fogo, assim como uma ideia da temperatura que se desenvolveu. Esses indicadores podem ser (Gonçalves, 2007):

- Profundidade da carbonização de elementos de madeira;
- Escurecimento da celulose ($200\text{ °C} < T < 300\text{ °C}$);
- Poliestireno derretido ($T > 250\text{ °C}$);
- Canalização de chumbo derretida ($300\text{ °C} < T < 350\text{ °C}$);
- Isolamento de cabos de PVC (cloreto de polivinilo) queimados/derretidos ($T < 400\text{ °C}$);
- Coloração azul de superfícies de aço devido a alta temperatura ($T < 400\text{ °C}$);
- Fusão do alumínio ($T > 650\text{ °C}$);
- Bronze fundido ($800\text{ °C} < T < 1000\text{ °C}$);
- Enrugamento do polietileno ($T > 950\text{ °C}$);
- Prata fundida ($T > 950\text{ °C}$);
- Vidro derretido (vidro usual de silicato) ($T > 1000\text{ °C}$);
- Padrão de fissuras na superfície de betão (cerca de 2 cm de profundidade a cerca de 1000 °C);
- Fusão do ferro fundido ($1100\text{ °C} < T < 1200\text{ °C}$);
- Cobre fundido ($T > 1100\text{ °C}$).

2.9 Considerações finais

Neste capítulo foi feita uma apresentação das principais patologias que podem ocorrer em pilares de betão armado. O objetivo foi identificar os efeitos de modo a compreender melhor as alterações na capacidade resistente destes elementos estruturais.

Apesar de terem sido discriminados um grande número de patologias que poderão vir a afetar pilares de betão armado, o presente trabalho, apenas, irá incidir sobre as patologias causadas por efeito do fogo.

3. Capacidade resistente de pilares de betão armado

3.1 Considerações iniciais

Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010), os elementos de uma estrutura são classificados tendo em conta a sua natureza e função, como vigas, pilares, placas, arcos, cascas, etc. Os pilares são elementos cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura e cujo comprimento é pelo menos 3 vezes a altura da secção.

Os pilares são responsáveis por conduzir as cargas provenientes de outros elementos (vigas e lajes) até ao solo pela fundação, considerando-se, por isso, os elementos de maior importância numa estrutura e os mais responsáveis pela sua estabilidade. O colapso de uma estrutura, na maioria das vezes, é devido à falha da capacidade resistente dos pilares, sendo necessária uma atenção especial para este tipo de elementos (Tesoro, 2001).

Consoante os tipos de materiais constituintes, os pilares podem ser de betão armado, de betão pré-esforçado, compostos (contendo perfis de aço laminado, tais como perfis em *I*), ou uma combinação de perfis de aço laminado e varões de aço. Os mais usuais, em estruturas de edifícios, são os pilares de betão armado (constituídos por uma combinação de betão, varões de aço longitudinais e cintas de aço).

As secções mais correntes em pilares são as secções retangulares e circulares mas existem outras, conforme se ilustra na Figura 3-1.

O comportamento dos pilares é diferente consoante fazem parte ou não do sistema de contraventamento de uma estrutura. O contraventamento pode ser conseguido através de elementos como paredes resistentes ou núcleos resistentes (caixas de elevador ou caixas de escadas por exemplo). Em estruturas contraventadas, os pilares resistem principalmente a

cargas verticais, enquanto que as paredes resistentes ou os núcleos resistentes de betão resistem tanto a cargas verticais como a cargas horizontais. No caso dos pilares em estruturas não contraventadas, estes resistem tanto a cargas verticais como a cargas horizontais, sendo portanto necessária uma maior capacidade de carga desses pilares.

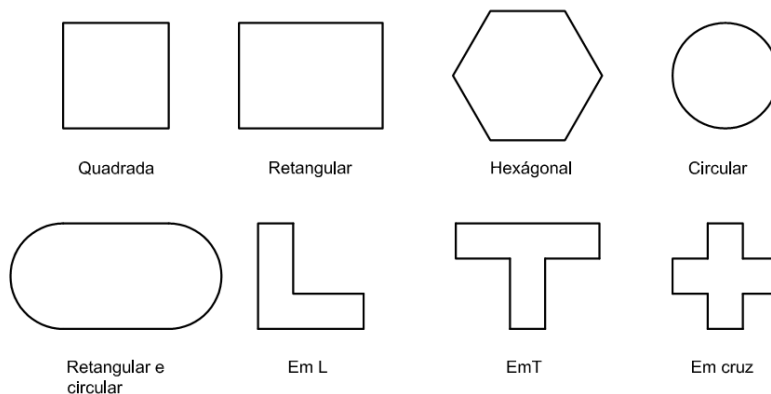


Figura 3-1: Secções mais correntes de pilares.

O esforço predominante neste tipo de elementos é essencialmente o esforço axial ou normal (N), de compressão ou de tração.

Contudo estes elementos podem, ainda, estar submetidos à flexão por atuação de momentos fletores (M), resultando:

- Flexão composta (M, N);
- Flexão composta desviada (M_x, M_y, N).

Na prática, os pilares podem ser reunidos em três grupos consoante a posição que ocupam num pórtico, conforme se ilustra na Figura 3-2. Naturalmente, a sua posição tem influência nos esforços que neles se desenvolvem.

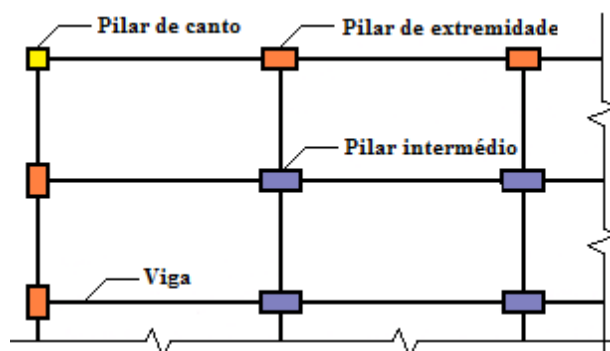


Figura 3-2: Posição relativa dos pilares em planta (Schaffer, 2006).

Na Figura 3-3 ilustra-se a deformação de um pórtico submetido à ação de cargas verticais.

Da análise da Figura 3-3 é possível, então, concluir que nos pilares intermédios, como por exemplo o pilar P2, as rotações são muito pequenas e os momentos transmitidos pelas vigas aos pilares nesses nós também o são. Consequentemente, a sollicitação nesses pilares é, praticamente, de compressão simples (Schaffer, 2006).

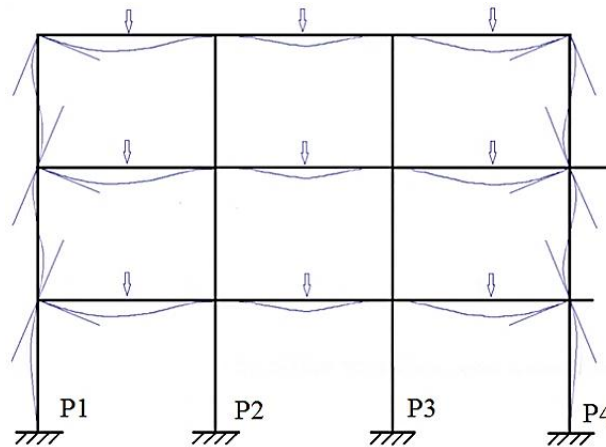


Figura 3-3: Deformada de um pórtico por ação de cargas verticais (Schaffer, 2006).

Por sua vez, nos pilares de extremidade, como por exemplo o pilar P1, as rotações são consideráveis e os momentos transmitidos pelas vigas aos pilares nesses nós não podem ser ignorados. Logo, a solicitação nesses pilares é de flexão composta.

Os pilares de canto e os pilares de extremidade pertencentes a dois pórticos estão sujeitos a momentos em relação aos dois eixos principais de inércia da secção, sendo portanto solicitados à flexão composta desviada.

Na Figura 3-4 ilustra-se um exemplo de cada um dos pilares pertencentes a cada um dos grupos anteriormente descritos, ou seja: o pilar a) é um pilar intermédio; o pilar b) é um pilar de extremidade e o pilar c) é um pilar de canto.

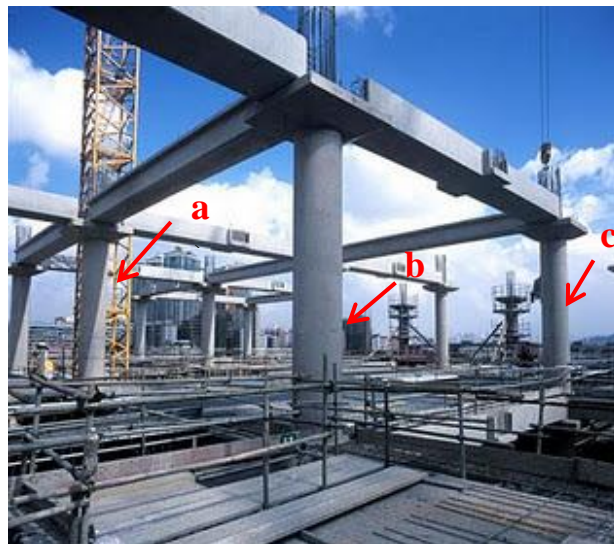


Figura 3-4: Exemplo de posições relativas de pilares num pórtico real (UESC, 2011).

Para uma caracterização mais abrangente do comportamento de pilares far-se-á, em seguida, uma descrição da metodologia de avaliação da capacidade de carga de pilares de betão armado. Para tal, recordam-se, inicialmente, as principais propriedades dos materiais e as hipóteses de cálculo consideradas.

3.2 Propriedades dos materiais

A verificação da capacidade resistente de secções de betão armado passa pelo conhecimento das leis constitutivas dos materiais, que no presente trabalho serão o betão e o aço. Por outro lado, é necessário saber as condições em que se atingem os estados limites, sendo por isso necessária a definição de determinados critérios, o estabelecimento das hipóteses de comportamento da secção e a relação com a sua capacidade resistente (Barros e Figueiras, 2010).

Em seguida, resumem-se os principais aspetos relacionados com o betão e o aço.

i) Betão simples

O betão é um material formado pela mistura de diversos inertes (areias, britas ou godos, etc.), cimento e água. Após o endurecimento da pasta (cimento e água) o betão apresenta características idênticas a uma pedra natural, sendo as principais:

- γ peso específico (pode variar entre 24 e 26 kN/m³);
- f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{ctd} valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
- E_c módulo de elasticidade;
- ν coeficiente de Poisson.

Através do comportamento do betão à compressão obtêm-se as relações tensões-extensões do material, as quais, associadas com as leis constitutivas de outros materiais permitem determinar a capacidade resistente dos diversos elementos existentes em estruturas de betão armado.

Existem várias propostas de leis constitutivas que podem ser adotadas, sendo que o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) optou pela solução preconizada no Model Code 90 (CEB, 1991), proposta por Rusch, designada por diagrama parábola-retângulo e ilustrada na Figura 3-5.

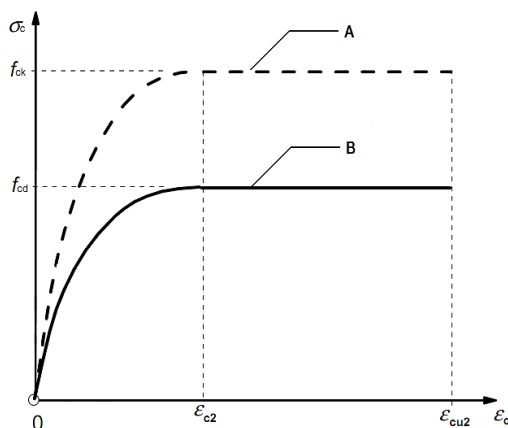


Figura 3-5: Diagrama parábola-retângulo em valores característicos (A) e de cálculo (B) para o betão comprimido (NP EN 1992-1-1, 2010).

O diagrama parábola-retângulo é um diagrama formado por uma parábola e por um segmento retilíneo. A resistência à compressão do betão varia de forma parabólica até um valor máximo de extensão, ε_{c2} , mantendo-se depois constante (troço retilíneo) até à rotura (extensão ε_{cu2}).

Os valores de ε_{c2} e ε_{cu2} podem ser consultados no Quadro 3.1 do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010).

O diagrama de cálculo ilustrado na Figura 3-5 é composto pelas equações paramétricas (3-1), (3-2) e (3-3), apresentadas a seguir:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3-1)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3-2)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3-3)$$

Em que:

f_{ck}, f_{cd} mantém o significado anterior;

ε_c extensão do betão à compressão;

ε_{c2} extensão ao ser atingida a resistência máxima do betão, conforme Quadro 3.1 do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010);

ε_{cu2} extensão última, conforme Quadro 3.1 do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010);

n expoente, conforme Quadro 3.1 do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010);

α_{cc} coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis do modo como a carga é aplicada, conforme cláusula 3.1.6 (1) do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010);

γ_c coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, conforme cláusula 2.4.2.4 do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010).

ii) Betão confinado

Considera-se que o betão está confinado quando as suas deformações transversais são parcialmente anuladas por armaduras de confinamento (designadas por cintas), conforme se ilustra na Figura 3-6 (Calavera, 2008).

Segundo o Model Code 90 (CEB, 1991), o confinamento do betão resulta numa modificação da relação tensão-deformação, produzindo um aumento da resistência e uma maior ductilidade. No entanto, devido à falta de dados teóricos e experimentais, outras características do betão como o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, o coeficiente de expansão térmica e os efeitos diferidos no betão (retração e fluência) não se consideram alterados e devem ser utilizados os mesmos do betão não confinado.

Na Figura 3-7, ilustra-se a relação tensão-deformação proposta no EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010).

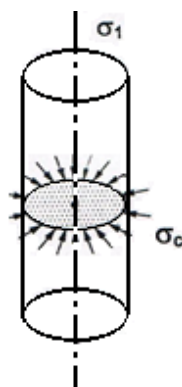


Figura 3-6: Peça cilíndrica sujeita a tensões de confinamento (Montoya et al., 2001).

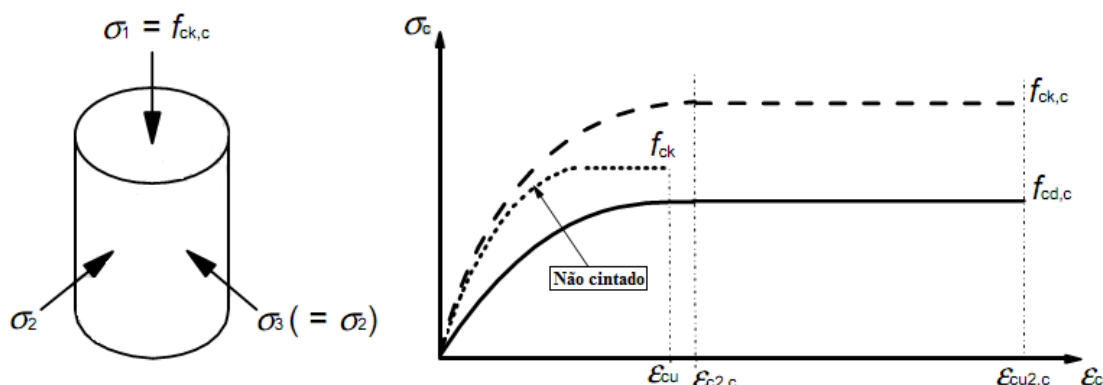


Figura 3-7: Relação tensões-extensões para o betão cintado (NP EN 1992-1-1, 2010).

Em que:

- $f_{ck,c}$ valor característico da tensão de rotura aos 28 dias de idade do betão confinado à compressão;
- $f_{cd,c}$ valor de cálculo da tensão de rotura do betão confinado à compressão;
- ϵ_{cu} extensão última do betão à compressão;
- $\epsilon_{c2,c}$ extensão ao ser atingida a resistência máxima do betão confinado;
- $\epsilon_{cu2,c}$ extensão última do betão confinado à compressão;
- σ_c tensão de compressão no betão;
- $\sigma_2 = \sigma_3$ tensão efetiva de compressão lateral em Estado Limite Último (E.L.U.) devido ao confinamento por cintagem.

A melhoria das propriedades referidas atrás deve-se principalmente a dois aspetos (Calavera, 2008):

- Às disposições das armaduras de cintagem (cintas), conforme se ilustra na Figura 3-8. As áreas que se encontram confinadas são as que se encontram a sombreado, ou seja, quanto melhor for a disposição das armaduras de cintagem maior será a área confinada e maior será a resistência da secção;
- Ao espaçamento das cintas. Quanto menor for o espaçamento entre as armaduras de cintagem, maior será a área da secção resistente real confinada e menor será o comprimento de encurvadura dos varões longitudinais de um pilar de betão armado.

Comparando a Figura 3-9 a) com a Figura 3-9 b) é possível constatar que a área da secção resistente real confinada nesta ultima figura é maior que a da Figura 3-9 a) devido ao espaçamento entre as cintas ser menor.

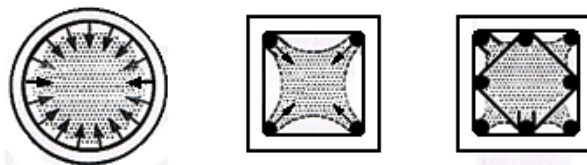


Figura 3-8: Eficácia da disposição das armaduras de cintagem em termos de área confinada (Calavera, 2008).

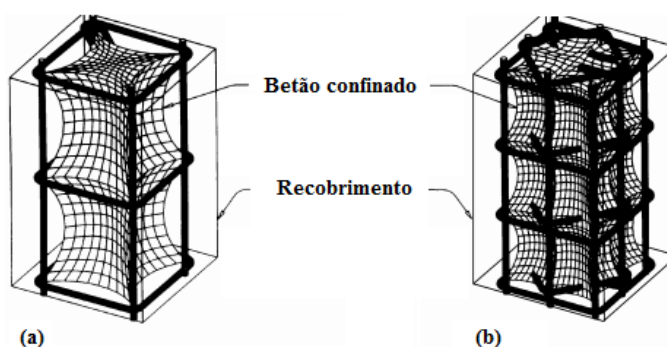


Figura 3-9: Eficácia do espaçamento das armaduras de cintagem em termos de área confinada adaptado de (Scadelai, 2004).

Existem diversas maneiras de cintar os elementos de betão armado com vista à obtenção de um melhor confinamento. As indicadas no Model Code 2010 (Fib, 2010) são as que mais se utilizam, ver Figura 3-10. Contudo, existem outras disposições de armaduras de confinamento de pilares de betão armado que podem ser consultadas em outras bibliografias técnicas, como é o caso das disposições propostas por Montoya et al. (2001).

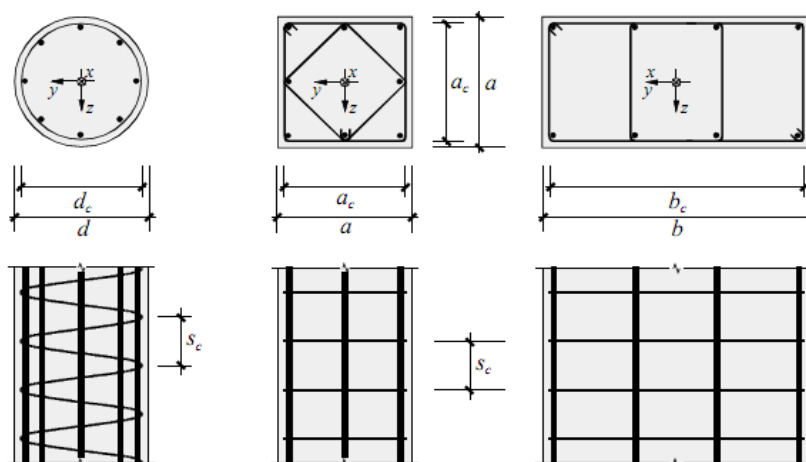


Figura 3-10: Exemplos de disposição de armadura de cintagem (Fib, 2010).

Segundo o Model Code 2010 (Fib, 2010), a tensão de confinamento σ_2 (com sinal positivo) pode ser obtida através das equações seguintes:

- Para pilares circulares:

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{S_c}{d_c}\right) \text{ com estribos em espiral} \quad (3-4)$$

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{S_c}{d_c}\right)^2 \text{ com estribos circulares} \quad (3-5)$$

Sendo:

$$\omega_c = \frac{A_{sc} f_{yd}}{S_c d_c f_{cd}} \quad (3-6)$$

Em que:

- S_c espaçamento entre as cintas de confinamento;
- d_c diâmetro do núcleo de betão;
- A_{sc} área das cintas de confinamento;
- ω_c taxa mecânica das cintas de confinamento;
- f_{cd}, f_{yd} mantêm o significado anterior.

- Para pilares retangulares:

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{S_c}{a_c}\right) \left(1 - \frac{S_c}{b_c}\right) \quad (3-7)$$

Sendo:

$$\omega_c = \min \left\{ \omega_y = \frac{A_{sy} f_{yd}}{a_c S_c f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} f_{yd}}{b_c S_c f_{cd}} \right\} \quad (3-8)$$

Em que:

- a_c dimensão do núcleo de betão em ambas as direções para secções quadradas e na direção z para secções retangulares;
- b_c dimensão do núcleo de betão na direção y para secções retangulares;
- A_{sy} área das cintas de confinamento na direção y;
- A_{sz} área das cintas de confinamento na direção z;
- ω_y, ω_z taxa mecânica das cintas de confinamento nas direções y e z.

Na ausência de dados mais precisos podem ser usadas as relações tensão-extensão representadas pelas Equações (3-9) à (3-12) para se obter o aumento da resistência característica e extensões do betão (Fib, 2010).

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,00 + 5 \sigma_2/f_{ck}) \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (3-9)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,50 \sigma_2/f_{ck}) \text{ para } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (3-10)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (3-11)$$

$$\varepsilon_{cu,2} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2/f_{ck} \quad (3-12)$$

A título informativo, um método prático para se obter um grau de confinamento elevado será o uso de painéis de rede eletrossoldada apoiados em cintas, conforme se ilustra na Figura 3-11, apenas se justificando para pilares de grandes dimensões. É de notar que a rede eletrossoldada não deve ter a distância entre os seus varões inferior a 150 mm para evitar a segregação do betão (Calavera, 2008).

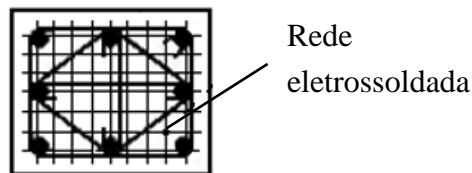


Figura 3-11: Aplicação de rede eletrossoldada para maior confinamento (Calavera, 2008).

A Figura 3-12 ilustra um caso típico de uma cintagem deficiente num pilar de betão armado que conduziu a rotura das cintas e à conseqüente encurvadura dos varões longitudinais de aço, após ocorrência de uma ação sísmica, fazendo com que a ligação viga-pilar tivesse ficado comprometida.



Figura 3-12: Rotura da ligação viga-pilar (Tesoro, 2001).

O efeito do confinamento é muito importante nos pilares de betão armado e deve ser dada especial atenção ao confinamento em zonas críticas como é o caso das ligações próximas dos nós (ligações pilar-viga ou pilar-fundação), pois no caso de ocorrerem ações extremas, como é o caso de ações sísmicas, essas ligações são as mais propícias a entrarem em rotura.

Refira-se, contudo, que o efeito de cintagem em pilares não irá ser considerado no presente trabalho aquando do desenvolvimento da aplicação numérica para MS Excel.

iii) Aço

Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010), as armaduras a empregar em estruturas de betão armado apresentam-se sobre a forma de varões, fios, redes eletrossoldadas e vigas em treliça pré-fabricadas. As armaduras mais usadas como armaduras longitudinais e transversais de pilares apresentam-se sobre a forma de varões redondos simples.

A pré-norma prEN10080 (2005) classifica os aços através dos métodos de produção, das características, dos métodos de ensaio e dos critérios para verificação de conformidade.

O comportamento do aço das armaduras de betão armado é, então, caracterizado pelas seguintes propriedades:

- Tensão de cedência (f_{yk} ou $f_{0,2k}$);
- Tensão de cedência máxima real ($f_{y,max}$);
- Resistência à tração (f_t);
- Resistência ao corte e à soldadura para redes eletrossoldadas e vigas em treliça pré-fabricadas;
- Soldabilidade;
- Características de aderência (f_r);
- Aptidão à dobragem;
- Dimensões e tolerâncias das secções;
- Ductilidade (ϵ_{uk} e f_t/f_{yk});
- Resistência à fadiga.

As relações de tensões-extensões dos aços, a considerar na determinação dos esforços resistentes, são as propostas pelo EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010), ilustradas na Figura 3-13.

Nesta figura apresentam-se dois diagramas bilineares de cálculo (B) possíveis:

- a) Diagrama elástico linear até alcançar a tensão de cedência, f_{yd} , seguido de um ramo inclinado com uma extensão-limite de ϵ_{ud} e uma tensão correspondente a kf_{yk}/γ_s para o valor máximo da extensão, ϵ_{uk} .
- b) Diagrama elástico linear até alcançar a tensão de cedência, f_{yd} , seguido de um ramo horizontal sem limite de extensão. (Neste trabalho adotou-se como critério de ruína um valor de 45 ‰)

Estes diagramas podem ser aplicados quer para o comportamento à tração como à compressão.

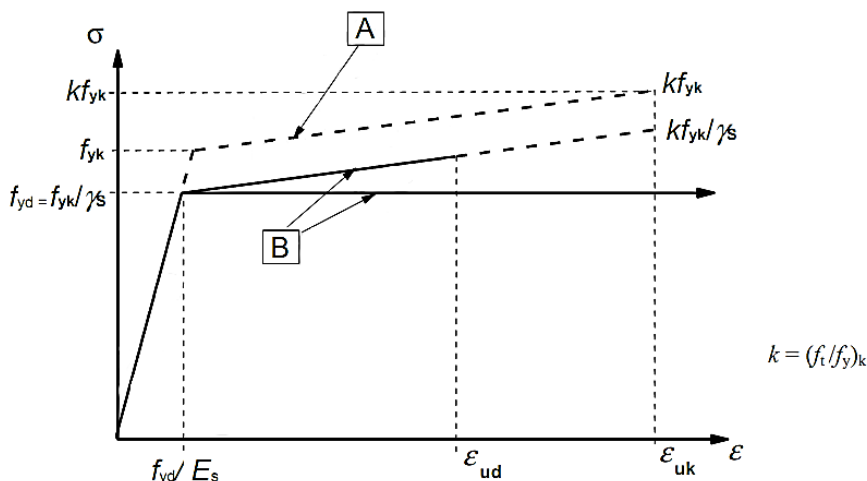


Figura 3-13: Diagramas tensões-extensões do aço, idealizado (A) e de cálculo (B), para armaduras de betão armado (NP EN 1992-1-1, 2010).

Em que:

- ε_{ud} valor de cálculo da extensão do aço para betão armado correspondente à tensão máxima;
- ε_{uk} valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado correspondente à carga máxima;
- k fator redutor, conforme Anexo C do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010);
- γ_s coeficiente parcial relativo ao aço para betão armado;
- f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;
- f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% em tração;
- E_s módulo de elasticidade do aço;
- ε_{yd} extensão limite de elasticidade de acordo com a Equação (3-13):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3-13)$$

As principais propriedades que os aços devem satisfazer podem ser consultadas no Anexo C do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010).

3.3 Domínios de deformação

A avaliação da resistência de secções de betão armado sujeitas à tração, à compressão, à flexão simples, à flexão composta ou à flexão composta desviada, em E.L.U., deve ser feita admitindo as seguintes hipóteses (NP EN 1992-1-1, 2010):

- As secções planas mantêm-se planas após a deformação (hipótese de Bernoulli);

Desenvolvimento de uma aplicação numérica para avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado

- A resistência do betão à tração é ignorada;
- A extensão nas armaduras aderentes, em tração ou em compressão, é a mesma da do betão que as envolve;
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo;
- As tensões nas armaduras comprimidas e tracionadas são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo.

A rotura de um elemento de betão armado poderá ocorrer de duas maneiras distintas:

- Escoamento plástico das armaduras tracionadas;
- Esmagamento do betão comprimido.

Qualquer que seja a resistência à compressão do betão, em E.L.U., a extensão máxima do betão à compressão, segundo o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010), é de 3,5 ‰ em flexão simples e 2 ‰ em compressão simples.

Nas armaduras de aço para betão armado qualquer que seja a sua resistência à tração em E.L.U. adota-se para a extensão máxima das armaduras de aço à tração o valor de 45 ‰ como critério de ruína nas armaduras.

No cálculo da capacidade resistente de um elemento de betão armado (determinação do domínio de segurança em E.L.U.) admite-se que pelo menos uma das extensões limites máximas convencionais dos materiais é atingida, portanto o diagrama de deformações da secção ao longo da altura da secção é dado por uma reta que passa necessariamente por um dos pontos A,B e C ilustrados na Figura 3-14 (Barros e Figueiras, 2010).

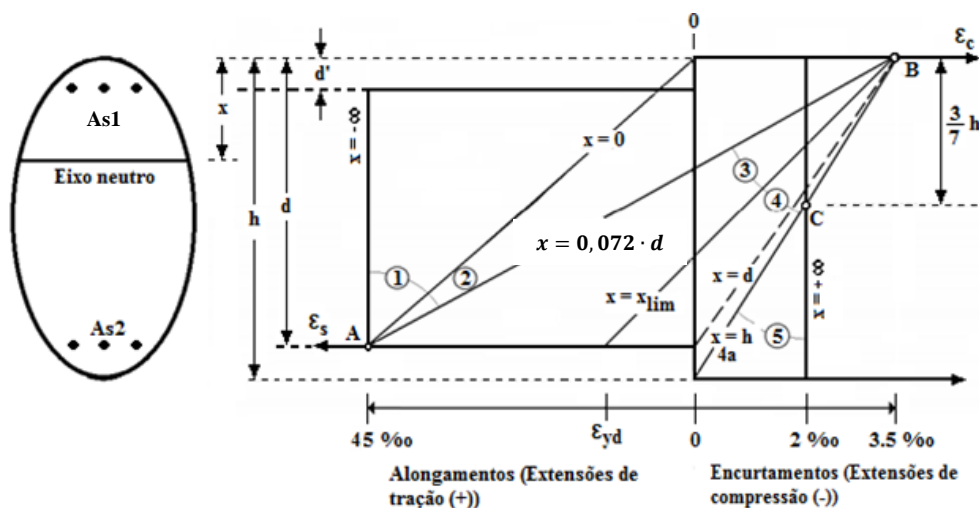


Figura 3-14: Domínios de deformação admissíveis numa secção em E.L.U adaptado de (Calavera, 2008).

Em que:

- A representa o alongamento máximo permitido nas armaduras tracionadas, $\epsilon_s = 45 \text{ ‰}$;
- B representa a extensão máxima de compressão do betão, $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$;
- C representa o limite de deformação do betão ($\epsilon_c = 2 \text{ ‰}$) na fibra que dista $(3/7) \cdot h$ da fibra mais comprimida em peças à compressão simples.

Assim, é possível definir cinco domínios diferentes (ilustrados na Figura 3-14.) para avaliar a capacidade resistente de um elemento de betão armado em E.L.U. consoante a distribuição das deformações na secção e em função do esgotamento da capacidade resistente dos materiais (betão e aço) que compõem a secção. Analisando-se a Figura 3-14 têm-se os seguintes domínios:

i) Domínio 1

Os esforços solicitantes são: tração simples ou flexão composta. A tração simples resulta apenas da atuação do esforço axial, N , conforme se ilustra na Figura 3-15. A rotura da secção ocorre por escoamento plástico das armaduras tracionadas.

Neste domínio a secção resistente é constituída apenas pelas armaduras. O esforço axial, N , de tração situa-se entre as armaduras, sendo que a posição do eixo neutro (x) é exterior à secção e está compreendida entre $-\infty \leq x \leq 0$. A armadura mais tracionada encontra-se com uma extensão de 45 ‰ (NP EN 1992-1-1, 2010);

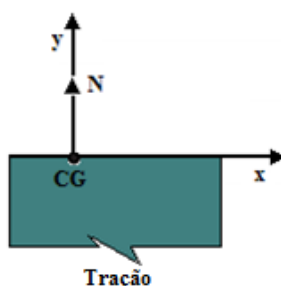


Figura 3-15: Esforço atuante numa peça sujeita à tração (Gonçalves, 2008).

ii) Domínio 2

Os esforços a que a peça se encontra solicitada são: flexão simples ou composta, sendo que a flexão simples é definida pela atuação conjunta do momento fletor, M , e do esforço transversal, V , conforme se ilustra na Figura 3-16. A deformação longitudinal das fibras devido ao momento fletor tem como resultado a rotação da secção em torno do eixo neutro (x). A tensão de corte devido ao esforço transversal V provoca também deformações longitudinais, fazendo com que o valor das deformações aumente das fibras exteriores, onde assume um valor nulo, até ao eixo neutro (x), onde assume um valor máximo.

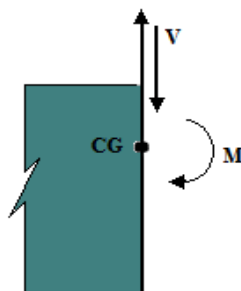


Figura 3-16: Esforço atuante numa peça sujeita à flexão simples (Gonçalves, 2008).

A flexão composta é o resultado da atuação combinada do esforço axial, N , com o momento fletor, M . O momento fletor, M , é devido à atuação do esforço axial, N , situado num dos planos médios do elemento, com uma determinada excentricidade em relação ao centro de gravidade, conforme se ilustra na Figura 3-17.

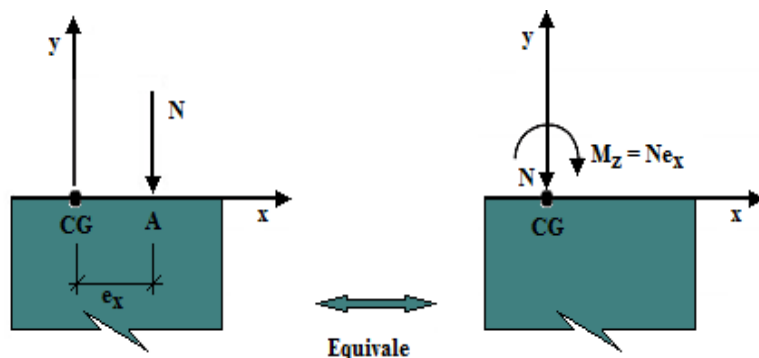


Figura 3-17: Esforço atuante numa peça sujeita à flexão composta (Gonçalves, 2008).

Neste tipo de flexão pode-se, ainda, incluir a flexão composta desviada, que ocorre devido à atuação de um esforço axial excêntrico, N , não coincidente com os eixos principais de inércia, conforme se ilustra na Figura 3-18. Os esforços responsáveis são, então, o esforço axial, N , (excêntrico em relação ao centro de gravidade) e os momentos fletores M_x e M_y em relação a cada eixo principal de inércia da secção transversal.

Consoante a relação N , M_x e M_y a secção pode estar totalmente comprimida, comprimida e tracionada ou completamente tracionada.

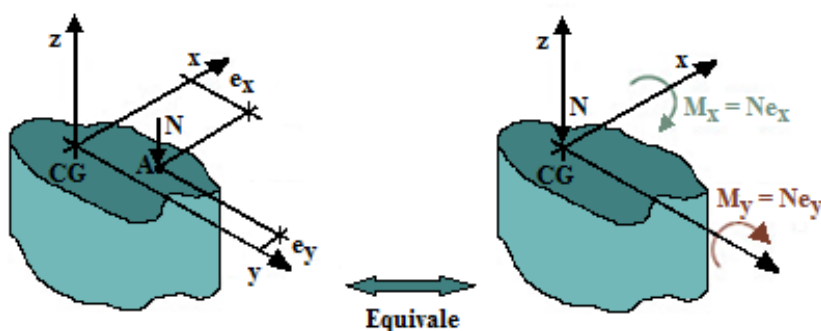


Figura 3-18: Esforço atuante numa peça sujeita a flexão desviada (Gonçalves, 2007).

Neste domínio o eixo neutro (x) é interior à secção, variando a distância do eixo neutro à fibra mais comprimida entre 0 e $0,072d$. A rotura caracteriza-se pelo escoamento da armadura tracionada, com uma extensão de 45 % (NP EN 1992-1-1, 2010).

iii) Domínio 3

Os esforços solicitantes são: flexão simples ou composta. Tal como no domínio 2 o eixo neutro (x) encontra-se interior à secção, mas a sua distância varia entre $0,072d$ até um valor

limite (x_{lim}) que depende da classe de aço utilizada (ϵ_{yd}). A rotura ocorre devido ao esgotamento do betão, sendo que a fibra mais comprimida terá uma extensão de 3,5 ‰, enquanto o aço se encontra no patamar de cedência (NP EN 1992-1-1, 2010).

iv) Domínio 4

Os esforços solicitantes são: flexão simples ou composta. O eixo neutro (x) continua a ser interior à secção, mas a distância varia entre o valor limite (x_{lim}) do domínio 3 e a altura útil ($x = d$). A rotura ocorre pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5 ‰. O aço das armaduras encontra-se na zona elástica com uma extensão entre $\epsilon_{yd} < \epsilon_s < 0$. Trata-se de um caso em que não se aproveita bem a resistência do aço das armaduras já que a tensão atuante no aço (σ_s) é menor que f_{yd} (valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço).

v) Domínio 4a

O esforço solicitante é unicamente a flexão composta. Trata-se de um domínio de transição em que o eixo neutro (x) continua a ser interior à secção, variando entre a altura útil ($x = d$) e a altura total ($x = h$). Existe uma pequena zona da secção tracionada, mas estando as armaduras todas comprimidas. A rotura ocorre pelo betão devido ao esgotamento da sua capacidade resistente, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5 ‰.

vi) Domínio 5

Os esforços a que a peça se encontra solicitada são: a compressão simples ou flexão composta. Sendo que a compressão simples resulta apenas do esforço axial, N , conforme se ilustra na Figura 3-19, diferenciando da tração simples pelo sentido de atuação do esforço axial.

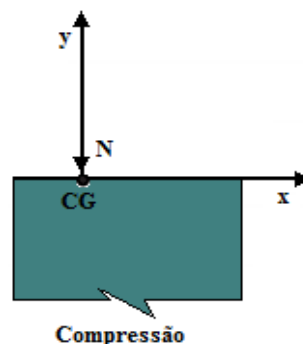


Figura 3-19: Esforço atuante numa peça sujeita à compressão (Gonçalves, 2008).

Neste domínio a posição do eixo neutro (x) é exterior à secção, estando compreendido entre a altura da secção ($x = h$) e $x = +\infty$. A peça está toda comprimida. A rotura caracteriza-se pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5 ‰ no início do domínio 5, e com 2 ‰ na compressão centrada (fim do

domínio), de tal modo que a fibra neutra está a uma distância de $(3/7) \cdot h$ da fibra mais comprimida ($x = 0$).

3.4 Cálculo da capacidade resistente de uma secção

Como o presente trabalho compreende apenas a análise de pilares betão armado com secção retangular, apresenta-se, em seguida, de uma forma generalista as equações de equilíbrio e de compatibilidade, consoante os domínios em que a secção se encontra, necessárias para a determinação da capacidade resistente da secção.

3.4.1 Secções retangulares solicitadas à tração simples ou à flexão composta (domínio 1)

Conforme já foi referido, quando existe tração simples ou flexão composta com tração o eixo neutro (x) situa-se fora da secção, ver Figura 3-20. Todas as fibras da secção se encontram tracionadas e a resistência é controlada apenas pelas armaduras de aço.

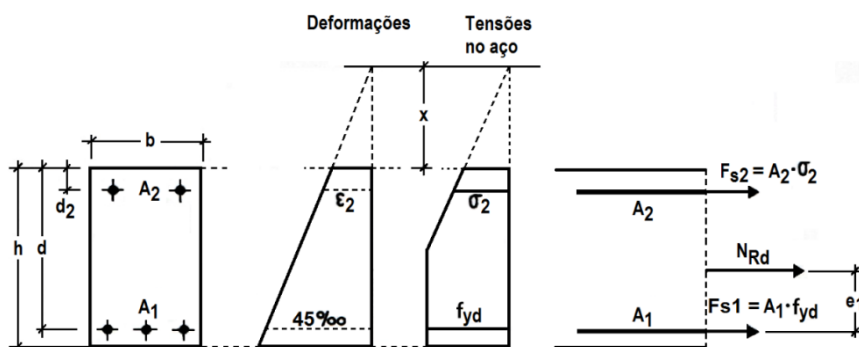


Figura 3-20: Secção retangular solicitada à tração simples ou flexão composta com tração adaptado de (Montoya et al., 2001).

A armadura mais tracionada é a armadura A_1 , encontrando-se com uma extensão de 45 ‰ e com uma tensão igual ao valor de cálculo da sua resistência, f_{yd} . Na armadura A_2 , embora menos tracionada que a armadura A_1 , não é conhecida a sua extensão de tração (ϵ_2) já que a posição do eixo neutro (x) também não é conhecida.

Analisando, então, a Figura 3-20 podem escrever-se as equações de equilíbrio e compatibilidade para o domínio 1 em E.L.U., conforme as Equações (3-14) à (3-18).

- Equações de equilíbrio em flexão composta:

$$N_{Rd} = A_1 \cdot f_{yd} + A_2 \cdot \sigma_2 \quad (3-14)$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e_1 = A_2 \cdot \sigma_2 \cdot (d - d_2) \quad (3-15)$$

$$\sigma_2 = \varepsilon_2 \cdot E_s \leq f_{yd} \quad (3-16)$$

- Equação de compatibilidade:

$$\varepsilon_2 = 45 \text{ ‰} \cdot \frac{x + d_2}{x + d} \quad (3-17)$$

- Equação de equilíbrio em tração simples:

$$N_{Rd} = (A_1 + A_2) \cdot f_{yd} \quad (3-18)$$

3.4.2 Secções retangulares solicitadas à flexão simples ou composta (domínio 2, 3, 4, e 4a)

Tal como já foi referido, quando a secção está solicitada por flexão simples ou composta o eixo neutro estará dentro da secção, variando entre $0 \leq x \leq h$ (ver Figura 3-14).

Nos domínios 2, 3 e 4 parte da secção está tracionada e outra parte encontra-se comprimida sendo a rotura caracterizada pelo escoamento plástico das armaduras tracionadas (domínio 2) ou por esmagamento do betão (domínios 3 e 4). Na Figura 3-21 esquematiza-se a distribuição de tensões e deformação na secção transversal.

Para estes domínios apresentam-se as equações de equilíbrio (3-19) e (3-20) que permitem obter os esforços resistentes (N_{Rd} e M_{Rd}).

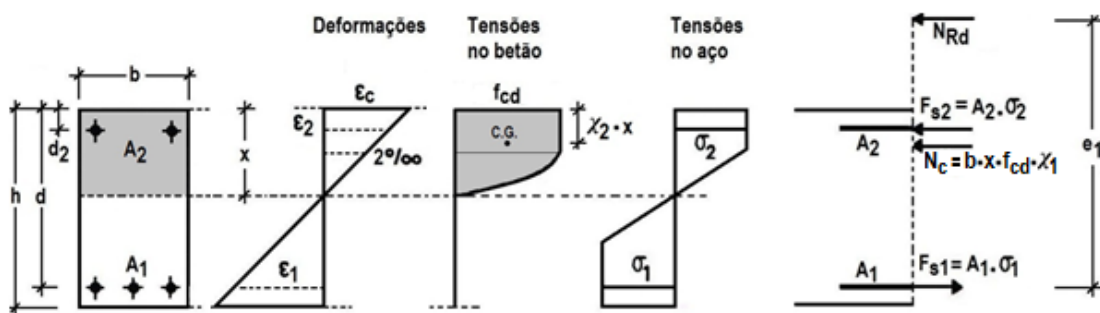


Figura 3-21: Secção retangular solicitada à flexão simples ou composta adaptado de (Montoya, et al., 2001).

- Equações de equilíbrio:

$$N_{Rd} = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 - A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot \sigma_2 \quad (3-19)$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e_1 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 \cdot (d - \chi_2 \cdot x) + A_2 \cdot \sigma_2 \cdot (d - d_2) \quad (3-20)$$

Os valores de χ_1 e χ_2 presentes nas equações anteriores são utilizados para a obtenção da força resultante de compressão no betão e do ponto de aplicação dessa força resultante. Adiante serão feitas algumas considerações que permitem a obtenção desses valores.

Na Figura 3-22 esquematiza-se a distribuição de tensões e as deformações de uma secção transversal de betão armado por forma a obter os valores de χ_1 e χ_2 .

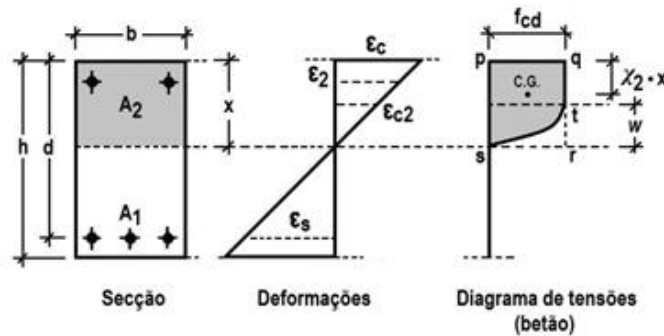


Figura 3-22: Distribuição de tensões de compressão no betão utilizando o diagrama parábola-retângulo adaptado de (Mosley, et al., 2007; Montoya, et al., 2001).

Em que:

- w distância do eixo neutro até ser atingida uma extensão no betão de ϵ_{c2} ;
- x profundidade do eixo neutro;
- χ_1 área resultante do diagrama de tensões parábola-retângulo relativamente a idêntico diagrama retangular;
- $\chi_2 \cdot x$ profundidade do centro de gravidade do diagrama de tensões parábola-retângulo.

Analisando a Figura 3-22 pode-se calcular o valor de χ_1 através da Equação (3-21):

$$\chi_1 = \frac{\text{área do diagrama de tensões}}{x} = \frac{\text{área } pqrs - \text{área } rst}{x} \quad (3-21)$$

Para a obtenção do valor de χ_2 será necessária a consideração de algumas das propriedades geométricas (dimensões e centros de gravidade) da parábola ilustrada na Figura 3-23.

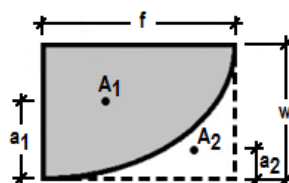


Figura 3-23: Propriedades geométricas de uma parábola (Mosley, et al., 2007).

Analisando-se a Figura 3-23 e considerando-se um retângulo com altura w e largura f , com uma parábola inscrita no seu interior, tem-se que a área da parábola e a área restante do respetivo retângulo poderão ser obtidas pelas Equações (3-22) e (3-23) apresentadas a seguir:

$$A_1 = \frac{2wf}{3} \quad (3-22)$$

$$A_2 = \frac{wf}{3} \quad (3-23)$$

Quanto aos centros de gravidade da parábola e da área restante do retângulo, obtêm-se através das Equações (3-24) e (3-25).

$$a_1 = \frac{5w}{8} \quad (3-24)$$

$$a_2 = \frac{w}{4} \quad (3-25)$$

Obtidas as propriedades da parábola da Figura 3-23, o valor de χ_2 multiplicado pela profundidade do eixo neutro (x) permite obter a profundidade do centro de gravidade do diagrama de tensões do betão, através da Equação (3-26):

$$\chi_2 = 1 - \frac{\text{área } pqrs \cdot \frac{x}{2} - \text{área } rst \cdot \frac{w}{4}}{x \cdot \text{área do diagrama de tensões}} \quad (3-26)$$

A aplicação das Equações (3-21) e (3-26) para estes domínios permitem obter, para betões até à classe de resistência C50/60, os valores de χ_1 e χ_2 através das Equações (3-27) à (3-30).

$$\chi_1 = 1 + \frac{-(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) \cdot \left[-\frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2})}{2 \text{‰}} \right]^n - \varepsilon_{c2}}{(n + 1) \cdot \varepsilon_c}, \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \forall n \quad (3-27)$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_c(n + 1)}, \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}, \forall n \quad (3-28)$$

$$\chi_2 = \frac{\varepsilon_c - 4 \cdot \varepsilon_{c2}}{4 \cdot (\varepsilon_c - 6 \text{‰})}, \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \wedge n = 2 \quad (3-29)$$

$$\chi_2 = \frac{6 \cdot \varepsilon_c^2 - 4 \cdot \varepsilon_{c2} \cdot \varepsilon_c + \varepsilon_{c2}^2}{4 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_{c2})}, \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \wedge n = 2 \quad (3-30)$$

No Quadro 3-1 resumem-se os valores a adotar em cada domínio de deformação.

Quadro 3-1: Valores a considerar nas equações de equilíbrio (3-19) e (3-20).

Domínio	Variação do eixo neutro (x)	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_{c2}	ϵ_c	σ_1	σ_2
2	$0 < x < 0,072d$	45 ‰	$45 \text{ ‰} \frac{x - d_2}{d - x}$	2 ‰	$45 \text{ ‰} \frac{x}{d - x}$	f_{yd}	$\epsilon_2 E_s$
3	$0,072d \leq x < x_{lim}$	$3,5 \text{ ‰} \frac{d - x}{x}$	$3,5 \text{ ‰} \frac{x - d_2}{2}$		3,5 ‰		$\epsilon_1 E_s < f_{yd}$
4	$x_{lim} \leq x < d$						

A posição do eixo neutro no limite do domínio 3 (x_{lim}) obtém-se através das seguintes equações:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3-31)$$

$$x_{lim} = \frac{3,5}{\epsilon_{yd} + 3,5} \cdot d \quad (3-32)$$

No domínio 4a a profundidade do eixo neutro varia entre $d < x < h$, e tal como nos domínios 2, 3 ou 4, parte da secção encontra-se tracionada e outra parte encontra-se comprimida. Mas, contrariamente a esses domínios, no domínio 4a ambas as armaduras se encontram comprimidas. Através da análise da Figura 3-24 é possível constatar que a fibra mais comprimida do betão alcança o seu valor limite de deformação ($\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$) correspondente a uma tensão no betão de $\sigma_c = f_{cd}$. A armadura menos comprimida é a A_1 com uma tensão pequena igual a σ_1 e a mais comprimida é a armadura A_2 com uma tensão igual ao valor de cálculo da sua resistência, f_{yd} ($\sigma_2 = f_{yd}$).

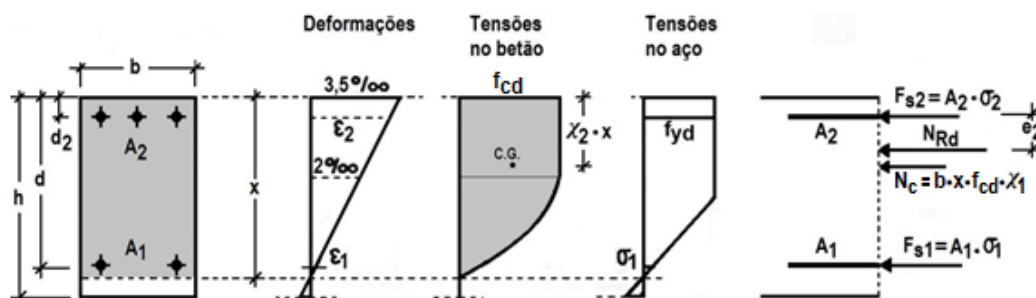


Figura 3-24: Secção retangular solicitada à flexão simples ou composta (domínio 4a) adaptado de (Montoya et al., 2001).

Analisando então a Figura 3-24 e estabelecendo a equação de momentos em relação à armadura A_2 , podem escrever-se as equações de equilíbrio e compatibilidade para o domínio 4a e para E.L.U., de acordo com as Equações (3-33) à (3-36).

- Equações de equilíbrio:

$$N_{Rd} = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd} \quad (3-33)$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e_2 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 (\chi_2 \cdot x - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2) \quad (3-34)$$

$$\sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \quad (3-35)$$

- Equação de compatibilidade:

$$\varepsilon_1 = 3,5 \text{ ‰} \cdot \frac{x - d}{x}, \quad (3-36)$$

Os valores de χ_1 e χ_2 poder-se-ão obter através das Equações (3-27) à (3-30), referidas anteriormente.

3.4.3 Secções retangulares solicitadas à compressão simples ou flexão composta (domínio 5)

Quando uma secção está solicitada à compressão simples ou flexão composta o eixo neutro (x) também se situa fora da secção, ver Figura 3-25.

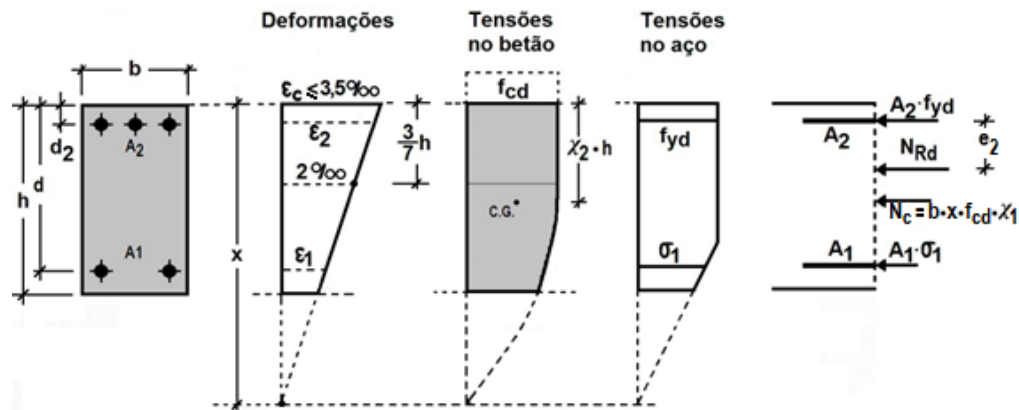


Figura 3-25: Secção retangular solicitada à compressão simples ou flexão composta adaptado de (Montoya, et al., 2001).

As deformações e as tensões da fibra mais comprimida do betão são para a flexão composta de $\varepsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$ e $\sigma_c = f_{cd}$, respetivamente. Para a compressão simples as deformações e as tensões da fibra mais comprimida do betão são $\varepsilon_c = 2,0 \text{ ‰}$ e $\sigma_c = f_{cd}$. Ambas as armaduras estão comprimidas, mas a armadura A_1 possui uma tensão $\sigma_1 \leq f_{yd}$, enquanto que a armadura A_2 atingiu o valor de cálculo da sua resistência, f_{yd} .

Analisando então a Figura 3-25 podem escrever-se as equações de equilíbrio e compatibilidade para E.L.U. para o domínio 5 em flexão composta, consoante as Equações (3-37) à (3-41).

- Equações de equilíbrio em flexão composta:

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd} \quad (3-37)$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \chi_1 \cdot (\chi_2 \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2) \quad (3-38)$$

$$\sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \leq f_{yd} \quad (3-39)$$

- Equações de compatibilidade:

$$\varepsilon_1 = 2 \text{‰} \cdot \frac{x - d}{x - \frac{3}{7}h} \quad (3-40)$$

$$\varepsilon_c = 2 \text{‰} \cdot \frac{x}{x - \frac{3}{7}h} \quad (3-41)$$

Quanto aos valores de χ_1 e χ_2 , terão que ser estabelecidos em função de ξ obtido através da Equação (3-42), pois, neste domínio, o eixo neutro (x) situa-se fora da secção. Aplicando-se os mesmos conceitos das Equações (3-21) e (3-26) obtêm-se as expressões de χ_1 e χ_2 através das Equações (3-43) e (3-44).

$$\xi = \frac{x}{h} \wedge x > h \quad (3-42)$$

$$\chi_1 = \frac{1029 \cdot \xi^2 - 882 \cdot \xi + 125}{21 \cdot (7 \cdot \xi - 3)^2} \quad (3-43)$$

$$\chi_2 = \frac{-160}{7 \cdot (1029 \cdot \xi^2 - 882 \cdot \xi + 125)} + \frac{1}{2} \quad (3-44)$$

No caso de a secção estar submetida à compressão simples a equação de equilíbrio é dada pela Equação (3-45).

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd} + (A_1 + A_2) \cdot \sigma_s, \text{ com } \sigma_s = E_s \cdot 2 \text{‰} \quad (3-45)$$

3.5 Diagramas de interação

Segundo Nilson et al. (2010), não é conhecido, até à data, nenhum processo direto e exato para o dimensionamento ou verificação da capacidade resistente de secções de elementos de betão armado sujeitos à flexão composta desviada. No entanto, podem ser usados processos indiretos, ou seja, através de diagramas de interação ou através de processos iterativos.

Os processos iterativos são utilizados para a obtenção do esforço axial e do momento resistente de uma secção transversal de betão armado através da determinação da posição do eixo neutro (x), sendo para o efeito necessário resolver o sistema de equações de equilíbrio e de compatibilidade. Os diagramas de interação podem também ser usados para a avaliação da capacidade resistente de elementos de betão armado (Nilson et al., 2010).

Para a obtenção de diagramas de interação de uma secção de betão armado sujeita à flexão composta plana e, portanto, para a determinação da capacidade resistente dessa secção, é necessário conhecer as dimensões da secção (largura e altura), a disposição das armaduras (incluindo recobrimentos e espaçamentos) e as propriedades mecânicas dos materiais (betão e aço) (Nilson et al., 2010).

O processo iterativo consiste em arbitrar sucessivas posições do eixo neutro (x), obtendo-se das correspondentes equações de equilíbrio e de compatibilidade indicadas no ponto 3.4 os esforços resistentes N_{Rd} e M_{Rd} de uma determinada secção. Assim, para cada posição do eixo neutro obtém-se um par de valores (N_{Rd} e M_{Rd}), construindo-se assim um diagrama de interação. O aspeto de um diagrama de interação para uma secção retangular com disposição simétrica de armadura pode ser visualizado na Figura 3-26 (Nilson, et al., 2010).

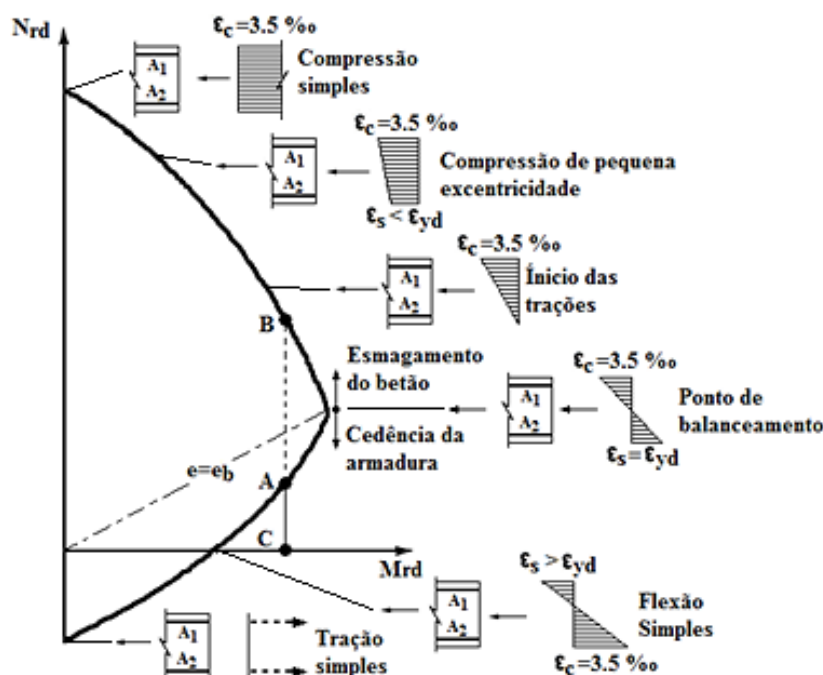


Figura 3-26: Diagrama de interação para secções retangulares submetidas à flexão composta adaptado de (Chen e Lui, 2005).

Analisando o diagrama de interação representado na Figura 3-26 existem alguns aspetos importantes a salientar:

- Para certos valores de M_{Rd} (ponto C) existe sempre um par de valores de N_{Rd} (ponto A e B) determinantes para a rotura da secção;
- Ao maior dos valores de N_{Rd} (ponto B) corresponde a rotura por esmagamento do betão com $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ (domínios 4 e 5);
- Ao valor mais baixo de N_{Rd} (ponto A) corresponde a rotura por escoamento plástico das armaduras.

No caso de diagramas de interação para flexão composta desviada (superfície de interação), estes poderão apresentar o aspeto tridimensional ilustrado na Figura 3-27.

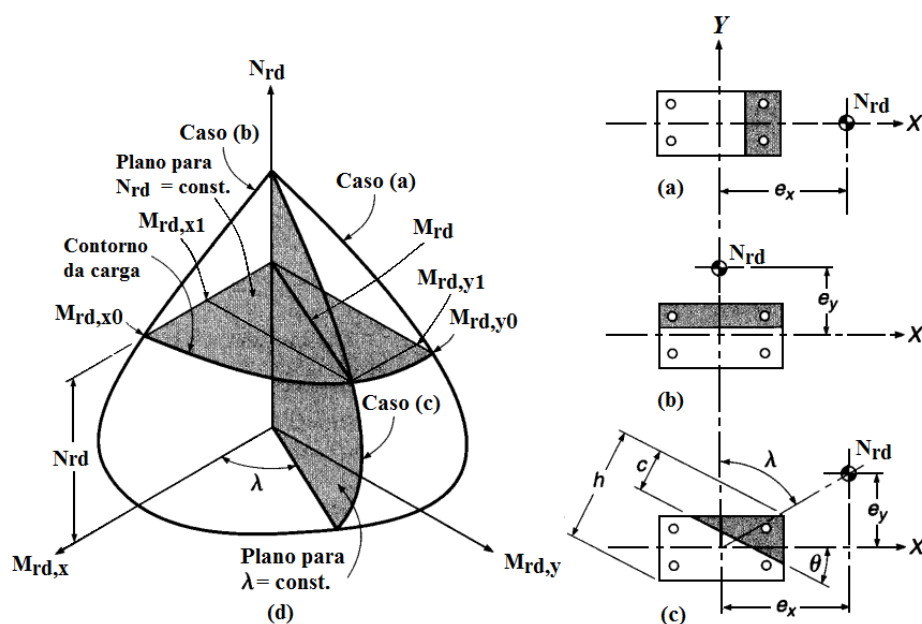


Figura 3-27: Superfície de interação para secções retangulares submetidas à flexão composta desviada adaptado de (Nilson et al., 2010).

Analisando a Figura 3-27 (a) observa-se que a secção está solicitada à flexão composta plana segundo o eixo Y , atuando a força axial N_{Rd} com uma determinada excentricidade e_x medida sobre o eixo X . Então, a curva de interação correspondente será o Caso (a) da Figura 3-27 (d) pertencente ao plano definido pelos eixos N_{Rd} e $M_{Rd,y}$. De forma idêntica, a Figura 3-27 (b) mostra a secção solicitada à flexão composta plana segundo o eixo X , atuando a força axial, N_{Rd} , com excentricidade e_y medida sobre o eixo Y . Então, a curva de interação correspondente será o Caso (b) da Figura 3-27 (d). Ambas as curvas poderão ser obtidas através dos métodos referidos atrás para a obtenção de diagramas de interação para flexão composta plana (Nilson, et al., 2010).

Na Figura 3-27 (c) a força axial, N_{Rd} , encontra-se a atuar com uma excentricidade e_y medida sobre o eixo Y e com uma excentricidade e_x medida no eixo X ou seja a carga axial, N_{Rd} , encontra-se excêntrica em relação a ambos os eixos principais de inércia tratando-se de um caso de flexão composta desviada. Nesta situação, a flexão ocorre segundo um eixo (eixo

neutro) que faz um determinado ângulo θ em relação ao eixo X, sendo a curva de interação correspondente a designada por Caso (c), na Figura 3-27 (d). A orientação da excentricidade resultante é definida por um ângulo λ em relação ao eixo $M_{Rd,x}$ que poderá ser obtido pela Equação (3-46) (Nilson et al., 2010).

$$\lambda = \arctan\left(\frac{e_x}{e_y}\right) = \arctan\left(\frac{M_{Rd,y1}}{M_{Rd,x1}}\right) \quad (3-46)$$

Para outros valores de λ diferentes, outras curvas de interação semelhantes irão ser obtidas permitindo assim obter uma superfície de rotura para uma determinada carga axial, N_{Rd} , excêntrica em relação a ambos os eixos principais de inércia X e Y. Em síntese, poderá dizer-se que a superfície de interação poderá ser definida por um conjunto de curvas definidas pelos planos radiais que passam através do eixo vertical N_{Rd} , conforme se ilustra no Caso (c) da Figura 3-27 (d), ou por um conjunto de curvas definidas por intersecções de planos horizontais para determinados valores de N_{Rd} constantes, conforme se ilustra na Figura 3-27 (d), designadas por diagramas de interação de momentos ($M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$). A construção de tal superfície de interação para uma determinada secção retangular de um pilar nada mais é do que uma extensão óbvia de análises de flexão composta plana com N_{Rd} atuante sobre os eixos principais de inércia (Nilson et al., 2010).

Na Figura 3.27 (c), para um determinado valor de λ , poderão ser atribuídos vários valores de c (profundidade do eixo neutro). Assim ter-se-á de recorrer às relações tensões-extensões e às equações de compatibilidade para se poderem determinar as forças de tração nos varões de aço e a resultante de compressão no betão. Em seguida, usam-se as equações de equilíbrio para se determinarem os valores de N_{Rd} , $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$, sendo então possível determinar um único ponto da superfície de interação. Com recurso a ferramentas de cálculo automático, poderão ser feitos cálculos repetitivos para se determinarem pontos suficientes para definir uma determinada superfície de interação. É de notar, que uma área de betão comprimida triangular ou trapezoidal, conforme se ilustra na Figura 3-27 (c), é difícil de determinar tendo, muitas das vezes, de se recorrer a métodos matemáticos como por exemplo à “*regra dos trapézios*”. Regra geral, a tensão nos varões de aço será, também, diferente, devendo-se incorporar estes aspetos no algoritmo de cálculo (Nilson et al., 2010).

3.6 Métodos aproximados

Devido às dificuldades descritas anteriormente para a flexão composta desviada, poderão ser utilizados alternativamente métodos simplificados e aproximados, tais como os que se descrevem a seguir.

i) Método A

O EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) propõem um método simplificado em que, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão composta desviada, poderá ser utilizado o seguinte critério simplificado:

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,x0}}\right)^a + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,y0}}\right)^a \leq 1,0 \quad (3-47)$$

Em que:

$M_{Rd,x}, M_{Rd,y}$ componentes do momento resistente de cálculo da secção para atuação conjunta com um esforço axial resistente, N_{Rd} , incluindo efeitos de segunda ordem;

$M_{Rd,x0}, M_{Rd,y0}$ momentos resistentes da secção, em flexão composta plana (segundo os eixos X e Y);

a expoente que para secções retangulares toma os valores do Quadro 3-2:

Quadro 3-2: Valores do expoente a para secções retangulares (NP EN 1992-1-1, 2010).

$N_{Rd,x0}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

Em que:

$N_{Rd,x0}$ esforço axial resistente constante da secção;

N_{Rd} esforço axial máximo resistente da secção obtido através da Equação (3-48);

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (3-48)$$

A_c área bruta da secção transversal de betão;

A_s área da secção de armaduras longitudinais.

É de notar que para valores intermédios do Quadro 3-2, o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) permite que seja feita uma interpolação linear.

ii) Método B

Método aplicável a secções simetricamente armadas sujeitas à flexão composta desviada com compressão. Consiste em satisfazer a Equação (3-49) conhecida por fórmula de Bresler (Montoya et al., 2001).

$$\frac{1}{N_{Rd}} = \frac{1}{N_{Rd,x}} + \frac{1}{N_{Rd,y}} - \frac{1}{N_{Rd,0}} \quad (3-49)$$

Em que:

N_{Rd} esforço axial resistente com excentricidade (e_x, e_y) ;

$N_{Rd,x}$ esforço axial resistente com excentricidade $(e_x, 0)$;

$N_{Rd,y}$ esforço axial resistente com excentricidade $(0, e_y)$;

$N_{Rd,0}$ esforço axial resistente sem excentricidade.

Os valores das excentricidades podem ser obtidos pelas Equações (3-50) e (3-51):

$$e_x = \frac{M_{Rd,y}}{N_{Rd}} \quad (3-50)$$

$$e_y = \frac{M_{Rd,x}}{N_{Rd}} \quad (3-51)$$

Este método relaciona o esforço axial resistente N_{Rd} , em flexão composta desviada com os esforços axiais resistentes em flexão composta plana e em compressão simples.

iii) Método C

Segundo Montoya et al. (2001) se uma secção se encontra solicitada por diversos esforços diferentes, poderá ser conveniente obter a superfície de interação (ver Figura 3-28) que representa o conjunto de esforços resistentes da secção (N_{Rd} , $M_{Rd,y}$ e $M_{Rd,x}$). Esta superfície equivalente pode representar-se por meio de curvas de nível conforme se ilustra na Figura 3-28. Essas curvas de nível, designadas de curvas de igual resistência, representam os pontos que para uma determinada força axial N , igualam a capacidade resistente da secção (N_{Rd}). Obtida a superfície de interação, a verificação gráfica da secção submetida a uma solicitação qualquer é imediata.

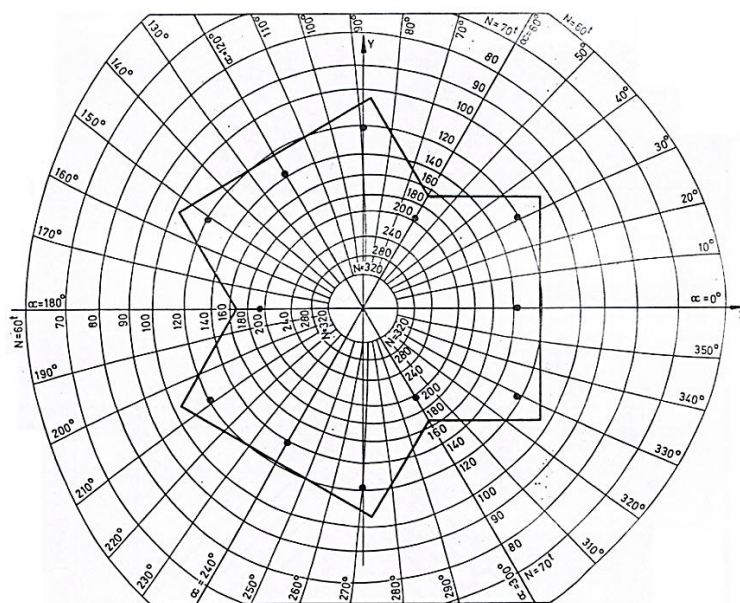


Figura 3-28: Curvas de igual resistência para uma secção submetida à flexão composta desviada (Montoya et al., 2001).

3.7 Considerações finais

Neste capítulo foi feita uma descrição das propriedades dos materiais (betão e aço), dos domínios de deformação possíveis numa secção retangular de betão armado e da metodologia de cálculo da capacidade resistente de secções retangulares de betão armado. Explicou-se, ainda, o que são diagramas de interação e a maneira como poderão ser obtidos, quer para flexão composta plana como para flexão composta desviada.

Assim, como o presente trabalho trata da realização de uma aplicação numérica que permita avaliar a capacidade resistente de pilares de betão armado, a aplicação numérica deverá gerar diagramas de interação para pilares de betão armado de secção retangular, tendo por base a metodologia descrita neste capítulo.

4. Pilares de betão armado expostos ao fogo

4.1 Considerações iniciais

A maioria dos edifícios construídos na atualidade em Portugal são em estruturas de betão armado. As estruturas de betão armado apresentam um bom comportamento ao fogo em situação de incêndio, tal como já se comprovou em situações reais em que o colapso estrutural raramente aconteceu. No entanto já ocorreram alguns acontecimentos trágicos como foi o 11 de Setembro de 2001 em Nova Iorque e o caso da Torre Windsor em Madrid (2005), em que a estrutura mista colapsou parcialmente. Na Figura 4-1 ilustra-se o colapso parcial da Torre Windsor.

No nosso país temos ainda presente um grande incidente, relacionado com o fogo, ou seja, “*O Incêndio do Chiado*” ocorrido na madrugada de 25 de Agosto de 1988 na baixa de Lisboa. Foi um incêndio de grandes proporções que se propagou desde a Rua do Carmo até à Rua Garret, destruindo total ou parcialmente 18 edifícios históricos construídos entre o séc. XIII e XX, o que representou uma perda muito significativa para o património da cidade, ver Figura 4-2. Apesar de existirem vários tipos de estruturas as que mais predominavam eram estruturas de alvenaria de pedra e pisos em madeira suportados por vigas em madeira ou em aço que descarregavam os seus esforços nas próprias paredes. No interior as paredes divisórias eram em madeira com acabamentos em gesso e escadas interiores em madeira. Devido a este tipo de materiais combustíveis, à inexistência de paredes/pavimentos corta-fogo e às diferenças de cêrceas dos próprios edifícios o fogo atingiu tais proporções.

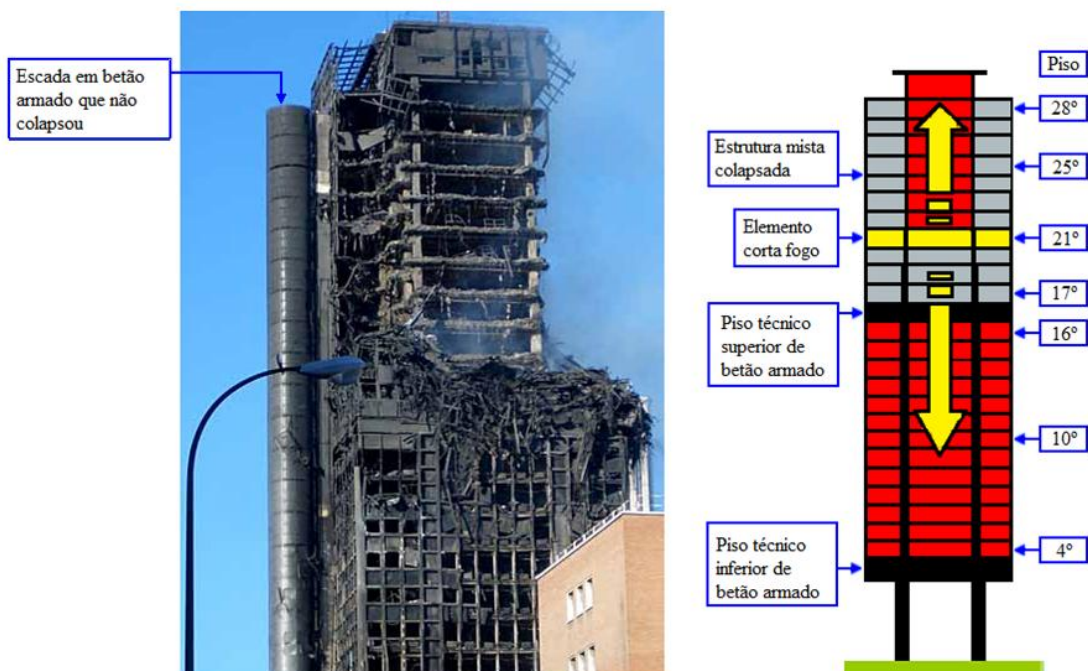


Figura 4-1: Torre de Windsor em Madrid após ocorrência de incêndio (Gonçalves, 2007).



Figura 4-2: Foto aérea do Incêndio do Chiado (Plácido, 2010).

Este tipo de incidentes sensibilizou os profissionais envolvidos na construção para as consequências e extensão provenientes dos danos provocados pelo fogo no comportamento estrutural e na própria estabilidade dos diversos elementos que compõem a estrutura (Gonçalves, 2007).

É de notar que o comportamento ao fogo ainda não se encontra totalmente bem caracterizado e é necessária, ainda, muita investigação em diversos aspetos. A maioria da investigação já realizada foca sobretudo a resposta ao fogo (altas temperaturas) do betão armado e dos elementos estruturais isolados de betão sujeitos a aquecimento normalizado. É necessário o

desenvolvimento de modelos que considerem os efeitos em toda a estrutura sujeita a incêndios reais (Gonçalves, 2007).

Os Eurocódigos estruturais trouxeram um grande desenvolvimento à avaliação estrutural, permitindo aos projetistas tratar o fogo como um estado limite, tendo em conta os seguintes aspetos:

- Utilização de fatores de segurança parciais mais baixos do que os que são utilizados noutros estados limites, devido à relativa improbabilidade destas condições acidentais;
- Aquecimento não uniforme devido à proteção superficial que pode ser inerente ao sistema não reticulado ou especialmente aplicado;
- Relação tensão-extensão mais realista dos materiais a temperaturas elevadas.

Para uma caracterização mais abrangente do comportamento de pilares sujeitos a incêndio far-se-á, em seguida, uma descrição da metodologia da avaliação da capacidade de carga de pilares de betão armado sujeitos a incêndio. Para tal caracterizam-se as propriedades dos materiais a altas temperaturas e indicam-se os diversos métodos existentes para a avaliação da capacidade de carga de pilares de betão armado sujeitos a incêndio.

4.2 Caracterização de um incêndio

Segundo Souza (1999) um incêndio num edifício pode ser caracterizado pela combustão dos materiais existentes no local, através de reações de *oxi-redução* em cadeia processando-se de maneira extremamente rápida, produzindo luz e calor.

No início de um incêndio, devido ao facto de existir pouco oxigénio (janelas e portas fechadas num determinado compartimento), a velocidade da reação é mais baixa. O progressivo aumento da temperatura ambiente faz com que os gases do compartimento atinjam uma temperatura suficiente para quebrar por exemplo os vidros das janelas e/ou das portas, provocando um súbito contato do oxigénio com os gases (inflamáveis), nesse mesmo instante dá-se uma combustão extremamente violenta denominada por fase de ignição (*“flashover”*), associada muitas das vezes a explosões e ao lançamento de volumosas chamas para o ambiente externo. Após a fase de ignição dá-se uma segunda fase denominada por fase de aquecimento (*“post-flashover”*), em que durante determinado tempo as temperaturas aumentam bruscamente devido ao aumento da velocidade de combustão dos materiais, até se atingir um pico de temperatura. Atingido esse pico, a temperatura começa a diminuir devido à escassez de materiais combustíveis, dando-se uma terceira fase denominada por fase de arrefecimento em que a temperatura dos gases começa a diminuir.

Baseado nas descrições atrás citadas poderá dividir-se a ocorrência de um incêndio, em determinado compartimento, em três fases (Souza, 1999; Purkiss, 2007):

- Fase inicial de elevação da temperatura - fase de ignição (*“flashover”*) - durante os primeiros minutos a quantidade de combustível que está sendo queimada é relativamente baixa, libertando pouca quantidade de energia térmica. Ocasionalmente elevação da

temperatura e, desta forma, os materiais combustíveis vão-se aquecendo até atingirem as suas temperaturas de ignição;

- Fase de propagação generalizada - fase de aquecimento (*“post-flashover”*) - a elevação da temperatura é muito rápida e é propiciada pela energia térmica absorvida pelos materiais fazendo-os libertar gases combustíveis inflamáveis;
- Fase de redução da temperatura e extinção - fase de arrefecimento - é caracterizada pela diminuição da temperatura, por não haver mais fornecimento de energia térmica.

As três fases referidas atrás poderão ser representadas através de um gráfico temperatura-tempo, conforme se ilustra na Figura 4-3.

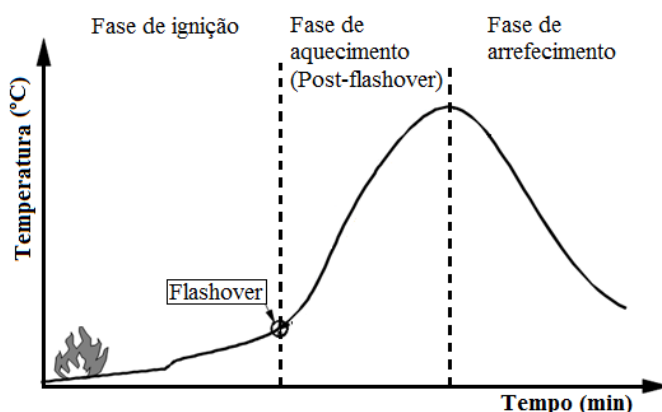


Figura 4-3: Desenvolvimento de um incêndio num compartimento adaptado de (Souza, 1999).

4.3 Comportamento do betão armado durante um incêndio

As consequências e os danos provocados pelo fogo no betão armado poderão ser analisados distinguindo cada uma das patologias provocadas em cada um dos materiais constituintes (betão e aço) e em duas situações distintas consoante o comportamento dos materiais: perante um aquecimento progressivo e após o arrefecimento. Em seguida, far-se-á uma breve descrição de cada uma das patologias em cada um dos materiais constituintes do betão armado.

- **Betão**

Conforme já foi referido, a ocorrência de um fogo poderá originar temperaturas do ar de aproximadamente 1000 °C. Apesar de na superfície do elemento de betão armado a temperatura poder rondar os 1000 °C, no seu interior a temperatura será muito inferior devido à baixa condutibilidade térmica do betão, sendo então de esperar que as camadas exteriores sofram mais drasticamente o efeito das altas temperaturas. A baixa condutibilidade térmica do betão tende ainda a diminuir com o aumentar da temperatura devido à evaporação da água contida nos poros e à sua conseqüente desidratação. Mas, apesar de desidratado o material

tende a funcionar como uma camada superficial isolante promovendo uma grande resistência ao fogo do betão (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

O aquecimento da superfície gera gradientes de temperatura, fazendo com que se criem tensões e pressões internas nos poros do betão, aquando da evaporação da água contida nestes, promovendo diferentes níveis de fissuração, destacamentos/delaminações (“*Spalling*”) e uma redução da aderência entre o betão e o aço. A temperatura que se desenvolve dentro do elemento depende de diferentes fatores, tais como: a intensidade e duração do fogo, a forma da secção e o tipo de elemento. A Figura 4-4 mostra os resultados de um ensaio de uma secção quadrada de um pilar com 380 mm de largura, com as quatro faces expostas ao fogo, podendo-se observar o decréscimo da temperatura com o aumento da profundidade no elemento, a partir da superfície e para diferentes instantes de tempo (Fib, 2002).

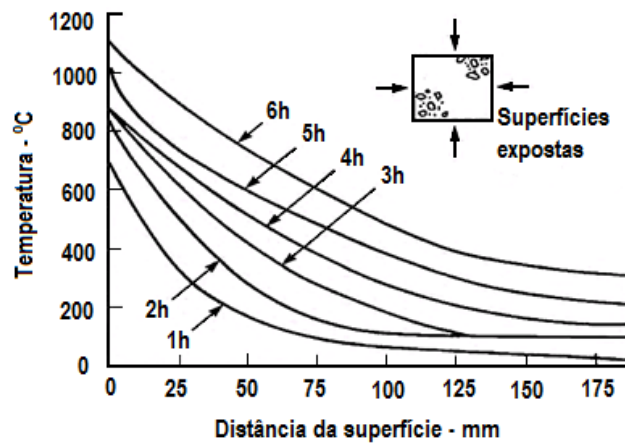


Figura 4-4: Variação da temperatura no interior de um pilar (Fib, 2002).

A água tende a evaporar-se para temperaturas que rondem os 100 °C, nesta fase a perda de resistência não é significativa, mas o módulo de elasticidade poderá reduzir cerca de 10 a 20%. Acima dos 300 °C os hidratos de silicato (CSH(I)) decompõem-se e para temperaturas acima de 500 °C o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) fica desidratado resultando na decomposição da matriz cimentícia do betão, originando perda de resistência, redução do módulo de elasticidade e o aumento dos efeitos de fluência e relaxação. Acima dos 600 °C os próprios agregados começam a decompor-se ficando o betão completamente destruído, conforme se ilustra na Figura 4-5, onde se representa um ensaio de uma secção de betão sujeita a um aumento de temperatura sob condições de incêndio padrão. Uma matriz de betão que contenha óxido de cálcio exposta a um ambiente húmido poderá ainda vir a sofrer de fissuração quando exposta a temperaturas que rondem os 500 °C (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

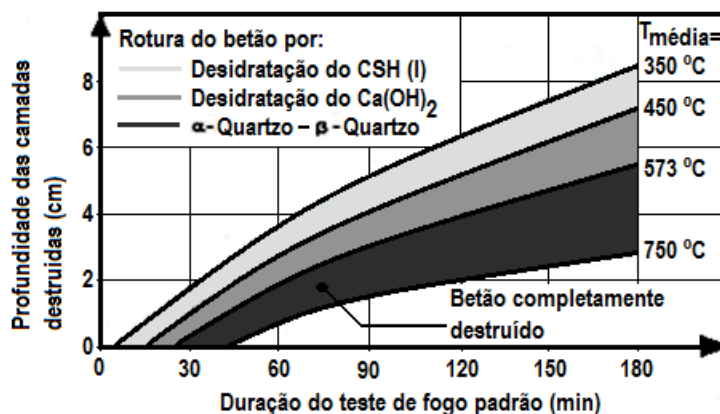


Figura 4-5: Rotura do betão durante um teste de fogo padrão adaptado de (Fib, 2002).

Aquando do arrefecimento, o betão sofrerá novas reduções das suas propriedades. O módulo de elasticidade poderá reduzir cerca de 40% após uma exposição a uma temperatura de 300 °C e para uma temperatura de 600 °C poderá diminuir cerca de 85%.

Para temperaturas de 300 °C a resistência do betão à compressão é pouco afetada, mas quando se ultrapassam os 600 °C este perde praticamente toda a sua resistência à compressão conforme se pode constatar pela análise da Figura 4-6 (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

O betão evidencia alterações da sua coloração quando submetido a elevadas temperaturas. Uma coloração cinza (cor natural do betão) indica que as propriedades do betão pouco ou nada foram afetadas, uma coloração rosa (mais evidente para os betões com agregados siliciosos do que com agregados calcários ou basálticos) indica que a resistência e módulo de elasticidade do betão foram significativamente reduzidos e uma coloração cinza claro/esbranquiçado a castanho amarelado indica que as propriedades do betão foram reduzidas quase na sua totalidade, conforme se pode constatar pela análise da Figura 4-6 (Fib, 2002).

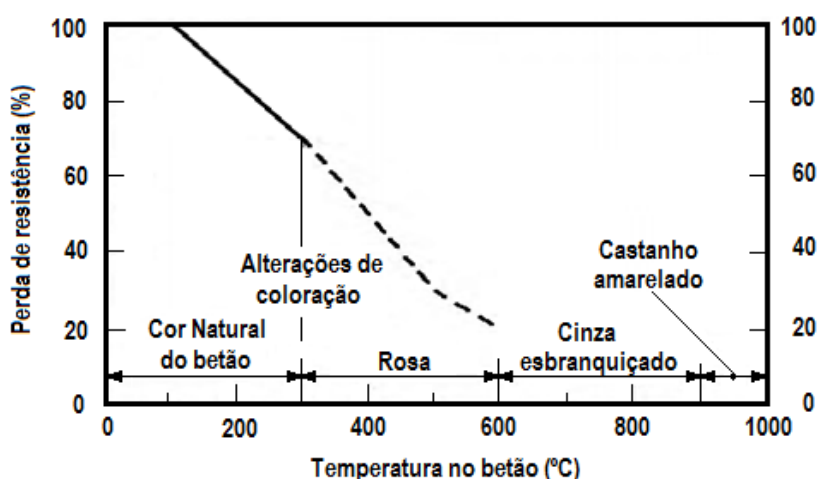


Figura 4-6: Efeito da temperatura sobre a resistência à compressão e alteração de coloração do betão de inertes siliciosos adaptado de (Fib, 2002).

As mudanças de coloração podem ser utilizadas como um indicador, de carácter qualitativo sobre as temperaturas máximas verificadas/atingidas e da respetiva duração do fogo na superfície de um elemento de betão. Torna-se, ainda, necessário observar se ocorreu fendilhação e o instante provável em que ocorreu, durante o decorrer do fogo. Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), poderão ser usados perfis de temperatura (indicados no Anexo A) para uma distribuição de temperaturas no elemento em função da profundidade, ou seja, como já foi referido, uma coloração rosa corresponde a uma temperatura mínima de aproximadamente 300 °C, podendo complementar-se com o uso de perfis para se obter a profundidade e duração equivalente do fogo. É de notar, que as alterações de coloração podem muitas das vezes não ocorrer, como é o caso da coloração rosa, que é devida à presença de sais ferrosos no betão, podendo estes não estar presentes no betão (Fib, 2002; Gonçalves, 2007).

- **Aço**

Existe uma perda significativa de resistência nas armaduras quando expostas a altas temperaturas, conforme se constata pela análise da Figura 4-7. Essa redução é muitas das vezes responsável por deslocamentos excessivos dos elementos estruturais (Fib, 2002).

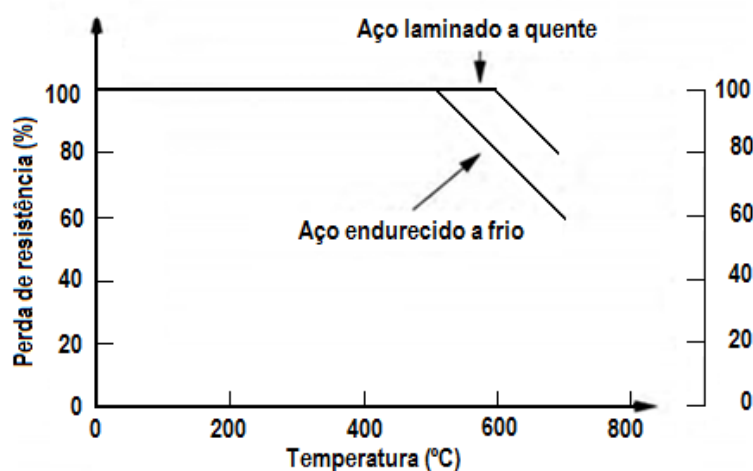


Figura 4-7: Redução da resistência do aço em função da temperatura adaptado de (Fib, 2002).

Normalmente, o aço recupera a sua resistência quase na totalidade com o decréscimo da temperatura, se esta não ultrapassou os 450 °C para o aço endurecido a frio e os 600 °C para o aço laminado a quente (Fib, 2002). Note-se que segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) após um fogo não se podem considerar as recuperações das propriedades iniciais dos materiais sujeitos a temperaturas elevadas.

4.4 Modelos de análise da resistência ao fogo

A análise das estruturas de betão expostas a incêndio envolve as seguintes condições (Gonçalves, 2007):

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

Para uma melhor interpretação destes quatro aspetos ilustra-se na Figura 4-8 uma abordagem exigencial da avaliação da resistência ao fogo.

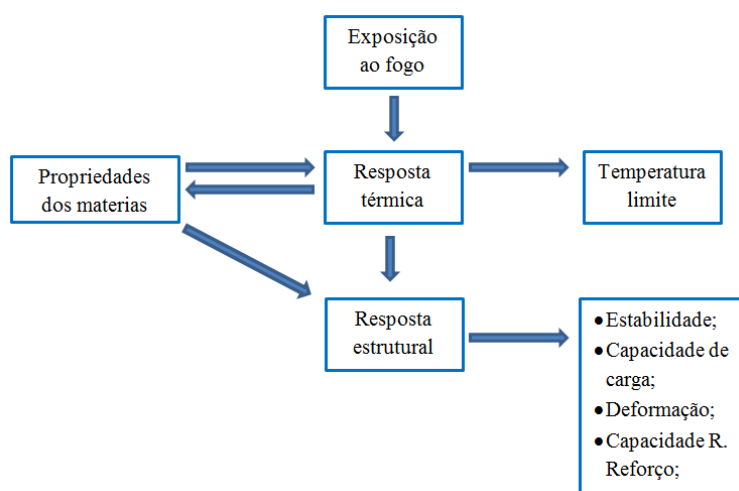


Figura 4-8: Procedimento de avaliação exigencial de avaliação ao fogo de estruturas (Gonçalves, 2007).

O tipo de exposição das estruturas ao incêndio é essencial para se determinar convenientemente a resposta térmica destas. As propriedades materiais (densidade, condutibilidade térmica e calor específico) são necessárias para se analisar a resposta térmica e as propriedades mecânicas e de resistência (módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação térmica) são fundamentais para uma correta análise estrutural.

O EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) apresenta métodos analíticos aplicados à maioria dos materiais dando mais ênfase às condições de exposição ao incêndio associadas à norma ISO 834 (Fletcher et al., 2006).

Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), a análise em situação de incêndio poderá ser feita por dois procedimentos distintos:

- “Abordagem prescritiva” que se baseia em ações térmicas geradas por fogo nominal;
- “Abordagem baseada no desempenho” onde as ações térmicas são baseadas em parâmetros químicos e físicos.

Como se pode visualizar na Figura 4-9, ambas as abordagens podem ser aplicadas para uma análise de elementos isolados, de partes da estrutura ou da estrutura completa. Estas análises subdividem-se em três tipos de modelos diferentes (valores tabelados, os modelos de cálculo simplificados e modelos de cálculo avançados).

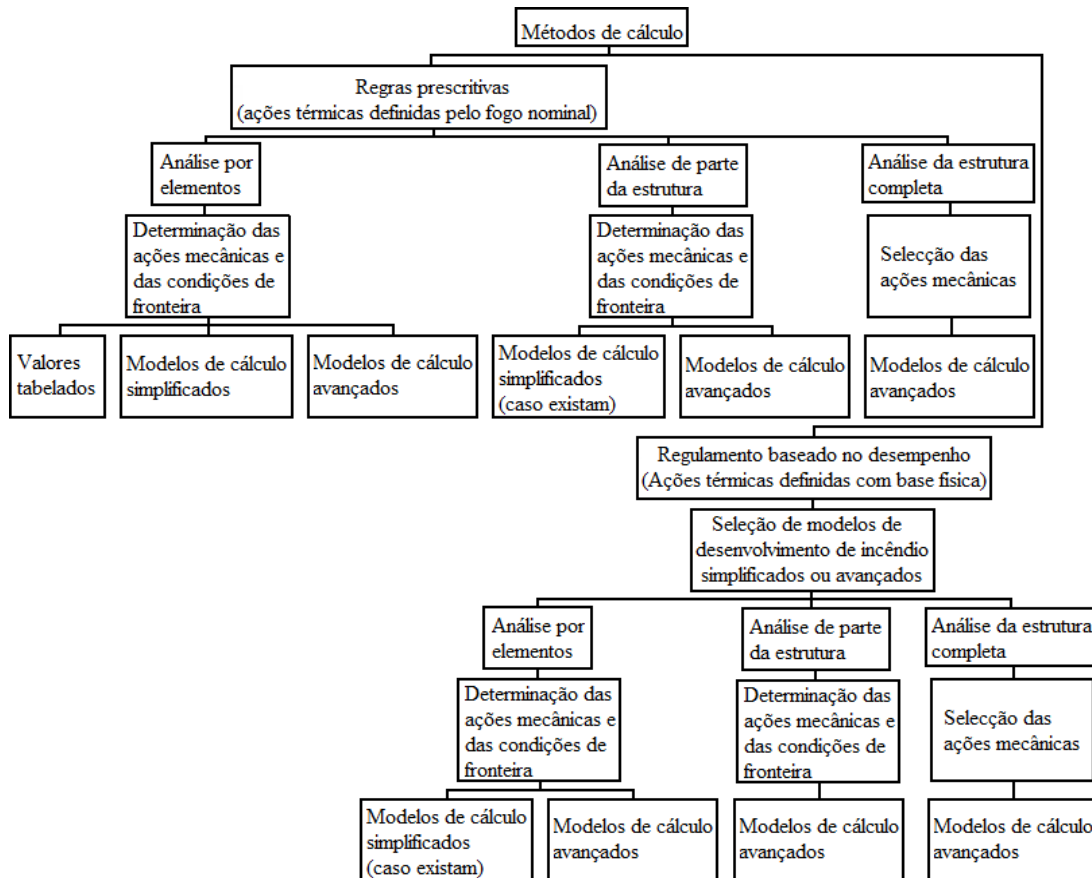


Figura 4-9: Métodos de cálculo alternativos (NP EN 1992-1-2, 2010).

A evolução das temperaturas atingidas pelos gases em determinado compartimento de incêndio pode ser calculada através de curvas temperatura-tempo, sendo essas curvas designadas no EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) por:

- Curvas nominais de incêndio (curva ISO 834, curva de hidrocarbonetos e curva de incêndio exterior);
- Curvas paramétricas (determinadas em função dos módulos de incêndio e especificando parâmetros físicos que definem as condições de incêndio de compartimento).

Na Figura 4-10 ilustram-se três tipos de curvas nominais de incêndio, sendo as equações que definem essas curvas as Equações (4-1), (4-2) e (4-3) apresentadas a seguir (NP EN 1991-1-2, 2010):

- Curva de incêndio padrão (ISO 834)

$$\theta_g = 20 + 345 \times \log_{10}(8t + 1) \quad (4-1)$$

- Curva de incêndio para elementos exteriores

$$\theta_g = 660 + (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (4-2)$$

- Curva de incêndio de hidrocarbonetos

$$\theta_g = 1080 + (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (4-3)$$

Em que:

θ_g é a temperatura dos gases no compartimento de fogo (°C);

t é o tempo (min).

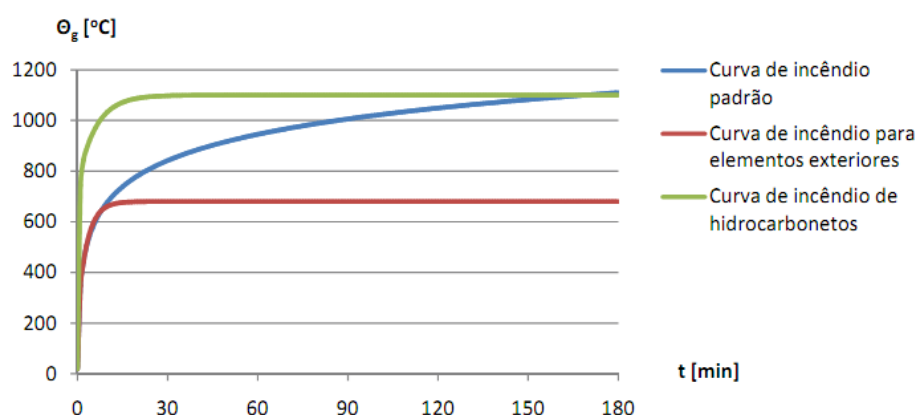


Figura 4-10: Curvas nominais de incêndio de acordo com o EC1 (NP EN 1991-1-2, 2010).

4.5 Métodos de avaliação da resistência ao fogo

Quando se exige às estruturas determinadas resistências mecânicas sob condições de incêndio, estas deverão ser projetadas e construídas de tal forma que mantenham a sua função de estabilidade durante uma exposição a um incêndio, designando-se essa exigência de “*critério de estabilidade ao fogo*”.

Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) a avaliação da resistência ao fogo de uma estrutura poderá ser realizada através dos seguintes métodos:

- Análise global da estrutura;
- Análise de partes da estrutura;
- Análise por elementos isolados (pilares, vigas...);
- Ensaios de resistência ao fogo.

E devem ser utilizados procedimentos de projeto, tais como:

- Definição de detalhes estruturais atendendo a soluções de projeto baseadas em valores tabelados;
- Métodos de cálculo simplificados para elementos-tipo especificados;
- Métodos de cálculo avançados para a simulação do comportamento estrutural dos elementos, subestruturas ou estruturas completas.

Para a determinação da resistência ao fogo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) fornece, três métodos alternativos de análise conforme se descrevem a seguir:

i) Método dos valores tabelados

Em função dos valores da resistência ao fogo pretendida, os dados tabelados no EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) fornecem valores mínimos das dimensões das secções e das distâncias ao eixo das armaduras longitudinais das faces sujeitas a incêndio.

ii) Métodos de cálculo simplificados

O EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) fornece alguns métodos de cálculo simplificados para se poder avaliar a resistência ao fogo de elementos (pilares e vigas) de betão armado para qualquer instante e para qualquer tipo de incêndio. Estes métodos são baseados na redução da secção e poderão ser utilizados para a determinação da capacidade resistente última de uma secção sujeita a temperaturas elevadas.

Segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), poderão ser utilizados dois métodos para a determinação da resistência de um elemento estrutural, utilizando o pressuposto da secção reduzida, que serão descritos mais adiante. Em ambos os métodos simplificados são consideradas as seguintes hipóteses:

- As tensões de corte e torção são consideradas no cálculo;
- São só considerados betões com inertes siliciosos;
- Não é considerado o efeito da delaminação do betão (“*spalling*”);
- Não é considerado qualquer gradiente de temperatura ao longo do comprimento dos membros estruturais;

Seguidamente, são descritos os métodos de cálculo simplificados propostos pelo EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010).

• Método da Isotérmica de 500 °C

O Método da Isotérmica de 500 °C é um método que se baseia na suposição de que o betão, quando exposto a temperaturas superiores a 500 °C pode ser desprezado no cálculo da capacidade resistente, enquanto que o betão exposto a temperaturas inferiores a 500 °C continua a manter as suas propriedades iniciais de resistência e módulo de elasticidade. Este método pode ser aplicado a uma secção de betão armado solicitada por esforço normal, por momento fletor e pelas suas combinações (NP EN 1992-1-2, 2010).

• Método das Zonas

O Método das Zonas é um método que consiste na divisão da secção transversal em várias zonas com espessuras iguais e paralelas às superfícies aquecidas, com um número mínimo de

três. O objetivo é avaliar a redução da resistência à compressão em cada uma dessas zonas, a fim de se obter a espessura degradada, sendo que esta depende de vários fatores como as condições de exposição a incêndio e o tipo de elemento correspondente (NP EN 1992-1-2, 2010).

Em ambos os métodos de cálculo simplificados referidos, se se utilizar uma curva de incêndio padrão (curva ISO 834) o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) fornece, no Anexo A, perfis de temperatura para a obtenção rápida da possível secção reduzida.

4.6 Características dos materiais

Para além dos parâmetros geométricos, as resistências do aço e do betão têm que ser definidas. Os valores de cálculo da tensão de cedência efetiva à tração do aço e à compressão do betão para uma situação de incêndio terão de ser calculados, tal como qualquer outro valor de cálculo das propriedades materiais (resistência e deformação). Sendo assim, para se obter os valores de cálculo das propriedades mecânicas (resistência e deformação), estes poderão ser obtidos utilizando a Equação (4-4) proposta no EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$X_{d,fi} = K_{\theta} \cdot \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (4-4)$$

Em que:

- X_k valor característico de uma propriedade de resistência ou deformação (geralmente f_k ou E_k para o cálculo à temperatura normal);
- K_{θ} fator de redução para uma propriedade de resistência ou de deformação ($X_{k,\theta}/X_k$), dependente da temperatura do material;
- $\gamma_{M,fi}$ coeficiente parcial de segurança para a propriedade considerada do material em situação de incêndio, que segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) poderá ser tomado para as propriedades de resistência igual a 1,0.

Seguidamente, serão definidas as propriedades mecânicas dos diferentes materiais constituintes de uma secção de betão armado (betão e aço) em função da temperatura.

i) Betão

As relações tensões-extensões para os betões com agregados siliciosos ou calcários em função da temperatura, têm a sua representação esquemática na Figura 4-11. Estas relações são definidas em função dos seguintes parâmetros: $f_{c,\theta}$, tensão de compressão, a correspondente extensão, $\varepsilon_{c1,\theta}$, e, ainda, a extensão de rotura, $\varepsilon_{cu1,\theta}$, utilizada para fins numéricos quando se torna necessário definir o ramo descendente.

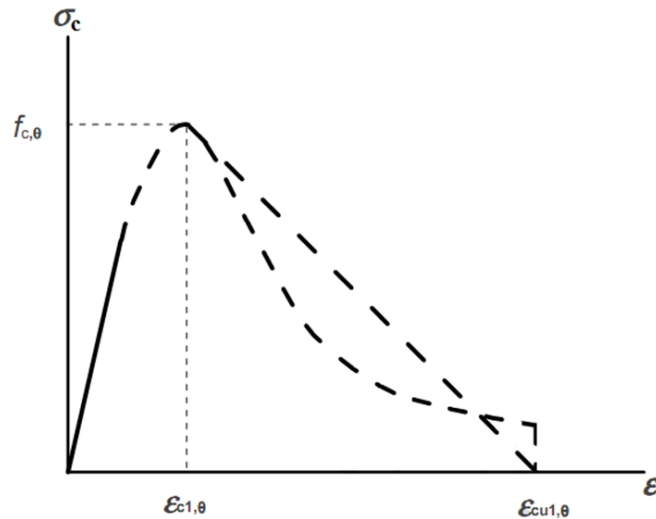


Figura 4-11: Relações tensões-extensões do betão em compressão a temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-1, 2010).

As Equações (4-5) e (4-6) definem a relação constitutiva do betão. Note-se, ainda, que a Equação (4-6) permite obter um modelo linear descendente, mas poderá utilizar-se outra idealização, como o modelo não linear.

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad (4-5)$$

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} \cdot (\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon), \quad \varepsilon_{c1,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta} \quad (4-6)$$

Quanto aos valores dos parâmetros $f_{c,\theta}$, $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ das equações (4-5) e (4-6) poderão ser obtidos em função da temperatura, através do Quadro 3-1 do EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), sendo que para valores intermédios de temperatura o EC2 permite a interpolação.

As relações tensões-extensões consideradas incluem de forma implícita o efeito da fluência e a extensão transiente a alta temperatura. Numa simulação de fogo natural, nomeadamente quando se considera o ramo descendente da temperatura, deverá ser modificado o modelo matemático para as relações tensões-extensões do betão especificado na Figura 4-11.

Não deverá ser considerado o possível ganho de resistência do betão na fase de arrefecimento. Para a obtenção do valor característico da tensão de rotura à compressão do betão à temperatura θ , este poderá ser obtido através da Equação (4-7) apresentada a seguir (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$f_{ck}(\theta) = K_c(\theta) \cdot f_{ck} \quad (4-7)$$

Em que:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão à temperatura ambiente (20 °C);

$f_{ck}(\theta)$ valor característico da tensão de rotura à compressão do betão à temperatura θ para uma extensão especificada;

$K_c(\theta)$ coeficiente redutor do valor característico da tensão de rotura do betão à compressão à temperatura θ .

A resistência à tração do betão deverá, normalmente ser ignorada (conservativo). No caso de ser necessário a redução do valor característico da tensão de rotura à tração do betão à temperatura θ este poderá ser obtido através da Equação (4-8):

$$f_{ck,t}(\theta) = K_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (4-8)$$

Em que:

$f_{ck,t}$ valor característico da tensão de rotura à tração do betão à temperatura ambiente (20 °C);

$f_{ck,t}(\theta)$ valor característico da tensão de rotura à tração do betão à temperatura θ para uma extensão especificada;

$K_{c,t}(\theta)$ coeficiente redutor do valor característico da tensão de rotura do betão à tração à temperatura θ .

Na ausência de informação mais precisa o fator redutor $K_c(\theta)$ ou $K_{c,t}(\theta)$ para betão silicioso ou calcário, a extensão máxima do betão ($\epsilon_{c1,\theta}$) e a extensão de rotura ($\epsilon_{cu1,\theta}$) para temperaturas elevadas poderão ser obtidos através das Figuras 4-12 e 4-13 que estão de acordo com o Quadro 3.1 e com a Figura 3.2 do EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010).

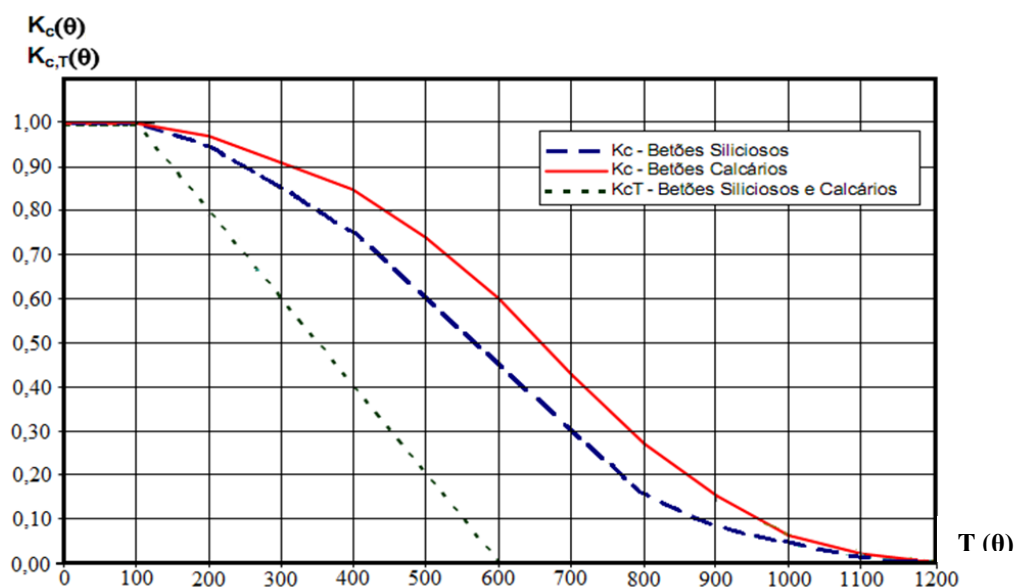


Figura 4-12: Coeficientes $K_c(\theta)$ e $K_{c,t}(\theta)$ de redução da tensão de rotura do betão a temperaturas elevadas (Gonçalves, 2007).

Ilustra-se na Figura 4-13 a variação das extensões $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ em função da temperatura, necessários para a definição das relações tensão-extensão do betão sujeito a elevadas temperaturas.

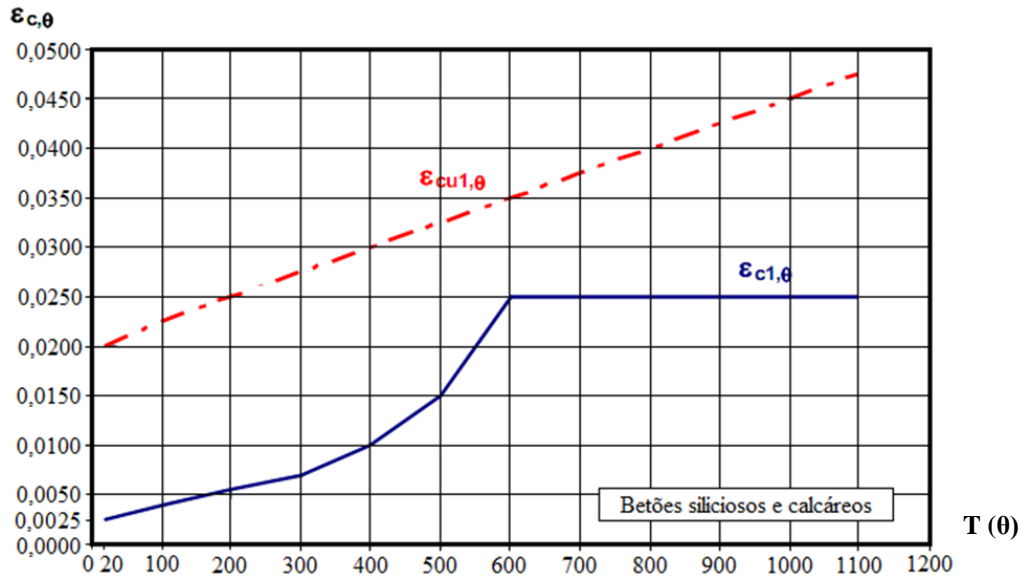


Figura 4-13: Valores das extensões $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu1,\theta}$ do betão sujeitos a elevadas temperaturas (Gonçalves, 2007).

A Figura 4-14 ilustra graficamente as relações tensões-extensões para betões com agregados siliciosos até uma extensão máxima de $\varepsilon_{cu1,\theta} = 45\%$ e para um temperatura máxima de 1000 °C.

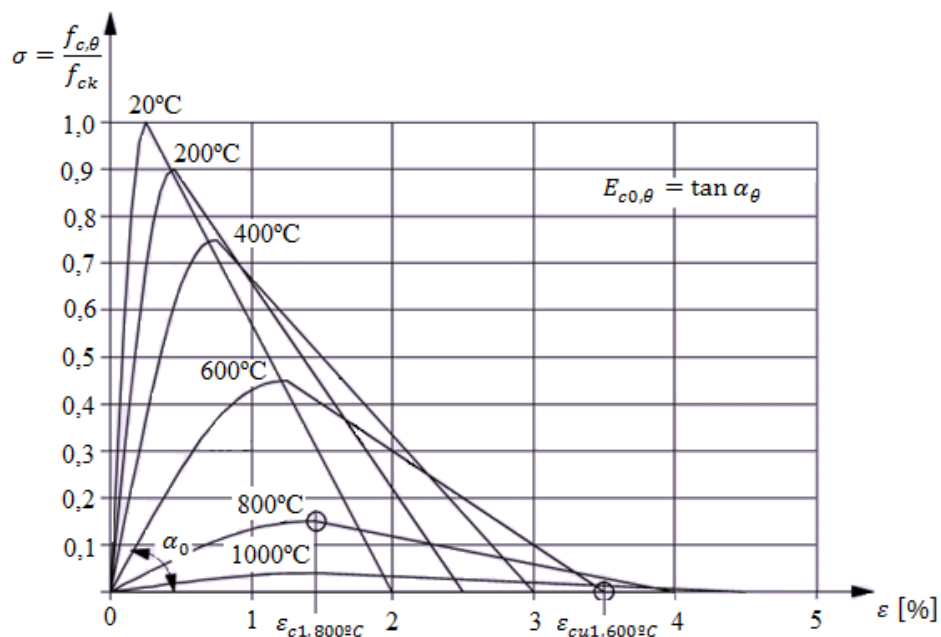


Figura 4-14: Variação das relações constitutivas do betão com a temperatura (NP EN 1992-1-2, 2010).

ii) Aço

As propriedades de resistência e deformação dos aços a temperaturas elevadas são caracterizadas por uma relação tensão-extensão conforme o diagrama ilustrado na Figura 4-15. As relações tensão-extensão podem ser utilizadas tanto para o aço tracionado como comprimido.

Estas relações constitutivas, em função da temperatura, são definidas através de três parâmetros (NP EN 1992-1-2, 2010):

- inclinação do domínio elástico linear ou módulo de elasticidade no regime elástico, $E_{s,\theta}$;
- tensão limite de proporcionalidade, $f_{sp,\theta}$;
- nível máximo das tensões ou tensão de cedência máxima, $f_{sy,\theta}$.

No caso de simulação de incêndio natural, particularmente quando se considera o decréscimo da temperatura, as relações tensão-extensão aqui explicitadas podem ser utilizadas com suficiente aproximação para aços da Classe N (classe recomendada em Portugal para os aços usados em betão armado) (NP EN 1992-1-2, 2010).

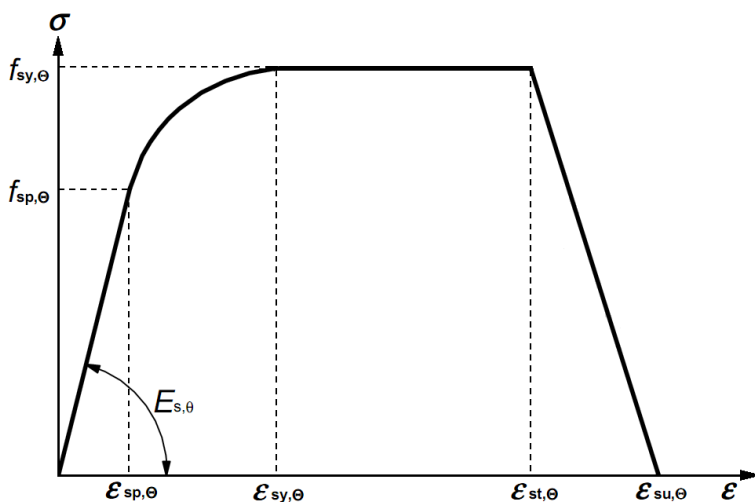


Figura 4-15: Relação tensão-extensão de aços para betão armado a temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-2, 2010).

Os valores que relacionam os vários parâmetros do modelo matemático ilustrado na Figura 4-15 podem ser obtidos através do Quadro 4-1.

Quadro 4-1 – Parâmetros que compõem a relação constitutiva ilustrada na Figura 4-15 (NP EN 1992-1-2, 2010).

Domínio	Tensão $\sigma(\theta)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right) \left[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}) \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parâmetro	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,20$ Armadura de classe A	$\varepsilon_{sy,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,10$
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

O valor característico da resistência à tração do aço em função da temperatura pode ser obtido através da Equação (4-9) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$f_{sy,\theta} = K_s(\theta) \cdot f_{yk} \quad (4-9)$$

Em que:

f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado à temperatura ambiente (20 °C);

$f_{sy,\theta}$ valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado à temperatura θ ;

$K_s(\theta)$ coeficiente redutor do valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras para betão armado para uma temperatura θ .

O valor característico da tensão limite de proporcionalidade do aço pode ser obtido através da Equação (4-10) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$f_{sp,\theta} = K_{sp}(\theta) \cdot f_{yk} \quad (4-10)$$

Em que:

f_{yk} mantém o significado anterior;

$f_{sp,\theta}$ valor característico da tensão limite de proporcionalidade do aço das armaduras para betão armado à temperatura θ ;

$K_s(\theta)$ coeficiente redutor do valor característico da tensão limite de proporcionalidade do aço das armaduras para betão armado para uma temperatura θ .

O valor característico do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado pode ser obtido através da Equação (4-11) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$E_{s,\theta} = K_{sE}(\theta) \cdot E_s \quad (4-11)$$

Em que:

E_s valor característico do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado à temperatura ambiente (20 °C);

$E_s(\theta)$ valor característico do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado à temperatura θ ;

$K_{sE}(\theta)$ coeficiente redutor do valor característico do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado para uma temperatura θ .

Os valores dos coeficientes redutores, $K_s(\theta)$ e $K_{sE}(\theta)$, função da temperatura referidos nas Equações (4-9), (4-10) e (4-11) poderão ser obtidos para uma extensão $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$, através do Quadro 3.2a do EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), para aços laminados a quente e endurecidos a frio para a Classe N. No entanto, os valores de $K_s(\theta)$ função da temperatura podem ser obtidos da Figuras 4-16 para aços da Classe N. São consideradas curvas distintas para os aços laminados a quente e para os aços endurecidos a frio. Os valores da relação $f_{sp,\theta}/f_{yk}$, tensão limite de proporcionalidade a determinada temperatura e a tensão de cedência à temperatura ambiente, e da relação entre o módulo de elasticidade a determinada temperatura e a temperatura ambiente, $E_{s,\theta}/E_s$, poderão ser igualmente obtidos das Figura 4-17.

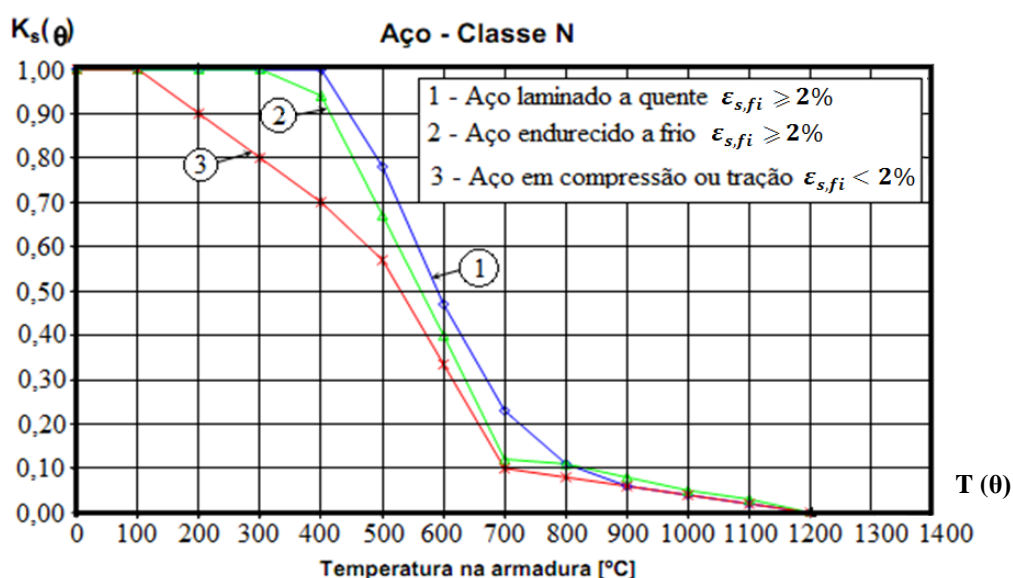


Figura 4-16: Coeficiente $K_s(\theta)$ do aço da classe N para temperaturas elevadas (NP EN 1992-1-2, 2010).

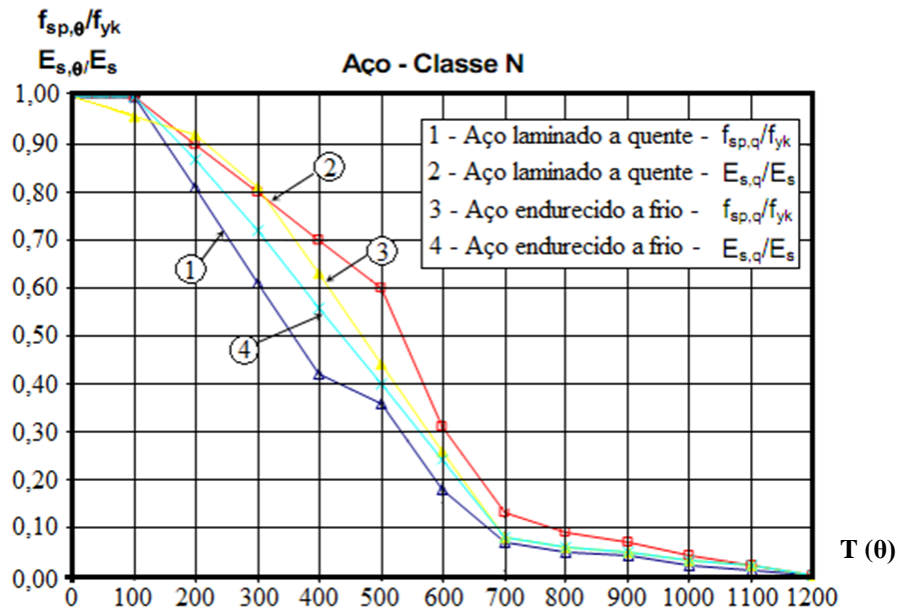


Figura 4-17: Coeficientes $f_{sp,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ do aço de classe N para temperaturas elevadas (Gonçalves, 2007).

Para armaduras comprimidas ou tracionadas com uma $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$, o fator redutor, $K_s(\theta)$, da tensão limite de proporcionalidade a 0,2% para armaduras da Classe N poderá ser obtido através das Equações (4-12) à (4-16) (NP EN 1992-1-2, 2010).

$$K_s(\theta) = 1,0, \quad 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4-12)$$

$$K_s(\theta) = 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300, \quad 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4-13)$$

$$K_s(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100, \quad 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 500 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4-14)$$

$$K_s(\theta) = 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200, \quad 500 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4-15)$$

$$K_s(\theta) = 0,1(1200 - \theta)/500, \quad 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (4-16)$$

Nas Figuras 4-18 e 4-19 ilustram-se, como exemplo, as relações tensões-extensões para os aços laminados a quente para diferentes temperaturas, de acordo com os dados anteriores. Observando estas figuras é possível concluir que a extensão a que estão sujeitas as armaduras difere para uma mesma temperatura e, portanto, devem considerar-se distintas relações tensões-extensões.

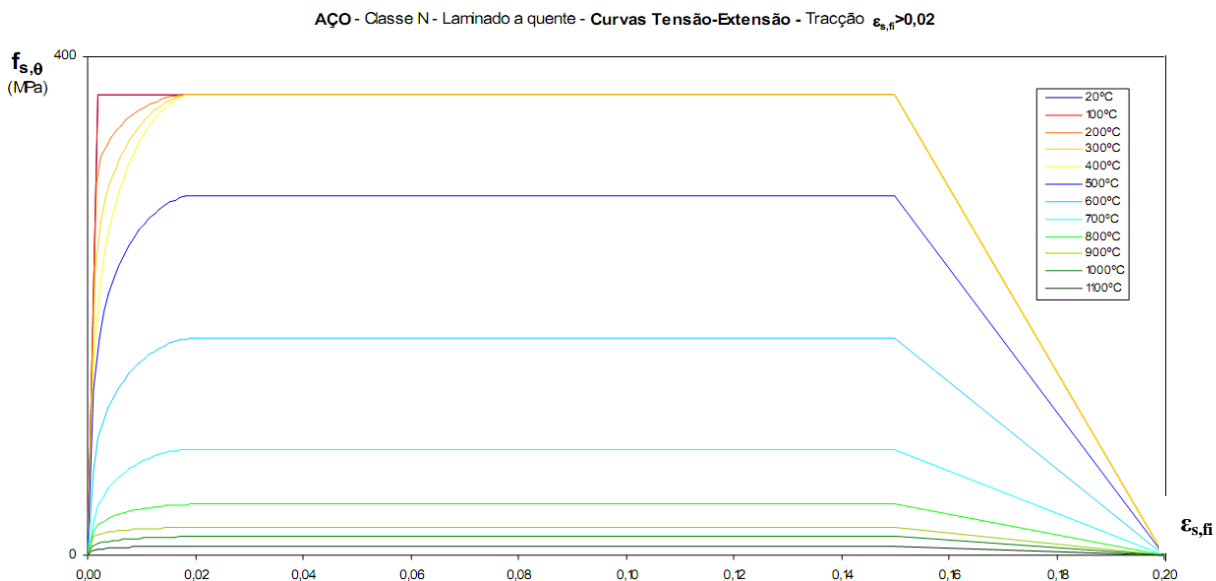


Figura 4-18: Diagrama tensão-extensão, para valores fixos da temperatura do aço, $\epsilon_{s,fi} \geq 0,02$ (Gonçalves, 2007).

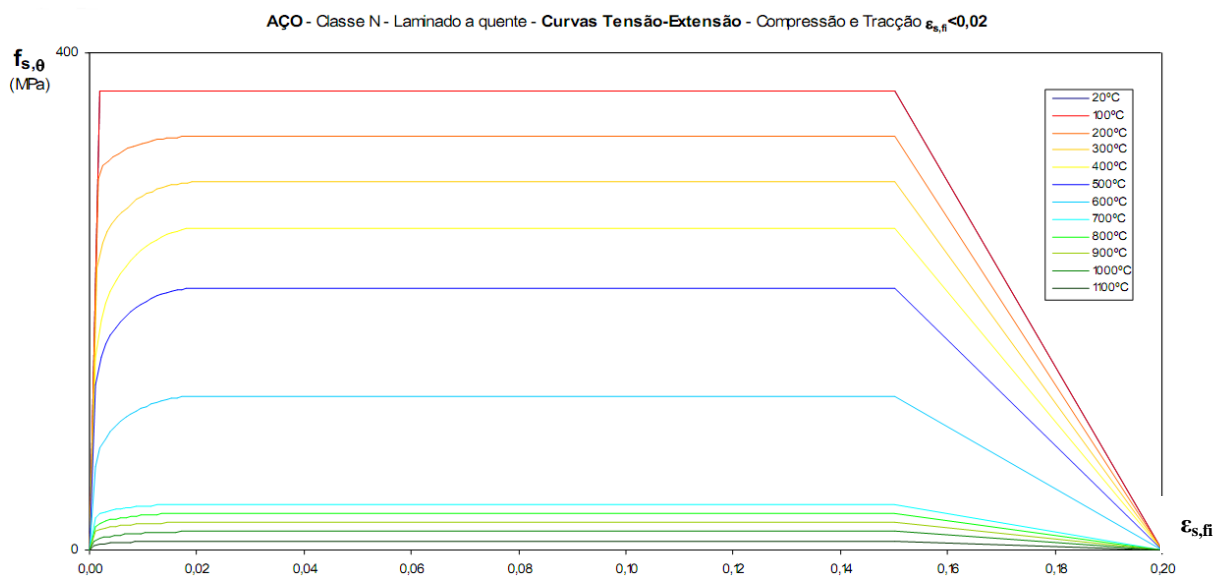


Figura 4-19: Diagrama tensões-extensão, para valores fixos da temperatura do aço, $\epsilon_{s,fi} < 0,02$ (Gonçalves, 2007).

4.7 Aplicação do método da isotérmica de 500 °C

O cálculo da capacidade resistente de um pilar sujeito à flexão composta, por aplicação do método da isotérmica de 500 °C, pode ser descrito do seguinte modo (NP EN 1992-1-2, 2010):

- a) Determinação do campo de temperaturas na secção da peça para um determinado instante de tempo e para uma determinada exposição ao fogo (fogo paramétrico ou fogo padrão) para a obtenção da isotérmica de 500 °C;

- b) Obtenção das novas dimensões da secção (b_{fi} , h_{fi} e d_{fi}) depois de obtida a redução da mesma. Os cantos arredondados das isotérmicas podem, segundo o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) ser considerados assemelhando a forma real da isotérmica a um retângulo ou a um quadrado, conforme se ilustra na Figura 4-20.

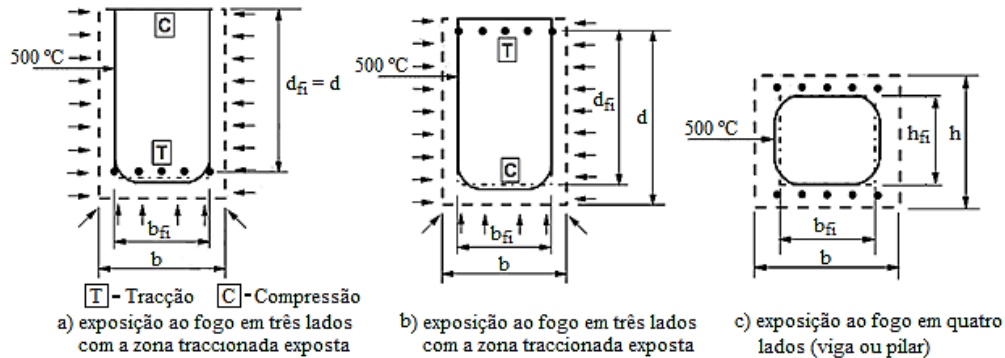


Figura 4-20: Secção reduzida para pilar ou viga de betão armado (NP EN 1992-1-2, 2010).

- c) Determinação da temperatura nas armaduras nas zonas de tração e/ou compressão. A temperatura pode ser avaliada, tal como já foi referido, por intermédio de perfis de temperatura indicados no Anexo A do EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), sendo essa temperatura referente ao centro do varão da armadura. Pode dar-se o caso em que alguns dos varões da armadura poderão ficar fora da isotérmica dos 500 °C, ou seja, podem localizar-se fora da secção transversal reduzida, como se ilustra na Figura 4-20, no entanto, poderão ser considerados no cálculo da capacidade resistente última da secção transversal exposta ao fogo (NP EN 1992-1-2, 2010);
- d) Utilização de um método de cálculo à temperatura ambiente para a obtenção da capacidade de carga e ou da capacidade resistente da secção com as propriedades mecânicas reduzidas pelo efeito da temperatura do incêndio;

É de notar que como este método se baseia no pressuposto da secção reduzida, é necessário obter as novas propriedades do aço, assim como as distâncias dos varões às faces exteriores da secção transversal reduzida.

O cálculo da distância ao eixo de uma camada de varões pode ser efetuado de acordo com as equações (4-17) e (4-18).

A resistência reduzida média de uma camada de armadura em função de aumento da temperatura pode ser calculada de acordo com a Equação (4-17) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} \quad (4-17)$$

Em que:

- θ temperatura no varão i ;
- $k(\theta_i)$ redução da resistência do varão i devida à temperatura θ_i ;
- $k_v(\theta)$ redução média da resistência da camada de armadura;

n_v número de varões da camada.

Quanto à distância ao eixo do centro de gravidade das camadas de armadura, a , ver Figura 4-21, utiliza-se a Equação (4-18) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$a = \frac{\sum a_v \cdot k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (4-18)$$

Em que:

a_v distância da face inferior da secção transversal reduzida ao eixo da camada da armadura;

$k_v(\theta)$ redução média da resistência da camada de armadura.

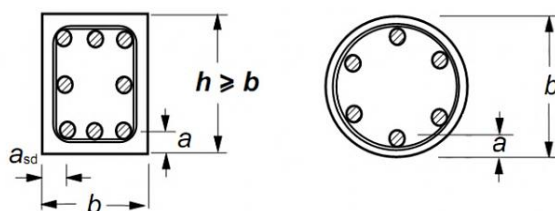


Figura 4-21: Distância ao eixo nominal, a , para elementos estruturais (NP EN 1992-1-2, 2010).

Caso as armaduras se encontrem dispostas em mais do que uma camada, e podendo os varões ter diferentes diâmetros, conforme se ilustra na Figura 4-22, o cálculo da resistência média do aço e a distância ao eixo da camada de armadura, poderá ser obtido através das Equações (4-19) e (4-20).

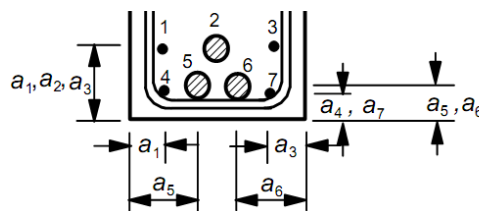


Figura 4-22: Distância média ao eixo nominal média, a_m , com diferentes disposições e diferentes diâmetros de varões (NP EN 1992-1-2, 2010).

A resistência média de um conjunto de varões de aço, $k(\varphi) \cdot f_{sd,fi}$, em função de um determinado aumento de temperatura, pode ser obtido através da Equação (4-19) (NP EN 1992-1-2, 2010).

$$k(\varphi) \cdot f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i]}{\sum_i A_i} \quad (4-19)$$

Em que:

$k_s(\theta_i)$ redução da resistência do varão i ;

$f_{sd,i}$ valor de cálculo da resistência do varão i ;

A_i área da secção transversal do varão i .

A distância ao centro de gravidade de um conjunto de varões pode ser calculada através da Equação (4-20) (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$a_m = \frac{\sum_i [a_i \cdot k_s(\theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i]} \quad (4-20)$$

Em que:

- a_i distância entre a face da secção transversal reduzida e o varão i ;
- $f_{sd,i}$ valor de cálculo da resistência do varão i ;
- A_i área da secção transversal do varão i .

4.8 Considerações finais

Neste capítulo foi feita uma descrição do comportamento dos pilares de betão armado durante a ocorrência do incêndio, das propriedades dos materiais constituintes (betão e aço) sujeitos a temperaturas elevadas e dos métodos de cálculo possíveis para a avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado sujeitos a incêndio.

Apesar de se terem referido vários métodos de avaliação da resistência ao fogo de pilares de betão armado, devido ao tempo disponível para a realização do presente trabalho, o método de cálculo que irá ser implementado na aplicação numérica, para avaliar a capacidade resistente de pilares de betão armado, será o método de cálculo simplificado denominado por “*Método da isotérmica de 500 °C*”, sendo utilizada uma “*abordagem prescritiva*” baseada em ações térmicas geradas por fogo nominal e utilizando-se a curva de incêndio padrão (ISO 834) para caracterizar a evolução da temperatura com o decorrer do tempo.

5. Aplicação numérica para MS Excel

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresenta-se a aplicação numérica desenvolvida em MS Excel com recurso a programação em visual basic, em particular o modo de entrada de dados, os procedimentos de cálculo e a forma como se disponibilizam os resultados.

A aplicação numérica desenvolvida foi denominada por Capacidade Resistente de Pilares de Betão Armado (*CRPBA*). Um dos seus objetivos é permitir ao utilizador, uma maior interatividade com a aplicação, permitindo assim, uma análise mais criteriosa e uma rápida avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado.

Foram inseridos na aplicação numérica pequenos comentários e algumas expressões, nas células do MS Excel, para auxiliarem o utilizador na introdução dos dados.

A aplicação desenvolvida permite a avaliação de capacidade resistentes de pilares de betão armado sem dano ou com dano provocado pelo fogo. Porém, uma das suas limitações é o facto de se considerar secções simétricas com duas camadas de armadura com iguais recobrimentos podendo-se, no entanto, usar as Equações (4-19) e (4-20) para se obter a resistência média e a distância média do centro de gravidade de um conjunto de varões de aço à fibra exterior.

Em seguida, far-se-á a descrição do *CRPBA*, sendo apresentado no final alguns exemplos da sua aplicação.

5.2 A aplicação CRPBA

Na Figura 5-1 ilustra-se, sob a forma de organigrama a aplicação numérica desenvolvida para melhor se perceber o seu funcionamento, nomeadamente, os dados a introduzir, o procedimento de cálculo e a saída de resultados, sendo mais adiante explicada com maior pormenor e exatidão estes aspetos.

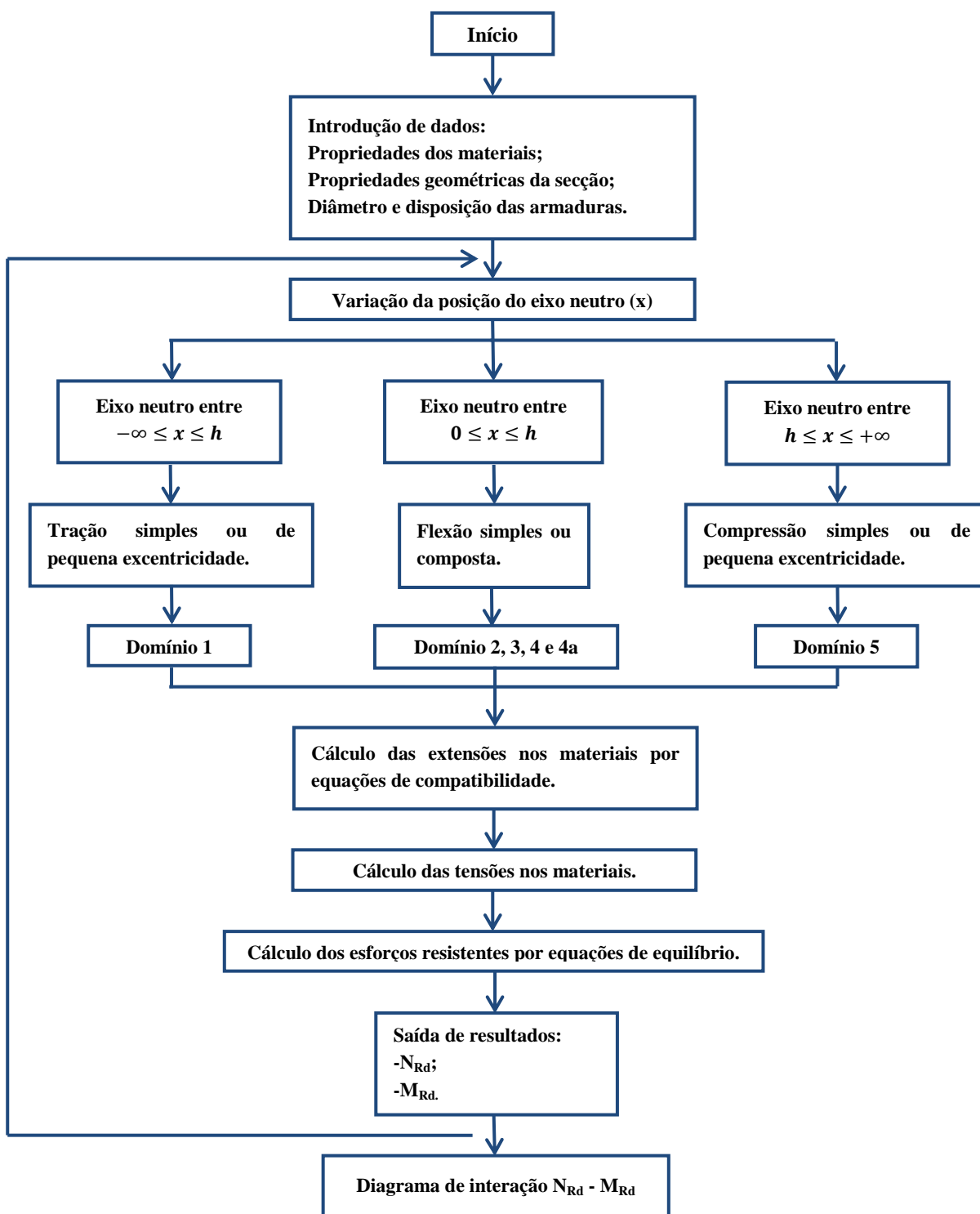


Figura 5-1: Organigrama da aplicação CRPBA.

5.2.1 Introdução de dados

A introdução de dados em qualquer software deve ser o mais intuitiva possível, isto é, que não origine dúvidas ao utilizador. Sendo assim, foram criadas seis folhas de cálculo, mas apenas três delas estão disponíveis ao utilizador e servem para introduzir os dados e para visualizar os resultados. As restantes folhas de cálculo, apenas, serviram para cálculos auxiliares à aplicação numérica.

Para ser mais fácil ao utilizador, as células onde se devem introduzir os dados foram colocadas com fundo amarelo, enquanto as restantes células se encontram bloqueadas e não podem ser modificadas ou editadas.

A folha de cálculo designada por “Introdução_De_Dados” apenas servirá para introduzir os seguintes dados: escolha dos materiais, propriedades geométricas, diâmetro e disposição das armaduras, propriedades dos materiais e opções de cálculo.

Em seguida, apresentam-se os aspetos mais relevantes em cada tipo de dados a fornecer.

i) Propriedades dos materiais

Conforme se ilustra na Figura 5-2, é necessária a introdução dos seguintes dados: tipo de betão, classe de cimento, classe de aço das armaduras ou outro tipo de betão ou de aço.

The figure shows a spreadsheet interface with a blue background. It contains four main input sections:

- Betão**: A table with two rows. The first row has 'Tipo Betão' and a dropdown menu showing 'C30/37'. The second row has 'Classe de Cimento' and a dropdown menu showing 'N'.
- Tipo de Aço**: A table with one row: 'Aço' and a dropdown menu showing 'A 500NR'.
- Outro tipo de betão**: A table with two columns: 'f_{cm} (Mpa)' and 'E_{cm} (Gpa)'. Both cells have a yellow background.
- Outro tipo de aço**: A table with two columns: 'fyk (Mpa)' and 'E (Gpa)'. Both cells have a yellow background.

Figura 5-2: Introdução das propriedades dos materiais.

No *CRPBA* é possível seleccionar betões da classe C12/15 até à classe C90/105 e classes de cimento disponíveis S, N ou R. Para outro tipo de betões a aplicação numérica permite a introdução de um valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cm} , calculando as restantes propriedades do material.

No caso das armaduras de aço estão disponíveis as classes de aço A235, A400 e A500, no entanto, existe a possibilidade de introduzir, tal como no betão, outro tipo de aço com características diferenciadas dos aços convencionais atrás referidos.

É de notar que para a utilização de outro tipo de aço ou betão diferente dos convencionais é necessário escolher a opção “outro” e só depois é que se inserem as propriedades de outro tipo de aço ou betão.

ii) Propriedades da secção

Conforme se observa na Figura 5-3, é necessária a introdução dos seguintes dados para caracterizar a secção transversal do pilar: altura (H), largura (B), número de varões por camada, diâmetro dos varões, distância das camadas de varões à fibra superior de betão e o coeficiente redutor, $K_s(\theta)$, para as armaduras tracionadas com $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$ e para as armaduras comprimidas ou tracionadas com $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$. É preciso também introduzir o coeficiente redutor $K_{sE}(\theta)$ para o módulo de elasticidade do aço. É de notar que apenas é necessário a introdução dos coeficientes redutores $K_s(\theta)$ e $K_{sE}(\theta)$, quando se pretende avaliar a capacidade resistente de um pilar com dano provocado por fogo.

Propriedades da Secção			$k_s(\theta)$		
Altura H=	0,400	m	$(\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%)$	$(\varepsilon_{s,fi} < 2\%)$	$K_{sE}(\theta)$
Base B=	0,400	m	0,50	0,50	0,5

Armaduras					
N.º Varões por Camada	2	2			
Diâmetro (mm)	20,0	20,0			
Distância da fibra superior (m)	0,050	0,350			
Área dos varões por camada (m ²)	6,28	6,28			

Figura 5-3: Introdução das propriedades da secção.

De forma a ser perceptível o modo de inserção do número de varões por camada, assim como a sua distância à fibra superior de betão, ilustra-se na Figura 5-4 como é feito esse procedimento.

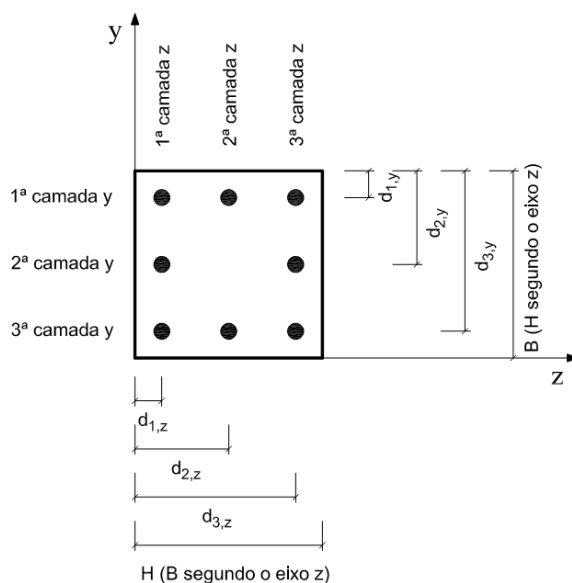


Figura 5-4: Introdução das propriedades da secção.

O cálculo da resistência à flexão tem de ser feito independentemente para cada uma das direções (Y e Z), conforme se explicará mais adiante. Sendo assim, na Figura 5-4 exemplifica-se a maneira de introduzir os dados em função da direção que se pretende calcular. Para a flexão segundo o eixo Z tem-se uma secção composta por três camadas de armaduras, sendo as distâncias à fibra superior as designadas por $d_{1,y}$, $d_{2,y}$ e $d_{3,y}$, ver Figura 5-4. Para flexão segundo o Y têm-se também três camadas de armaduras, mas as suas distâncias são designadas por $d_{1,z}$, $d_{2,z}$ e $d_{3,z}$, ver Figura 5-4.

Assim, por exemplo, no cálculo da resistência à flexão segundo o eixo do Z (Figura 5-4) o valor da altura (H) é igual ao valor da dimensão do pilar segundo o eixo do Y e o valor da largura (B) é igual ao valor da dimensão do pilar segundo o eixo do Z .

iii) Critérios de segurança

Para avaliar a resistência da secção é necessária a definição dos coeficientes parciais referentes aos materiais, sendo que o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) para situações persistentes ou transitórias (pilar sem dano) recomenda os seguintes valores: para o betão $\gamma_c = 1,5$ e para o aço $\gamma_s = 1,15$. Para o caso de pilares danificados pelo fogo esses coeficientes terão de ser diferentes, sendo que o EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) recomenda para o betão e para o aço $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$. A aplicação *CRPBA* permite além dos valores de coeficiente parciais recomendados pelo EC2 o uso de outros coeficientes a definir pelo utilizador.

Na Figura 5-5 ilustra-se o modo como são introduzidos os valores dos coeficientes parciais de segurança para o betão e para o aço e o coeficiente redutor que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à compressão do betão e os efeitos desfavoráveis do modo como a carga é aplicada, α_{cc} . É de notar que na determinação do valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cd} , segundo o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) é recomendado um coeficiente redutor $\alpha_{cc} = 1$, permitindo, contudo, que possam ser utilizados valores entre $0,8 \leq \alpha_{cc} \leq 1$.

fck (MPa)	fyk (MPa)	Ecm (GPa)	Es (MPa)	α_{cc}	γ_c	γ_s	Outros coeficientes de segurança	
20	400	30	200	1	1,5	1,15	γ_c	γ_s
					1,15		2,5	2,5
					1,0			
					outro			

Figura 5-5: Introdução dos dados referentes aos critérios de segurança.

É de notar que a aplicação numérica utiliza nos seus cálculos, no caso do betão, o diagrama parábola-retângulo como lei constitutiva (ver Capítulo 3) e, para o caso do aço, o diagrama idealizado foi o diagrama elástico linear, em que o ramo horizontal foi limitado a uma extensão de 45 ‰. No entanto, o utilizador pode optar por considerar um valor diferente como extensão máxima de aço introduzindo, o valor característico da extensão no aço, ϵ_{uk} , calculando a aplicação numérica a extensão limite máxima, ϵ_{ud} , conforme se ilustra na Figura 5-6.

$\epsilon_{uk} =$	50	%o
$\epsilon_{ud} =$	45	%o

Figura 5-6: Introdução dos dados referentes às extensões máximas no aço.

5.2.2 Opções de cálculo

A aplicação numérica dispõe, ainda, na folha de cálculo “Introdução_de_dados” de quatro opções de cálculo, conforme se ilustra na Figura 5-7, que servirão para seleccionar e iniciar os cálculos a efetuar, de modo a obter os diagramas de interação desejados.

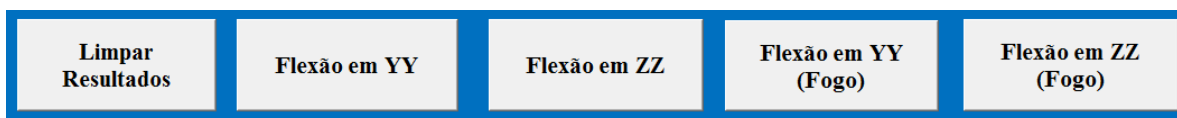


Figura 5-7: Opções de cálculo da aplicação *CRPBA*.

Conforme se ilustra na Figura 5-7 a opção designada por “Limpar Resultados” permite reiniciar (zerar) todas as variáveis de forma a não introduzir erros na próxima utilização. A opção designada por “Flexão em YY” permite avaliar a capacidade resistente do pilar em flexão composta plana segundo o eixo dos YY (ver Figura 5-4). A opção designada por “Flexão em ZZ” permite avaliar a capacidade resistente do pilar em flexão composta plana segundo o eixo dos ZZ (ver Figura 5-4). De modo idêntico, as restantes opções “Flexão em YY (Fogo)” e “Flexão em ZZ (Fogo)” permitem avaliar a capacidade resistente do pilar danificado por fogo em flexão composta plana segundo o eixo dos YY e dos ZZ, respetivamente.

É de notar que para a avaliação da capacidade resistente de um pilar sujeito à ação do fogo em qualquer eixo de flexão terão de ser inseridos os fatores redutores ($k_s(\theta)$) que permitem definir a lei constitutiva do aço para armaduras tracionadas com uma extensão do aço superior a 2% e para as armaduras comprimidas ou tracionadas com uma extensão inferior a 2%. Na Figura 5-8 ilustra-se a forma como se inserem esses valores.

$k_s(\theta)$ ($\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$)	$k_s(\theta)$ ($\epsilon_{s,fi} < 2\%$)	$K_{sE}(\theta)$
0,50	0,50	0,5

Figura 5-8: Introdução dos fatores redutores $k_s(\theta)$.

Para a obtenção da temperatura nas armaduras de aço, do coeficiente de redução, $k_s(\theta)$, e das novas dimensões da secção reduzida (b_{fi} , h_{fi}) após esta ter sido sujeita à ação do fogo utilizou-se uma outra aplicação numérica (em MS Excel) (CSTB, 2012) que recorre ao

método da Isotérmica dos 500 °C, proposto pelo EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), para a obtenção dos dados necessários.

5.2.3 Saída de resultados

Na folha de cálculo designada por “Diagrama_de_interação” são apresentados os resultados dos cálculos efetuados em forma de tabela, com os respetivos valores de N_{Rd} e M_{Rd} consoante o eixo de flexão considerado (eixo YY ou eixo ZZ) e para o caso do pilar se encontrar sem dano ou com dano provocado pelo fogo, conforme se ilustra na Figura 5-9. Além da tabela são apresentados os resultados, também, sob a forma de gráfico (diagrama de interação), conforme se ilustra na Figura 5-10, em que o eixo vertical corresponde ao esforço axial resistente, N_{Rd} , e o eixo horizontal corresponde aos momentos resistentes, $M_{Rd,z}$ ou $M_{Rd,y}$.

Pilar sem dano		Pilar sem dano		Pilar com dano provocado por fogo		Pilar com dano provocado por fogo	
N (kN)	My (kN.m)	N (kN)	Mz (kN.m)	N (kN)	My (kN.m)	N (kN)	Mz (kN.m)
-402,12	0,00	-402,12	0,00	-297,57	0,00	-297,57	0,00
-402,12	0,00	-402,12	0,00	-297,57	0,00	-297,57	0,00
-402,12	0,00	-402,12	0,00	-297,57	0,00	-297,57	0,00

Figura 5-9: Tabela de resultados dos esforços resistentes.

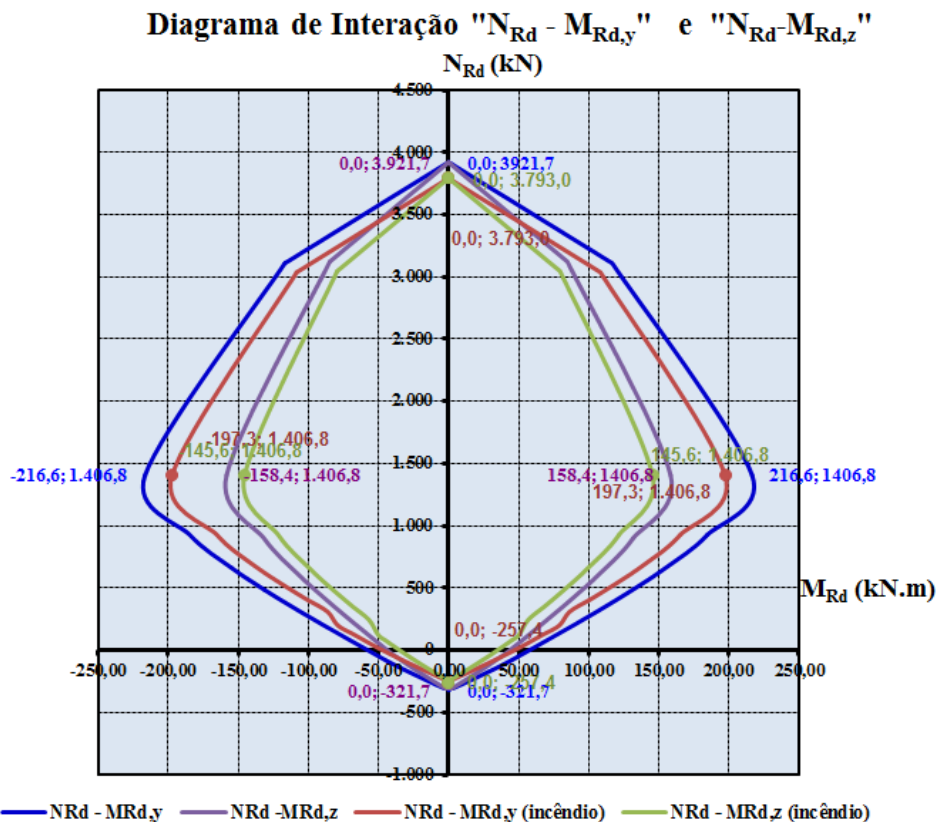


Figura 5-10: Aspeto dos diagramas de interação gerados pelo *CRPBA*.

De forma a ter uma maior perceptibilidade e uma melhor interpretação do diagrama ilustrado na Figura 5-10, na folha de cálculo designada por “Cálculos”, optou-se por subdividir esse diagrama em dois outros diagramas de interação, consoante o eixo de flexão considerado, isto é, um diagrama $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ e um diagrama $N_{Rd} - M_{Rd,z}$, conforme se ilustra na Figura 5-11.

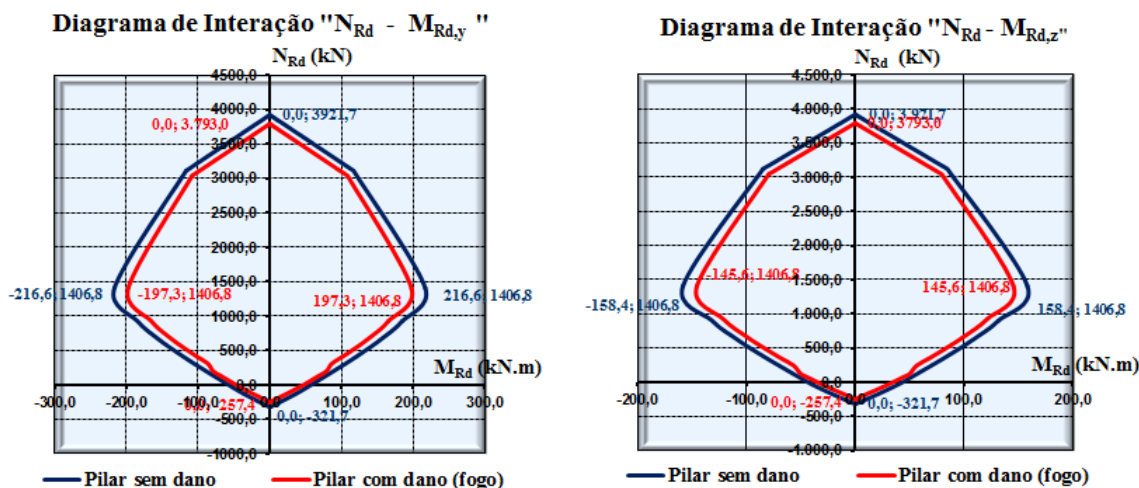


Figura 5-11: Diagramas de interação $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ e $N_{Rd} - M_{Rd,z}$.

5.2.4 Outras opções

Apesar de não ser o objectivo do presente trabalho, foi introduzida na aplicação *CRPBA* outros módulos que permitem um campo mais alargado na avaliação da capacidade resistente de determinado pilar com ou sem dano, conforme se descreverá adiante.

Foi desenvolvido um módulo que permite a obtenção de diagramas de interação de momentos resistentes, $M_{Rd,z} - M_{Rd,y}$, tornando-se, no entanto, necessário, como já foi referido no Capítulo 3, a atribuição de um determinado valor de esforço axial resistente, N_{Rd} , para que em função desse valor se obtenham os correspondentes valores dos momentos resistentes $M_{Rd,z} - M_{Rd,y}$, conforme se ilustra na Figura 5-12. Na Figura 5-12 existem dois intervalos de valores de esforços axiais resistentes, N_{Rd} , por baixo da célula onde é introduzido o valor do esforço axial pretendido, sendo os primeiros valores respeitantes à resistencia de pilar sem dano e o segundo intervalo diz respeito à resistencia de um pilar com dano originado por fogo. Quanto aos sinais desses intervalos, o sinal positivo diz respeito ao valor máximo de esforço axial resistente de tração e o sinal positivo diz respeito ao esforço axial máximo de compressão. Na Figura 5-12 a opção “OK” serve para executar os cálculos e obter os respetivos momentos resistentes, $M_{Rd,z} - M_{Rd,y}$, para o respetivo valor de esforço axial resistente, N_{Rd} .

Diagrama $M_{Rd,z} - M_{Rd,y}$ para um esforço axial N_{Rd} (kN) =

(-116,24 < NRd < +1384,3)
 (-38,03 < Nrd(incêndio) < +1293)

Figura 5-12: Introdução do esforço axial N_{Rd} para obtenção do diagrama de interação $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$.

Ilustra-se na Figura 5-13 um diagrama de interação de momentos resistentes, $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$ para um determinado valor de esforço axial resistente, N_{Rd} , fornecido pela aplicação numérica.

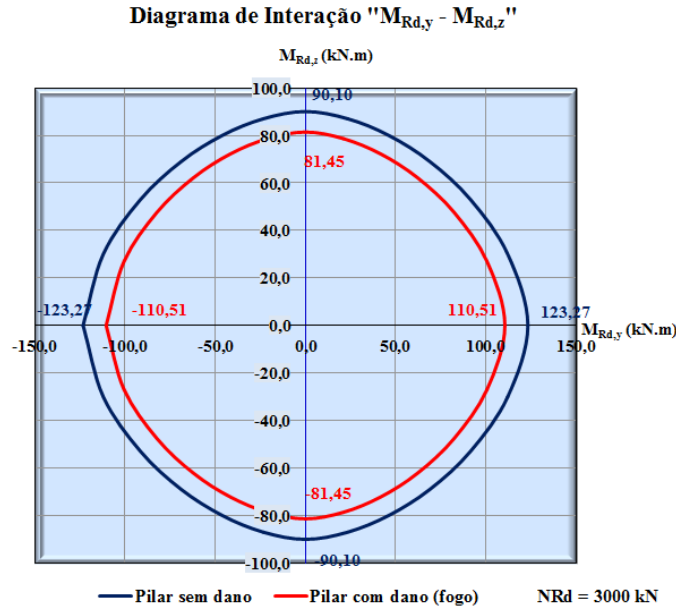


Figura 5-13: Diagramas de interação $M_{Rd,y}$ e $M_{Rd,z}$.

Para pilares com secções simétricas, que se encontrem solicitados à flexão composta desviada a aplicação *CRPBA* permite obter diagramas de interação de acordo com o método simplificado proposto pelo EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010), referido anteriormente no Capítulo 3, sendo necessária a introdução do valor do ângulo λ conforme se ilustra na Figura 5-14.

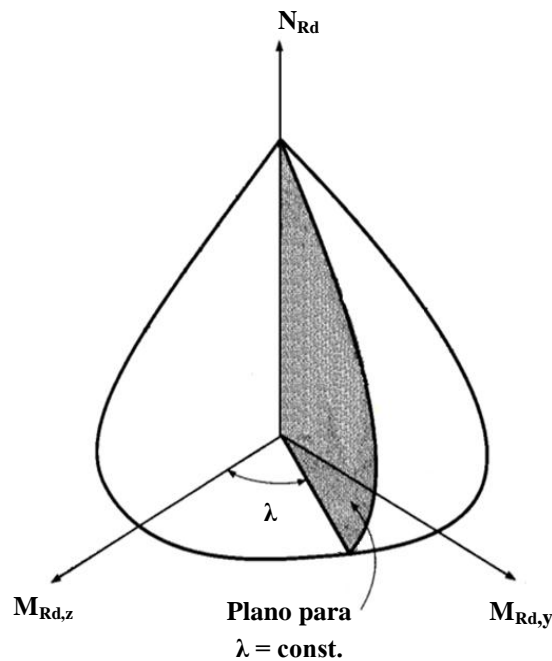


Figura 5-14: Ângulo λ em relação ao eixo $M_{Rd,z}$.

Na Figura 5-15 mostra-se a forma de introduzir o valor do referido ângulo λ . Na aplicação numérica optou-se por fazer variar o ângulo λ entre $0^\circ \leq \lambda \leq 90^\circ$ com incrementos de 5° .

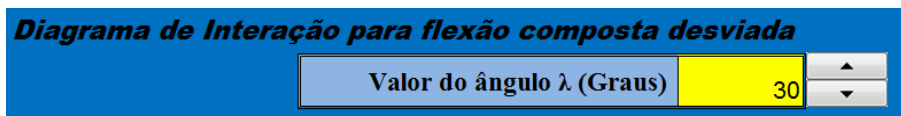


Figura 5-15: Introdução do valor de ângulo λ para obtenção do diagrama de interação para flexão composta desviada.

Ilustra-se na Figura 5-16 um diagrama de interação para flexão composta desviada.

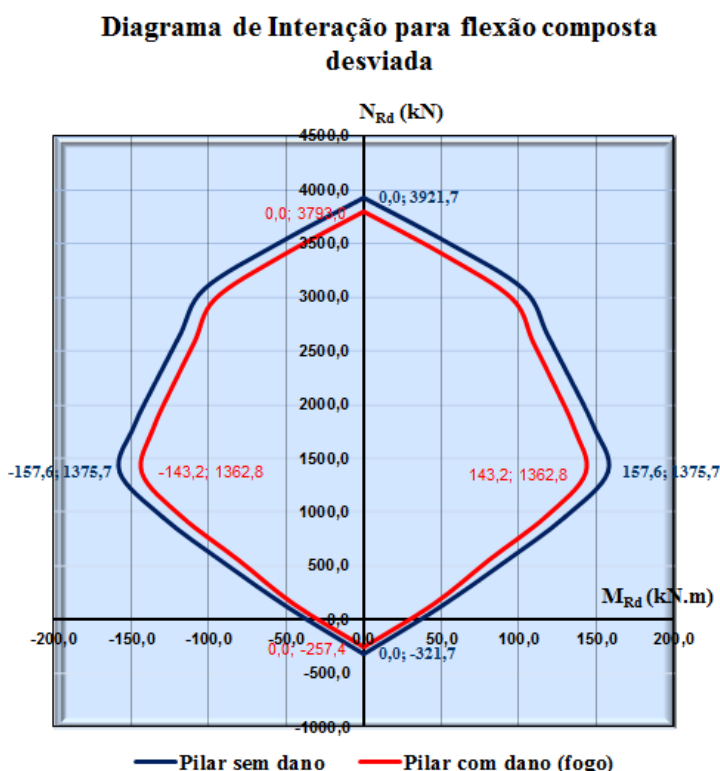


Figura 5-16: Diagrama de interação para flexão composta desviada.

É de notar que os diagramas de interação ilustrados nas Figura anteriores são simultaneamente para um pilar sem dano e com dano originado por fogo, mas aplicação permite que sejam realizados em separado os diagramas de interação para um pilar sem dano ou para um pilar sujeito à ação do fogo.

Com a aplicação *CRBPA* é ainda possível avaliar se um pilar (com ou sem dano), sujeito a um conjunto de esforços (N_{sd} , $M_{sd,y}$ e $M_{sd,z}$), verifica a segurança à flexão composta plana ou desviada, conforme se ilustra na Figura 5-17. Para se fazer essa verificação apenas introduzir o valor das cargas atuantes e verificar se na coluna designada por “Verificação” o valor é menor ou igual a 1. Nesta coluna, o valor irá aparecer a vermelho sempre que for superior a 1, o que querará dizer que não é satisfeita a segurança.

Pilar sem dano								
Cargas a considerar				Capacidade uniaxial			Expoente (a)	Verificação
Carga N.º	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	N _{Rd} (kN)	M _{Rd,y} (kN.m)	M _{Rd,z} (kN.m)		
1	0,10	0,05	0,05	1269,2	-12,99	-12,99	1,00	0,01

Pilar com dano provocado pelo fogo								
Cargas a considerar				Capacidade uniaxial			Expoente (a)	Verificação
Carga N.º	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	N _{Rd} (kN)	M _{Rd,y} (kN.m)	M _{Rd,z} (kN.m)		
1	0,10	0,05	0,05	1271,0	-10,92	-4,33	1,00	0,02

Figura 5-17: Verificação da capacidade resistente de pilares de betão armado.

5.3 Exemplos de aplicação

Para validar a aplicação numérica desenvolvida em seguida apresentam-se alguns exemplos de aplicação. Dois desses exemplos práticos dizem respeito a dois pilares com diferentes secções e sem dano, e um exemplo prático para uma dos pilares anteriores com dano devido à ação do fogo.

5.3.1 Pilar 1 (sem fogo)

Considere-se a secção do pilar $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$ ilustrada na Figura 5-18 com as seguintes propriedades:

- Altura (H) – 0,60 m;
- Largura (B) – 0,30 m;
- Tipo de betão – C30/37;
- Classe de cimento – N;
- Tipo de aço – A 500;

Diâmetros e disposições dos varões - os diâmetros dos varões (por camada), assim como as suas disposições, encontram-se representados na Figura 5-18.

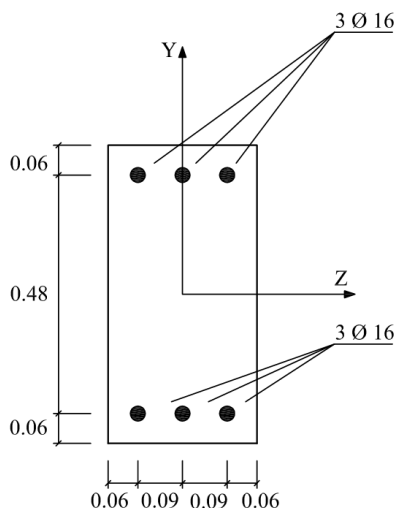


Figura 5-18: Secção transversal do pilar 1.

i) Capacidade resistente do pilar ($N_{Rd}-M_{Rd,y}$ e $N_{Rd}-M_{Rd,z}$)

Ilustra-se na Figura 5-19 os diagramas de interação “ $N_{Rd}-M_{Rd,y}$ ” e “ $N_{Rd}-M_{Rd,z}$ ” que permitem avaliar a capacidade resistente do pilar. Nesta Figura é ainda apresentada a curva obtida pelos valores do Quadro 5-1 que permite fazer a validação do CRPBA.

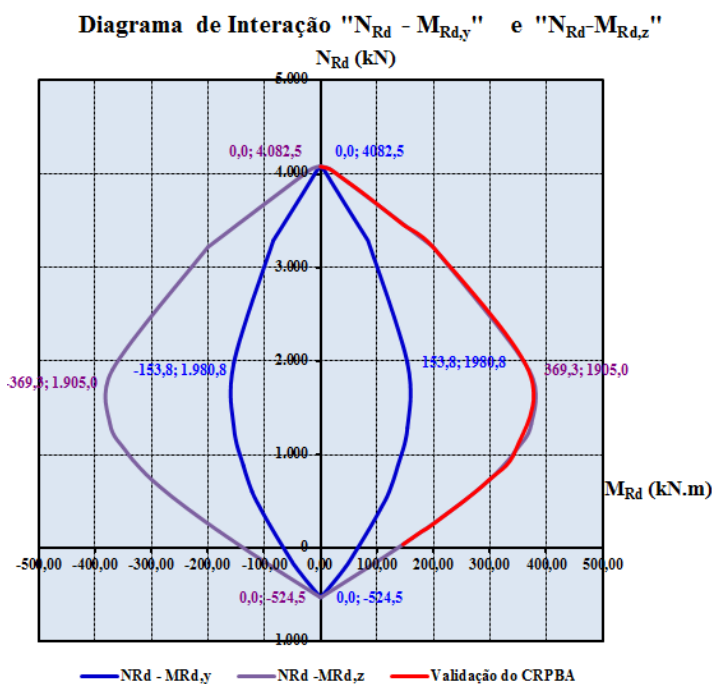


Figura 5-19: Diagrama de interação “ $N_{Rd}-M_{Rd,y}$ ” e “ $N_{Rd}-M_{Rd,z}$ ”.

ii) Diagrama de interação “ $M_{Rd,y}-M_{Rd,z}$ ”

Ilustra-se na Figura 5-20 o diagrama de interação de momentos resistentes “ $M_{Rd,z}-M_{Rd,y}$ ” obtidos para um esforço constante resistente, N_{Rd} , de 3000 kN (compressão).

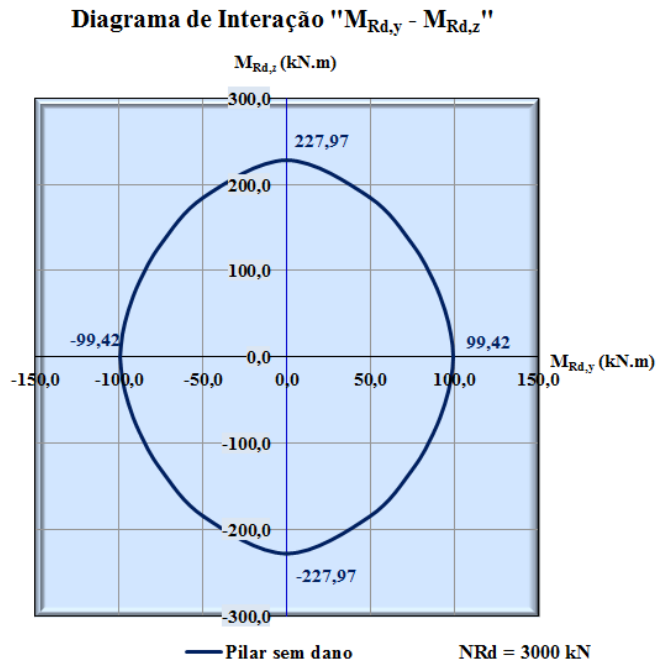


Figura 5-20: Diagrama de interação de momentos, $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$.

iii) Diagrama de interação do pilar em flexão composta desviada

Na Figura 5-21 ilustra-se o diagrama de interação " $N_{Rd} - M_{Rd}$ " (simplificado) para flexão composta desviada e para um ângulo $\lambda = 45^\circ$.

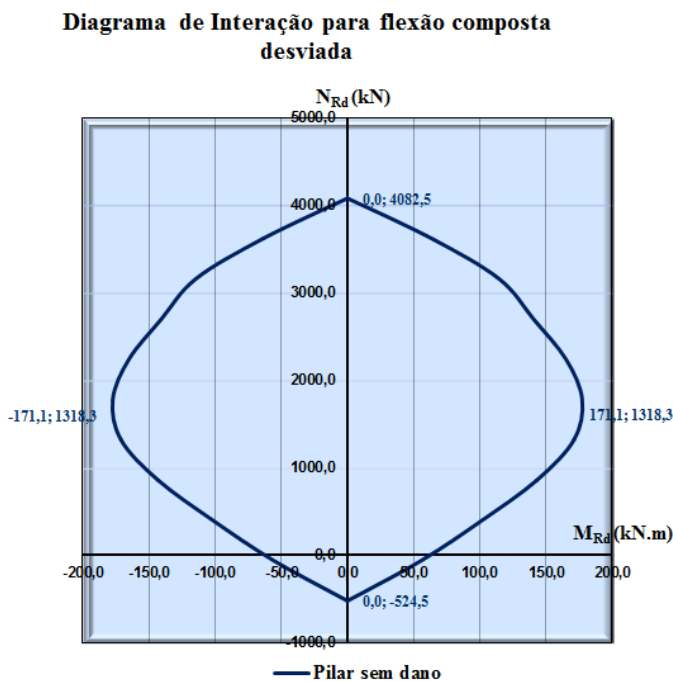


Figura 5-21: Diagrama de interação para flexão composta desviada.

Com o intuito de validar e verificar os resultados obtidos pelo *CRBPA*, converteram-se os valores dos esforços axiais resistentes (N_{Rd}) e os valores dos momentos resistentes (M_{Rd})

obtidos pelo *CRPBA*, para unidades adimensionais designadas por ν e μ conforme Equações (5-1) e (5-2). Através de diversas interpolações dos dados da Tabela 3_C12_C50_S500 das “*Tabelas e ábacos*” de Barros e Figueiras (2010), foram obtidos os valores de ν e μ correspondentes aos momentos e esforços resistentes do *CRPBA*. Com os valores de ν e μ obtiveram-se os valores dos esforços axiais (N_{Rd}) e dos momentos resistentes (M_{Rd}) indicados no Quadro 5-1.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5-1)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (5-2)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5-3)$$

Para efeitos de comparação de resultados, o valor da extensão máxima do aço foi considerada igual a 25 ‰, igual ao utilizado por Barros e Figueiras (2010).

Apresentam-se no Quadro 5-1 para a secção ilustrada na Figura 5-18 e para uma taxa de armadura (ω) igual a 0,146 obtida através da Equação (5-3) os valores dos esforços axiais resistentes (N_{Rd}) e dos momentos resistentes segundo o eixo de flexão *YY* ($M_{Rd,y}$) que permitem comparar os valores obtidos pela aplicação numérica com os valores da Tabela 3_C12-C50_S500 (Barros, et al., 2010).

Quadro 5-1 – Validação da aplicação numérica.

$M_{Rd,y}$ (kN)	N_{Rd} (kN)	
	<i>CRPBA</i>	Tabelas
146,280	42,97	42,97
178,15	174,03	176,45
190,85	227,38	221,76
219,38	349,95	350,37
253,85	505,84	505,70
297,85	724,97	727,26
345,99	1046,07	1052,80
369,33	1905,01	1889,05
199,76	3218,54	3214,80
146,90	3461,31	3456,00
102,20	3665,97	3668,40
65,66	3832,52	3837,60
37,29	3960,96	3960,36
17,08	4051,30	4048,07
0,00	4082,55	4078,80

É possível constatar através da interpretação do Quadro 5-1 que existe uma diferença não muito significativa dos valores dos esforços resistentes, devendo-se essa pequena diferença a arredondamentos das interpolações efetuadas e de algumas constantes usadas na aplicação numérica.

5.3.2 Pilar 2 (sem fogo)

Considere-se a secção do pilar $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ ilustrado na Figura 5-22 com as seguintes propriedades:

Altura (H) – 0,30 m;

Largura (B) – 0,30 m;

Tensão de rotura à compressão do betão (f_{cd}) – 29,6 MPa;

Classe de cimento – N;

Tipo de agregados: Siliciosos;

Tensão de cedência à tração do aço (f_{yd}) – 370 MPa;

Tipo de aço – laminado a quente.

Diâmetros e distribuição dos varões – os diâmetros dos varões (por camada), assim como as suas disposições, encontram-se representados na Figura 5-22.

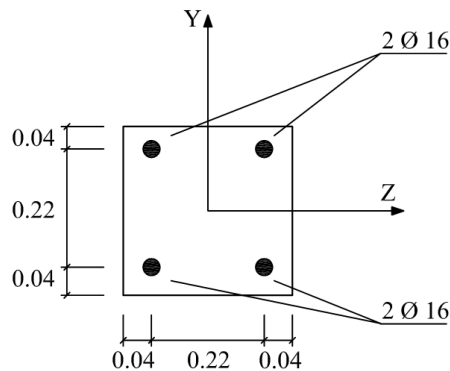


Figura 5-22: Secção transversal do pilar 2.

i) Capacidade resistente do pilar (N_{Rd} - $M_{Rd,y}$ e N_{Rd} - $M_{Rd,z}$)

Ilustra-se na Figura 5-23 os diagramas de interação “ N_{Rd} - $M_{Rd,y}$ ” e “ N_{Rd} - $M_{Rd,z}$ ” que permitem avaliar a capacidade resistente do pilar.

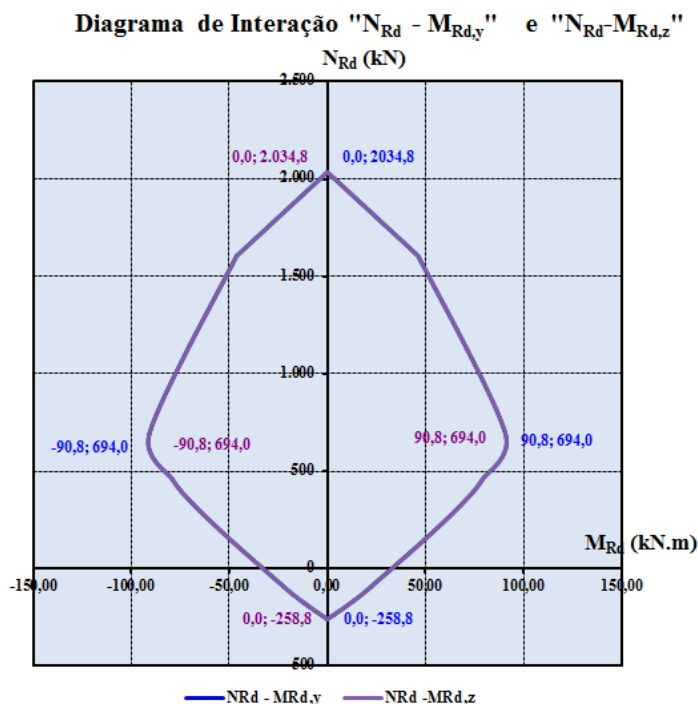


Figura 5-23: Diagrama de interação " $N_{Rd} - M_{Rd,y}$ " e " $N_{Rd} - M_{Rd,z}$ ".

ii) Diagrama de interação " $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$ "

Ilustra-se na Figura 5-24 o diagrama de interação de momentos resistentes " $M_{Rd,z} - M_{Rd,y}$ " obtidos para um esforço axial resistente, N_{Rd} , de 1500 kN (compressão).

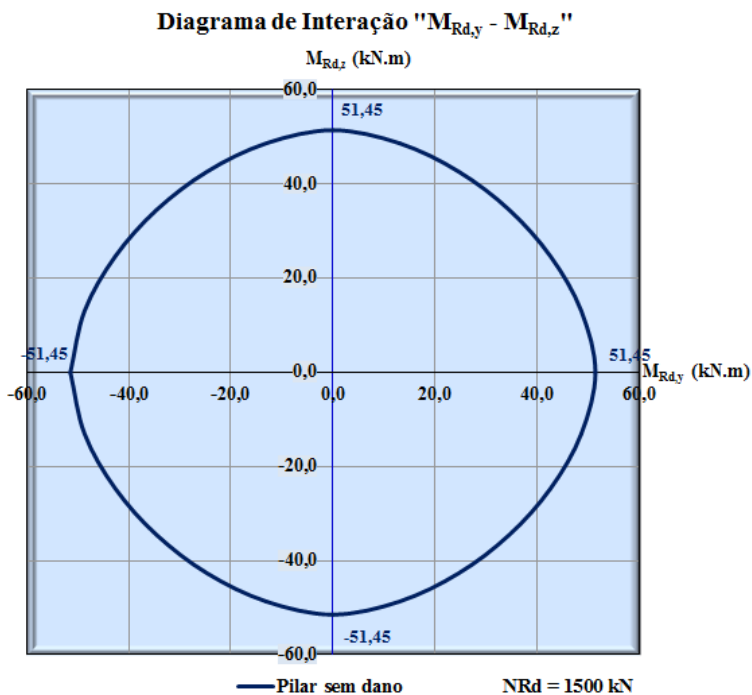


Figura 5-24: Diagrama de interação de momentos, $M_{Rd,y} - M_{Rd,z}$.

É de notar que para este exemplo prático foram considerados coeficientes-parciais de segurança de 1,5 para o betão e 1,15 para o aço, para uma comparação da capacidade resistente do pilar com o exemplo de aplicação a seguir apresentado.

5.3.3 Pilar 3 (exposto ao fogo)

Considere-se a mesma secção do pilar 2 com uma exposição ao fogo nas quatro faces e para vários intervalos de tempo.

Tal como já foi referido no Capítulo 4, optou-se por implementar na aplicação numérica o método simplificado proposto pelo EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010), designado por “*Isotérmica de 500 °C*”, para a avaliação da capacidade resistente de um pilar retangular de betão armado com os seus quatro lados expostos ao fogo. Assim, com recurso a outra aplicação numérica (CSTB, 2012) obtiveram-se as novas dimensões da secção reduzida, ou seja, altura h_{fi} e largura b_{fi} , assim como a temperatura nos centros dos varões de aço, quanto aos valores dos fatores de redução $K_s(\theta)$ e $K_{sE}(\theta)$ obtiveram-se através do Quadro 3.2a do EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) e das Equações (4-12) à (4-16), apresentando-se esses valores nos Quadros 5-2 e 5-3.

É de notar que, como a secção do pilar é simétrica e constituída por quatro varões com iguais recobrimentos, estes terão igual temperatura relativamente ao seu centro para o mesmo intervalo de tempo. Assim, o único fator que irá mudar será o fator redutor da resistência do aço, $K_s(\theta)$, consoante os varões estejam tracionados ou comprimidos com um $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ ou tracionados com $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, conforme se demonstra no Quadro 5-3.

Quadro 5-2: Dimensões da secção reduzida (CSTB, 2012).

Duração (min)	h_{fi} (mm)	b_{fi} (mm)
30	280	274
60	256	242
90	238	216
120	218	192

Quadro 5-3: Temperaturas e fatores redutores $K_s(\theta)$ dos varões de aço (CSTB, 2012).

Duração (min)	Armadura comprimida ou com $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$	Temperatura (°C)	$K_s(\theta)$	$K_{sE}(\theta)$
30	Não	267	1,000	0,8330
	Sim		0,8330	
60	Não	488	0,8064	0,6120
	Sim		0,5856	
90	Não	626	0,4076	0,2632
	Sim		0,2739	
120	Não	723	0,2024	0,1208
	Sim		0,0954	

i) Capacidade resistente do pilar ($N_{Rd}-M_{Rd,z}$)

Ilustra-se na Figura 5-25 o diagrama de interação " $N_{Rd}-M_{Rd,z}$ " que permite avaliar a capacidade resistente do pilar sujeito à ação do fogo nas suas quatro faces para diferentes instantes de tempo, segundo o eixo de flexão Z.

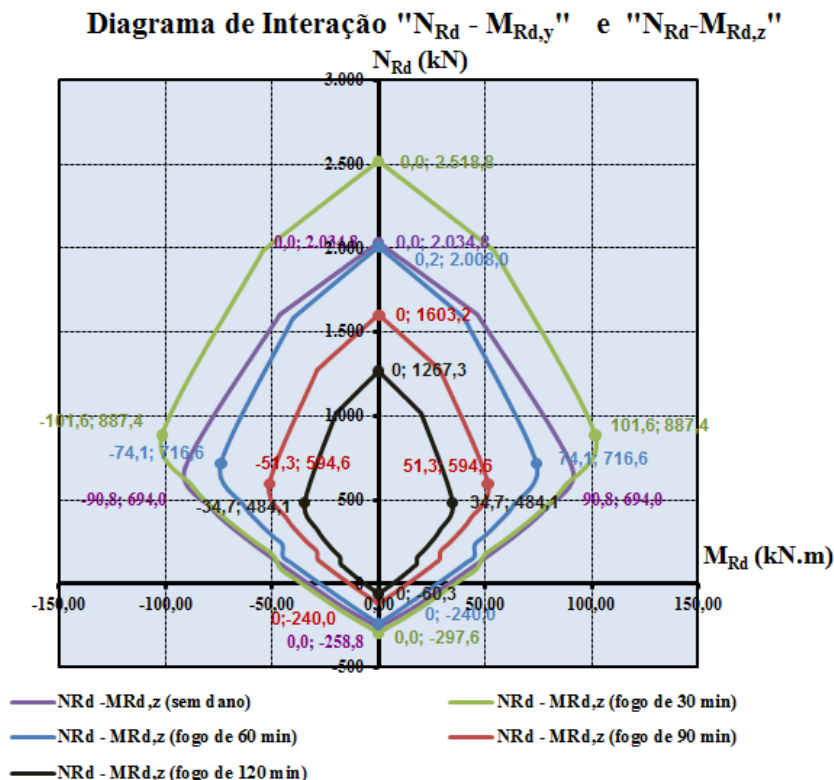


Figura 5-25: Diagrama de interação, $N_{Rd}-M_{Rd,z}$.

Através da comparação da Figura 5-25 o progressivo decréscimo da capacidade resistente do pilar de betão armado com o aumento do tempo de exposição a fogo. Conclui-se, assim, que passados 120 minutos a capacidade resistente do pilar, segundo o eixo de flexão Z, reduziu para mais de metade o que em condições reais de exposição poderá ocasionar o colapso do elemento e condicionar a segurança de uma estrutura.

5.4 Considerações finais

Neste capítulo apresentou-se a aplicação numérica *CRPBA* que permite avaliar a capacidade resistente de um pilar de betão armado. Explicou-se o seu modo de funcionamento, assim como as suas vantagens e as suas limitações.

Apresentaram-se três exemplos de aplicação do *CRPBA*, dois desses exemplos a duas secções de pilares não sujeitos à ação do fogo e o último exemplo corresponde a um dos anteriores mas em que o pilar está sujeito à ação do fogo durante 30, 60, 90 e 120 minutos.

Por fim discutiram-se os resultados obtidos.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

O principal objetivo do presente trabalho era a criação de uma aplicação numérica (*CRPBA*) para MS Excel que permitisse a verificação da capacidade resistente à flexão composta de pilares de betão armado sem nenhum tipo de degradação ou com degradação provocada pela ação do fogo, tendo-se cumprido o objetivo com a apresentação de mais do que um exemplo prático aplicado a pilares de betão armado.

O trabalho desenvolvido incidiu sobre pilares retangulares com disposição de armadura simétrica, por serem uma grande percentagem dos pilares existentes na maioria do edificado nacional.

A utilização do *CRPBA* em pilares sem dano mostrou-se fiável, pois quando comparado com as tabelas e ábacos do Barros e Figueiras (2010) mostrou uma boa concordância com de resultados.

Em pilares com dano devido à ocorrência de um incêndio conclui-se que o *CRPBA* fornece os diagramas de interação pretendidos, mas carece ainda de validação mais cuidada, através da sua aplicação a exemplos práticos contidos na bibliografia técnica.

Relativamente, à capacidade de carga de pilares sujeitos à acção do fogo, constatou-se que a aplicação do “*método da isotérmica de 500 °C*” proposta pelo EC2 (NP EN 1992-1-2, 2010) pode conduzir a diferentes temperaturas instaladas nos varões de uma mesma camada, não estando o *CRPBA* preparado para esses casos. como desenvolvimento futuro sugere-se a descritização da armadura por varão e não por camada, de modo a ser possível a atribuição de propriedades distintas a cada varão. Desta forma, também será possível considerar secções de pilares com distribuição de armadura não simétrica.

Como desenvolvimentos futuros poderão ser introduzidos outros módulos tais como:

- Módulo que permita a obtenção da capacidade resistente de pilares circulares;

Desenvolvimento de uma aplicação numérica para avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado

- Módulo que permite a obtenção das curvas isotérmicas de 500 °C, e temperaturas atingidas pelas armaduras;
- Módulo que permite entrar em conta com o efeito do confinamento em pilares de betão.

REFERÊNCIAS

- Afonso, Fernando Paes (coord.). 2009.** *O Mercado da Reabilitação (Enquadramento, Revelância e Perspectivas)*. s.l. : AECOPS (Associação de Empresas de Construção, Obras Publicas e Serviços), 2009. pp. 14-21.
- Appleton, Júlio e António, Costa. 2009.** *Follhas de apoio à cadeira de Reabilitação e Reforço de estruturas 2009/20010; Modulo 2. Patologias do betão armado, Anomalias e mecanismos de deterioração*. Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2009.
- Barros, Helena e Figueiras, Joaquim. Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2.** s.l. : FEUP.
- Beleza, Luís de Fátima Teixeira. 1996.** *A reparação de betões*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996. (tese de mestrado).
- Broomfield, John P. 2003.** *Corrosion of steel in concrete: Understanding, investigation and repair*. London : Taylor & Francis e-Library, 2003. p. 14. ISBN 0-203-78352--2.
- Calavera, José. 2008.** *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*. s.l. : Intemac Ediciones, 2008. ISBN 9788488764058.
- Castro, José e João, Guerra Martins. 2006.** *Reabilitação - Patologia do Betão Reparação e Reforço de Estruturas*. 1ª. 2006.
- CEB. 1983.** *Bulletin D'Information n.º 162 - Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading*. s.l. : P. Klisiounis Ltd., 1983.
- CEB. 1992.** *CEB Design Guide - Bulletin d'information n.º 183. Durable Concrete Structures*. 1992.
- CEB. 1991.** *CEB-FIP Model Code 1990*. s.l. : Thomas Telford Services Ltd., 1991. ISBN 0-7277-1696-4.
- Cemex Deutschland AG. 2011.** LP-Beton mit huttensandhaltigen Zementen - Einfluss der Wechselwirkungen zwischen LP und FM. *HOZ-Seminar 2011*. 2011. (retirado de: <http://www.cemex.de/hoz/seminar/2011.htm>).
- Censos. 2011.** *Instituto Nacional de Estatística - Censos 2001*. 2011.
- CERF. 2001.** *"Gap analysis for durability of fiber reinforced polymer composites in civil infrastructure"*. Virginia : s.n., 2001. American society of civil engineers.
- Chen, Wai-Fah e Lui, Eric M. 2005.** *Handbook of structural engineering - 2nd ed.* s.l. : Taylor & Francis Group, 2005. ISBN 0-8493-1569-7.
- Costa, António. 2011.** *Patologias do Betão Armado - Anomalias e Mecanismos de Deterioração*. s.l. : Instituto Superior Técnico, 2011.
- CSTB. 2012.** e-cahiers. *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment*. [Online] 2012. [Citação: 14 de Janeiro de 2012.] <http://e-cahiers.cstb.fr/eurocodes.asp#guide8>.
- Ferreira, Rui Miguel. 2000.** *Avaliação de ensaios de durabilidade do betão*. Guimarães : Universidade do Minho - Escola de Engenharia, 2000. (tese de mestrado).

Fib. 2002. *FIB bulletin 17 - Management, maintenance and strenghtening of concrete structures*. s.l. : FIP Commission 10, 2002. pp. 137-152. ISBN 2-88394-057-6.

Fib. 2010. *fib Bulletin 56: Model Code 2010, First complete draft -Volume 2*. s.l. : International Federation for Structural Concrete, 2010. pp. 22-24. ISBN 978-2-88394-096-3.

Fletcher, I., et al. 2006. Performance of concrete in fire: a Review of the State of the art, with a Case Study of the Windsor Tower fire. *Proceedings of the 4^o International Workshop Structures in Fire*. 10-12 de Maio de 2006, pp. 779-790.

Gonçalves, Francisco Reis Morais. 2008. *Ferramentas de dimensionamento de estruturas em betão armado*. Aveiro : Universidade de Aveiro, 2008. (tese de Mestrado).

Gonçalves, Miguel Jorge Chichorro Rodrigues. 2007. *Comportamento ao fogo de elementos estruturais de betão - Análise numérica e metodologica*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007. (tese de doutoramento).

Granado, António e Louça, António. 2010. RTP Noticias Secção. [Online] 2010. [Citação: 28 de Setembro de 2011.] <http://tv1.rtp.pt/noticias/?t=Prejuizos-de-explosao-num-predio-estao-por-pagar-tres-anos-depois.rtp&headline=20&visual=9&article=393913&tm=8>.

Hooton, R. Doug. 2011. A review of different forms of sulfate attack. [Online] 2011. http://srnl.doe.gov/grout_present/2b_02_Hooton.pdf.

INE. 2011. *Estatísticas da Construção e Habitação 2010*. s.l. : Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2011. ISBN 978-989-25-0114-7.

Lopes, Mário. 2008. *Sismos e edifícios*. 1^a. s.l. : Edições orion, 2008. ISBN 978-972-8620-11-0.

Medeiros, Heloisa. 2010. Doenças concretas. [Online] 2010. [Citação: 27 de Setembro de 2010.] <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/160/imprime179251.asp>.

Mn/DOT. 2011. Mn/DOT NEWS LINE. [Online] 2011. [Citação: 28 de Setembro de 2011.] <http://www.newslines.dot.state.mn.us/archive/03/jun/11.html>.

Montoya, Pedro Jiménez, Meseguer, Álvaro García e Cabré, Francisco Morán. 2001. *Hormigón Armado - 14^a Edición - Baseada en la EHE - Ajustada al Código Modelo Y al Eurocódigo*. s.l. : Editorial Gustavo Gili, SA, 2001. ISBN 84-252-1825-.

Mosley, Bill, Bungey, John e Hulse, Ray. 2007. *Reinforced concrete design to Eurocode 2*. sixth edition. s.l. : Palgarve Macmillan, 2007. pp. 91-93. ISBN-13 978-0-230-50071-6.

Neville, A. M. 2002. *Properties of concrete*. s.l. : Pearson Education Limited, 2002. ISBN 0-582-23070-5.

Nilson, Arthur H., Darwin, David e Dolan, Charles W. 2010. *Design of concrete structures - 14th ed.* s.l. : McGraw-Hill Companies, 2010. pp. 285-292. ISBN 978-0-07-329349-3.

NP EN 1991-1-2. 2010. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-2: Acções gerais - Acções em estruturas expostas ao fogo*. s.l. : Comité Europeu de Normalização, Março 2010, 2010.

NP EN 1992-1-1. 2010. *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. s.l. : Comité Europeu de Normalização, Março de 2010, 2010.

- NP EN 1992-1-2. 2010.** *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-2: Regras gerais - Verificação da resistência ao fogo.* s.l. : Comité Europeu de Normalização, Março 2010, 2010.
- Perkins, P. H. 1997.** *Repair, Protection and Waterproofing of Concrete Structures.* third edition. s.l. : E & FN SPON, 1997. ISBN 0-203-47572-0.
- Peter, H. Emmonds. 1994.** *Concrete repair and maintenance.* s.l. : R. S. Means Company, 1994.
- Plácido, Mário. 2010.** Tertúlia do Garcia. [Online] 27 de Junho de 2010. [Citação: 28 de Novembro de 2011.] <http://tertuliadogarcia.blogspot.com/2010/06/memoria-o-incendio-do-chiado.html>.
- Purkiss, John A. 2007.** *Fire Safety Engineering - Design of Structures.* second edition. s.l. : Elsevier Ltd., 2007. pp. 43-45. ISBN-13: 978-0-7506-6443-1.
- Santos, Cristina Calmeiro dos, Rodrigues, João Paulo Correia e Coelho, António Leça. 2010.** Reparação de estruturas de betão após incêndio. *Encontro Nacional Conservação e Reabilitação de Estruturas.* Junho de 2010.
- Scadelai, Murilo Alessandro. 2004.** *Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003 (tese de mestrado).* s.l. : Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2004. pp. 60-61.
- Schaffer, Almir. 2006.** *Concreto Armado II - Flexão Composta.* Porto Alegre : Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, 2006.
- Souza, U.E.L. 1999.** *Incêndios em edifícios: Conceitos básicos.* São Paulo : s.n., 1999.
- Souza, Vicente e Ripper, Thomas. 2009.** *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto.* 1ª. São Paulo : PINI LTDA., 2009. ISBN 85-7266-096-8.
- Taranath, Bungale S., et al. 2010.** *Reinforced concrete design of tall buildings.* s.l. : Taylor & Francis Group, 2010. ISBN 978-1-4398-0480-3.
- Tesoro, Florentino Regalado. 2001.** *Los pilares. Criterior básicos para su proyectto, cálculo y reparación.* s.l. : CYPE Ingenieros, S.A., 2001. (Biblioteca Técnica de Cype Ingenieros). ISBN 8493069639.
- Thomaz, Ercio. 2011.** Fissuras em edifícios. *Principais Causas.* 2011.
- Thomaz, Ercio. 2011.** *Umidade - Infiltrações de Água em Edifícios.* 2011.
- Trindade, Nuno Verdelho. 2011.** Engenhariacivil.com. [Online] 2011. http://www.engenhariacivil.com/cat/estruturas_documentacao/page/5.
- UESC. 2011.** Universidade Estadual de Santa Cruz. *Blog Oficial do Curso de Engenharia Civil.* [Online] 2011. [Citação: 12 de Janeiro de 2012.] <http://engenhariacivildauesc.blogspot.com/2011/03/acoes-de-terremotos-e-outras-acoes.html>.
- Watt, David and Swallow, Peter. 2003.** *Concrete Building Pathology.* s.l. : Blackwell Science Ltd, 2003. ISBN 0-632-05251-1.