

2ª Edição

Paulo Barreto Cachim
Miguel Monteiro Morais

Estruturas de Betão

BASES DE CÁLCULO

— Segundo o Eurocódigo 2 —

AUTORES

Paulo Barreto Cachim
Miguel Monteiro Morais

TÍTULO

Estruturas de Betão – Bases de cálculo – 2ª Edição

EDIÇÃO

Publindústria, Edições Técnicas
Praça da Corujeira n.º 38 · 4300-144 PORTO
www.publindustria.pt

DISTRIBUIÇÃO

Engebook – Conteúdos de Engenharia e Gestão
Tel. 220 104 872 · Fax 220 104 871 · E-mail: apoiocliente@engebook.com · www.engebook.com

REVISÃO

Ana Luísa Oliveira
Júlia Guimarães – Publindústria, Produção de Comunicação, Lda.

DESIGN

Luciano Carvalho
Publindústria, Produção de Comunicação, Lda.

IMPRESSÃO

Espanha
Setembro, 2016

DEPÓSITO LEGAL

412072/16



A **cópia ilegal** viola os direitos dos autores.
Os prejudicados somos todos nós.

Copyright © 2016 | Publindústria, Produção de Comunicação, Lda.

Todos os direitos reservados a Publindústria, Produção de Comunicação, Lda. para a língua portuguesa.
A reprodução desta obra, no todo ou em parte, por fotocópia ou qualquer outro meio, seja eletrónico, mecânico ou outros, sem prévia autorização escrita do Editor, é ilícita e passível de procedimento judicial contra o infrator.

Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida, no todo ou em parte, sob qualquer forma ou meio, seja eletrónico, mecânico, de fotocópia, de gravação ou outros sem autorização prévia por escrito do autor.

Este livro encontra-se em conformidade com o novo Acordo Ortográfico de 1990, respeitando as suas indicações genéricas e assumindo algumas opções específicas.

CDU

624 Engenharia Civil e de Estruturas em geral

ISBN

Papel: 978-989-723-188-9

E-book: 978-989-723-189-6

Engebook – Catalogação da publicação

Família: Engenharia Civil

Subfamília: Estruturas

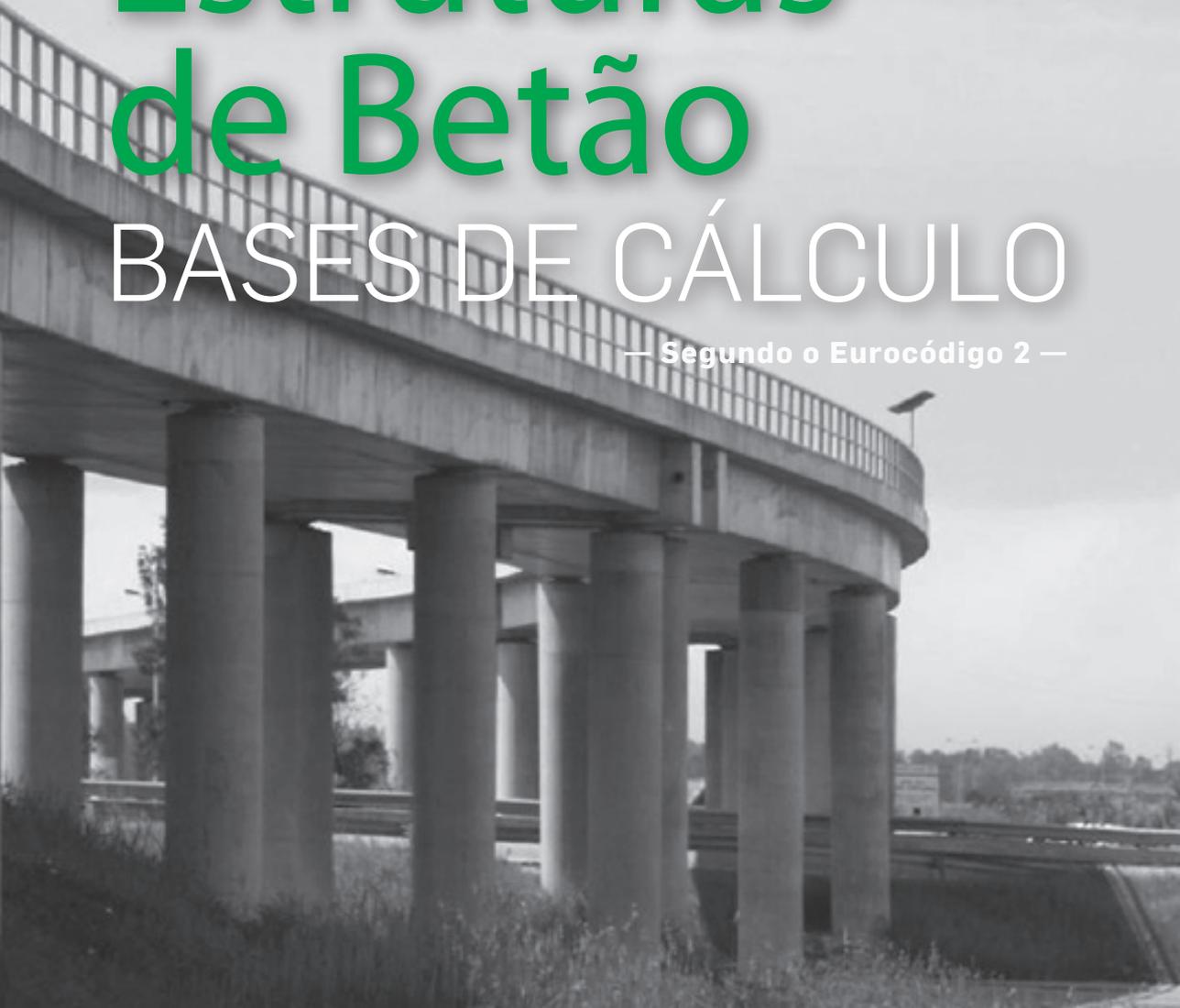
2ª Edição

Paulo Barreto Cachim
Miguel Monteiro Morais

Estruturas de Betão

BASES DE CÁLCULO

— Segundo o Eurocódigo 2 —



Índice

Prefácio	XI
Capítulo 1: Introdução	1
1.1. Eurocódigos	2
1.2. Dimensionamento em relação aos estados limites	5
1.2.1. Estados limites	5
1.2.2. Estados limites últimos (ULS).....	8
1.2.3. Estados limites de utilização (SLS)	10
PARTE A: MATERIAIS	13
Capítulo 2: Propriedades dos materiais	15
2.1. Betão	16
2.1.1. Propriedades mecânicas	17
2.1.1.1. Resistência à compressão.....	17
2.1.1.2. Módulo de elasticidade	19
2.1.1.3. Diagramas tensão-extensão para o betão em compressão.....	20
2.1.1.4. Resistência à tração	21
2.1.1.5. Coeficiente de Poisson	23
2.1.1.6. Coeficiente de dilatação térmica linear	23
2.1.2. Efeitos diferidos	24
2.1.2.1. Fluência do betão.....	24
2.1.2.2. Retração do betão	30
2.2. Aço para betão armado	33
2.3. Aderência.....	37
2.3.1. Aderência das armaduras ao betão.....	38
2.3.2. Amarração de armaduras longitudinais	40
2.3.2.1. Comprimento de amarração de cálculo	41
2.3.2.2. Amarração de varões de grande diâmetro	43
2.3.3. Amarração de estribos e outros dispositivos para esforço transversal	44

2.3.4.	Amarração por meio de varões soldados.....	45
2.3.5.	Emenda de varões por sobreposição.....	46
2.3.5.1.	Comprimento de sobreposição.....	47
2.3.5.2.	Armadura transversal numa zona de sobreposições.....	48
2.3.5.3.	Sobreposições de redes eletrossoldadas de fios de alta aderência.....	49
2.4.	Considerações adicionais relativas a armaduras.....	51
2.4.1.	Distância mínima entre varões.....	51
2.4.2.	Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados.....	51
2.4.3.	Agrupamento de varões.....	52
2.4.3.1.	Espaçamento e recobrimento de agrupamentos de varões.....	53
2.4.3.2.	Amarração de agrupamentos de varões.....	53
2.4.3.3.	Sobreposição de agrupamentos de varões.....	53
Capítulo 3: Durabilidade		55
3.1.	Vida útil de uma estrutura.....	55
3.2.	Mecanismos de deterioração.....	57
3.2.1.	Transporte de humidade e água.....	58
3.2.2.	Despassivação do aço no betão e corrosão das armaduras.....	58
3.2.3.	Fendilhação precoce.....	60
3.2.4.	Gelo e produtos de degelo.....	61
3.2.5.	Cristalização salina.....	61
3.3.	Parâmetros que influenciam a durabilidade.....	62
3.3.1.	Exposição física e química.....	62
3.3.2.	Forma geométrica das partes expostas.....	62
3.3.3.	Qualidade e quantidade de cimento.....	63
3.3.4.	Qualidade dos agregados.....	63
3.3.5.	Armaduras.....	64
3.3.6.	Recobrimento.....	64
3.3.7.	Qualidade de execução e mão de obra.....	65
3.3.8.	Fendilhação.....	66
3.4.	Causas e tipos de fendilhação.....	66
3.4.1.	Fendilhação causada por ações.....	66
3.4.2.	Fendilhação causada por deformações impedidas.....	69
3.4.3.	Fendilhação devida à retração plástica.....	69
3.4.3.1.	Fendilhação superficial.....	70
3.4.3.2.	Fendilhação por assentamento.....	70
3.4.4.	Fendilhação devida à corrosão.....	71
3.4.5.	Fendilhação devida a reações expansivas do cimento.....	72
3.4.5.1.	Fendilhação devida à reação alcali-sílica.....	72
3.4.5.2.	Fendilhação devida à reação sulfática interna.....	73
3.5.	Indicações para escolha e especificação do betão.....	73
3.5.1.	Classes de exposição.....	73

3.5.2. Especificação do betão	76
3.5.3. Recobrimentos	79
3.5.3.1. Recobrimento mínimo	80
3.5.3.2. Tolerância de execução	82
PARTE B. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	85
Capítulo 4: Esforços normais e de flexão	87
4.1. Bases de cálculo para esforços normais e de flexão	87
4.1.1. Condições de compatibilidade	88
4.1.2. Diagrama de extensões na rotura	89
4.2. Determinação das forças interiores no aço e no betão	90
4.2.1. Aço	90
4.2.2. Betão	91
4.3. Secções submetidas a compressão e tração simples	92
4.3.1. Compressão simples	92
4.3.2. Tração simples	93
4.4. Secções submetidas a flexão	93
4.4.1. Determinação das forças interiores	93
4.4.2. Princípio da equivalência e equações de equilíbrio	96
4.5. Secções submetidas a flexão simples	97
4.5.1. Equações de equilíbrio adimensional	97
4.5.2. Secções retangulares	98
4.5.2.1. Necessidade de armadura de compressão	102
4.5.2.2. Momento atuante superior ao momento limite	103
4.5.2.3. Dimensionamento da armadura de compressão	105
4.5.3. Secções em T	108
4.5.4. Secções de forma arbitrária	112
4.5.5. Modos de rotura e capacidade resistente vs armadura	112
4.5.6. Diagrama momento-curvatura	115
4.6. Secções submetidas a flexão composta	116
4.6.1. Secções retangulares	118
4.6.2. Método geral para qualquer secção	120
4.6.3. Fórmulas para secções retangulares	123
4.6.3.1. Transformação da flexão composta numa flexão simples	123
4.6.3.2. Secções retangulares com armadura simétrica	124
4.6.3.3. Secções retangulares com armadura assimétrica	125
4.6.4. Considerações adicionais	126
4.6.4.1. Interligação entre esforço axial e momento fletor	126
4.6.4.2. Modos de rotura	127
4.6.4.3. Relações momento-curvatura	128
4.7. Secções submetidas a flexão desviada	129
4.7.1. Fórmulas simplificadas	132

Capítulo 5: Esforço transverso.....	135
5.1. Esforço transverso resistente.....	136
5.1.1. Comportamento não fissurado.....	137
5.1.2. Resistência sem armadura transversal.....	137
5.1.3. Resistência com armadura transversal.....	140
5.1.3.1. Resistência com estribos verticais.....	143
5.1.3.2. Resistência com estribos inclinados.....	145
5.1.3.3. Amarração da armadura longitudinal de tração nos apoios.....	146
5.1.4. Casos particulares.....	146
5.1.4.1. Elementos de altura variável.....	146
5.1.4.2. Elementos sujeitos predominantemente a ações distribuídas, junto aos apoios.....	148
5.1.4.3. Elementos com cargas concentradas aplicadas junto aos apoios.....	149
5.1.4.4. Elementos com cargas aplicadas na zona inferior – armadura de suspensão.....	150
5.1.4.5. Existência de apoios indiretos.....	152
5.2. Dimensionamento de elementos ao esforço transverso.....	152
5.3. Corte na ligação da alma aos banzos.....	154
5.4. Esforço longitudinal nas juntas de betonagem em diferentes datas.....	158
Capítulo 6: Punçoamento.....	161
6.1. Tensão de punçoamento atuante.....	162
6.1.1. Perímetros de controlo de referência.....	163
6.1.1.1. Aberturas.....	163
6.1.1.2. Capitéis.....	164
6.1.2. Cargas excêntricas.....	165
6.1.2.1. Pilares interiores.....	166
6.1.2.2. Pilares de bordo.....	168
6.1.2.3. Pilares de canto.....	170
6.2. Verificação na face do pilar.....	171
6.3. Verificação no perímetro de controlo.....	172
6.3.1. Resistência sem armadura.....	172
6.3.2. Resistência com armadura de punçoamento.....	173
6.4. Outros dispositivos de reforço ao punçoamento.....	177
6.4.1. Pernos de cabeça – <i>Studs</i>	177
6.4.2. Perfis metálicos – <i>Shearheads</i>	177
6.5. Verificação para sapatas de pilares.....	178
6.6. Fluxograma de dimensionamento.....	181
Capítulo 7: Torção.....	185
7.1. Torção de equilíbrio e torção de compatibilidade.....	185

7.2. Modelos de comportamento para torção.....	187
7.2.1. Secção não fissurada.....	187
7.2.2. Secção fissurada.....	188
7.3. Dimensionamento das armaduras de torção.....	191
7.3.1. Resistência à torção sem armadura.....	191
7.3.2. Resistência máxima para esforço transversal e torção.....	192
7.3.3. Armadura longitudinal de torção.....	193
7.3.4. Armadura transversal de torção.....	194
7.4. Casos particulares.....	196
7.5. Dimensionamento de elementos para a torção.....	196

PARTE C. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 199

Capítulo 8: Controlo de tensões..... 201

8.1. Limites para as tensões de compressão no betão.....	201
8.2. Limites para as tensões na armadura.....	202
8.3. Cálculo de tensões.....	202
8.3.1. Expressões para o cálculo de tensões em secção não fendilhada.....	203
8.3.2. Expressões para o cálculo de tensões em secção fendilhada.....	205
8.3.2.1. Flexão simples.....	206
8.3.2.2. Flexão composta.....	207
8.3.3. Cálculo de tensões devido a deformações impedidas.....	209
8.3.3.1. Deformações uniformes na secção.....	209
8.3.3.2. Deformações não uniformes na secção.....	210

Capítulo 9: Fendilhação 213

9.1. Comportamento de uma peça de betão armado.....	213
9.2. Razões para controlar a fendilhação e valores limite para a largura de fendas.....	216
9.2.1. Corrosão das armaduras.....	216
9.2.2. Impermeabilidade aos líquidos e gases.....	216
9.2.3. Aparência.....	217
9.2.4. Valores limite para abertura de fendas.....	217
9.3. Armadura mínima.....	218
9.4. Cálculo da largura de fendas.....	222
9.4.1. Espaçamento pequeno entre armaduras ($\leq 5(c+\varnothing/2)$).....	225
9.4.2. Espaçamento grande entre armaduras ($> 5(c+\varnothing/2)$).....	228
9.4.3. Elementos armados em duas direções ortogonais.....	228
9.4.4. Paredes sujeitas precocemente a uma contração de origem térmica.....	228
9.5. Controlo da fendilhação sem cálculo da largura de fendas.....	229
9.6. Situações especiais em que é necessário controlar a fendilhação.....	232
9.6.1. Armadura de pele.....	232
9.6.2. Armadura de alma.....	232

Capítulo 10: Deformação	235
10.1. Fatores que afetam a deformação	236
10.2. Controlo da deformação	238
10.2.1. Conforto na utilização	239
10.2.2. Diminuição das condições de utilização	239
10.2.3. Efeitos em elementos estruturais e não estruturais	240
10.2.4. Valores limite para a deformação	241
10.3. Verificação da deformação sem cálculo da flecha	242
10.4. Cálculo da deformação	244
10.4.1. Princípios de cálculo do EC2	244
10.4.2. Cálculo exato	246
10.4.3. Folha de cálculo para flechas	250
10.4.4. Método aproximado	251
10.4.5. Cálculo da flecha a longo termo para combinações que não a quase-permanente	258
10.5. Formas de reduzir a deformação	259
Referências	261
Anexo A: Armaduras para betão armado	265
Anexo B: Tabela de dimensionamento de secções retangulares em flexão simples ...	269
Anexo C: Ábacos de dimensionamento de secções retangulares em flexão composta	271

Prefácio

Estruturas de Betão

Com o processo de introdução dos Eurocódigos Estruturais no espaço europeu, tem havido, ao longo das duas últimas décadas, alguma indefinição sobre as regras a adotar no dimensionamento e verificação da segurança das estruturas de betão. Os países europeus, como é o caso de Portugal, tinham já uma longa tradição de regulamentação específica, que, embora partisse de um código modelo discutido e elaborado essencialmente no espaço europeu, apresentava um cunho nacional específico com o valor de lei. Verifica-se que as últimas versões dos Eurocódigos atingiram uma qualidade técnica, uma solidez normativa e uma abrangência que os coloca como documentos técnicos indiscutíveis a serem utilizados no projeto e construção das estruturas. Com o estabelecimento do Eurocódigo 2, em detrimento da regulamentação portuguesa ainda em vigor (primeiro introduzido a nível do ensino das Estruturas de Betão e, em seguida, na prática da construção), criam-se as condições para o surgimento de publicações de carácter mais duradouro orientadas para o projeto de estruturas de betão armado e pré-esforçado. É neste contexto que esta nova publicação surge no espaço nacional sobre um tema em que escasseiam os livros de apoio à prática da engenharia da construção em betão.

O texto apresenta e discute os Princípios e as Bases de Cálculo para o dimensionamento e a verificação da segurança de estruturas de betão. Na primeira parte, Parte A, são apresentadas as regras para a verificação da segurança, as propriedades mecânicas dos materiais (betão e aço da armadura), e as bases do funcionamento conjunto dos dois materiais. São ainda apresentadas e discutidas as regras básicas para garantir a durabilidade adequada das estruturas de betão, que corresponde a uma exigência essencial no projeto e construção para garantia de um mínimo de conservação durante a vida útil da estrutura. A Parte B apresenta e discute as regras do Eurocódigo 2 para a verificação da segurança aos Estados Limites Últimos de Resistência de secções de betão armado. Os casos mais frequentes de secções de vigas e de pilares sujeitos à flexão e à flexão composta são descritos e alguns elementos auxiliares de cálculo são fornecidos. As regras de dimensionamento ao esforço transversal, com grande especificidade na sua aplicação a estruturas de betão, são explicadas e é apresentada a forma da sua aplicação prática. Estas regras são de seguida estendidas à verificação da segurança ao punçoamento de elementos laminares, nomeadamente

lajes e sapatas. O dimensionamento à torção é ainda discutido de forma compreensiva. Na terceira parte, Parte C, são apresentadas as bases e as regras do Eurocódigo 2 para a verificação aos Estados Limites de Utilização que estabelecem os cuidados a ter para que as estruturas de betão apresentem qualidade, bom funcionamento em serviço, e durabilidade adequada. Para além da apresentação da forma de verificação dos limites de tensões no aço e no betão em serviço, é discutida a verificação ao estado limite de fendilhação e ao estado limite de deformação de elementos de betão armado fletidos. A verificação aos estados limites de utilização ganha importância acrescida quando se utilizam materiais, aço e betão de classes de resistência mais elevada e quando as deformações impostas aos elementos estruturais adquirem valores mais significativos.

Joaquim Figueiras

Porto, junho de 2013

Capítulo 1

Introdução

O betão é atualmente o material de construção mais utilizado em todo o mundo. Apesar de apenas na segunda metade do século XX se terem desenvolvido os modernos modelos de cálculo e a tecnologia do betão armado e do betão pré-esforçado, o material betão tem sido sempre usado desde a antiguidade. A construção mais antiga de um material como o betão remonta a cerca de 6500 a.C. na Síria, mas foram os romanos que utilizaram o betão de forma mais sistemática e eficiente na construção de habitações, templos, pontes e aquedutos, muitos dos quais ainda hoje se encontram em bom estado, testemunhando, assim, a mestria com que os romanos usavam este material. O apogeu da utilização do betão pelos romanos ocorreu durante os reinados dos imperadores Trajano e Adriano, cobrindo o período de aproximadamente 90 a 150 d.C.. Os romanos tentaram também armar o betão com cabos de bronze, mas as experiências não foram bem sucedidas devido aos diferentes coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais. Entre o fim do Império Romano e o século XVIII, tendo-se perdido o conhecimento sobre o betão de pozolana, as argamassas utilizadas eram sobretudo de cal e passaram a ser utilizadas nas fundações e no interior das paredes de alvenaria. Durante o século XVIII, foram descobertos ligantes hidráulicos como a cal hidráulica e o cimento Portland. No final do século XIX e início do século XX, constroem-se os primeiros edifícios e pontes de betão armado. Posteriormente, na segunda metade do século XX, desenvolve-se a tecnologia do betão pré-esforçado e consolidam-se os modelos de cálculo estrutural.

As principais vantagens do betão enquanto material de construção são a sua boa resistência, a liberdade de escolha de formas que permite, a fácil realização de estruturas monolíticas com elevada hiperestaticidade, a elevada durabilidade, a boa resistência ao fogo e o seu baixo custo devido a matérias-primas pouco dispendiosas. Contudo, existem também alguns problemas, como sejam o seu elevado peso próprio, a necessidade de controlar a fendilhação e os custos elevados associados à demolição e reparação.

O betão caracteriza-se, em termos de propriedades mecânicas, pela sua boa resistência à compressão e fraca resistência à tração. Por esse motivo, quando se pretende a sua aplicação em estruturas que estão submetidas simultaneamente a esforços de tração e compressão, é necessário colocar uma armadura de reforço que permita absorver os esforços de tração. Essa armadura é, em geral,

As propriedades dos materiais ou dos produtos são representadas por valores característicos, devendo, no caso da verificação do estado limite ser sensível à variabilidade de uma propriedade de um material, considerar-se os valores característicos superior e inferior dessa propriedade. Quando um valor baixo de uma propriedade de um material ou de um produto for desfavorável, o valor característico deverá corresponder ao quantilho de 5% e, quando um valor elevado de uma propriedade de um material ou de um produto for desfavorável, o valor característico deverá corresponder ao quantilho de 95%. Os parâmetros de rigidez estrutural como, por exemplo, o módulo de elasticidade e o coeficiente de fluência, bem como o coeficiente de dilatação térmica devem ser representados pelo seu valor médio, podendo utilizar-se diferentes valores para ter em conta a duração das ações.

As grandezas geométricas devem ser representadas também pelos seus valores característicos ou diretamente pelos seus valores de cálculo (por exemplo, no caso de imperfeições). As dimensões especificadas no projeto poderão ser consideradas como valores característicos.

O dimensionamento em relação aos estados limites deverá ser realizado com base no método dos coeficientes parciais, descrito adiante para estados limites últimos e estados limites de utilização.

EXEMPLO 1.1:

Considere uma viga de secção $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$ que se encontra simplesmente apoiada e que vence um vão de 6,0 m. Considere igualmente as seguintes cargas uniformemente distribuídas:

Permanentes:	30 kN/m (peso próprio incluído)
Variáveis:	20 kN/m (sobrecarga em escritório, valor característico)
	14 kN/m (neve, valor característico, altitude = 800 m)

Determine os valores representativos (reduzidos) das ações variáveis.

Para as sobrecargas em escritório e utilizando o Quadro 1:

$$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,5; \psi_2 = 0,3.$$

$$\text{Valor de combinação: } 20 \times 0,70 = 14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Valor de frequente: } 20 \times 0,50 = 10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Valor quase permanente: } 20 \times 0,30 = 6 \text{ kN/m}$$

Para a ação da neve e utilizando o Quadro 1:

$$\psi_0 = 0,5; \psi_1 = 0,2; \psi_2 = 0,0.$$

$$\text{Valor de combinação: } 14 \times 0,50 = 7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Valor de frequente: } 14 \times 0,20 = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Valor quase permanente: } 14 \times 0,0 = 0 \text{ kN/m}$$

1.2.2. Estados limites últimos (ULS)

Os estados limites últimos são situações limite que não deverão ocorrer nunca. As estruturas são assim dimensionadas para que a probabilidade de ocorrência destes estados limites seja praticamente nula. Em certos casos, os estados limites que dizem respeito à proteção do recheio das

construções deverão ser classificados como estados limites últimos. Podem ser verificados numa estrutura, isoladamente ou em simultâneo, os seguintes estados limites últimos:

- perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

A verificação de segurança a utilizar para os estados limites de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de uma ligação é a seguinte:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Em que:

E_d valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços;

R_d valor de cálculo da resistência correspondente.

As combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias são as seguintes:

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (2)$$

Em que o sinal + significa “a combinar com”, o símbolo Σ significa “o efeito combinado de” e com os seguintes valores para os coeficientes parciais de segurança das ações:

$\gamma_{G,i}$	1,35 nos casos desfavoráveis
	1,0 nos casos favoráveis
$\gamma_{Q,1}$	1,5 nos casos desfavoráveis
	0,0 nos casos favoráveis
$\gamma_{Q,j}$	1,5 nos casos desfavoráveis
	0,0 nos casos favoráveis

As combinações de ações para situações de projeto de ações acidentais são as seguintes:

$$E_{d,A} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (3)$$

Em que:

A_d ação de acidente

As combinações de ações para situações de projeto de ações sísmicas são as seguintes:

$$E_{d,E} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4)$$

2.1. Betão

A produção de betão em Portugal é regulada pela norma NP EN 206-1:2007 “Betão – Parte 1: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade”, a qual dedica especial atenção aos aspetos relacionados com a especificação do betão. Para o cálculo estrutural, o EC2 baseia-se na NP EN 206-1:2007 e especifica classes de resistência definidas de acordo com os princípios desta norma. No EC2, as classes de resistência baseiam-se no valor característico da resistência referido a provetes cilíndricos, f_{ck} , determinado aos 28 dias. Para além de cilindros, a norma prevê a determinação da resistência à compressão em cubos. Os provetes cilíndricos de referência têm 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, enquanto os cubos têm 15 cm de aresta. Os valores característicos da resistência f_{ck} e as correspondentes características mecânicas necessárias para o cálculo estão indicados no Quadro 3. As classes de resistência são, em termos de EC2, designadas através de:

C YY/CC

Em que:

- C betão;
- YY valor característico da resistência em cilindros, f_{ck} , em MPa;
- CC valor característico da resistência em cubos, $f_{ck,cube}$, em MPa.

Quadro 3. Classes de resistência e propriedades do betão.

	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/90	C90/105
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
ϵ_{cs} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

Contudo, para além da resistência, existem outras características que um betão deve satisfazer. Por esse motivo, uma designação de um betão de comportamento especificado de acordo com a NP EN 206-1 é mais completa do que a especificada pelo EC2 e será, a título exemplificativo, da forma:

NP EN 206-1 C30/37 XC3(P) CI 0,2 D_{max}22 S3

Em que:

- NP EN 206-1 a referência à norma NP EN 206-1;
- C30/37 a classe de resistência à compressão;
- XC3(P) a classe de exposição ambiental com indicação do país: (P) de Portugal;
- CI 0,2 a classe de teor de cloretos;
- D_{max}22 a dimensão máxima do agregado (22 mm no exemplo);
- S3 a classe de consistência (S3 no exemplo).

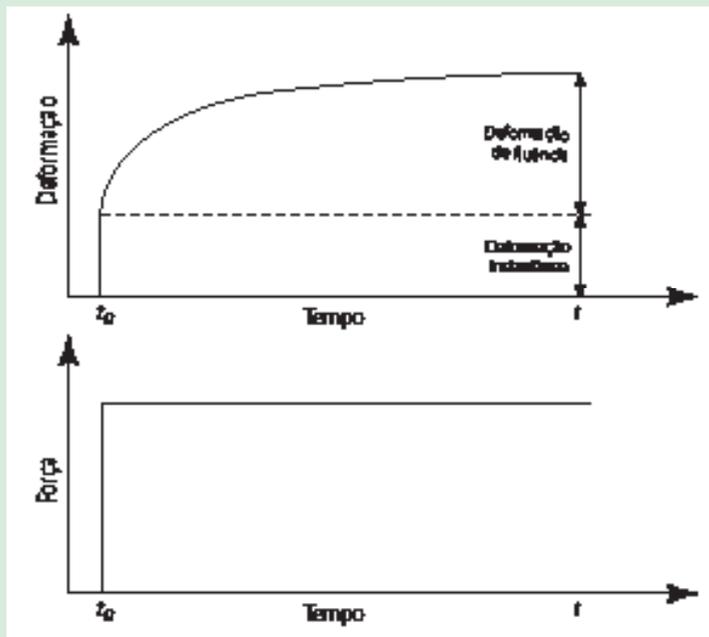


Figura 4. Relação tempo-deformação provocada pela fluência.

Na Figura 5 ilustra-se, em termos da curva tensão-deformação, o efeito da fluência. Quando a carga é aplicada, o elemento sofre uma deformação instantânea ϵ_{ci} . Se a carga permanecer aplicada, o elemento continuará a deformar-se até atingir a deformação final ϵ_{cf} . A diferença entre a deformação final e inicial é a deformação de fluência $\epsilon_{cc} = \epsilon_{cf} - \epsilon_{ci}$. A deformação do betão por fluência, $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$, na idade $t = \infty$ para uma tensão de compressão constante, σ_c , aplicada na idade do betão t_0 , pode então ser definida como:

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \tag{23}$$

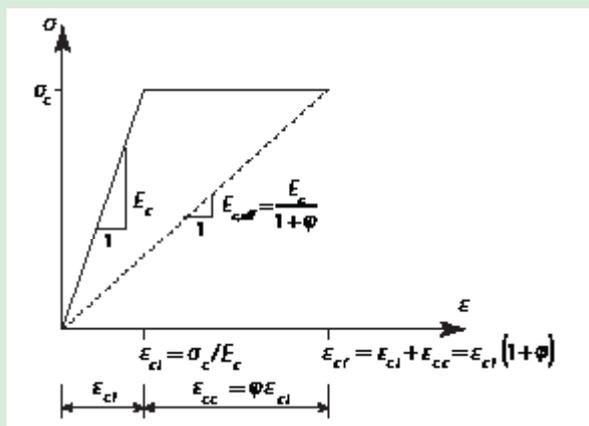


Figura 5. Relação tensão-deformação com fluência.

O módulo de elasticidade tangente a utilizar no cálculo do coeficiente de fluência é função de E_c , que poderá ser considerado igual a $1,05 E_{cm}$. O coeficiente de fluência no instante t para uma tensão de compressão constante, σ_c , aplicada na idade do betão t_0 , designa-se por $\varphi_{cc}(t, t_0)$. A utilização do módulo de elasticidade efetivo, $E_{c,eff}$ permite considerar diretamente o efeito da fluência, admitindo que o elemento tem uma deformação que segue a linha a traço interrompido da Figura 5. O módulo de elasticidade efetivo é dado pela expressão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (24)$$

Nos casos em que não seja necessária grande precisão, poderão usar-se os gráficos da Figura 6 para obter o valor do coeficiente de fluência, desde que o betão não esteja submetido a uma tensão de compressão superior a $0,45 f_{ck}(t_0)$ na idade t_0 , idade do betão à data do primeiro carregamento. Os monogramas da Figura 6 são válidos para temperaturas ambientes compreendidas entre -40 e $+40$ °C e para humidades relativas (RH) médias compreendidas entre os 40 e 100%.

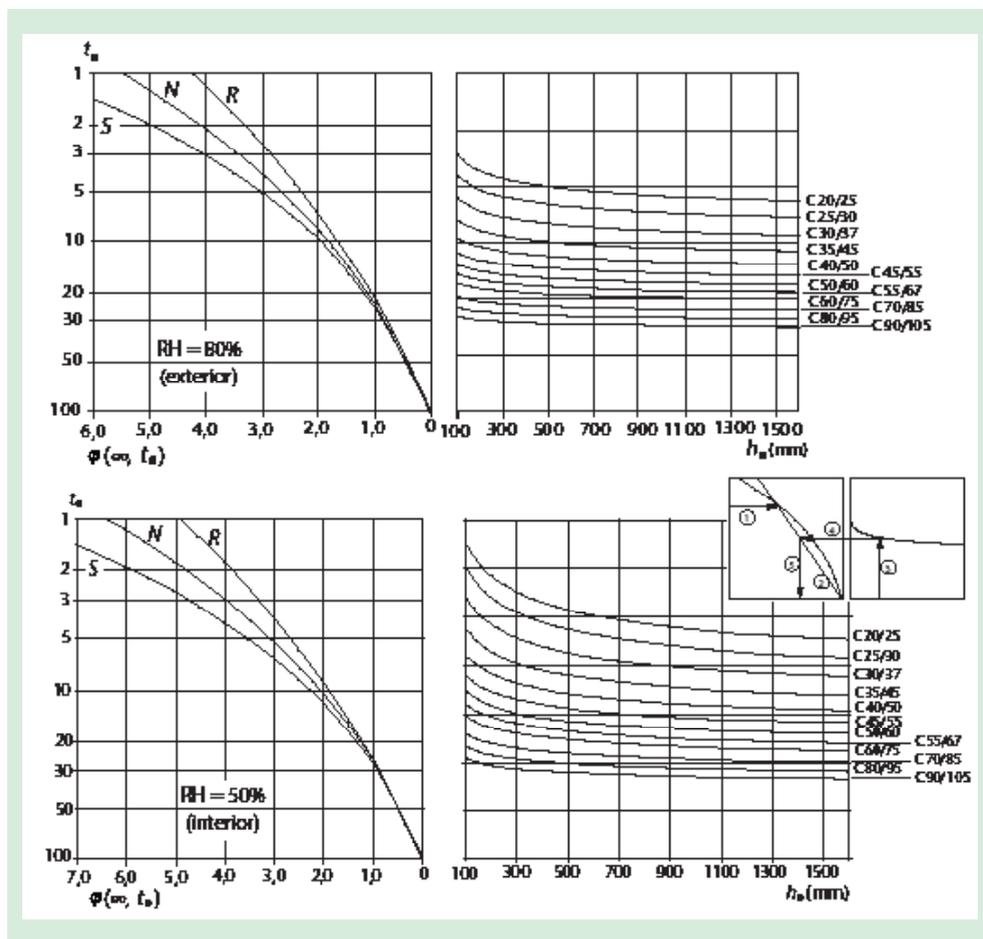


Figura 6. Método para a determinação do coeficiente de fluência, $\varphi(\infty, t_0)$ para betão em condições ambientais normais.

Na mesma figura deve ter-se ainda em atenção que o ponto de intersecção entre as linhas 4 e 5 pode estar acima do ponto 1 e que para $t_0 > 100$ é suficientemente rigoroso considerar $t_0 = 100$ (e utilizar a linha tangente). Foram utilizados os seguintes símbolos:

- $\varphi(\infty, t_0)$ valor final do coeficiente de fluência;
 t_0 idade do betão na data do carregamento, em dias;
 h_0 espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (25)$$

- A_c área da secção transversal;
 u parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente.

Em alternativa aos monogramas apresentados anteriormente, pode calcular-se o coeficiente de fluência de forma mais rigorosa utilizando expressões também fornecidas no EC2. Estas expressões para o cálculo da fluência foram obtidas a partir de um banco de dados informatizado sobre resultados de ensaios em laboratório e apresentam um coeficiente de variação médio dos dados relativos à fluência da ordem de 20%. O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (26)$$

em que:

φ_0 coeficiente de fluência que poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (27)$$

φ_{RH} fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right) \alpha_2$$

RH humidade relativa do meio ambiente, em %;

h_0 espessura equivalente do elemento, em mm, conforme equação (21);

α_1, α_2 coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \min \left(1,0; \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right),$$

$$\alpha_2 = \min \left(1,0; \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \right),$$

Para além de varões isolados, poderão ainda utilizar-se malhas eletrossoldadas que podem ser fornecidas em rolo ou em painel (Figura 8).

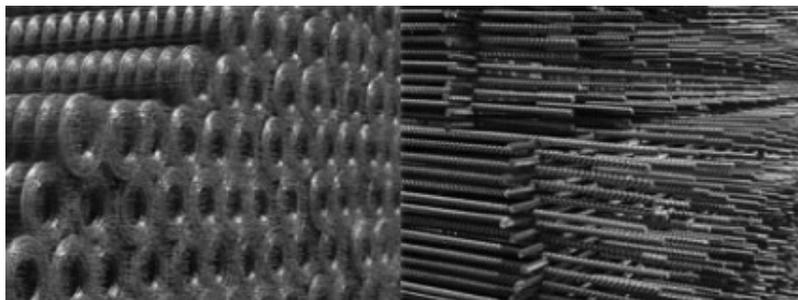


Figura 8. Malhas eletrossoldadas em rolo e em painel.

A tensão de cedência f_{yk} (ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, $f_{0,2k}$) e a resistência à tração f_{tk} são definidas, respetivamente, como o valor característico da força de cedência e o valor característico da força máxima em tração simples, divididos pela área nominal da secção transversal. As armaduras devem ainda apresentar uma ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência, f_{tk}/f_{yk} , e pela extensão na carga máxima, ϵ_{uk} . A Figura 9 representa as curvas tensões-extensões para aço laminado a quente e aço endurecido a frio. O valor médio da massa volúmica do aço para betão armado poderá admitir-se igual a 7850 kg/m³, enquanto o valor de cálculo do módulo de elasticidade, E_s , poderá admitir-se igual a 200 GPa. Os diâmetros comerciais dos varões utilizados para armaduras em Portugal estão indicados no Quadro 8.

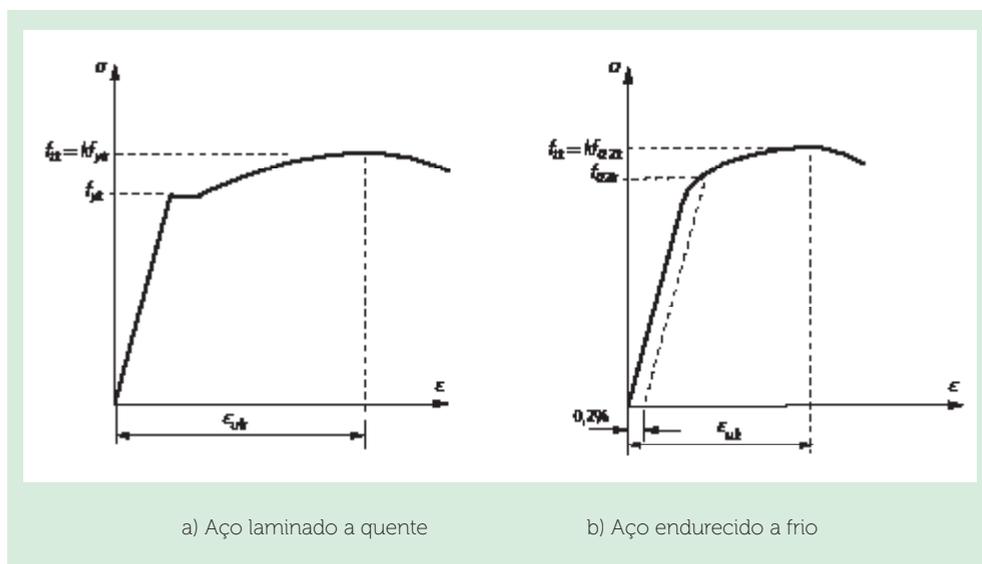
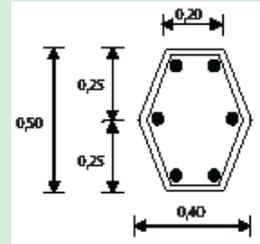


Figura 9. Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado em tração (a tensão de tração e a extensão de tração são indicadas em valor absoluto).

EXEMPLO 2.5:

A figura representa a seção transversal de um pilar curto, realizado em betão C30/37 e aço A500, e destinado a uma utilização num ambiente húmido com gelo. Utilizaram-se 6 ϕ 25 e cintas de ϕ 8//0,25.

Utilizando os valores médios das propriedades dos materiais, determine o esforço axial de compressão para as extensões de -0,001, -0,0015, -0,0022 e -0,003.



Propriedades dos materiais:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; f_{cm} = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}; f_{ym} = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ym} = 500 / 200000 = 0,0025$$

Áreas dos materiais:

$$A_c = 2 \times (0,2 + 0,4) / 2 \times 0,25 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6\phi 25 = 6 \times 4,91 = 29,46 \text{ cm}^2$$

Utilizando o diagrama parábola retângulo para o betão e o diagrama com tramo horizontal para o aço:

Extensão igual a -0,001:

$$\sigma_c = -38 \times (1 - (1 - 0,001 / 0,002)^2) = -28,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200000 \times (-0,001) = -200,0 \text{ MPa}$$

$$N = 0,15 \times (-28500) + 29,46 \times 10^{-4} \times (-200000) = -4864 \text{ kN}$$

Extensão igual a -0,0015:

$$\sigma_c = -38 \times (1 - (1 - 0,0015 / 0,002)^2) = -35,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200000 \times (-0,0015) = -300,0 \text{ MPa}$$

$$N = 0,15 \times (-35600) + 29,46 \times 10^{-4} \times (-300000) = -6224 \text{ kN}$$

Extensão igual a -0,0022:

$$\sigma_c = -38,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200000 \times (-0,0022) = -440,0 \text{ MPa}$$

$$N = 0,15 \times (-38000) + 29,46 \times 10^{-4} \times (-440000) = -6996 \text{ kN}$$

Extensão igual a -0,003:

$$\sigma_c = -38,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -500,0 \text{ MPa}$$

$$N = 0,15 \times (-38000) + 29,46 \times 10^{-4} \times (-500000) = -7173 \text{ kN}$$

2.3. Aderência

Construir em betão armado ou betão pré-esforçado consiste em utilizar com inteligência e método os conhecimentos adquiridos sobre os modelos de cálculo e as propriedades dos materiais betão e aço. Para que um projeto possa ser bem executado é fundamental conhecer as regras e as disposições gerais necessárias à colocação em obra dos varões de armadura e do betão. As disposições construtivas representam o conjunto de regras de execução que contribuem para a elaboração do projeto e que permitem passar do cálculo para os desenhos de execução. É igualmente importante ter em atenção que existem certas zonas nas estruturas nas quais é necessário colocar armaduras

varões transversais deverá ser ignorado, pelo que se deverá considerar $a_3 = 1,0$. A percentagem da armadura principal que poderá ser sobreposta em qualquer secção deverá obedecer aos valores indicados no Quadro 14.

No caso de painéis sobrepostos em planos diferentes, as sobreposições da armadura principal deverão ficar localizadas, em geral, em zonas em que o valor de cálculo da tensão nas armaduras no estado limite último não é superior a 80% da resistência de cálculo. No caso em que esta condição não é satisfeita, a altura útil a considerar na verificação da resistência à flexão deverá referir-se à camada mais afastada da face tracionada. A percentagem da armadura principal que poderá ser sobreposta em qualquer secção depende da área da secção transversal das armaduras da rede eletrossoldada utilizada, $(A_s/s)_{prov}$, em que s é o espaçamento dos fios, de acordo com o indicado no Quadro 15. As emendas dos vários painéis deverão estar afastadas, pelo menos, $1,3l_o$ com l_o determinado de acordo com a equação (53).

Quadro 15. Comprimentos de sobreposição de fios secundários de redes.

$(A_s/s)_{prov}$	Percentagem da armadura principal que poderá ser sobreposta
$\leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$	100%
$> 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$	60%

No que se refere às sobreposições das armaduras secundárias ou de distribuição, elas podem ser todas sobrepostas numa mesma secção, sendo os valores mínimos do comprimento de sobreposição, l_o , indicados no Quadro 16. O comprimento de sobreposição de dois varões secundários deverá ainda cruzar dois varões principais.

Quadro 16. Comprimentos de sobreposição de fios secundários de redes.

Diâmetro dos fios secundários (mm)	Comprimentos de sobreposição
$\varnothing \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; pelo menos 2 varões principais no comprimento de sobreposição
$6 < \varnothing \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; pelo menos 3 varões principais no comprimento de sobreposição
$8,5 < \varnothing \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; pelo menos 3 varões principais no comprimento de sobreposição

EXEMPLO 2.8:

Determine o comprimento de uma amarração reta em compressão para um varão de diâmetro 25 mm em que se amarraram 50% dos varões. Considere betão de classe de resistência C30/37 um aço A400NR.

Admitindo boas condições de aderência e que a tensão nos varões será igual a f_{yd}

$$l_{b,reqd} = 0,25\sigma_{sd} / f_{bd} = 0,25 \times 25 \times (348/3,0) = 725 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 a_6 l_{b,reqd}; 15\varnothing; 200 \text{ mm});$$

$$a_6 = 1,4; l_{0,min} = \max(0,3 \times 1,4 \times 725; 15 \times 25; 200 \text{ mm}) = 305 \text{ mm}$$

$$l_{0,cal} = a_1 a_2 a_3 a_5 a_6 l_{b,reqd}$$

$$a_1 = 1,0; a_2 = 1,0; a_3 = n/a; a_5 = n/a;$$

$$l_{0,cal} = 1,4 l_{b,reqd} = 1025 \text{ mm}$$

$$l_o = \max(1025; 305) = 1025 \text{ mm} \Rightarrow l_{bd} = 1100 \text{ mm}$$

2.4.3.1. Espaçamento e recobrimento de agrupamentos de varões

O espaçamento entre agrupamentos de varões deve obedecer às regras anteriormente enunciadas para varões, mas considerando o diâmetro equivalente, \varnothing_n , e medindo a distância livre entre agrupamentos a partir do contorno exterior real do agrupamento de varões.

O recobrimento da armadura deverá ser medido a partir do contorno exterior real do agrupamento, e não deverá ser inferior a \varnothing_n .

2.4.3.2. Amarração de agrupamentos de varões

Os agrupamentos de varões tracionados podem ser amarrados conjuntamente no caso de terminarem sobre os apoios extremos ou de continuidade, mas com o comprimento de amarração correspondente ao diâmetro do agrupamento. Nas outras situações, há que distinguir duas situações distintas: no caso de agrupamentos de varões de diâmetro inferior a 32 mm, a amarração pode ser efetuada para todos os varões em simultâneo; no caso de agrupamentos de varões de diâmetro superior ou igual a 32 mm, é necessário amarrar os varões individualmente através de amarrações retas, conforme ilustrado na Figura 23. Quando os varões individuais têm amarrações desfasadas de uma distância superior a $1,3 l_{b,rd}$ (em que $l_{b,rd}$ é determinado em função do diâmetro do varão), o diâmetro do varão poderá ser utilizado na determinação de l_{bd} (ver a Figura 23). Caso contrário, deverá ser utilizado o diâmetro equivalente do agrupamento, \varnothing_n .

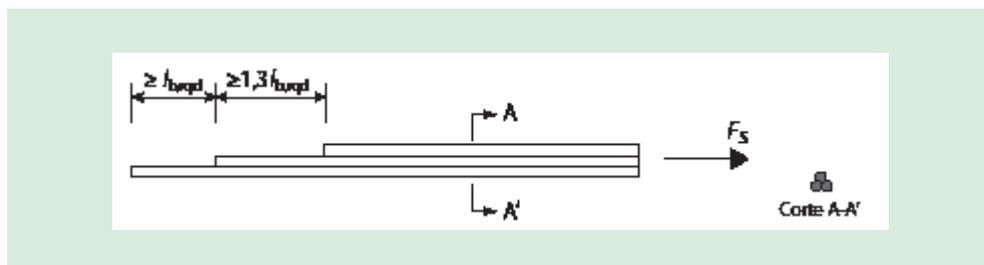


Figura 23. Amarração de agrupamentos de varões.

A amarração de agrupamentos de varões em compressão pode ser efetuada simultaneamente para todos os varões. Contudo, para agrupamentos de diâmetro superior ou igual a 32 mm, pelo menos quatro cintas de diâmetro superior ou igual a 12 mm devem ser colocadas no final do agrupamento. Um estribo adicional deve ser colocado imediatamente após o fim do varão amarrado.

2.4.3.3. Sobreposição de agrupamentos de varões

O comprimento de sobreposição de agrupamentos de varões deverá ser calculado com as regras utilizadas para os varões isolados, substituindo o diâmetro do varão pelo diâmetro equivalente, \varnothing_n . No caso de agrupamentos de dois varões com um diâmetro equivalente inferior a 32 mm, os varões poderão ser sobrepostos sem desfasamento. Neste caso, o diâmetro equivalente deverá ser utili-

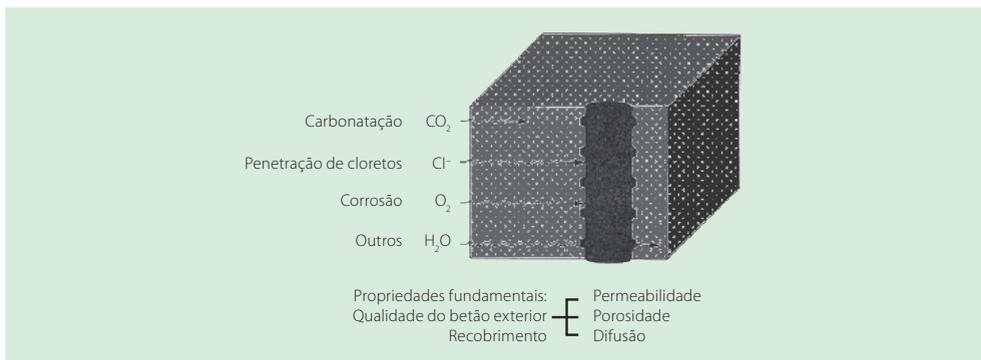


Figura 27. Importância da qualidade do betão superficial para proteção da estrutura.

3.2.1. Transporte de humidade e água

A maioria dos processos de degradação do betão armado está relacionada com a sua porosidade e é devida à penetração de água, iões em solução aquosa ou gases. Por este motivo, a durabilidade e a resistência do betão estão intimamente associadas à sua porosidade, sendo, em geral, tanto mais resistente e durável quanto menor for a sua porosidade. Existem diversos mecanismos de transporte possíveis, pelo que não é apenas o volume de poros que interessa, mas também a sua distribuição espacial, a sua dimensão e a forma como se interligam para além da fendilhação e microfendilhação provocadas por ações exteriores ou internas. A presença de humidade ou água é o fator individual mais importante que controla os vários aspetos de deterioração para além da deterioração física. A água circula no betão através da difusão de vapor de água (gradiente de pressão de vapor), da sucção por capilaridade (tração superficial em poros pequenos) e da pressão hidráulica (gradiente de pressão da água). A influência relativa e absoluta destes três mecanismos de transporte no fluxo da água através de estruturas de betão depende de um conjunto alargado de fatores como a variação da humidade ao longo do ano, a humidade e temperatura relativa média no interior e na superfície da estrutura ao longo do dia, do mês e do ano, a resistência da estrutura a variações de humidade (por exemplo, permeabilidade e difusão determinada pela razão água/cimento, fendilhação, revestimentos superficiais, etc.), a variação da temperatura ao longo do dia, do mês e do ano e a pressão hidráulica (no caso de uma estrutura de retenção de água).

3.2.2. Despassivação do aço no betão e corrosão das armaduras

Despassivação do aço

O aço no betão encontra-se protegido contra a corrosão através de uma passivação eletroquímica que se desenvolve espontaneamente quando o betão é colocado em contacto com o aço. Esta passivação deve-se à elevada alcalinidade do betão com um pH da água que circula nos poros, que pode ser superior a 12,5. Com estes valores tão elevados de pH forma-se uma camada microscópica oxidada na superfície do aço que altera o potencial eletroquímico para uma condição mais estável.

A camada oxidada constitui uma película passiva que impede a dissolução do ferro. A corrosão das armaduras é, conseqüentemente, impossível, mesmo se todas as restantes pré-condições para a formação da corrosão (em especial, a presença de humidade e oxigénio) estão satisfeitas.

A reação química que aumenta o risco de corrosão da armadura é a reação entre os compostos de cálcio (em especial, o Ca(OH)_2) e o CO_2 . Esta reação origina a *carbonatação* do betão com um decréscimo da sua alcalinidade. Como é essencialmente o Ca(OH)_2 que causa a elevada alcalinidade do betão, o pH deste desce até valores abaixo de 9 após a carbonatação completa do betão. Este efeito anula a proteção eletroquímica da armadura contra a corrosão.

Penetração de cloretos

Os iões cloreto, originários da água do mar ou dos sais de degelo, podem penetrar através dos poros até ao interior do betão. A intrusão dos cloretos pode ser efetuada por difusão (ocorrendo em poros parcial ou totalmente cheios de água) ou por sucção por capilaridade da água que contém os cloretos. O cimento tem uma certa capacidade química e física para se ligar aos iões cloreto (formando o sal de Fridell), dependendo da concentração de cloretos na água dos poros, existindo, no entanto, sempre equilíbrio entre os iões cloreto ligados e livres. Apenas os iões cloreto livres são importantes para a corrosão das armaduras. Contudo, a carbonatação do betão liberta os cloretos ligados, o que aumenta consideravelmente o risco de corrosão das armaduras. A concentração de cloretos que provoca a corrosão das armaduras depende de inúmeros fatores e não pode, em geral, ser fixada. A corrosão induzida por cloretos é provavelmente a mais séria e difundida forma de deterioração de estruturas de betão.

Lixiviação dos alcalis

Um terceiro mecanismo de despassivação ocorre devido à lixiviação dos alcalis pela água que circula no betão. Na prática, isto pode ocorrer em pontos fracos da estrutura, tais como juntas ou fendas muito abertas ou quando o betão é de fraca qualidade com elevada relação água/cimento. Através destes efeitos, a película protetora das armaduras pode ser destruída localmente ou em grandes extensões superficiais.

Corrosão

Quer o dióxido de carbono quer os cloretos podem penetrar até à superfície do aço através das fendas do betão várias vezes mais depressa do que através do betão não fendilhado. Isto pode influenciar o período de início da corrosão, mas, no que respeita à carbonatação, está razoavelmente demonstrado que com uma fendilhação bem distribuída e com um recobrimento adequado, a corrosão das armaduras nas fendas usualmente não progride. No que se refere aos cloretos, a sua penetração através das fendas pode reduzir o período de início da corrosão, mas um recobrimento adequado aumenta consideravelmente a durabilidade.

A corrosão das armaduras é possível quando a passivação é destruída se existirem no betão humidade e oxigénio suficientes. Pode assumir-se que estas condições estão reunidas em estruturas expostas ao ar. Os princípios da passivação e da despassivação são válidos para qualquer tipo de armadura não protegida. Num modelo simplificado, a corrosão pode ser separada em dois subprocessos distintos:

- a) Processo catódico. Os eletrões em excesso no aço combinam-se no cátodo com a água (H_2O) e o oxigénio (O_2) para formar iões hidróxido ($(\text{OH})^-$). Após algumas fases intermediárias, o ferro

contribuindo, desta forma, para um aumento da durabilidade da construção. O não cumprimento do recobrimento especificado e/ou uma má qualidade do betão superficial resultará numa drástica redução da durabilidade.

3.3.8. Fendilhação

A fendilhação ou fissuração nos elementos e estruturas de betão armado pode ter um grande número de causas e é inevitável. O facto de as tensões se manterem nos limites previstos ou de a abertura de fendas calculada ser inferior ao limite estabelecido não significa que as fendas não se formem ou que não surjam fendas com abertura superior à calculada. As fendas constituem um caminho de penetração preferencial dos agentes agressivos para o interior do elemento, pelo que o projetista deve tomar particular atenção a este problema. A existência de fendilhação por si só não significa uma diminuição da durabilidade da estrutura, desde que a sua abertura e profundidade sejam limitadas. Pelo facto de o problema da fendilhação ser de grande importância nas estruturas de betão armado e de os projetistas deverem estar plenamente conscientes das diferentes causas e tipos de fendilhação, serão de seguida analisados mais detalhadamente estes aspetos.

3.4. Causas e tipos de fendilhação

3.4.1. Fendilhação causada por ações

As fendas provocadas por ações resultam diretamente dos diferentes esforços provocados, como sejam o esforço axial, a flexão, a torção ou o esforço transverso. Estas fendas podem, em geral, ser controladas através de armadura e pormenorização adequadas. O projetista tem assim um papel preponderante para controlar este tipo de fendilhação. Em geral, nas estruturas de betão armado, um adequado dimensionamento em estado limite último conduz a uma armadura suficiente para controlar a fendilhação, desde que o projetista siga as disposições construtivas regulamentares, designadamente no que se refere a armaduras mínimas, espaçamento e diâmetros dos varões. Contudo, existem situações em que tal não acontece, devendo o projetista efetuar uma verificação explícita da abertura e espaçamento das fissuras. De seguida apresentam-se-ão os principais tipos de fendas provocadas por ações.

As fendas por tração (Figura 29) caracterizam-se por atravessarem toda a secção de forma aproximadamente perpendicular ao eixo da peça tracionada (fendas perpendiculares à força aplicada).

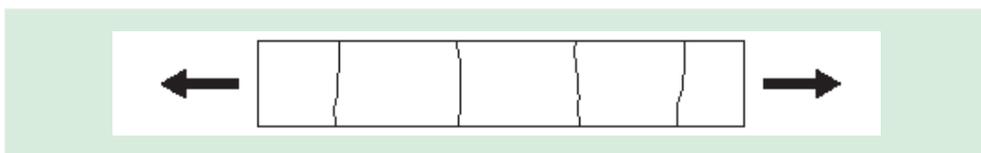


Figura 29. Fendas provocadas por tração.

3.4.2. Fendilhação causada por deformações impedidas

A fendilhação causada por deformações impedidas resulta das variações volumétricas ou movimentos das estruturas que são impedidos pela hiperestaticidade interna da estrutura ou pelas suas ligações ao exterior. As causas destas variações volumétricas e movimentos são fundamentalmente a retração, a variação de temperatura (uniforme ou diferencial) e os assentamentos diferenciais das fundações. Quanto mais rígida for a estrutura ou as suas ligações maiores serão as tensões e maiores serão as fendas.

Um caso típico deste tipo de fendilhação ocorre em muros de suporte e encontra-se esquematizado na Figura 35. Nesta situação, a fundação é betonada primeiro, sendo o muro betonado quando o betão da fundação já está endurecido. O movimento provocado pela retração do betão do muro após a betonagem vai ser impedido na ligação entre o muro e a fundação, gerando-se tensões de tração. Caso estas tensões sejam superiores à resistência do betão à tração, surgirão fendas que, caso não exista armadura para as controlar ao longo da altura do muro ou juntas de betonagem ou de dilatação adequadas, se estenderão a toda a altura e terão uma abertura que poderá ser significativa. Estas fendas principais terão um afastamento que varia entre uma e duas vezes a altura do muro.

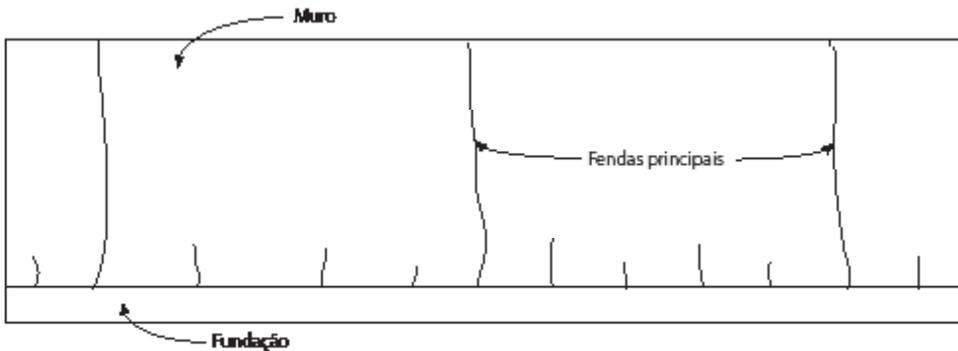


Figura 35. Fendilhação típica em muros de suporte devido à retração.

3.4.3. Fendilhação devida à retração plástica

A fendilhação devida à retração plástica ocorre geralmente nas primeiras horas após a betonagem, devido a uma perda de água muito rápida do betão. É causada por uma combinação de fatores como sejam a temperatura do ar e do betão, a humidade relativa do ar e a velocidade do vento à superfície do betão, que tanto podem ocorrer em condições meteorológicas de elevada ou baixa temperatura. Este tipo de fendilhação manifesta-se de duas formas distintas: fendas superficiais e fendas por assentamento do betão.

3.4.5. Fendilhação devida a reações expansivas do cimento

As reações expansivas do cimento provocam uma pressão de expansão interna que tem como consequência a formação de uma rede de fissuras intergranulares e uma descoesão na interface pasta de cimento/agregado. Como consequência para a estrutura, geram-se tensões diferenciais internas entre diversas partes dos elementos e o consequente aparecimento de sobretensões nas armaduras, expansão da estrutura e formação de fendas. Os dois principais tipos de reações expansivas no betão são as reações alcali-silica e as reações sulfáticas internas.

3.4.5.1. Fendilhação devida à reação alcali-silica

A reação alcali-silica é uma das reações expansivas internas do betão e tem origem na reatividade entre o cimento e os agregados com formas de sílica mal cristalizadas ou deformadas. Esta reação produz um gel que absorve água e se expande, gerando tensões de tração no interior do betão e provocando a sua fendilhação. Os fatores que influenciam esta reação são a elevada alcalinidade do cimento (devido ao sódio e potássio), a reatividade dos agregados e a presença de humidade. A fendilhação típica deste tipo de problema tem um padrão em rede associada muitas vezes à presença do gel, conforme se ilustra na Figura 40. Este tipo de fissuração aparece, em geral, alguns anos após a betonagem.



Figura 40. Aspeto típico de fendilhação provocada por reação alcali-silica.

As estruturas mais sujeitas a este tipo de reação são as pontes, estruturas hidráulicas e fundações. Este tipo de problema foi descoberto em Portugal em 1990 e obrigou a reparações importantes em algumas estruturas, como o viaduto Duarte Pacheco, a ponte sobre o Guadiana ou os viadutos sobre o Mondego. Não existem atualmente medidas duradouras de reparação, passando nas estruturas novas pela adoção de medidas preventivas e por uma adequada escolha dos materiais utilizados no fabrico do betão.

Quadro 23. Classes de exposição com risco de corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar.

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto direto com a água do mar.	Estruturas próximas da costa ou na costa. Betão armado em ambiente marítimo saturado de sais. Betão armado em áreas costeiras perto do mar, diretamente exposto e a menos de 200 m do mar (esta distância pode aumentar até 1 km nas costas planas e foz de rios).
XS2	Permanentemente submerso.	Elementos de estruturas marítimas. Betão armado permanentemente submerso.
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima.	Elementos de estruturas marítimas. Betão armado sujeito às marés ou aos salpicos desde 10 m acima do nível superior das marés (5 m na costa Sul de Portugal Continental) até 1 m abaixo do nível inferior das marés. Betão armado em que uma das superfícies está imersa em água do mar e a outra exposta ao ar (por exemplo, em túneis submersos ou abertos em rocha ou solos permeáveis no mar ou em estuários de rios). Esta exposição exigirá muito provavelmente medidas de proteção suplementares.

Quadro 24. Classes de exposição com risco de gelo/degelo.

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
XF1	Saturação moderada em água ou moderado número de ciclos de gelo/degelo, sem produto descongelante.	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo. Superfícies não verticais de betão expostas à chuva e ao gelo.
XF2	Saturação moderada em água ou moderado número de ciclos de gelo/degelo, com produto descongelante.	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produto descongelante transportados pelo ar. Betão, tal como nas pontes, classificável como XF1, mas exposto aos sais descongelantes, direta ou indiretamente.
XF3 ⁽¹⁾	Saturação elevada em água, sem produto descongelante.	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo.
XF4 ⁽¹⁾	Saturação elevada em água, com produto descongelante ou com água do mar.	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produto descongelante. Superfícies de betão expostas a pulverizações diretas contendo produto descongelante e expostas ao gelo. Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo.

⁽¹⁾ Em geral, não aplicável em Portugal

Se se pretenderem as equações adimensionais, as equações anteriores transformam-se em:

$$\begin{cases} \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}} = \chi_1 \frac{b x f_{cd}}{b d f_{cd}} + \frac{A_{sc} f_{yd}}{b d f_{cd}} \\ \frac{M_{Bd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{A_s f_{yd} (d - \chi_2 x)}{b d f_{cd} d} + \frac{A_{sc} f_{yd} (\chi_2 x - d_c)}{b d f_{cd} d} \end{cases} \quad (108)$$

que resultam em:

$$\begin{cases} \omega = \chi_1 \alpha + \omega_c \\ \mu = \omega (1 - \chi_2 \alpha) + \omega_c (\chi_2 \alpha - \delta_c) \end{cases} \quad (109)$$

que, tendo em consideração que $A_{sc} = \beta A_s$ resulta em:

$$\begin{cases} (1 - \beta) \omega = \chi_1 \alpha \\ \mu = \omega (1 - \chi_2 \alpha) + \beta \omega_c (\chi_2 \alpha - \delta_c) \end{cases} \quad (110)$$

$$\begin{cases} \alpha = (1 - \beta) \omega / \chi_1 \\ \mu = \omega \left(1 - \frac{\chi_2}{\chi_1} (1 - \beta) \omega \right) + \beta \omega_c \left(\frac{\chi_2}{\chi_1} (1 - \beta) \omega - \delta_c \right) \end{cases} \quad (111)$$

Para dimensionamento da armadura, a segunda equação de (110) transforma-se em:

$$\mu = \omega \left(1 - \frac{\chi_2}{\chi_1} (1 - \beta) \omega \right) + \beta \omega_c \left(\frac{\chi_2}{\chi_1} (1 - \beta) \omega - \delta_c \right) \quad (112)$$

$$\mu = (1 - \delta_c \beta) \omega - (1 - \beta)^2 \frac{\chi_2}{\chi_1} \omega^2 \quad (113)$$

$$(1 - \beta)^2 \frac{\chi_2}{\chi_1} \omega^2 - (1 - \delta_c \beta) \omega + \mu = 0 \quad (114)$$

$$\omega^2 - \frac{(1 - \delta_c \beta) \chi_1}{(1 - \beta)^2 \chi_2} \omega + \frac{\mu}{(1 - \beta)^2 \chi_2} = 0 \quad (115)$$

$$\omega^2 - 2(1 - \delta_c \beta) \chi \omega + 2 \chi \mu = 0 \quad (116)$$

em que $\chi = \frac{\chi_1}{2(1 - \beta)^2 \chi_2}$. Obtém-se finalmente para expressão de dimensionamento:

$$\begin{cases} \omega = (1 - \delta_c \beta) \chi - \sqrt{(1 - \delta_c \beta)^2 \chi^2 - 2 \chi \mu} \\ \omega_c = \beta \omega \end{cases} \quad (117)$$

As equações anteriores apenas são válidas se o aço se encontrar em regime plástico. No caso do aço tracionado aplicam-se os limites definidos no Quadro 33. No caso do aço comprimido tem de se verificar que $(1 - \delta_c / \alpha) \varepsilon_{cu2} \geq \varepsilon_{yd}$, o que implica que a profundidade do eixo neutro tenha de

O número de perímetros a colocar deverá ser determinado para que o último perímetro esteja a uma distância inferior a $1,5d$ do perímetro u_{out} . Devem, no entanto, ser colocados pelo menos dois perímetros de armadura. O espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento, s_r , deve ser inferior a $0,75d$.

As armaduras de punçoamento são normalmente dispostas de acordo com as geometrias representadas na Figura 122, em que cada circunferência representa um estribo vertical. O espaçamento entre ramos dos estribos na direção tangencial, s_t , não deverá ser superior a $1,5d$ no interior do primeiro perímetro de controlo (localizado a menos de $0,5d$ da área carregada) e não deverá ser superior a $2d$ para os perímetros exteriores ao primeiro perímetro de controlo na extensão, que se considera contribuir para a capacidade resistente ao punçoamento.

A área de um ramo de um estribo não deve ser inferior a $A_{sw,min}$, dada pela seguinte expressão:

$$A_{sw,min} \geq 0,08 \frac{s_t s_r}{1,5 \text{ sen} \alpha + \text{cos} \alpha} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (179)$$

Em que:

s_t — espaçamento dos estribos na direção tangencial.

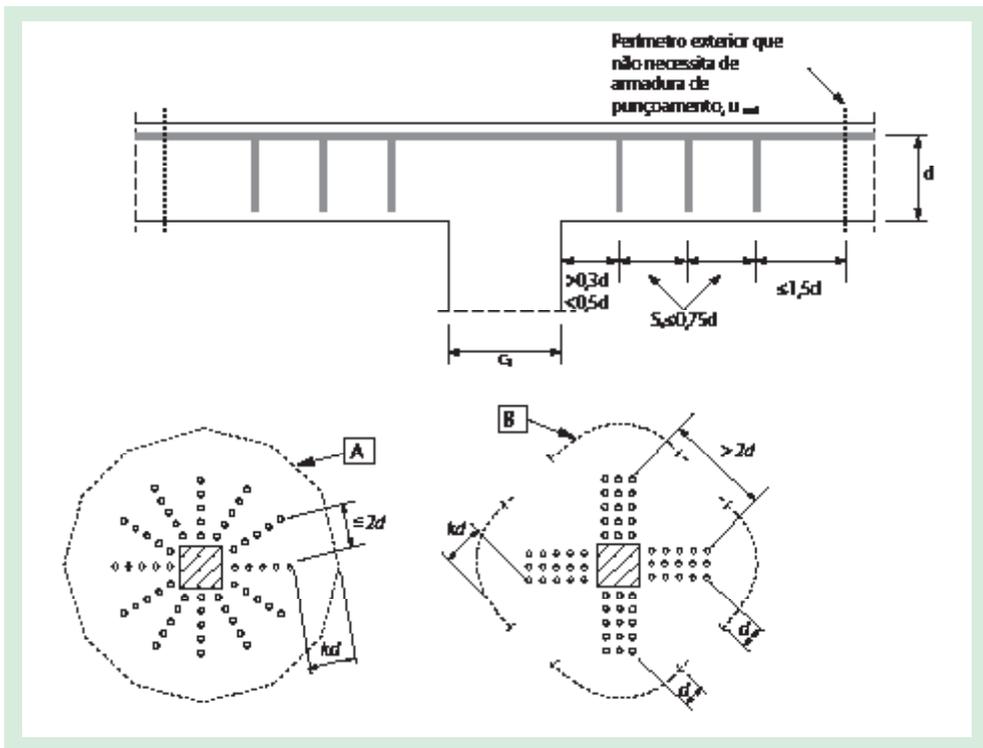
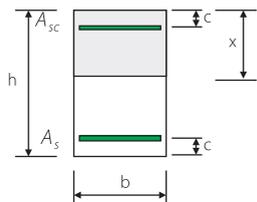


Figura 122. Contorno de controlo para pilares interiores.

Normalmente, recorre-se a estribos com a geometria representada na Figura 123. Os estribos deverão estar devidamente amarrados, pelo que deverão respeitar as medidas indicadas na Figura 123.



$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2f_c}$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{bhf_c}$$

$$\alpha = \frac{x}{h}$$

$$\zeta = \frac{c}{h}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bhf_c}$$

$$\omega_c = \frac{A_{sc} f_{yd}}{bhf_c}$$

$$\beta = \frac{A_{sc}}{A_s}$$

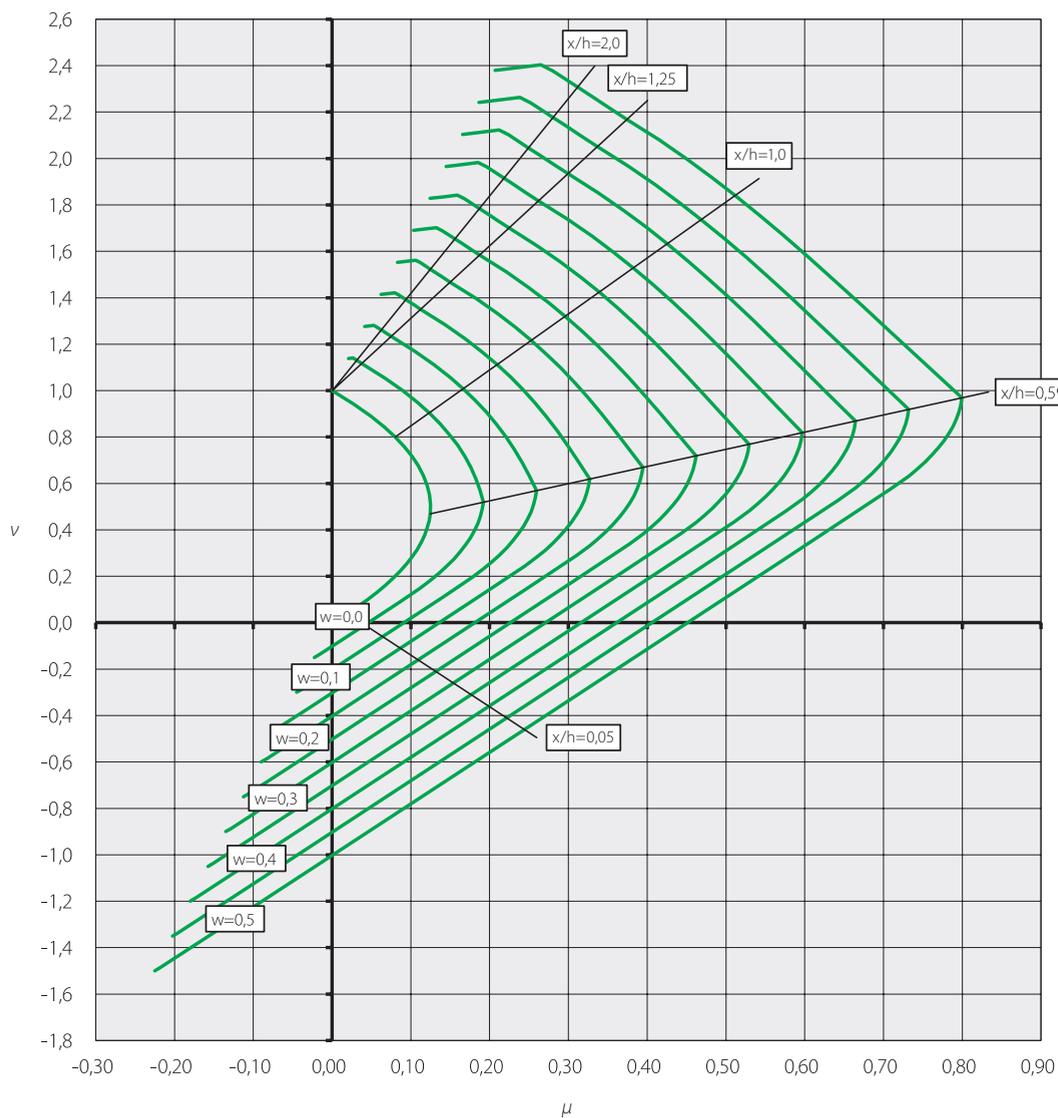
$$f_c = \eta f_{cd}$$

$$f_{ck} \leq 50$$

$$f_{yk} = 500$$

$$\zeta = 0,05$$

$$\beta = 2,0$$





NOVIDADE

Estruturas de Betão Pré-esforço

ISBN: **9789897231926**

Autor: **Paulo Barreto Cachim**

Editora: **Publindústria**

Número de Páginas: **178**

Idioma: **Português**

Data de Edição: **2016**

CONHEÇA AS NOSSAS OFERTAS NA ÁREA EM **ENGENHARIA CIVIL**

CONTACTOS

apoiocliente@engebook.com

Tel.: (+351) 22 010 48 72

SIGA-NOS

 Facebook  Twitter

www.engebook.com

www.engebook.com.br



Publindústria, Edições Técnicas
Porto, 2016

Estruturas de Betão

BASES DE CÁLCULO - 2ª EDIÇÃO

Paulo Barreto Cachim
Miguel Monteiro Morais

Sobre o livro

Nos últimos anos a regulamentação de estruturas foi uniformizada na Europa com a introdução dos Eurocódigos Estruturais. O Eurocódigo 2, que se refere às estruturas de betão armado e pré-esforçado, tem vindo a ser progressivamente mais utilizado na prática corrente de projeto. O livro, que apresenta as bases de dimensionamento de estruturas de betão de acordo com o Eurocódigo 2, começa por apresentar as regras gerais de verificação da segurança em estruturas. Seguidamente são apresentadas as propriedades dos materiais betão e aço, bem como a sua interação, incluindo questões relacionadas com a durabilidade e amarração de varões. Apresenta depois as regras de dimensionamento em estado limite último de elementos de betão armado para o esforço axial, de flexão, esforço transversal, punção e torção. Finalmente aborda o dimensionamento de elementos de betão para estados limites de utilização (limitação de tensões, fendilhação e deformação), que são cada vez mais condicionantes para uma construção mais durável e sustentável.

Sobre os autores

Paulo Barreto Cachim

Nasceu em Ílhavo em 1968. Licenciou-se em Engenharia Civil em 1991 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Realizou provas de Mestrado em Estruturas dois anos mais tarde, em 1993, tendo concluído o Doutoramento em Engenharia Civil no ano de 2000, também na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Recebeu o Prémio Eng^o António de Almeida em 1991, que distingue os alunos que concluíram a sua licenciatura com a classificação mais elevada igual ou superior a 16 valores.

Atualmente é Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro onde é Diretor do Programa Doutoral em Engenharia Civil e Coordenador da Unidade de Investigação RISCO. Leciona disciplinas na área das estruturas desde 1997. Desenvolve investigação na área dos materiais estruturais, designadamente em madeira e betão. Entre 1993 e 1997 lecionou no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, disciplinas da área curricular de estruturas.

É membro Sênior e Especialista em Estruturas pela Ordem dos Engenheiros. Pertence à CT 115 - Eurocódigos estruturais.

É autor e coautor de diversos livros e de artigos científicos publicados em revistas científicas internacionais bem como de várias comunicações e apresentações em congressos da especialidade.

Miguel Monteiro de Morais

Nasceu em Moçambique em 1973. Licenciou-se em Engenharia Civil em 1996 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Concluiu o doutoramento na Universidade de Cambridge em 2007.

Atualmente é Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, onde leciona disciplinas na área das estruturas. É autor e coautor de várias comunicações e artigos científicos apresentados em congressos e publicados em revistas técnico-científicas e da especialidade.

Também disponível em formato e-book



www.engebook.com

ENGEBOOK